

INSTITUTUL POLITEHNIC „TRAIAN VUIA” TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

ing. TUDOR VICTOR

FUNDAȚII PREFABRICATE PENTRU  
CONSTRUCȚII DE CLĂDIRI (CONLUCRA-  
RE CONSTRUCȚIE - FUNDATIE - TEREN  
IN REGIM STATIC SI DINAMIC)

TEZA DE DOCTORAT

conducător științific  
PROF. DR. ING. MARIN PĂUNESCU

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA	
BIBLIOTECA	
CENTRALĂ	
Num. Nr.	101/102
Dulap	308 Lit. F

TIMIȘOARA 1980

P R E F A T A  
=====

Partidul Comunist Român și-a impus un vast program de dezvoltare economică și socială a țării, de o mare diversificare, în toate sectoarele de activitate. Un rol de o importanță deosebită în dezvoltarea impetuoasă a economiei noastre naționale revine și sectorului de construcții de clădiri.

Ramura construcțiilor parcurge un uriaș volum de investiții, care impune o adevărată revoluție în modul de a gândi și realiza aceste obiective.

Secretarul general al Partidului Comunist Român, tovarășul Nicolae Ceaușescu, a analizat în cadrul unui amplu dialog de lucru cu specialiști din unitățile de cercetare și proiectare, măsurile întreprinse și soluțiile propuse pentru creșterea eficienței în activitatea de investiții și construcții - montaj în cincinalul 1981-1985.

Volumul de investiții în construcții - montaj în perioada 1981-1985 va fi cu 20 % mai mare decât în perioada 1976-1980. Un asemenea program de construcții impune introducerea și generalizarea de soluții constructive superioare, eficiente, cum sînt :

- extinderea folosirii prefabricatelor și la fundații;
- realizarea de panouri mari din beton prefabricate gata finisate în întreprinderi;
- perfecționarea continuă a acțiunii de tipizare a elementelor prefabricate;
- reducerea ponderii clădirilor înalte, construindu-se cu precădere blocuri cu 4-5 etaje;
- mecanizarea și industrializarea într-o proporție crescîndă a lucrărilor de construcții - montaj.

Se recomandă să se folosească acele soluții care să asigure diminuarea consumurilor de material lemnos, ciment, bitum, etc., reducerea cheltuielilor de investiții, sporirea eficienței economice, îmbunătățirea confortului în apartamente.

Pentru executarea integrală a prevederilor documentelor de partid și de stat în domeniul construcțiilor, se cere folosirea tehnologiilor de mare randament, care permit creșterea productivității muncii și scurtarea termenelor de dare în folosință. Una din tehnologiile de mare productivitate care s-a impus o constituie prefabricarea elementelor de construcții.

Pentru realizarea necesităților economiei naționale, autorul a desfășurat un larg program de studii și cercetări, teoretice și experimentale cu privire la prefabricarea fundațiilor pentru clădirile de locuit, a cărui număr de apartamente în cincinalul 1981-1985 va ajunge la 1.180.000.

Pe baza acestora s-au adus contribuții la cunoașterea modului de conlucrare a ansamblului construcției - fundație-teren - la elaborarea sistemului de armare a panourilor mari prefabricate și la realizarea de proiecte de execuție pentru acestea, elevațiile soclu realizându-se în structură prefabricate, acționându-se pentru generalizarea soluțiilor concepute.

Lucrarea se încheie cu concluzii finale și recomandări pentru proiectant și executant, precum și aspecte economice rezultate în domeniul cercetat, cu multe propuneri de aspecte ce necesită a fi studiate în viitor.

Autorul a beneficiat pe toată perioada de efectuare a studiilor experimentale și de elaborare a tezei de doctorat, de sprijinul direct, deosebit de atent și de înaltă competență din partea prof.dr.ing. Păunescu Marin, conducătorul științific al lucrării de doctorat, fapt pentru care își exprimă cele mai respectuoase și sincere mulțumiri.

Autorul mulțumește conducerii Trustului de Construcții-Montaj Timișoara, pentru sprijinul acordat în efectuarea încercărilor experimentale.

## 1. ASPECTE PRIVIND REALIZAREA FUNDATIILOR

=====

### PREFABRICATE PENTRU CONSTRUCTII DE CLADIRI

=====

#### 1.1. Importanța industrializării lucrărilor de fundații

Industrializarea lucrărilor de construcții constituie o preocupare tot mai intensă a constructorilor, care au urmărit promovarea procedeelor de construcții moderne industriale. [37], [39], [40], [47], [89], [95], [97], [107], [110], [116], etc. Ca urmare a preocupării continue a constructorilor de a promova soluții moderne de mare productivitate, a rezultat tehnologia executării clădirilor de locuit cu diafragme din beton armat.

Pentru a realiza creșterea continuă a volumului mare de investiții, se impune găsirea de noi soluții și tehnologii de realizare a construcțiilor. Noile soluții adoptate trebuie să ducă la creșterea productivității muncii, reducerea consumului de materiale, scurtarea duratei de execuție și creșterea eficienței economice.

Procesul de industrializare a lucrărilor de construcții nu s-a manifestat în mod egal la toate părțile componente ale clădirilor. Astfel, în ceea ce privește infrastructura clădirilor de locuit, se constată un decalaj pronunțat privind valoarea productivității muncii realizate pe șantier, în comparație cu suprastructura.

Sporirea gradului de industrializare a lucrărilor de fundații se poate face pe două căi :

- prin folosirea de elemente prefabricate executate uzinat sau pe șantier;
- prin turnarea betonului monolit la fața locului, cu ajutorul unor utilaje adecvate, folosind cofraje metalice universale și nu cofraje din material lemnos.

Există o dispută continuă între aceste două soluții, în stabilirea liniei de urmat. Aceasta este funcție de criteriile

ce se iau în considerare (criteriul pur economic sau criteriul productivității, reducerea duratei de execuție, reducerea consumului de material lemnos, ciment, etc.).

Aplicarea uneia sau alteia din soluțiile menționate, depinde de condițiile de realizare și de resursele interne ale fiecărei țări. La realizarea infrastructurii clădirilor în vederea folosirii eficiente a materialului de construcție, să se țină seama de conlucrarea unitară a ansamblului construcție - fundație - teren.

Cunoașterea profundă a conlucrării spațiale a întregii construcții cu terenul de fundație duce la aplicarea soluțiilor celor mai eficiente și mai trainice de realizare a clădirilor [116].

## 1.2. Sisteme constructive privind industrializarea lucrărilor de fundații în alte țări, pentru blocuri de locuințe S + P + 4 E

Industrializarea fundațiilor de mică adâncime, la clădiri de locuit și social-culturale, constituie o problemă care s-a pus nu cu mult timp în urmă. Studiile efectuate au arătat că fundațiile prefabricate sînt puțin răspîndite [41], [111].

Dintre cauzele care au frînat un timp extinderea fundațiilor prefabricate se amintesc următoarele : greutate mare, dată de dimensiunile mari ale elementelor proiectate; a condițiilor de teren; creerea unui nomenclator mare de elemente prefabricate; cheltuieli suplimentare privind manipulările necesare; necunoașterea realizării îmbinărilor și comportării lor.

Cercetătorul și proiectantul trebuiau să acționeze asupra factorilor principali care împiedecau extinderea prefabricării astfel încît aceste soluții să devină rentabile.

În continuare se fac referiri la unele soluții constructive, care au delimitat noile soluții practice.

În figura 1 se redă un sistem de realizare a infrastructurii clădirilor de locuit [37], alcătuit din următoarele :

- talpa fundațiilor (1) fiind prefabricată de formă prismatică, cu secțiune dreptunghiulară;

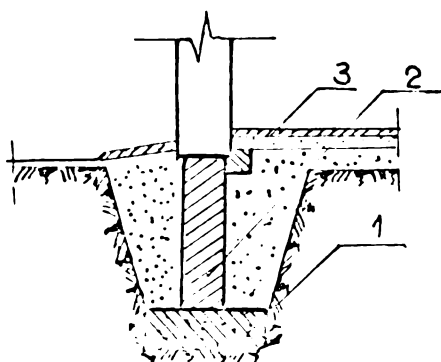


Fig.1.1. Fundații continue prefabricate, cu perete dintr-un panou.

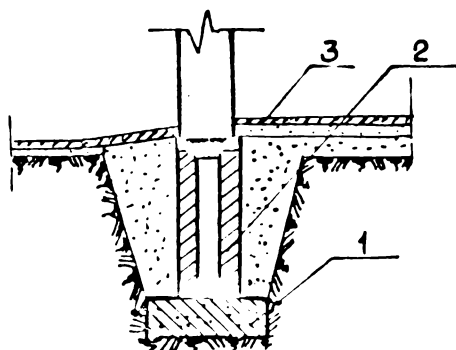


Fig.1.2. Fundații continue prefabricate cu pereți din două panouri.

- elevațiile soclu (2) alcătuite din panouri mari prefabricate, de formă plană;
- planșeele (3) la cota 0,00 care sînt prevăzute a fi fabricate.

Datorită greutateii mari a panourilor prefabricate de elevație soclu și a inconvenientelor ce decurg din acestea, privind utilajele de ridicat și transportat, s-a conceput [37] un nou sistem de realizare a infrastructurii, figura 1.2:

- sistemul din fig.1.2, ce menține talpa fundației (1) ca în sistemul anterior - prefabricată - care se adaptează la capacitatea portantă a terenului;
- elevația - soclu (2) este formată din două panouri mari de formă plană, a căror lungime se dimensionează în funcție de deschiderile dintre axe;
- la partea superioară și inferioară panourile prefabricate de elevație, se rigidizează prin betonare. Îmbinările se efectuează la intersecția axelor.

Un alt sistem de industrializare a lucrărilor de infrastructură este cel prevăzut în figura 1.3. [37].

Acest sistem de industrializare a lucrărilor de infrastructură prevede elevația - soclu (2) alcătuită din blocuri mici din beton simplu sau armat, îmbinate după principiul zidăriei. Talpa fundației (1) este prefabricată, de tip elastică, de formă trapezoidală în secțiune, situată cu baza mică în sus. Blocurile din beton pentru elevație sînt prevăzute cu goluri și sînt de mărime specială, permițînd montajul manual.

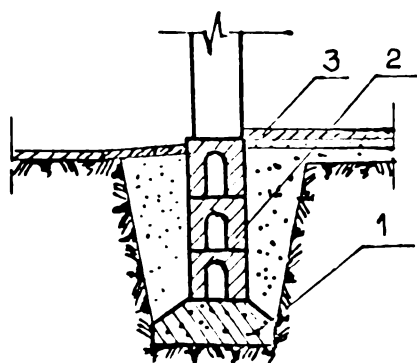


Fig.1.3. Fundații continue prefabricate cu pereți din blocuri mici.

prefabricată [37], sub pereți continui (2).

Analizînd soluțiile de realizare a tălpilor fundațiilor se constată că ele prezintă o mare varietate constructivă, luînd în considerare unele aspecte tehnico - economice.

Astfel, în figura 1.4 se prezintă un sistem [37] ce folosește sub elevații continui o talpă discontinuă (1), prefabricată, adaptată la condițiile de teren.

Figura 1.5, reprezintă folosirea unei tălpi (1) de fundație continuă

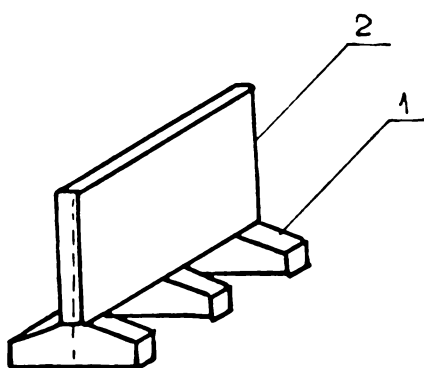


Fig.1.4. Fundații continue prefabricate cu sistem de talpă discontinuă.

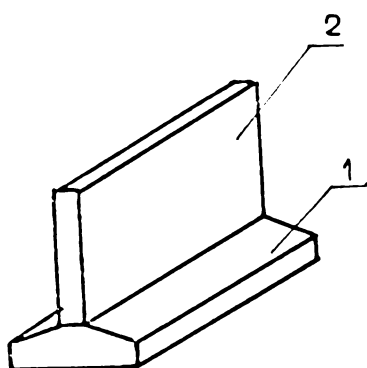


Fig.1.5. Fundații continue prefabricate cu sistem de talpă continuă.

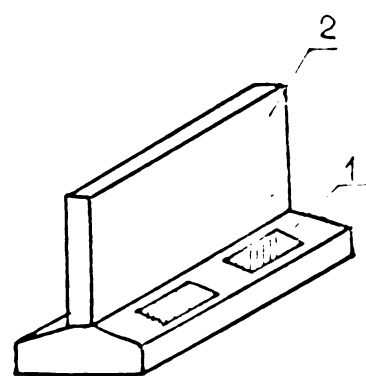


Fig.1.6. Fundații continue prefabricate cu sistem de talpă cu goluri.

Unele dintre neajunsurile folosirii tălpilor prefabricate continue sub pereți continui (greutate mare, utilaje de ridicat și transportat speciale), au fost eliminate prin folosirea unor elemente din beton armat chesonate (1) (fig.1.6) sau folosirea elementelor din beton precomprimat [37], [84].

Folosirea elementelor prefabricate din panouri mari pentru elevații soclu au cunoscut o atenție deosebită din partea cercetătorilor pentru găsirea soluțiilor celor mai eficiente. Soluțiile adoptate trebuie să asigure rezistența, stabilitatea, eficiența și creșterea productivității lucrărilor de infrastructură.

În figura 1.7 [37] și figura 1.8 [37], se redau două soluții de panouri mari chesonate, folosite pentru elevații-soclu. Îmbinarea acestor panouri se face la intersecția axelor longitudinale și transversale. Avantajele acestor soluții constau în faptul că au o greutate mai mică decât cele de formă plană și asigură stabilitatea și rezistența la fel ca și panourile de formă plană pline.

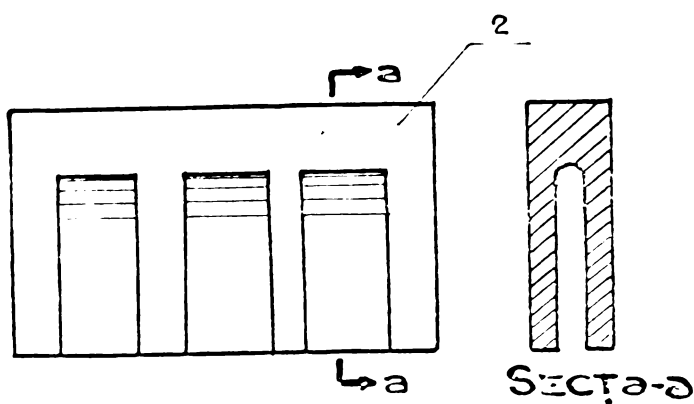


Fig.1.7. Panouri prefabricate chesonate cu goluri pentru elevații.

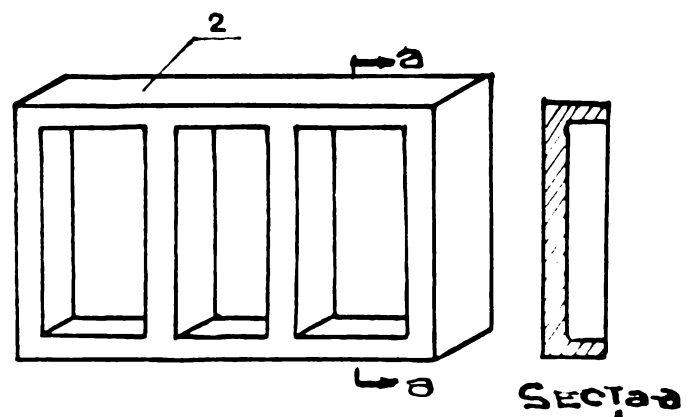


Fig.1.8. Panouri prefabricate chesonate pentru elevații.

În figura 1.9, se arată un concept de realizare a suprastructurii complet prefabricată pentru construcții de clădiri fundate pe terenuri slabe, aplicat în URSS, [111], elevația-soclu este realizată din panouri mari prefabricate chesonate, după principiul grinzilor cu zăbrele. Sarcinile din construcție sînt transmise terenului de fundație de piloții prefabricați. Pe ca-

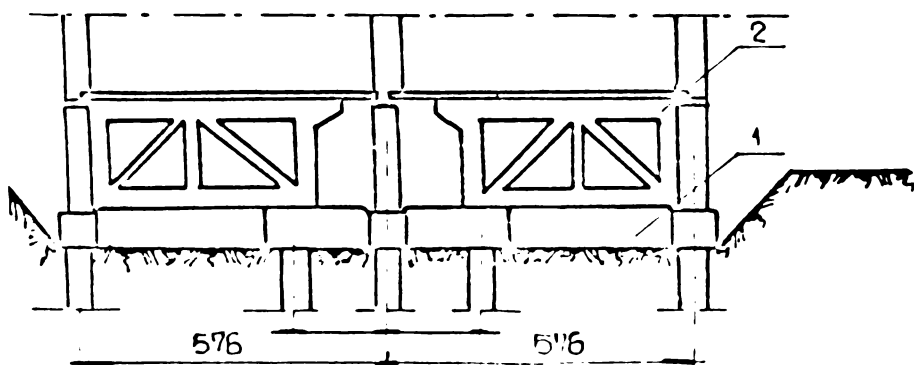


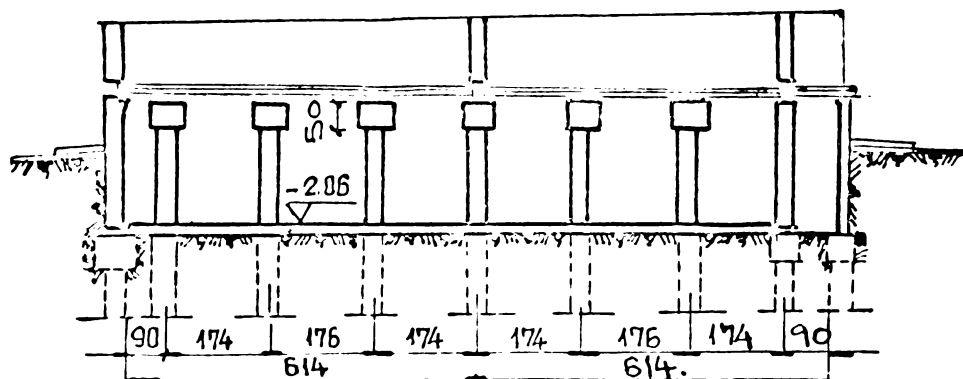
Fig.1.9. Infrastructură complet prefabricată pentru clădiri de locuit.

petele piloților prefabricați din beton armat, se reazemă elemente prefabricate, care fac legătura dintre elevațiile soclu și piloții elemente ce alcătuiesc talpa fundației.

Pentru a asigura industrializarea



înaltă a construcțiilor și gradul de prefabricare maxim a case-  
lor de locuit "Institutul de Proiectări Nr.1" din Moscova a ela-  
borat un nou tip de fundații de piloți prefabricați, figura 1.10.  
[107]. Cu acest tip de fundație s-au construit mai multe cartie-  
re de locuit din Moscova, de exemplu Certanov, Tușin, Goleacov,  
Conicovo și Desevelev, etc. [107].



Acest sis-  
tem elimină  
complet plă-  
cile de repar-  
tiție și pere-  
ții portanți  
transversali.  
Planșeele de  
deasupra sub-  
solului tehnic  
se reazemă pe  
piesele de ca-

Fig.1.10. Sistem de fundare pe piloți prefa-  
bricați pentru case de locuit, 9-12 etaje.

pete ale piloților.

Rigiditatea clădirilor în direcție orizontală se asigu-  
ră prin panourile caselor scării și prin elementele puțurilor  
ascensoarelor, a căror construcție rămâne neschimbată. O arie  
de aplicare destul de mare a cunoscut realizarea infrastructu-  
rii clădirilor din elemente prefabricate uniformizate, figura  
1.11 și figura 1.12. [47], [105].

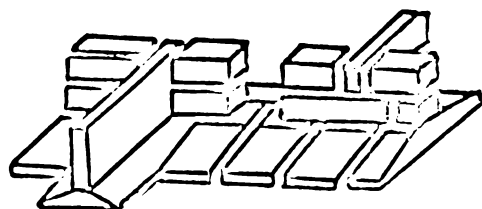


Fig.1.11. Fundații discontinue  
din elemente prefabricate.

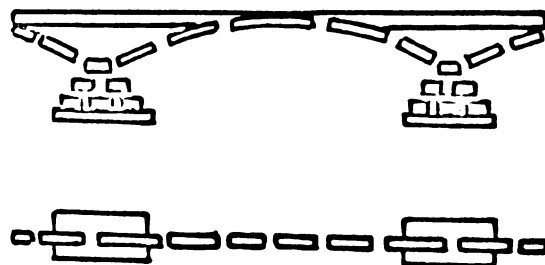


Fig.1.12. Fundații în ar-  
din elemente prefabricate.

Elementele prefabricate uniformizate cu care se reali-  
zează infrastructura, se așează continuu sau discontinuu. Fun-

dațiile discontinui au fost folosite la construcția de locuințe din Moscova, Leningrad și alte orașe și regiuni din URSS [105]. Elementele prefabricate uniformizate s-au adoptat și folosit și pentru fundații în arc [105].

Fundații în arc din elemente prefabricate uniformizate s-au folosit prima dată în 1954 la construcția instalațiilor de producție agricolă din raionul Koktschawask din URSS Cazacă. O interesantă construcție experimentală s-a executat în URSS, a cărei infrastructură a fost realizată din plăci din beton prefabricate [47].

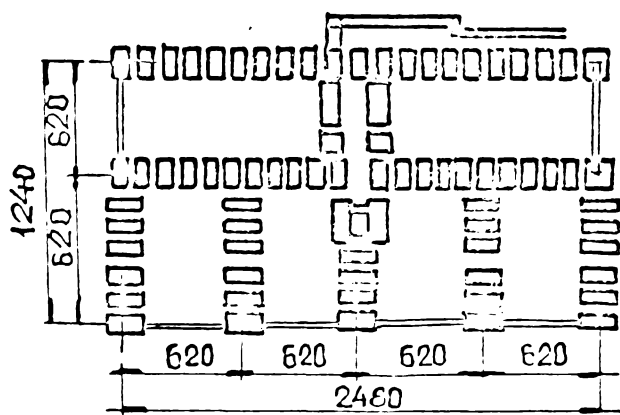


Fig.1.13. Plan fundație pentru clădiri de locuit. Fundații din elemente prefabricate.

controversată și aceasta în funcție de prioritatea care se acordă uneia sau alteia din criteriile de apreciere, posibile de a fi luate în considerare.

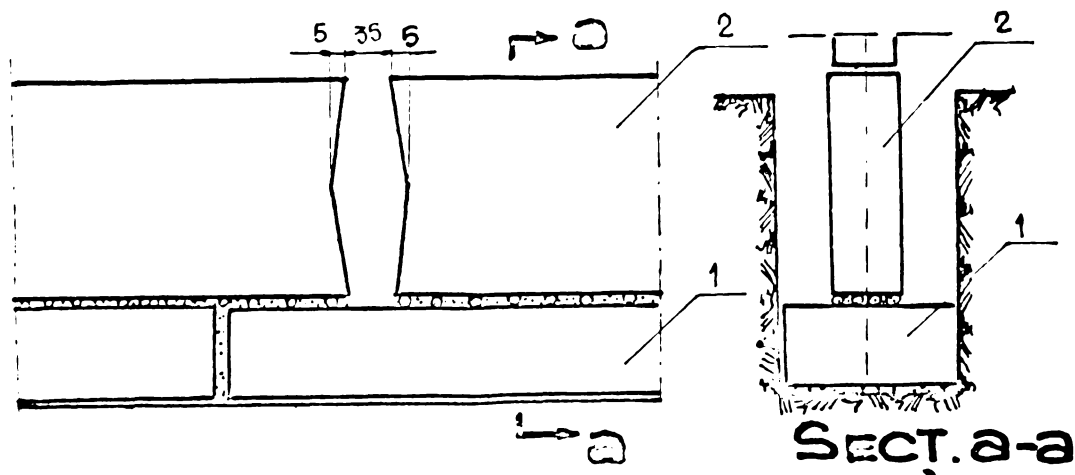
Tinând seama de costul mai redus al fundațiilor realizate monolit, metoda prefabricării este considerată ca neeficientă în unele țări, ca R.P. Polonă și R.S. Cehoslovacă [37], deși în aceste țări se recunoaște avantajul reducerii consumului de material lemnos și manoperă. În schimb, în URSS, metoda este considerată ca avantajoasă, [37], [111], datorită creșterii productivității muncii pe șantiere, scurtarea termenului de execuție și posibilitatea de lucru pe timp friguros. Se citează cazuri când s-a reușit, prin prefabricare, să se reducă consumul de manoperă de pe șantiere cu 70 %, obținându-se o productivitate a muncii de peste 6 ori. [106], [111].

În figura 1.13 se redă planul fundațiilor unei clădiri, alcătuit din elemente prefabricate discontinui, a căror lățime este de 200 cm pentru axele longitudinale și 240 cm pentru cele transversale [62].

Din literatura de specialitate [62], rezultă că, pe plan mondial, eficiența acestor soluții este destul de con-

1.3. Sisteme constructive privind industrializarea  
lucrărilor de fundații în țară pentru blocuri  
de locuințe S + P + 4 E

Industrializarea lucrărilor de construcții s-a semnalat în documentele de partid și de stat pentru dezvoltarea continuă a economiei noastre naționale, prin utilizarea largă a elementelor de construcții prefabricate. În anul 1972, în cvartalul de locuințe Hipodrom - Sibiu, s-a executat un bloc de locuințe cu fundații prefabricate (fig.1.14), [84].



Soluția prevede pentru talpa (1) fundației elemente din beton prefabricate, rezemate pe beton de egalizare B 25. [84].

Fig.1.14. Panouri prefabricate pentru fundații continue.

Pentru elevații soclu (2) s-au folosit panouri mari din beton armat, pline, prevăzute cu goluri numai pentru trecerea instalațiilor. Dimensiunile blocurilor de beton au fost stabilite pe considerentul ca greutatea lor să nu depășească 5 tf (adică, capacitatea de ridicare a macaralelor curentă). La montajul blocurilor din beton s-a urmărit ca rosturile verticale de monolitizare a elevației să fie decalate față de rosturile verticale ale stâlpilor fundației. Conlucrarea blocurilor din beton între ele este asigurată prin monolitizarea rosturilor verticale cu beton B 100 precum și prin centurile prevăzute la partea inferioară și superioară a elevației.

În 1978 ing. Dull I. de la I.P.C.T. - București [138], a elaborat un proiect tip nr.772/1 privind industrializarea lucrărilor de fundație pentru clădiri de locuit din panouri mari P + 8 etaje. Soluția prevede (fig.1.15) executarea monolită a

tălpilor fundațiilor (1) peste care se toarnă un beton de mono-

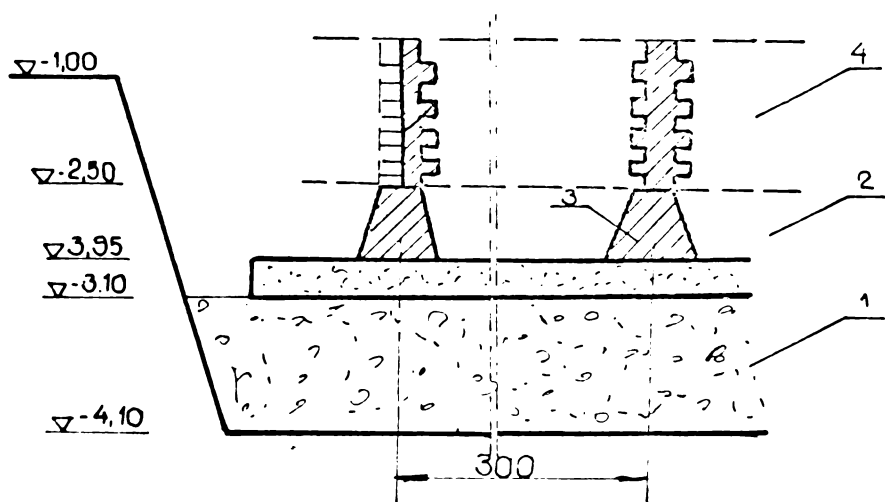


Fig.1.15. Sistem de realizare a infrastructurii clădirilor de locuit.

după care se toarnă priză din beton monolite (3) ce au rolul de suporturi a panourilor prefabricate de elevație soclu (4). Panourile de elevație soclu (4) sînt prinse în niște juguri metalice (5) pentru a asigura stabilitatea, pînă se execută sudurile din zonele de îmbinare și se realizează subbetonările. Jugurile metalice de susținere se demontează iar ansamblul spațial format de pereți se sprijină numai pe suporturile din beton (fig.1.16).

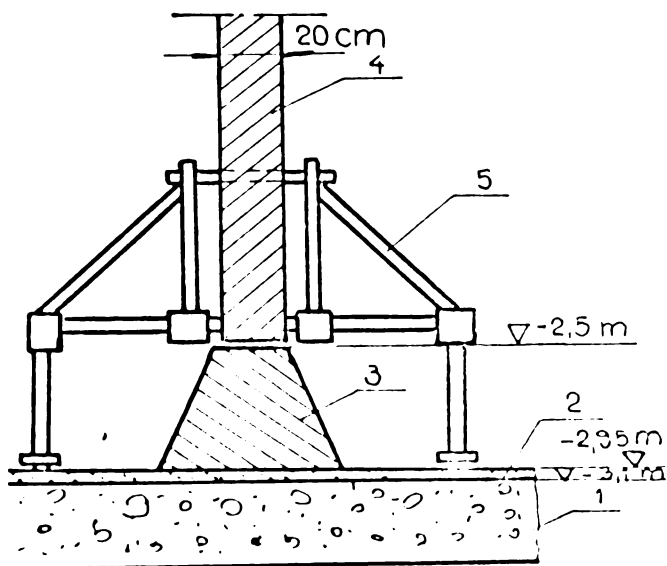


Fig.1.16. Modul de montare a panourilor de elevație soclu.

de Construcții din Timișoara, există o preocupare continuă privind prefabricarea infrastructurii clădirilor de locuințe, la care autorul are contribuțiile sale, [98], [99], prezentarea acestor aspecte făcîndu-se în capitolele ce urmează.

Soluția elaborată este greoaie în realizare, fapt ce nu a cunoscut o extindere prea mare în execuție.

Dintre greutățile întîmpinate la aplicarea soluției, o reprezintă montarea și demontarea jugurilor metalice (5) și executarea subbetonărilor la nivelul prismelor de rezemare (3).

Începînd din anul 1973 în cadrul Catedrei "Drumuri și Fundații" a Facultății

#### 1.4. Concluzii asupra celor prezentate anterior

Dezavantajele executării infrastructurii clădirilor de locuit în soluție clasică prin consumul ridicat de materiale deficitare ca : material lemnos, ciment, consum ridicat de manoperă, durată mare în execuție la realizarea fundațiilor, a impus în diferite țări găsirea unor noi soluții care să elimine aceste dezavantaje. Evoluția cunoașterii comportării în exploatare a elementelor din beton, prefabricate, a dus la apariția de soluții privind realizarea fundațiilor din elemente prefabricate.

Soluțiile de realizare prefabricată a fundațiilor pentru construcții de locuințe din alte țări ce aveau unele dezavantaje, s-au eliminat în timp prin apariția unor noi soluții mai avantajoase, cum ar fi :

- realizarea fundațiilor din blocuri mari din beton pentru talpa fundațiilor și elevațiilor;
- realizarea elevațiilor din două panouri mari din beton rezemate pe talpa fundațiilor alcătuită din blocuri mari din beton;
- realizarea elevațiilor din blocuri mici din beton rezemate pe tălpi prefabricate continui sau discontinui;
- realizarea elevațiilor chesonate cu găuri verticale interioare, rezemate pe tălpi prefabricate continui sau discontinui.

La noi în țară, soluția care s-a propus de autor și s-a asimilat în proiectarea curentă de către Institutul de Proiectări Timișoara și aplicată de T.C.M. Timișoara, este alcătuită din panouri mari prefabricate pentru elevații soclu de formă casetată sau plană, îmbinate la intersecția axelor longitudinale și transversale, rezemate pe talpa monolită, turnată direct în săpătură [99].

Pentru această soluție autorul și-a propus studierea următoarelor aspecte principale :

- sistemele de îmbinare a elementelor prefabricate de la infrastructură;
- modul de realizare a panourilor mari prefabricate pentru fundații;

- calculul elementelor prefabricate prin metoda clasică și prin folosirea unui calcul de conlucrare al ansamblului suprastructură - infrastructură și teren;
- încercări experimentale la scară naturală a îmbinării elementelor prefabricate și compararea rezultatelor teoretice cu cele experimentale;
- valorificarea cercetărilor efectuate prin acordarea de asistență tehnică în proiectare și execuție, cu privire la aplicarea acestor studii.

## 2. ASPECTE PRIVIND CONLUCRAREA DINTRE

=====

### CONSTRUCTIE, FUNDATIE SI TEREN

=====

#### 2.1. Aspecte generale

Problema conlucrării dintre construcție, fundație și teren a cunoscut o dezvoltare continuă în ultimii 30 de ani, datorită progresului științei privind aprofundarea cunoașterii comportării materialelor sub sarcini, respectiv prin perfecționarea metodelor de calcul și apariția de noi metode de calcul [92], [129].

Foarte multe lucrări [25], [26], [38], [56], [59], [68], [82], [83], [129], etc., asimilează construcția ca grinzi sau plăci rezemate pe mediu elastic de rigiditate echivalentă și încearcă rezolvarea problemei conlucrării dintre construcție, fundație și teren, folosind model Winkler sau Boussinesq (pentru teren) [93], [62],

Rezolvarea problemei în acest mod se reduce la calculul deformației suprafeței de contact și la calculul presiunii reactive pe suprafața de contact dintre fundație și teren.

Cunoscând aceste două aspecte, se determină solicitările în structura de rezistență a construcției, în fundație și în teren.

Complexitatea mare a varietății structurale a construcțiilor, varietatea mare a proprietăților geotehnice ale terenului, precum și multitudinea de parametri și factori ce intervin, fac ca rezultatele obținute prin metodele clasice să nu prezinte o concordanță mulțumitoare între rezultatele teoretice și cele practice. De aici rezultă concluzia că este necesar să se acorde o importanță deosebită determinării teoretice și experimentale a parametrilor și factorilor ce intervin într-un calcul de conlucrare.

Una din metodele de calcul care permite să se ia în considerare factorii și parametrii ce intervin în calculul de conlucrare și care se apropie de realitate este metoda elementului finit. [129], [74].

Metodele clasice care rezolvă unele aspecte particulare nu au o privire de ansamblu a comportării construcției și terenului, făcînd ca rezultatele obținute să fie greu de studiat, ceea ce înseamnă că pentru o proiectare economică a construcțiilor se impune cunoașterea stării de eforturi și deformații, atît în structură cît și în teren, care se obține pe baza unui calcul de ansamblu al construcției, fundației și terenului, deoarece la ora actuală, în practică se folosește în majoritatea cazurilor calculul separat al suprastructurii, infrastructurii și terenului, deși - în realitate - o construcție formează un tot unitar, lucrînd ca o structură compusă.

De aceea se consideră că se impune ca necesitate aprofundarea problemei privind conlucrarea dintre construcție, fundație și teren, urmată de elaborarea de instrucțiuni și normative la nivel național, astfel ca la calculul construcțiilor să se țină seama de aspectul conlucrării, aspect ce reflectă cu mai multă exactitate fenomenul fizic real.

Deoarece metodele clasice de calculul suprastructurii și infrastructurii nu țin seama de rigiditatea construcției, a terenului, de caracteristicile de deformabilitate a terenului, de dimensiunile și forma fundațiilor, etc., factori care produc o variație a presiunii reactive pe suprafața de contact, care modifică starea de eforturi și deformații în structură și teren, se ajunge la o imagine greșită a stării de efort și de deformare a structurilor.

Acest aspect poate duce fie la o proiectare neeconomică, fie la subdimensionări, micșorînd coeficientul de siguranță.

În tratarea preocupărilor privind aspectele de conlucrare se mențin notațiile din bibliografiile respective.



## 2.2. Preocupări în timp privind realizarea unui calcul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren

### 2.2.1. Conlucrarea dintre construcție, fundație și teren. Metode de calcul.

Preocupările continui de a realiza construcții trainice și în acelaș timp economice, au dus la necesitatea găsirii unor metode de calcul, care să permită o proiectare cât mai adecvată.

În proiectarea clădirilor, un rol deosebit de important revine infrastructurii care reprezintă elementul intermediar dintre suprastructură și teren.

Infrastructura trebuie astfel dimensionată, încât să asigure transmiterea acțiunilor rezultate din încărcările statice la teren, în așa fel ca presiunile reactive pe suprafața de contact dintre fundație și teren, să nu ducă la depășirea limitelor peste care deformațiile terenului de fundare să devină incompatibile cu buna comportare a clădirii.

Cunoașterea stării de conlucrare dintre construcție și teren reprezintă o necesitate din punct de vedere al proiectării judicioase și al eficienței economice.

Conlucrarea dintre construcție, fundație și teren duce la redistribuirea stării de solicitare deformare în construcție, ca urmare a tasărilor neuniforme și variației presiunilor reactive ale terenului de fundare, pe talpa fundației.

Pentru o proiectare rațională a clădirilor trebuie cunoscută starea reală de eforturi și deformații a întregului ansamblu construcție - fundație - teren, problemă care a preocupat și preocupă oamenii de știință. Mișcarea terenului de fundare și a construcțiilor, cu toate consecințele lor, a devenit în ultimii ani obiectul cercetărilor de specialitate în toate țările, unde se execută construcții social-culturale importante, obiective industriale, construcții hidroenergetice, etc.

Problema conlucrării dintre construcție și teren a fost pusă încă din anul 1947, când Meyerhof G.G. [75], [76], a prezentat o metodă aproximativă pentru determinarea interacțiunii la structurile în cadre folosind modelul Winkler. În 1953, acelaș autor propune un procedeu pentru determinarea rigidității

generale a cadrelor și înlocuirea structurii printr-o grindă de rigiditate echivalentă, la care calculează distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact și tasările diferențiate.

În anul 1956 Chameki S. [18], [19], a prezentat o metodă iterativă pentru determinarea efectelor interacțiunii la structurile în cadre, unde folosește coeficienții de transfer ai încărcărilor.

Etapele efectuării calculului prin metoda S. Chameki sînt următoarele :

- a. - se calculează reacțiunile verticale " $R_0$ " prin metoda convențională pentru fiecare fundație izolată;
- b. - se predimensionează fundațiile izolate funcție de presiunile admise ape terenului  $A_i = R_i/p_a$ ;
- c. - se calculează tasările neegale  $\Delta_0$  ținînd seama de consolidarea terenului de fundare;
- d. - cunoscînd tasările neegale ale fundațiilor izolate, se calculează coeficienții de transfer de sarcină de la o fundație la alta obținîndu-se reacțiunile verticale " $R_1$ ";
- e. - cu reacțiunile " $R_1$ " se repetă calculele de la punctele b, c și d, pînă la obținerea aproximației dorite privind tasările inegale;
- f. - funcție de reacțiunile finale se determină solicitările în structură "M, N și T", după care se dimensionează construcția.

Acest procedeu nu conduce la rezultate satisfăcătoare pentru momentele din stîlpi și din fundație, fiind necesară folosirea unui model simplificat al relației dintre efort și deformare, pentru obținerea soluției complete a problemei.

În anul 1968, Chameki S. [17], tratează problema determinării tasărilor progresive a fundațiilor pentru structurile elastice, după etapele de calcul arătate mai sus, ținînd seama de interacțiunea construcție - teren, luînd în considerare efectele deformației în timp a unui model vîscoelastic.

În figura 2.1 se arată influența rigidității și a comportării elastice sau vîscoelastice a structurilor asupra distribuției presiunilor reactive pe talpa fundațiilor izolate.

491.122  
J08 F

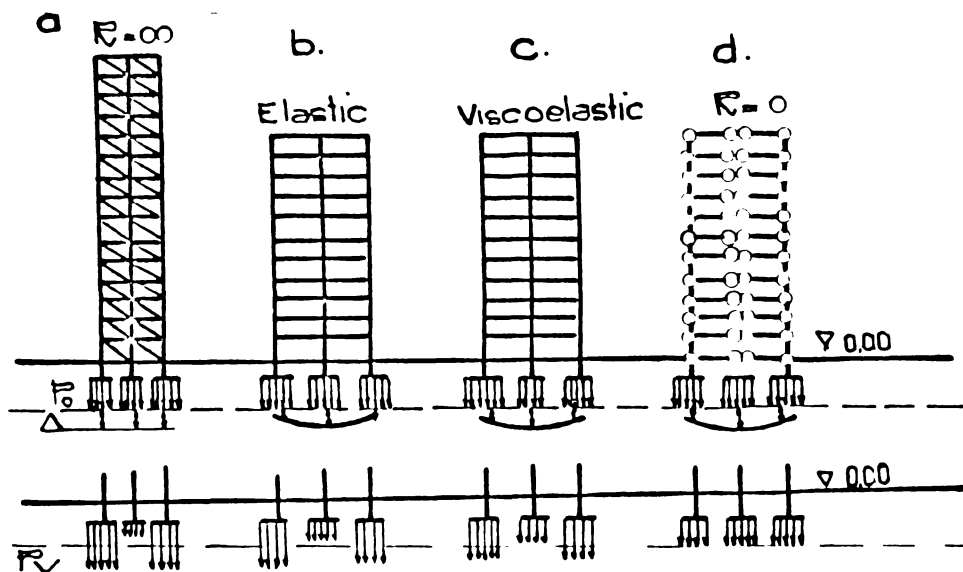


Fig.2.1. Influența rigidității și comportării elastice, viscoelastice asupra presiunii respective. "pv".

În structurile cu rigiditate infinită (fig.2.1), cazul "a", se produc tasări uniforme, iar presiunile reactive se modifică datorită fenomenului de redistribuire a tensiunilor interioare. Presiunile reactive descreșc în zonele centrale și cresc la margine.

Structurile flexibile (fig.2.1, cazul "d"), (cu rigiditate nulă), se adaptează cu ușurință la deformațiile terenului de fundare, iar presiunile reactive pe suprafața de contact rămân nemodificate.

Cazurile reale întâlnite în practică sînt cele din figura 2.1. b și c, la care problema cunoașterii conlucrării dintre construcție, fundație și teren reprezintă o necesitate pentru proiectare. În aceste condiții tasările reale sînt neuniforme, iar presiunile reactive pe suprafața de contact se modifică datorită fenomenului de redistribuire a tensiunilor interioare.

Metoda Chameki S. prezintă un interes deosebit pentru cunoașterea conclucrării la structurile în cadre, iar aplicarea ei trebuie făcută cu prudență și cu înțelegerea complexă a fenomenului de conclucrare construcție, fundație și teren.

În anul 1966 David Horis [23], propune o metodă pentru determinarea solicitărilor în structură și a tasărilor fundațiilor izolate, la structurile în cadre, amplasate pe terenuri deformabile, cu proprietăți viscoelastice. Metoda folosește modelul viscoelastic Kelvin pentru masivul din pământ, figura 2.2.

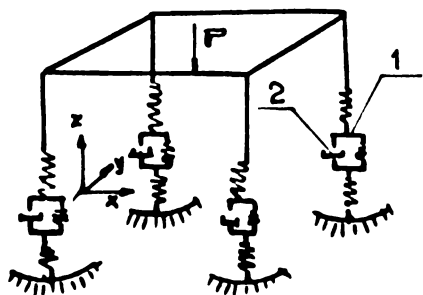


Fig.2.2. Model viscoelastic Kelvin.

Resorturile (1) din figura 2.2 imită comportarea elastică a pământului iar cilindrul cu piston (2) imită comportarea viscoasă a pământurilor [94].

Această metodă admite următoarele ipoteze simplificatoare :

- sarcinile acționează static pe direcție verticală;
- stâlpii nu sînt supuși la momente de torsiune;
- tasarea în timp a masivului din pământ este descrisă de modelul Kelvin;

- fundațiile sînt rigide și presiunile reactive pe suprafața lor sînt uniform distribuite și mai mici decît presiunea admisibilă.

Ecuția de interacțiune ce folosește modelul Kelvin și care descrie mișcarea este (se mențin notațiile din articol) :

$$R_{ij} = E_{ij} \delta_{ij} + \eta_{ij} \dot{\delta}_{ij} \quad (2.1)$$

- în care :
- $R_{ij}$  - reacțiunea stîlpului  $i, j$  pe fundație  $i, j$ ;
  - $E_{ij}$  - constanta elastică a arcului de fundație  $i, j$ ;
  - $\delta_{ij}$  - coeficient viscoelastic pentru fundația  $i, j$ ;
  - $\dot{\delta}_{ij}$  - deplasarea pe verticală a stîlpului din model  $i, j$ .

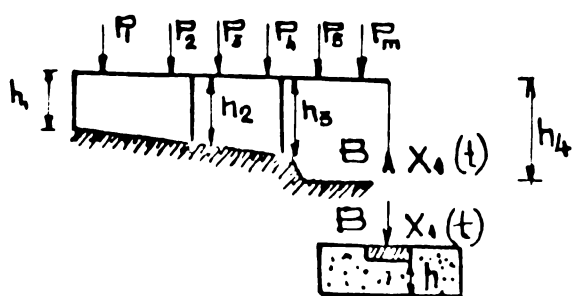
Această metodă [23] în încercarea ei de a cuprinde întreaga complexitate a problemei, se poate aplica fără dificultate doar la cadre plane, cu fundații izolate, permițînd deter-

minarea solicitărilor în structură și tasările fundațiilor izolate. Prin utilizarea modelului Kelvin implică determinarea corespunzătoare a parametrilor "Eij" și "ηij" ce reprezintă constanta elastică a arcului pentru fundația ij, respectiv coeficientul vîscoelastic pentru fundația i,j.

În anul 1966 Arutiunian N. Kh. [3], propune o metodă de calcul pentru determinarea eforturilor la structurile static nedeterminate, cu luarea în considerare a influenței simultane a încărcărilor exterioare și a tasărilor progresive a fundațiilor.

La determinarea solicitărilor se ține seama de deformațiile elastice instantanee și de fenomenul de curgere lentă a betonului.

Metoda propusă se poate aplica numai la structurile cu cadre plane, cu un singur nivel, cu fundații izolate sau la grinzi continue cu reazeme tasabile. Sub influența încărcărilor reazemele "B" se tasează progresiv, ceea ce face ca reacțiunile să se modifice în timp. Pentru determinarea legii de variație a lui  $X_1(t)$  ca funcție de timp, se folosește condiția de compatibilitate a deformațiilor. În figura 2.3, se dă schema statică



din care rezultă condiția de compatibilitate a deformațiilor:

$$\Delta_{IP} + \int_{11} X_1(t) + S_1[X_1(t), t] = 0 \quad (2.2)$$

în care :

- $\Delta_{IP}$  - deplasarea în punctul B pe direcția forței din încărcările exterioare;
- $X_1(t)$  - necunoscuta ecuației;
- $S_1[X_1(t), t]$  - este o funcție necunoscută ce caracterizează

Fig.2.3. Determinarea stării de efort și tasării progresive.

modificarea în timp a tasării reazemului B sub influența forței  $X_1(t)$ .

Valorile eforturilor în grinzile de fundare obținute cu această metodă sînt mult mai mari decît în cazul în care se ia în considerare comportarea vîscoelastică a masivului din pămînt.

Cînd în calcul se ia în consoderare influența curgerii lente a betonului, eforturile inițiale produse de tasarea reazemelor scad cu 1/2 - 1/3 din valoarea lor, față de cazul cînd nu

se ține seama de curgerea lentă a betonului. Deformațiile de curgere lentă se datoresc componentei structurale gelice din piatra din ciment și se manifestă la betoanele relativ tinere.

Dacă tasările se produc imediat după decofrarea betonului, eforturile elastice instantanee produse se atenuază, tinzând spre o valoare limită.

În cazul betonului armat, eforturile în beton - datorate conlucrării - scad pînă la 35 % din valoarea lor, crescînd corespunzător eforturile în armătură. La betoanele armate deformația de curgere lentă produce în timp o retransmitere a eforturilor de la beton la armătură. După încărcare, betonul începe să se deformeze vîscoplastic, antrenînd și armătura prin aderență, care se deformează elastic sporindu-i în consecință efortul.

O contribuție deosebită în evoluția cunoașterii conlucrării dintre construcție, fundație și teren, o reprezintă preocupările privind calculul grinzilor și plăcilor pe mediul elastic. Primul model utilizat în calculul grinzilor și plăcilor pe mediu elastic, îl reprezintă modelul Winkler, care a cunoscut o largă răspîndire, datorită simplității lui [41], [127], [128].

Calculul grinzilor pe medii deformate în acest model are la bază proporționalitatea dintre presiunea respectivă într-un punct și tasarea locală în acel punct. Ecuația diferențială a fibrei medii deformate a grinzii are următoarea expresie :

$$EI \frac{d^4 z}{dx^4} = q(x) - p(x) \quad (2.3)$$

în care :

$$p(x) = K Z b \quad (\text{presiunea reactivă}) \quad (2.4)$$

$$EI \frac{d^4 z}{dx^4} + K Z b = q(x) \quad (2.5)$$

Se notează cu  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{Kb}{4EI}}$  ceea ce reprezintă indicile de rigiditate al sistemului construcție - teren. (2.6)

unde : K - reprezintă coeficientul de pat ( $N/cm^2$ );

EI - rigiditatea la încovoiere a grinzii;

q(x) - încărcarea exterioară a grinzii (după o anumită lege repartizată);

$$L = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} ;$$

L - lungimea totală a grinzii.

Rezolvarea ecuației diferențiale permite determinarea presiunilor reactive pe suprafața de contact și deformațiile grinzii pe mediu elastic de lungime infinită sau finită și momentele încovoietoare și forțele tăietoare.

Determinarea constantelor de integrare și a relațiilor de calcul pentru mărimile  $I(x)$ ,  $P(x)$ ,  $Q(x)$  și  $m(x)$  la grinzile pe mediu elastic de lungime finită sau infinită sînt date de lucrările [133], [46], [134], și diverse tratate de mecanica pămînturilor [55], [64], [65], [87].

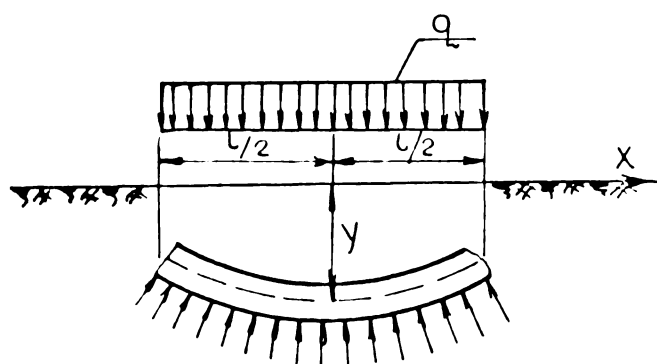


fig.2.4.

Relațiile de calcul pentru o grindă pe mediu deformabil încărcată cu o sarcină uniform repartizată, sînt date mai jos :

$$M(x) = \frac{qL}{4} \int_{l/2-x}^{l/2+x} (x) dx \quad (2.7)$$

$$Q(x) = \frac{-q}{4} \int_{l/2-x}^{l/2+x} (x) dx \quad (2.8)$$

$$Y(x) = \frac{q}{2K b L} \int_{l/2-x}^{l/2+x} (x) dx \quad (2.9)$$

unde :

$$\bar{x} = \frac{x}{L} \quad (2.10)$$

$$\Psi(\bar{x}) = -e^{-\bar{x}} (\sin \bar{x} - \cos \bar{x}) \quad (2.11)$$

$$Q(\bar{x}) = e^{-\bar{x}} \cos \bar{x} \quad (2.12)$$

$$\varphi(\bar{x}) = e^{-\bar{x}} (\sin \bar{x} - \cos \bar{x}) \quad (2.13)$$

$$p(x) = K z b \quad (2.4)$$

unde :  $p(x)$  - reprezintă presiunea reactivă pe suprafața de contact a grinzii cu terenul;

$Y(x)$  - tasarea grinzii în secțiunea "x";

$Q(x)$  - forța tăietoare în grindă în secțiunea "x";

$M(x)$  - momentul încovoietor în grindă în secțiunea "x".

Klepikov S.N. [55], a făcut o analiză detaliată a rezultatelor calculelor, avînd la bază modelul winklerian, care s-a apropiat de rezultatul măsurătorilor efectuate pe construcții amplasate pe terenuri nisipoase. Klepikov S.N. s-a ocupat de rezolvarea ecuației diferențiale a fibrei medii deformată, elaborînd tabele de calcul pentru grinzi de lungimi și rigidități diferite. Modelul Winkler se poate utiliza cu rezultate satisfăcătoare pentru terenurile nisipoase. Pentru terenurile argiloase, rezultatele obținute din calcul nu mai reflectă realitatea. Modelul Winkler nu ține seama de influența zonelor vecine fundațiilor, prin participarea lor în cazul terenurilor coezive la preluarea sarcinilor. Terenurile coezive au capacitatea de repartizare a eforturilor în masivul din pămînt. [62].

Gorbunov - Posadov M.I. [38], ținînd seama de neajunsurile modelului Winkler, stabilesc o nouă metodă de calcul pentru grinzi și plăci rezemate pe mediu elastic. Ecuația fibrei medii deformată o scrie în coordonate reduse  $\xi = x/l$  și are formă :

$$\frac{EI d^4 z}{(1-\nu^2) b l^4 d \xi^4} = q(\xi) - p(\xi) \quad (2.14)$$

unde :

$$\frac{EI}{(1-\nu^2)b} = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad \text{rigiditatea cilindrică a grinzii.}$$

Metoda propusă folosește ecuațiile lui Flamand pentru deformațiile semiplanului și ecuațiile lui Boussinesq pentru deformațiile semispațiului. Gorbunov - Posadov M.I. propune pentru distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact  $p(\xi)$  o expresie a unui polinom de gradul zece, fiind adoptat pentru diferite tipuri de flexibilități :

$$p(\xi) = a_0 + a_1(\xi) + a_2(\xi)^2 + a_3(\xi)^3 \dots + a_n(\xi)^n \quad (2.15)$$

Caracteristica de flexibilitate are expresia :

$$F = \frac{(1-\nu^2) \tilde{\Pi} E_0 b l^3}{(1-\nu_0^2) 4 EI} \approx 10 \frac{E_0 \cdot l^3}{E h^3} \quad (2.16)$$

unde prin folosirea notațiilor autorului [38], avem :

$E_0$  - modulul de deformare totală a masivului din pămînt determinat prin încercări cu placa;



$E$  - modulul de elasticitate al grinzii din beton;  
 $h$  - înălțimea secțiunii transversale.

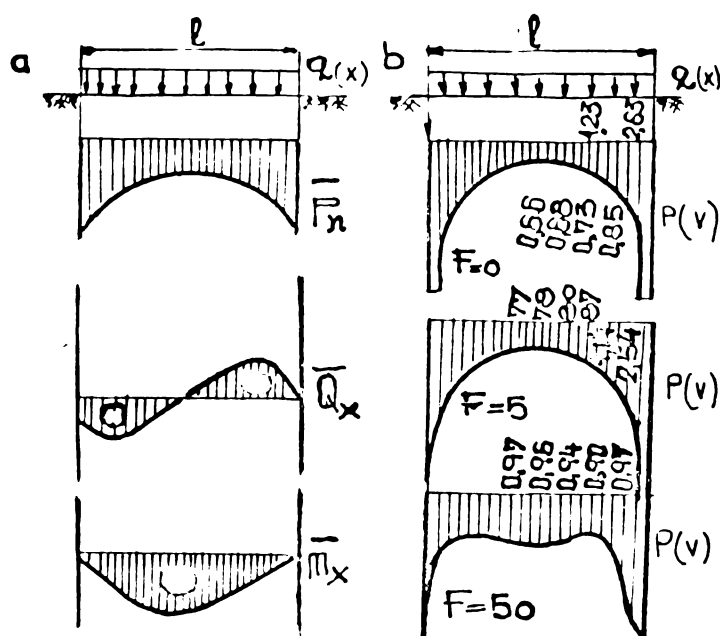


fig.2.5. Presiunile reactive determinate pentru diferite flexibilități ale grinzilor de fundare.

În figura 2.5 se dă graficul mărimilor adimensionale  $\bar{p}(x)$ ,  $\bar{M}(x)$ ,  $\bar{Q}(x)$  necesare determinării presiunilor reactive pentru diferite flexibilități ale grinzilor de fundație (pentru o lățime  $b = 1$ , și o înălțime uniform distribuită  $q = 10 \text{ N/m}^2$ ). Analizând presiunile reactive (2.5.b) constatăm că acestea se îndepărtează de la presiunea uniform distribuită cu cât rigiditatea este mai mare. În modelul winklerian presiunile reactive sînt uniform distribuite la grinzile rigide acționate de sarcini uniform distribuite, rezultat ce este în contradicție cu rezultatele experimentale și măsurătorile efectuate.

Simvulidi I.A. [104], propune o metodă de calcul prin care asimilează construcția cu grinzi rezemate pe un semispațiu deformabil, liniar, elastic, omogen și izotrop. Metoda propusă pleacă de la ecuația fibrei medii deformate (2.3), avînd ca necunoscute mărimile  $Z(x)$  și  $p(x)$ . Pentru determinarea lor, se exprimă presiunea reactivă pe suprafața de contact, sub forma unei funcții de gradul III :

$$p(x) = a_0 + \frac{2 a_1}{L} \left(x - \frac{L}{2}\right) + \frac{4a_2}{L^2} \left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{8a_3}{L^3} \left(x - \frac{L}{2}\right)^3 \quad (2.17)$$

unde : L - lungimea grinzii;

$a_0, a_1, a_2, a_3$  - parametri necunoscuți ce depind de rigiditatea grinzii, lungimea ei, deformarea terenului de fundare, caracterul încărcării și locul;

x - coordonată a grinzii, a cărei origine se ia în stînga grinzii.

Se introduce expresia presiunii p(x) în ecuația fibrei medii deformată și se rezolvă sistemul de ecuații, obținînd expresii simple, atît pentru parametri  $a_0, a_1, a_2, a_3$ , cît și pentru presiunea reactivă, forța tăietoare și momente încovoietoare. Simvulidi I.A. elaborează metode de calcul pe baza relațiilor obținute în funcție de flexibilitatea grinzii și lungimea ei.

Jemocikin B.N., Simitin A.P. [49], propune o metodă de calcul a grinzilor pe mediu elastic, la care se consideră că rezemarea pe terenul de fundare, se face printr-un număr finit de puncte. Acest sistem de rezemare înlocuiește aliura diagramei presiunii reactive, care este o curbă cu un sistem de linii frînte. Astfel, se înlocuiește rezolvarea ecuației integro-diferențială cu un sistem de ecuații algebrice liniare. Presiunea reactivă se consideră constantă în interiorul unor intervale. Ecuațiile algebrice liniare referitoare la deformația grindă - teren, împreună cu ecuațiile de echilibru static se scriu sub forma :

$$\sum_{j=1}^n i_j X_j + Z_0 + a_i \varphi_0 + \Delta_{ip} = 0 \quad i=1, 2, \dots, n \quad (2.18)$$

$$\sum_{j=1}^n X_j = \sum P ; \quad \sum_{j=1}^n X_j a_j = \sum M . \quad (2.19)$$

unde :  $\delta_{ij}$  - este deplasarea relativă a capetelor barei după direcția forței  $X_i$  produsă de o forță unitară  $X_j$  în direcția lui  $X_j$ ;

$\Delta_{ip}$  - deplasarea pe direcția lui  $X_i$  produsă de forțele exterioare date;

$a_1$  - distanța de la încastrarea convențională a grinzii pînă la secțiunea de calcul;

$\varphi_0$  - rotirea grinzii.

Rezolvarea sistemului de ecuații permite stabilirea valorilor reale ale necunoscutelor, calcularea presiunilor reactive, momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare în lungul grinzii.

Această metodă elimină defectele metodei Winkler și dă posibilitatea obținerii de rezultate mai apropiate de realitate.

De Beer E., Grasshoff H., Kany M. [24], analizând neajunsurile coeficientului de pat, prezintă metoda simplificată, care are la bază coeficientul de rigiditate ce ține seama de comportarea reală a ansamblului construcție - teren. Terenul de fundare se consideră un semispațiu infinit, elastic, izotrop, cu rigiditate constantă,  $E_s$ , în funcție însă de natura sa. Coeficientul de rigiditate ține seama de influența rigidității fundației asupra terenului de fundare, precum și de influența rigidității suprastructurii asupra repartiției presiunilor pe teren [24].

Pentru grinda elastică de fundație se introduce noțiunea de rigiditate relativă, ce reprezintă raportul dintre rigiditatea grinzii de fundație și teren, exprimată conform normelor generale DIN 4018 prin coeficientul  $K$  :

$$K = \frac{E b d^3}{12 E_s I^3} \quad (2.20)$$

unde :  $E_b$  - modulul de elasticitate al betonului;

$I$  - momentul de inerție al grinzii de fundație;

$E_s$  - rigiditatea terenului de fundație.

Diferiți autori au elaborat procedee de calcul al grinzilor de fundare, folosind coeficientul de rigiditate. Prin verificări experimentale s-a ajuns la concluzia că deși procedeul coeficientului de rigiditate este apropiat de realitate, rezultatele nu sînt încă pe deplin acceptabile [24].

Pentru efectuarea unui calcul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, la structurile din panouri mari, s-a făcut asimilarea construcției cu o grindă rezemată pe mediu elastic, de o rigiditate echivalentă.

Soluția propusă a constituit un progres în cunoașterea fenomenului de conlucrare, dar nu a rezolvat problema. S-au făcut studii privind determinarea rigidității generalizate a construcțiilor.

Kositin B.A. [59], [60], a elaborat o metodă aproximativă de calculul caracteristicilor de rigiditate și a stării de eforturi. Pe baza determinărilor experimentale s-a arătat că structurile din panouri mari au rigiditate mai mică, decât cele monolite, datorită îmbinărilor dintre panouri.

Saghin P.P. [97], a analizat parametrii și factorii care influențează conlucrarea dintre construcție și teren la structurile din panouri mari, asimilează construcția din panouri mari cu o grindă rezemată pe mediu elastic. Datorită îmbinării elementelor prefabricate se înlocuiește rigiditatea generalizată a construcției cu o rigiditate redusă conform relației (2.21):

$$EI_r = 2E - \frac{I \cdot I_2}{I + I_2} \quad (2.21)$$

în care : E - modulul de elasticitate al betonului;

I, I<sub>2</sub> - momentul de inerție al secțiunii prin planuri, respectiv prin goluri.

În relația propusă pentru determinarea rigidității la încovoiere a clădirilor, nu a ținut seama de influența deplasării secțiunilor și elasticitatea îmbinărilor, rezultând eforturi în elementele structurii de câteva ori mai mari.

O metodă de calcul a conlucrării structurilor din panouri mari este metoda Klepikov S.M. [56], Metoda asimilează construcția cu o grindă pe mediu elastic, folosind pentru terenul de fundație modelul cu un singur coeficient de rigiditate variabil. Ea adoptă ecuația fibrei medii deformată (2.3) pe care o rezolvă folosind parametrii inițiali ai lui Krîlov. Pentru grinzi de lungime finită cu capete libere, folosește condiția de margine :

$$Z_1 = Z_0 - Z_n(Q_0) + Z_n(P) \quad (2.22)$$

în care : Z<sub>0</sub> - fiind deplasarea în secțiunea de capăt "0" a grinzii;

Z<sub>x</sub>(Q<sub>0</sub>) - deplasarea în secțiunea curentă X a grinzii, dată de rotirea Q<sub>0</sub> a secțiunii de capăt;

Z(x)(P) - deplasarea în secțiunea curentă X, dată de toate încărcările.

Metoda Klepikov permite determinarea presiunii reactive pe suprafața de contact dintre construcție și teren, precum și

a deformației suprafeței de contact.

Cunoscând aceste două aspecte, se determină starea de eforturi în masivul din pământ, precum și momentele încovoietoare și forțele tăietoare generalizate în grindă.

Lișak V.I. propune o metodă de calcul a conlucrării dintre construcție și teren, prin care ține seama de durata montajului, de fenomenele de contracție și curgere lentă a betonului, de curgerea lentă a masivului din pământ [67], [68], [69], [70]. De durata montajului se ține seama prin luarea în considerare a creșterii deformațiilor terenului și clădirii sub sarcină constantă sau variabilă. De curgerea lentă a betonului se ține seama prin valoarea redusă a modulului de elasticitate al betonului. De curgerea lentă a masivului din pământ se ține seama prin reducerea modulului de deformație a masivului din pământ.

Metoda Lișak V.I. asimilează construcția cu grinda de rigiditate echivalentă, încărcată cu sarcină uniform distribuită, rezemată pe teren deformabil.

Pentru terenul de fundație, el folosește modelul cu doi coeficienți de pat variabil. Ecuația fibrei medii deformate se exprimă cu relația :

$$|EI| \frac{dz^4(x)}{dx^4} = q - C(x) Z(x) + h \frac{d^2 z(x)}{d^2(x)} \quad (2.23)$$

Deplasarea grinzii și a terenului de fundație se exprimă cu relația :

$$Z(x) = \sum_{i=1}^n a_i Z_i(x) ; \quad C(x) = C(1 \pm \beta \cos \frac{\pi x}{L}) \quad (2.24)$$

unde : C - valoarea medie a primului coeficient de pat ce determină rigiditatea medie a terenului de fundație în lungul grinzii;

EI - rigiditatea generalizată a construcției;

$a_i$  - coeficient necunoscut al ecuației;

$\beta$  - coeficient de variație a modulului de deformație sau rigidității terenului;

L - semilungimea grinzii sau radierului;

h - coeficient de pat ce caracterizează terenul de fundare în adâncime.

Prin rezolvarea celor două ecuații (2.23) și (2.24), autorul determină deformata suprafeței de contact și variația presiunii reactive pe suprafața de contact.

Ipotezele simplificate ce se introduc în calculul de conlucrare, fac ca repartizarea eforturilor și deformațiilor în structură și teren să fie interpretabile.

Mustafaev A.A. [83], propune o metodă de calcul a conlucrării dintre construcție și terenul de fundație tasabil. Metoda asimilează construcția cu o grindă pe mediu elastic de rigiditate echivalentă.

Mustafaev utilizează următoarea ecuație diferențială a grinzii rezemată pe mediu elastic :

$$\frac{d^2}{dx} E I(x) \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = - \frac{d^2}{dx^2} \left\{ EI(x) \left[ \frac{\int_0^x q(x) - K(x)y(x) dx}{G \cdot A(x)} \right] \right\} - K(x) - y(x) + q(x) \quad (2.25)$$

unde :  $E I(x)$  - rigiditatea construcției la încovoiere longitudinală în secțiunea  $(x)$ ;

$G A(x)$  - rigiditatea construcției la încovoiere transversală în secțiunea  $(x)$ ;

$q(x)$  - încărcura uniform distribuită pe grindă;

$K(x)$  - coeficientul de pat Winklerian.

Pentru teren folosește modelul Winkler, cu un coeficient de pat.

Metoda prezintă o bună convergență. Metoda este aplicabilă pentru construcții fundate pe loessuri ce prezintă tasări mari datorită inundării terenului de fundare.

Prof.dr.ing. Tudor Sillion [98], se ocupă cu studiul conlucrării dintre construcție, fundație și teren, la structurile în cadre, elaborând instrucțiuni privind "Conlucrarea dintre structură, fundație și terenul de fundare". În acest calcul de conlucrare se pune condiția ca deformațiile suprastructurii, infrastructurii și terenului să fie conforme. Fundațiile izolate se tasează independent una față de cealaltă. Se arată că diferențele de tasări ale fundațiilor au ca efect importante redistribuiri de solicitări în construcție. În instrucțiuni se arată modul de calcul a reacțiunilor și tasărilor diferențiate și valoarea efectului asupra modificării stării de solicitare. Autorul instrucțiunilor arată efectul favorabil pe care îl are rigidita-

tea construcției care contrabalansează diferențele de tasări care devin mai mici. Aceste instrucțiuni permit proiectanților să ia în considerare în calcul fenomenul conlucrării dintre construcție, fundație și teren, la structurile în cadre.

Metodele de calcul a conlucrării pentru structurile în diafragme prezentate anterior, prezintă dezavantajul că nu pot lua în considerare toți parametrii și factorii ce influențează această conlucrare în regim static și dinamic și nu țin seama de redistribuirea stării de eforturi și deformație, ce iau naștere în elementele de rezistență ale construcției.

O metodă care elimină dezavantajele amintite mai sus este metoda elementului finit [102], [129], Prin discretizarea structurii și terenului în elemente finite și aplicarea programelor de calcul elaborate în ideea conlucrării dintre construcție, fundație și teren, rezultă următoarele avantaje :

- permite luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și terenul de fundație, în regim static și dinamic;
- ține seama de redistribuirea stării de eforturi și deformații dintre elementele din beton armat ale construcției;
- permite cunoașterea stării de eforturi și deformații în fiecare element finit din cadrul construcției și terenului de fundare.

Autorul însușindu-și această nouă metodă [129], [7], prezintă un calcul unitar, prin aplicarea metodei elementului finit pentru structuri în diafragme, folosindu-se de calculatorul electronic. Această metodă permite luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea dintre teren, construcție și fundație.

Folosirea metodei elementului finit dă posibilitatea cunoașterii reale calitative și cantitative a stării de eforturi și deformații în suprastructură - infrastructură și teren, iar cunoașterea reală a stării de eforturi dă posibilitatea realizării unei proiectări raționale și economice a infrastructurilor prefabricate, care să se încadreze în ansamblul unitar suprastructură - infrastructură și teren de fundare.

În capitolul 3 această metodă se prezintă amănunțit precum și aplicarea ei pentru structuri din panouri mari cu elevații - soclu prefabricate, fondate în condiții diferite de teren, inclusiv terenuri dificile.

Din cele prezentate rezultă preocupările intense ale diferiților oameni de știință din diferite colțuri ale lumii care demonstrează în mod clar că numai introducerea unor metode noi de calcul, bazate pe conlucrarea ansamblului suprastructură-infrastructură și terenul de fundație, pot satisface cerințele calitative ale progresului în ramura construcțiilor.

### 2.2.2. Starea de eforturi și deformații în terenurile de fundare, luându-se în considerare conlucrarea dintre suprastructură, infrastructură și teren

Preocupările și studiile deosebit de laborioase efectuate în domeniul modului de comportare a terenului de fundare, a stării de eforturi și a deformațiilor, au dus la aprofundarea modului de conlucrare dintre construcție și teren. [8], [9], [19], [20], [21], [46], [79], [80], [83], [84], [92], [93], [98], [123], etc. H. Kőning de la Laboratorul de Mecanica Solului din Delft - Olanda [57], studiază modul de repartiție a eforturilor într-un masiv din pământ omogen elastic anizotrop. Într-un pământ anizotrop, proprietățile sale depind de cinci coeficienți de elasticitate :

- Eh - modulul de elasticitate în direcție orizontală;
- Ev - modulul de elasticitate în direcție verticală;
- $\nu_h$  - coeficientul lui Poisson în direcție orizontală;
- $\nu_v$  - coeficientul lui Poisson în direcție verticală, datorită unei forțe orizontale;
- $\nu$  - coeficientul lui Poisson în direcție orizontală, datorită unei forțe verticale.

Se calculează repartiția eforturilor în masivul din pământ, datorită unei încărcări exercitate la suprafața masivului din pământ, prin intermediul unei plăci circulare.

Brinch Hausen I. [14], profesor la Universitatea Tehnică din Copenhaga, studiază modul de deformare a masivului din pământ sub sarcini, elaborând relația de calcul determinată pe baza încercărilor în edometru și a încercărilor triaxiale (2.26) .



$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 3A \left[ \sqrt{\frac{P_m}{M}} \right]^m \quad (2.26)$$

în care : M - este modulul de deformație al terenului;

P - încărcarea masivului din pământ;

A și m - sînt coeficienții dați în funcție de porozitate;

$\varepsilon_v$  - deformația de volum.

Barberis V. [6], asistent la Institutul de Construcții Hidraulice al Universității din Roma - Italia, pe baza unor serii de experimentări pe diferite materiale, determină distribuția presiunilor în terenul de fundație. Se arată că propagarea presiunilor la terenurile nisipoase se face aproape instantaneu, pe cînd la argile durează un timp mai lung, în funcție de materialele aluvionare și argiloase.

Prof. Kawakami F. și asistentul său S. Ogana [50], de la Universitatea Tohioku Soudai - Japonia, studiază rezistența și deformația terenului supus la solicitări repetate. Pe baza încercărilor s-a înregistrat creșterea progresivă a deformației axiale și variația modulului de deformație elastic, odată cu creșterea frecvenței și presiunilor aplicate. S-au trasat curbele de compresiune raportate la indicii de creștere a deformațiilor.

Din studierea acestor curbe, comparîndu-le cu proprietățile mecanice ale unui model reologic, a cărui comportare este similară cu cel al probelor supuse la încercări repetate, s-a obținut limita de elasticitate și modulul de elasticitate (fig. 2.6.a și fig. 2.6.b).

De asemenea s-au studiat relațiile între efortul de compresiune și deformație axială și între modulul de deformație elastic și limita de elasticitate.

Din analiza graficului din figura 2.6.a, se constată că :

- deformația elastică a probelor supuse la încărcări repetate scade pînă la o valoare limită, odată cu creșterea frecvenței și presiunilor limită aplicate (fig. 2.6.a);
- modulul de deformație elastică a probelor supuse la încărcări repetate crește pînă la o valoare limită, odată cu creșterea frecvenței și presiunilor limită aplicate (fig.2.6.b);

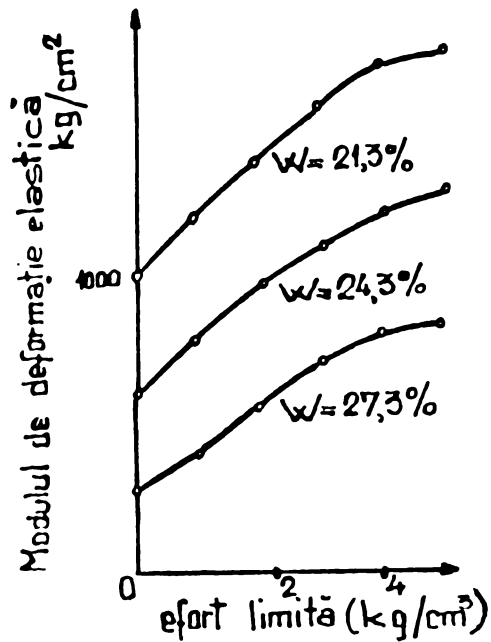


Fig.2.6.a. Relațiile între efortul limită, deformația elastică și modulul de deformație elastică la solicitări repetate.

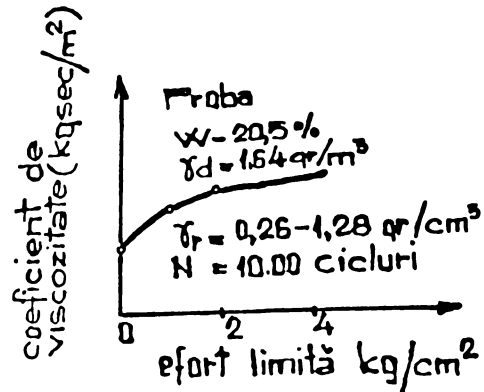


Fig.2.6.b. Relația între efortul limită și timpul încărcărilor repetate și coeficientul de vâscozitate.

- atât deformația elastică cât și modulul de deformație sînt funcție de umiditatea probelor;

Din analiza graficului din figura 2.6.b, se constată că :

- coeficientul de vâscozitate a probelor supuse la solicitări repetate crește pînă la o valoare limită odată cu creșterea frecvenței și presiunilor limită aplicate.

Krâșmanovici S. [61], prezintă o lucrare deosebit de interesantă, în care analizează modul de distribuție a eforturilor și deformațiilor în teren, luînd în considerare clădirea și terenul, ca pe un tot unitar. În calculul distribuției presiunilor reactive se ține seama de rigiditatea suprastructurii și infrastructurii și terenului de fundare. Terenul de fundație se tasează neuniform sub grinda de fundație, fapt ce modifică starea de eforturi în clădire, iar din această cauză se modifică presiunile respective pe suprafața de contact (fig.2.7).

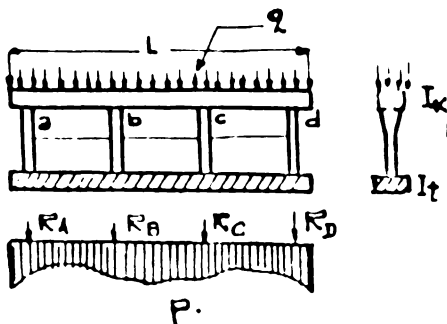


Fig.2.7. Variația presiunii reactive pe suprafața de contact.

Variația presiunii reactive pe suprafața de contact depinde de rigiditatea suprastructurii, infrastructurii și a tere-

nului de fundare. In lucrare se analizează separat influența fiecărei rigidități. Se ajunge astfel la concluzia că este necesară luarea în considerare a influenței rigidității în calculul eforturilor și deformațiilor.

E. de Beer [24], consideră niște grinzi de fundare de rigidități diferite la care calculează variația presiunii reactive pe suprafața de contact în terenuri de fundare cu modulul de elasticitate  $E_g$ , constant. Determinarea presiunilor respective se face la grinzi, caracterizate prin :

$$\delta = \frac{b}{L} \left( \frac{\text{lățime}}{\text{lungime}} \right) = \frac{1}{2} : \frac{1}{3} : \frac{1}{4} \quad (2.27)$$

arătînd că acestea se îndepărtează de la ipoteza unei repartiții uniforme. (fig.2.8).

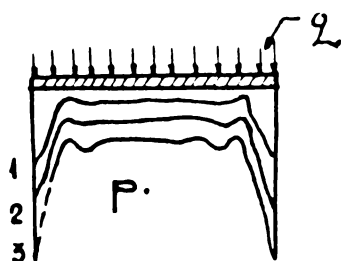


Fig.2.8. Repartiția presiunilor reactive pentru diferite grade de rigiditate.

Determinarea presiunilor reactive în teren se stabilește cu ajutorul metodei patratelor [24]. In cazul grinzilor cu rigiditate foarte mare, distribuția transversală a presiunilor este neuniformă. Distribuția presiunilor pe suprafața de contact longitudinală este de asemenea neuniformă, conform figurii 2.7.

Pentru grinzi foarte rigide, presiunile reactive la margini sînt la valori infinit de mari, ce nu pot fi atinse, datorită fenomenelor plastice.

Biernatowski Kazimierz - Polonia - [8], analizează lucrarea dintre construcție și teren, în cazul structurilor prefabricate, determinînd distribuția presiunilor reactive pe suprafața de contact dintre construcție și teren, în funcție de rigiditatea construcției și a terenului de fundare, precum și de formația suprafeței de contact.

Terenul de fundație este modelat ca semiplanul elastic, stratificat arbitrar și caracterizat prin modulul de compresibilitate  $E_g$  și coeficientul lui Poisson . Clădirea prefabricată se asimilează cu o grindă cu rigiditate redusă, cu n reazeme, sub formă de fundații transversale. Calculul grinzii pe mediu

elastic se rezolvă prin metoda Jemocikin.

Rezultatele calculului sînt date în tabelul de mai jos, din care se observă că reacțiunile sînt mai mari la margine și au valori apropiate în cîmp. Tasările sînt maxime în centrul grinzii și minime spre margine. Metoda nu ia în considerare toți parametrii și factorii care influențează conlucrarea, iar modulul de apreciere al rigidității construcției nu reflectă realitatea.

tab.2.1.

Cazul	Indicele	Fundajiile transversale - axe										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Rezolvarea cu luarea în considerare a rigidității construcției	reacțiuni /N/cm <sup>2</sup>	48.25	47.50	40.50	41.75	44.00	44.50	44.50	43.75	42.75	41.50	63.25
	tasări/cm	2.2	2.26	2.7	2.93	2.98	2.96	2.8	2.58	2.52	2.44	2.26
Rezolvarea fără luarea în considerare a rigidității construcției	reacțiuni /N/cm <sup>2</sup>	28.92	32.19	48.84	48.20	45.20	48.20	48.20	48.20	48.20	48.20	61.16
	tasări/cm	1.32	1.59	1.68	1.36	1.78	1.77	1.67	1.54	1.51	1.46	1.36
Rezolvarea cu luarea în considerare a influenței fundațiilor vecine						fară						
	tasări/cm	1.67	1.86	2.54	2.18	4.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	3.57

Această lucrare prezintă un aspect calitativ prin faptul că pune în evidență fenomenul conlucrării construcție - teren, scoțînd în relief necesitatea luării în considerare proiectarea economiei a construcțiilor.

Seven Hausko - Suedia - arată că deoarece în calculul clădirilor, prin metode convenționale, cînd conlucrarea dintre construcție și teren este omișă, se ajunge la erori serioase.

Pe baza unor programe de calcul, el determină eforturile și deformațiile în structură și teren, printr-un calcul de conlucrare, pe care le compară cu rezultatele unui calcul clasic.

La baza programului au stat următoarele :

Eforturile efective  $\sigma'$  în teren, datorită sarcinilor din reazeme s-au calculat după metoda Fröhlich's, care este considerată avantajoasă de autor, deoarece pentru diferite terenuri cere numai schibarea factorilor caracteristici presiunilor reactive. Modulul de deformație "M" al terenului este definit în funcție de modulul "m" exponențial presiunilor " $\beta$ " și nivelul presiunii efective " $\sigma$ " :

$$M = m \sigma_j \left( \frac{\sigma'}{\sigma_j} \right)^{1-\beta} \quad (2.29)$$

$$\sigma_j = 100 \text{ K P}_a \quad (2.30)$$

Tasările sub o anumită sarcină, sînt calculate prin integrarea efortului vertical sub sarcina cauzată de presiunile calculate anterior. Cum sarcinile reazemului depind de tasări, presiunile în subsol vor depinde de asemenea de tasări. Calculul s-a făcut pentru o structură în cadre cu cinci etaje și trei travei. Pe baza analizei comparative între calculul convențional și calculul unitar care ține seama de conlucrarea construcție - teren rezultă că eforturile determinate din calculul convențional sînt afectate de erori hotărîtoare ceea ce impune efectuarea unui calcul de conlucrare.

Rabinovici A. [93], prezintă o lucrare deosebit de interesantă, în care analizează fenomenul de interacțiune construcție - teren, luînd în considerare rigiditatea clădirii și terenului. Analiza acțiunii reciproce între construcție și terenul de fundație se face pentru o clădire multietajată cu suprastructură rigidă și infrastructură elastică. Suprastructura fiind rigidă obligă ca deformația suprafeței de contact să fie uniformă, dar presiunile reactive pe suprafața de contact prezintă o variație pronunțată (fig.2.9). Presiunile reactive pe suprafața de contact sînt preluate de terenul de fundație după principiul acțiunii și reacțiunii.

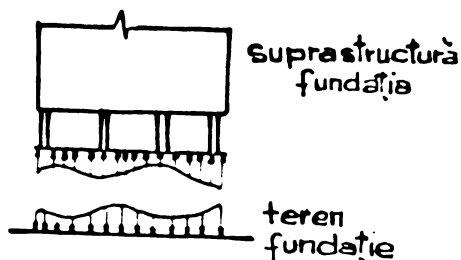


Fig.2.9. Acțiunea reciprocă structură - teren.

Suprastructura fiind rigidă obligă ca deformația suprafeței de contact să fie uniformă, dar presiunile reactive pe suprafața de contact prezintă o variație pronunțată (fig.2.9). Presiunile reactive pe suprafața de contact sînt preluate de terenul de fundație după principiul acțiunii și reacțiunii.

Se determină solicitările și deformațiile suprafeței de contact în model Winkler și model Boussinesq, în cazul sarcinilor concentrate.

La determinarea deformațiilor, se folosește relația :

$$y = \frac{1}{D} f(\ell, b, P, \dots) \quad (2.28)$$

în care :  $D = \frac{Eb \times h^3}{12(1-\nu^2)}$  - rigiditatea fundației;

$b, \ell$  - dimensiunile grinzii echivalente;

$P$  - încărcarea;

$y$  - deformația unei fundații de dimensiunile  $\ell, b$  solicitată de un sistem de sarcini date.

Rezultatele acestei lucrări contribuie la cunoașterea fenomenului de conlucrare construcție - fundație - teren.

În concluziile sale autorul arată că variația rigidității construcției duce la variația solicitărilor și deformațiilor la nivelul suprafeței de contact, care se transmit terenului pe care se reazemă. Deformațiile neuniforme ale terenului de fundare sînt înregistrate de construcție care își modifică starea de solicitare deformare. Fenomenul se repetă pînă la găsirea echilibrului.

Silion T., Ungureanu M., Csongradi I. [101], efectuează un calcul de conlucrare la structurile în cadre, cu fundații izolate, determinînd solicitările în clădire și pe suprafața de contact între fundație și teren.

Studiul conlucrării dintre construcție și teren se face aplicînd metoda matricii de rigiditate. Din exemplele de calcul autori concluzionează că efectul conlucrării este important și că nu trebuie ignorat. Se arată că la structurile în cadre rezultă - pe lîngă diferențele cantitative - și modificări calitative. Un rol important îl are natura terenului de fundare; cu cît modulul de deformare al terenului este mai mare, cu atît efectul conlucrării scade.

Ungureanu M., Csongradi I. [123], prezintă cîteva principii teoretice și rezultate practice despre conlucrarea între cadre plane cu tîlpile de fundare și teren. Deformarea terenului este descrisă prin matricea de flexibilitate a suprafeței de contact, care se prezintă sub forma generală pentru două modele de

de teren, folosite frecvent în practică. Se deduce apoi matricea de rigiditate a sistemului și matricea de rigiditate a terenului. Se prezintă rezultatele teoretice, care adoptă atât modelul Winkler, cât și cel liniar deformabil, la care se ține seama și de modificarea rigidității structurii.

Lucrarea își aduce o contribuție deosebită la elucidarea fenomenului de conlucrare dintre construcție - fundație - teren, la structurile în cadre.

Pop Viorel și Pătrîniche M. [92], fac o prezentare a factorilor care condiționează conlucrarea dintre construcție și teren, precizînd necesitatea luării lor în considerare într-un calcul de conlucrare. Exemplu :

1) Tasările imediate provocate de creșterea treptată a încărcărilor, pe măsură ce se execută construcția.

2) Tasările de consolidare care se suprapun tasărilor imediate și care în mare parte pot apărea în timpul executării construcției.

3) Redistribuirea încărcărilor și eforturilor în structură datorită tasărilor diferențiate.

4) Modificarea rigidității structurii pe măsură ce construcția progresează.

Acești factori nu sînt liniari, astfel încît considerarea lor separată și apoi suprapunerea efectelor introduc erori. Estimarea acestor factori este dependentă de proprietățile pămînturilor. De aceea factorii trebuie luați în calcul simultan.

Mihăilescu Clemensa și Mihăilescu St. [79], prezintă o lucrare deosebit de interesantă, prin care face o analiză a fenomenului de interacțiune construcție - teren, cu luarea în considerare a comportării vîscoelastice a structurilor din beton și masivelor din pămînt.

Se tratează structurile în cadre ca fundații izolate sau continui și structurile din panouri mari, la care se analizează conlucrarea dintre suprastructură, infrastructură și teren. În lucrare se concluzionează că metoda de calcul care permite efectuarea unui calcul de conlucrare dintre suprastructură, infrastructură și teren ce ține seama de toți parametrii și factorii ce influențează comportarea acestui ansamblu este metoda elemen-

telor finite. Autorii prezintă rezultatele unui calcul de conlucrare folosind metoda elementelor finite pentru o structură în cadre.

Rezultatele calculului de conlucrare sînt prezentate comparativ cu rezultatele calculului convențional. Din această prezentare se desprinde necesitatea luării în considerare în calcule a conlucrării dintre construcție și teren.

În lucrarea de față, autorul prezintă un calcul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, folosind metoda elementului finit. Se efectuează un calcul de conlucrare unitar al structurii - infrastructurii prefabricate și terenului de fundație la solicitări statice și dinamice. Se determină starea de eforturi și deformații, atât în elementele de construcție, cît și în masivul din pămînt.

Deoarece lucrările analizate anterior, autorii nu iau în considerare toți parametrii și factorii care influențează starea de eforturi și deformații în terenurile de fundare, în capitolul 4 prezintă un calcul de conlucrare la structurile în diafragme cu fundații prefabricate, folosind metoda elementelor finite.

Pentru a analiza influența naturii terenului de fundație asupra modificării stării de eforturi și deformații în construcții, s-a efectuat calculul în varianta terenului de fundare cu modulul de deformație constant, cu modulul de deformație crescînd cu adîncimea și cu modulul de deformație crescînd cu adîncimea avînd incluse în el lentile de teren foarte slab.

### 2.2.3. Cercetări și studii de tasări și compresibilitate

O proiectare economică și cu un grad sporit de siguranță nu se poate realiza decît în condițiile în care se prevăd cu suficientă exactitate viitoarele tasări și cu consecințele lor privind starea de solicitare și deformare în clădire. Tasarea neuniformă a terenului de fundare modifică starea de eforturi și deformare, atât în clădire, cît și în teren [17], [31], [48], [62], [67], [71], [91], [108], [124], etc.

Metodele de calcul aplicate la suprastructură, oricît de precise ar fi ele, se îndepărtează de realitate, impunîndu-se luarea în considerare a comportării ansamblului construcție - teren.



Din aceste considerente, stabilirea mișcărilor construcției și ale terenului de fundare a devenit o preocupare de specialitate a cercetătorilor din țările în care industria construcțiilor a realizat progrese evidente.

În 1957, Simons M. [103] de la Institutul Norvegian de Geotehnică din Oslo, prezintă un studiu în care se analizează în profunzime tasările a două clădiri fundate pe argilă consolidată. Prima clădire, cu caracter administrativ, prezintă o tasare de 48 cm., după nouă ani de la execuție. A doua clădire, o sală de sport, prezintă o tasare de 58 cm., după 22 ani de la execuție. Din două foraje, pe fiecare amplasament, s-au recoltat probe netulburate pînă la adîncimea de 25 m. Rezultatele probelor din laborator au servit la calculul tasărilor celor două imobile (fig.2.10 și fig.2.11).

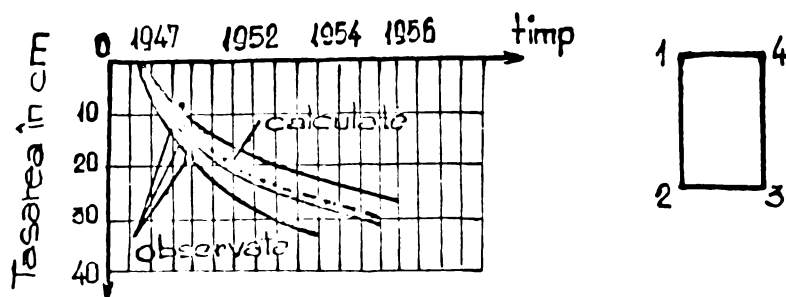


Fig.2.10. Diagrama tasărilor calculate și măsurate în clădirea administrativă.

Tabelul 2.2.

Puncte	1	2	3	4	5	6
Tasarea calculată cm.	42,5	39,8	38,5	33,8	48,4	48,7
Tasarea observată după 9 ani cm.	47,0	49,5	50,5	49,0	48,0	50,0

Din figura 2.10 rezultă că tasările calculate sînt în bună concordanță cu tasările măsurate. Alături de grafic arată că tasările nu s-au stabilizat prezentînd o creștere în timp. Viteza de creștere a deformațiilor este mai mare în primii ani, după care scade lent. Analizînd calculul tasărilor în punctele 5 - 6 re-

zultă că fundațiile continui trebuiau să se încovoie avînd tasările maxime la jumătate în axele longitudinale. Dacă suprastructura și fundațiile continui se comportau după cum a rezultat, tasările calculate aveau deaface cu o structură cu rigiditate redusă. Analiza tasărilor observate arată că construcția are rigiditate mare obligînd terenul la o deformare aproximativ liniară.

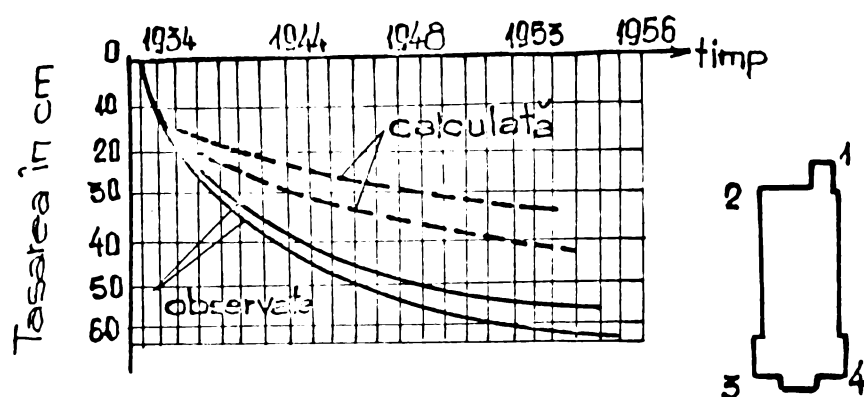


Fig.2.11. Diagrama tasărilor calculate și observate la sala de sport.

Tabelul 2.3.

P u n c t e	1	2	3	4	5
Tasarea calculată cm.	17,4	24,0	38,7	39,5	52,0
Tasarea observată cm.	26,0	27,5	48,0	49,0	54,0

Din figura 2.11 se constată o discordanță dintre tasările calculate și cele măsurate, tasările calculate fiind mai mici decât cele măsurate. Alături graficelor arată că stabilizarea tasărilor se produce după circa 20 de ani de la executarea clădirii. Viteza de tasare este mai mare în primii ani, după care ea scade progresiv pînă la stabilizare. Din analiza tasărilor se constată că structura are o rigiditate redusă.

Gibson R.E. și Nancee Watford-Herts - Anglia - [35], prezintă o lucrare interesantă, privind posibilitatea stabilirii tasării de consolidare provenită din încărcări uniform distribuite aplicate pe suprafețe dreptunghiulare. Aceștia stabilesc tasarea imediată și tasarea prin consolidare a colțului unui triunghi încărcat uniform pe baza teoriei lui Biot [39], conside-

rînd masivul din pămînt semiinfinit, omogen, izotrop, elastic și saturat. Rezultatele calculului sînt prezentate sub formă de grafice, permițînd determinarea tasării oricărui punct de pe suprafața masivului. Cunoșcînd deformata suprafeței de contact ne dă posibilitatea creerii unei imagini de ansamblu a conlucrării construcției cu terenul de fundare.

Polshin E. și Tokar A. [91], de la Institutul de Cercetări Fundații - Moscova - URSS, expun o serie de principii privind tasările inegale ale fundațiilor la clădiri civile și industriale, pe baza unor observații îndelungate. Se arată că tasările inegale ale clădirilor nu depășesc tasarea maximă ce o poate suporta construcția în condiții normale de exploatare.

În figura 2.12 se dă graficul tasărilor observate în funcție de timp. Lucrarea prezintă date referitoare la tasările maxime inegale admise precum și metode de calculul tasărilor inegale.

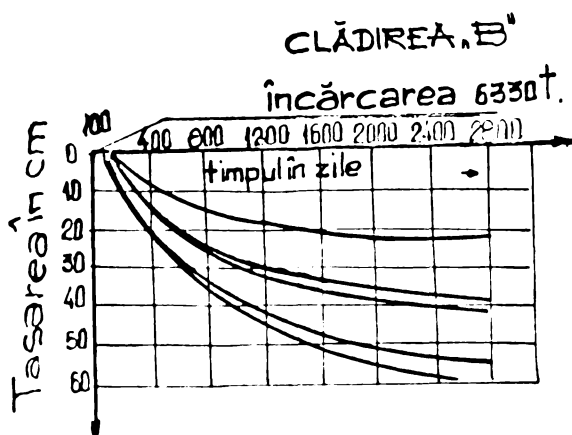


Fig.2.12. Graficul tasărilor observate în funcție de timp.  
tr-un calcul de conlucrare.

Tasările inegale depind de rigiditatea construcției fundației și terenului. Acestea reprezintă un criteriu ce necesită a fi luat în considerare în-

Gîdea A., Păunescu M., Guțescu D., Rosenauer I., Schein T.[31] au urmărit evoluția tasărilor la cîteva tipuri de clădiri din Timișoara. Construcțiile urmărite sînt diferite ca : dimensiuni și adîncimi de fundare, alcătuire structură, terenul de fundație avînd încărcări diferite pe suprafața de contact. Stabilirea tasărilor s-a făcut prin fixarea de mărci pe blocuri la care s-a urmărit deplasarea lor pe verticală față de niște reperi fixi montați în teren. Astfel, pentru blocul turn "D<sub>2</sub>" P + 4 E - Zona Tipografilor - s-au montat nouă mărci și s-au urmărit tasările pe perioada a doi ani, constatîndu-se că blocul s-a tasat neuniform, diferența de tasare pe diagonală fiind de 12 mm. Aceasta înseamnă că structura cu toate că este rigidă are loc fenomenul de conlucrare ce produce redistribuire de solicitări în elementele de rezistență.

Pentru blocul de locuințe "E<sub>4</sub>" P + 4 E din Zona Circumvalațiunii, s-au urmărit tasările cu ajutorul a 12 mărci pe perioada a doi ani, după care rezultă din alura deformațiilor că tasarea s-a stins. Tasările sînt relativ neuniforme ce indică o conlucrare dintre construcție și teren.

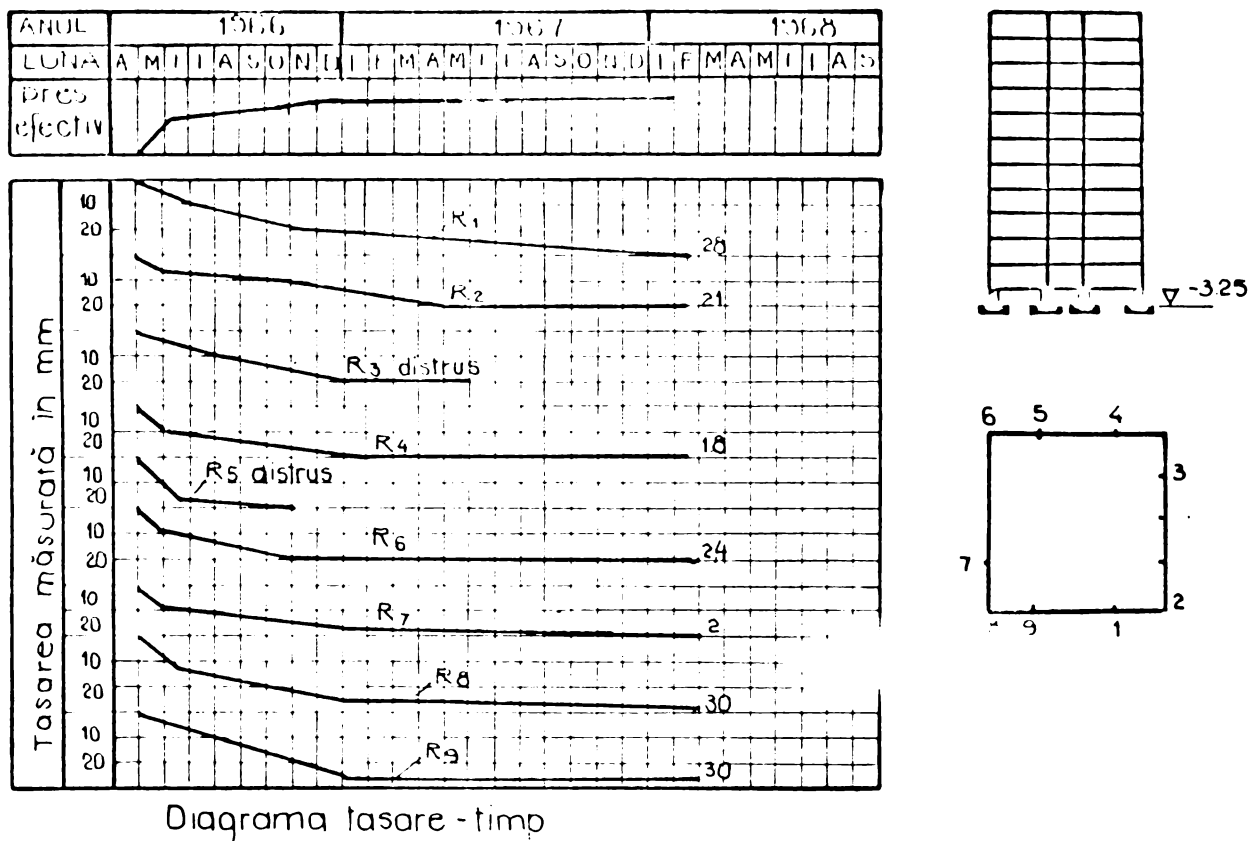


Fig. 2.13. Bloc D4 - Zona Tipografilor. Diagrama tasărilor.

Păunescu M., Izdrăilă V., Guțescu D. și Mihăiescu A. [86], au urmărit evoluția tasărilor la corpul înalt al Universității din Timișoara P + 7 E. Structura de rezistență este alcătuită din cadredin beton armat fundate pe radier general. Terenul de fundare este alcătuit din câteva pachete de nisipuri. Tasările s-au urmărit prin măsurători directe a deplasărilor mărcilor de pe clădire pe durata de trei ani. După aproximativ doi ani, tasările s-au stins. Tasările au valori cuprinse între 25 și 43 mm.

Suklje L. și Sovink I. de la Universitatea din Ljubljana-Jugoslavia, redau într-un studiu observațiile cu privire la tasarea a cinci rezervoare de ulei. Tasările măsurate le compară cu valorile rezultate din calcule, ajungînd la concluzia că componentele deviatorii ale tasărilor predomină, reprezentînd o importantă parte din tasarea totală. Dezvoltarea tasărilor se da-

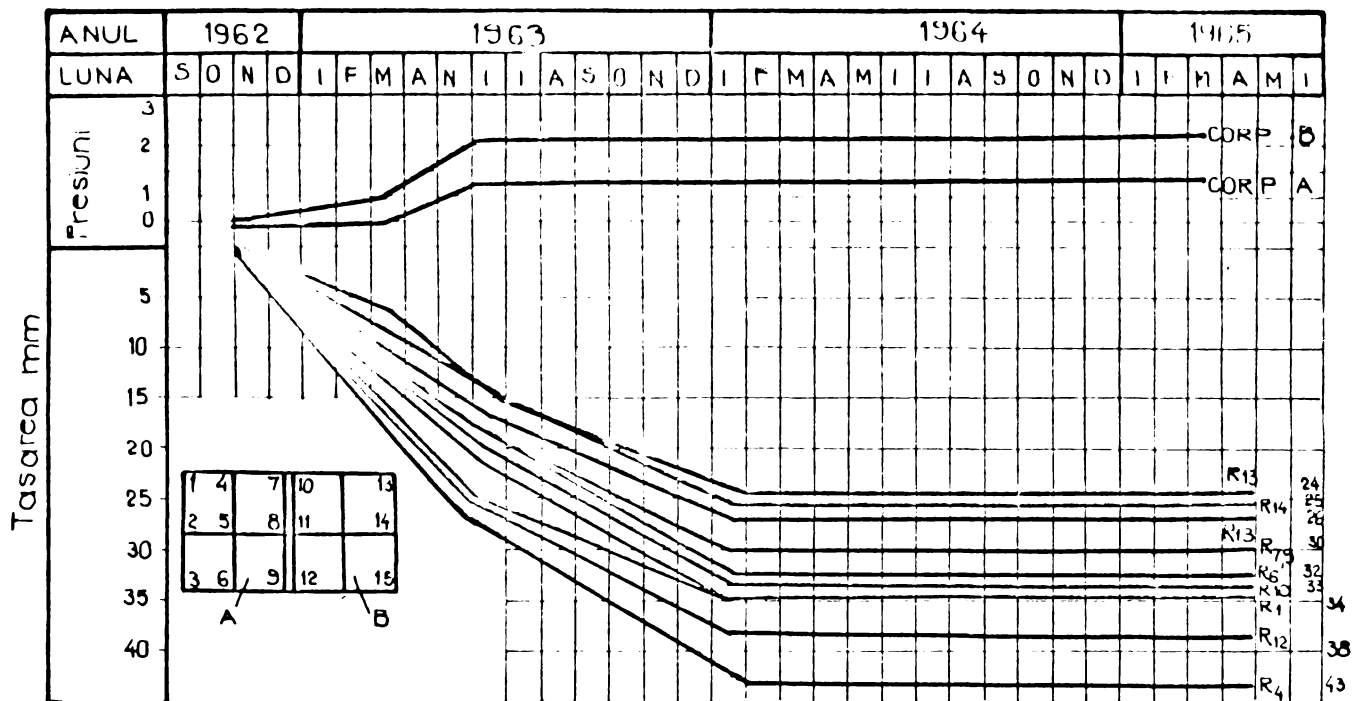


Fig.2.14. Corp A și B al Universității Timișoara. Diagrama tasărilor.

torește anizotropiei elastice a terenului de fundare și efectelor fluajului (terenul de fundare fiind format din sedimente argiloase recente) [106].

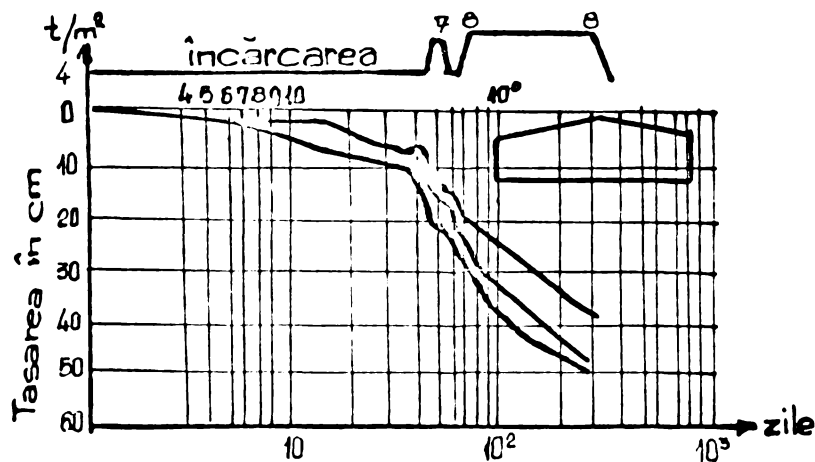


Fig.2.15. Tasările observate în trei puncte la un rezervor.

La efectuarea unui calcul de conlucrare trebuie ținut seama de neomogenitatea terenului de fundare atât în plan orizontal cât și vertical pe adâncimea zonei active.

Lapelli P. [48], de la Institutul de Hidraulică al Universității din Palermo - Italia, redă rezultatele cercetărilor teoretice și experimentale privind tasările unor construcții civile și industriale. Structurile cercetate sînt de diferite tipuri, fondate în condiții diferite de teren, pe diferite sisteme de fundare.

Rezultatele cercetărilor confirmă valabilitatea ordinului de mărime a tasărilor prevăzute și cele măsurate experimental. De asemenea arată sensibilitatea calculelor la influența naturii terenului de fundare și a parametrilor ce intervin în fiecare caz în parte.

Țîtovici M.A. și Zarețski I.K. - URSS - [122], arată că pentru a prevedea tasările terenului de fundație sub sarcinile din construcție, trebuie luate în considerare două cazuri.

În primul caz, datorită sarcinilor exterioare, se modifică raportul fazelor terenului de fundare din volumul unitar. Pentru a prevedea tasările, se aplică teoria consolidării cu luarea în considerare a cedării lente a structurii scheletului terenului de fundare.

Biernatowski Kazinierz [8], prezintă un calcul de lucrare la clădirile din panouri mari în care folosește modelul semispațiului elastic pentru terenul de fundație, scoțînd în evidență necesitatea cunoașterii mediului de deformare a terenului pentru o proiectare judicioasă.

Pentru determinarea tasărilor terenului de fundație, în urma încărcării acestuia cu forța  $R_1$ , folosește expresia :

$$w_1 = \frac{1 - \nu^2}{\bar{E}} w \cdot R_1 \quad (2.31)$$

în care :  $\bar{E}$  - modulul generalizat al compresibilității ca medie ponderată a solului pentru adîncimea  $hs$ ;

$w$  - coeficient de influență în funcție de forma și rigiditatea elementului care soliciță terenul de fundație ;

$\nu$  - coeficientul lui Poisson;

$hs$  - stratul echivalent.

Tasarea neuniformă a fundațiilor duce la apariția unor forțe suplimentare, de obicei la îmbinările prefabricatelor sau

la deplasarea acestora inadmisibil din punct de vedere al stabilității. Se scoate în evidență că tasarea neuniformă a construcției depinde de rigiditatea suprastructurii, infrastructurii și terenului de fundare. De asemenea se subliniază că neuniformitatea tasărilor fundațiilor depinde și de neuniformitatea în plan orizontal a terenului de fundare necesitând a fi luat în considerare într-un calcul de conlucrare.

Guțescu Dumitru - de la Institutul Politehnic Timișoara - în teza de doctorat [32], prezintă măsurătorile de tasare pentru mai multe tipuri de construcții din Timișoara (construcții de locuințe P + 4; P + 10; construcții social-culturale), comparativ cu tasările calculate. La colțurile clădirilor s-au montat reperi de tasare cu ajutorul cărora s-au urmărit tasările în dreptul lor. Construcțiile au fost fondate în general pe un teren alcătuit din argile nisipoase, prafuri nisipoase.

Se constată că tasările cresc relativ în timpul duratei de construcție, durată în care se dezvoltă circa 70 - 75 % din valoarea totală, după care se stabilizează pe perioadă a câțiva ani de la darea în exploatare. Se constată o bună concordanță între tasările calculate și cele măsurate. Montarea reperilor de tasare și efectuarea măsurătorilor nu s-a făcut și interpretat în ideea analizei conlucrării ansamblului construcție - fundație - teren.

Mulți cercetători au însumat și colecționat observații și concluzii înregistrate, privind tasările. Diferitele rezultate găsite la structuri flexibile și rigide demonstrează că nu pot fi elaborate legi comune tuturor structurilor. De aceea se necesită analizarea factorilor și parametrilor ce influențează tasarea și luarea lor în considerare.

Modul de tasare a terenului de fundație influențează conlucrarea ansamblului suprastructură - infrastructură - teren, de care trebuie să se țină seama în cadrul proiectării.

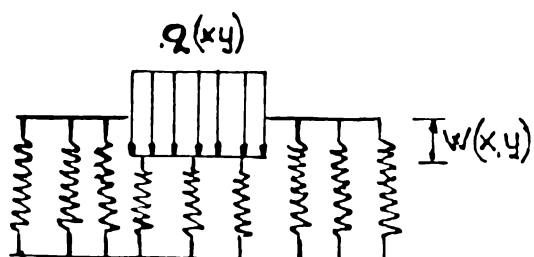
### 2.3. Modele de calcul a fundațiilor

Analizând conlucrarea ansamblului construcție - fundație - teren, se observă că acest fenomen depinde de modul de comportare a terenului de fundare sub sarcini. În literatura de spe-

cialitate s-au publicat lucrări care tratează problema grinzilor și plăcilor pe mediu elastic, adaptînd pentru terenul de fundare diferite modele reologice. [38], [63], [82], [83], [94], [102], [128], etc.

#### A. Modelul Winkler

Primul model de calcul este modelul lui Winkler, care în anul 1867 [128], elaborează "Ipoteza coeficientului de pat", care poartă numele de Model Winkler și care stă la baza multor metode de calcul a diferitelor elemente de fundare pe mediu elastic. Această ipoteză asimilează terenul de fundare cu un set de resorturi, dispuse între elementul de fundație ce reprezintă o placă și o bază rigidă, lucrînd independent între ele și avînd un coeficient de elasticitate "K" (fig.2.16).



Acest coeficient de elasticitate reprezintă o constantă de proporționalitate dintre încărcarea  $q(x,y)$  și tasarea  $w(x,y)$ . Coeficientul de elasticitate caracterizează modelul și este denumit în mod obișnuit coeficient de tasare.

Fig.2.16. Modelul Winkler.

Sub acțiunea încărcărilor exterioare, elementul de fundație se va tasa, ca urmare a comprimării resorturilor de pe suprafața de contact. Suprafața terenului din afara zonei încărcate va rămîne nedeformată, iar dacă încărcarea exterioară se îndepărtează, fundația va reveni în poziția inițială :

$$q(y) = K \cdot w(y) \quad (2.32)$$

Ecuția fibrei medii deformată a elementelor de fundare în model Winkler, este redată de relația (2.32).

În cadrul acestei ipoteze se admite că :

- fundația păstrează legătura cu terenul pe toată suprafața de contact;
- între fundație și teren, la încărcare, nu apar forțe de frecare;
- deformațiile se situează în domeniul elastic.



Din punct de vedere fizic, constatăm că modelul Winkler nu este suficient de riguros, deoarece :

- terenul de fundație se tasează atît sub elementul de fundație, cît și în punctele vecine;
- tasarea terenului de fundare depinde nu numai de natura terenului, ci și de mărimea suprafeței de contact;
- coeficientul de pat nu este o caracteristică - numai a terenului sau numai a fundației - el trebuind să fie determinat pentru fiecare caz în parte;
- coeficientul de pat nu este o mărime constantă de natura terenului și de comportarea pămîntului la solicitări statice și dinamice;
- modelul Winkler neglijează capacitatea de repartiție a masivului din pămînt, considerînd deformațiile elastice locale independente.

Datorită simplității, clarității deosebite și a rezultatelor multumitoare, acest model a cunoscut o largă aplicabilitate și au apărut numeroase preocupări din partea oamenilor de știință, pentru a-l îmbunătăți.

#### Preocupări pentru îmbunătățirea modelului Winkler.

Grasshoff H. [41], observînd experimental variația presiunii reactive în lungul grinzilor de fundare, modifică modelul Winkler. El presupune că coeficientul "K" variază în lungul grinzilor  $K_z = K(x)$ , iar în cazul plăcilor  $K_{xy} = K(x,y)$ . Pe baza acestei modificări, Grasshoff elaborează o metodă de calcul.

Boussinesq s-a ocupat de îmbunătățirea modelului Winkler, prin modificarea coeficientului de pat în așa fel, încît să se țină seama de adîncimea fundării, de forma și dimensiunile suprafeței de fundare și de mărimea sarcinilor. Coeficientul determinat în noua variantă s-a numit coeficient de rigiditate, iar modelul poartă numele de Winkler-Boussinesq :

$$K = \frac{P_n}{W} \qquad P_n = \frac{4N}{\pi d^2} \qquad (2.33)$$

unde : N - sarcina totală pe placa de probă;  
d - diametrul plăcii de probă;

$W$  - tasarea plăcii de probă;

$P_n$  - încărcarea normală pe placă.

O altă variantă îmbunătățită a modelului, o reprezintă modelul Winkler cu doi coeficienți de rigiditate - unul  $c(x)$  ce caracterizează compresibilitatea terenului în plan orizontal ce se ia variabil în lungul grinzii, și altul  $h(y)$  ce caracterizează proprietățile de repartiție ale terenului în adâncime. Acești coeficienți se introduc în ecuația fibrei medii deformată a grinzii de fundație :

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^2} = p - c(x) w(x) + h \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (2.34)$$

Aceste modele permit aplicarea lor într-un calcul de conlucrare clasic, permițînd totodată introducerea în ecuația de interacțiune a factorului timp.

Wieghardt [127], îmbunătățește modelul Winkler prin legarea resorturilor la partea superioară - cu un fir - obținînd o reprezentare mulțumitoare a comportării terenurilor coezive sub sarcini. Cu acest fir se ține seama de conlucrarea zonelor vecine ce nu vin în contact direct cu construcția. Acest model are următoarea ecuație diferențială :

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} - H \frac{d^2 w}{dx^2} + K w = q(x) \quad (2.35)$$

unde :  $H$  - efortul de tracțiune al firului;

În calculul de conlucrare dintre construcție și teren se asimilează construcția cu o grindă pe mediu elastic, aplicarea ecuației Wieghardtce este indicată a se folosi pentru terenurile coezive deoarece ține seama și de conlucrarea zonelor vecine.

Filonenko - Borodici [26], generalizează modelul Wieghardt prin legarea resorturilor la partea superioară cu o membrană, pentru cazurile bidimensionale, pentru a realiza o interacțiune între elementele de arc ale modelului. Ecuația diferențială a modelului este :

$$p(x,y) = KW - TV^2W \quad (2.36)$$

unde :  $T$  - tensiunea de membrană.

În cazul calculului de conlucrare dintre construcție

și teren. La clădirile fondate pe radier, în terenuri coezive, este indicat a se aplica ecuația diferențială Filonenko - Borodici, deoarece modelul ține seama de conlucrarea dintre zona de contact construcție teren și zonele vecine acesteia.

Pasternak P.L. [85], îmbunătățește modelele Winkler prin legarea la partea superioară a capetelor resorturilor la o placă sau la bară, ce permite forfecarea între elementele de resorturi. Placa sau bara este necompresibilă dar care se deformează numai prin forfecare. Modelul Pasternak reprezintă o extindere a modelului Winkler pentru terenuri de fundație omogene, în cazul când în ecuația fibrei medii deformată intervine modulul de forfecare "G".

S-au făcut cercetări deosebit de valoroase, pentru determinarea coeficientului de rigiditate - mărime specifică fiecărei fundații și teren de fundare dat.

#### B. Modelul continuu elastic

Modelul continuu elastic sau modelul Boussinesq [11], elaborat în anul 1885 asimilează terenul de fundare cu un semispațiu elastic liniar, omogen și izotrop. Acest model permite o bună interpretare a comportării terenului de fundare sub sarcinile date de construcție. Metodele de calcul a grinzilor de rigiditate finite rezemate pe mediu elastic ce au la bază acest model sînt foarte complexe, putînd fi aplicate pentru un număr restrîns de probleme particulare pierzîndu-și valabilitatea la modificări ale caracteristicilor terenului. Folosirea acestui model pentru fundații rigide rezemate pe terenuri elastice omogene și izotrope, dă rezultate bune.

Ghersevanov N.M. [33], îmbunătățește modelul Boussinesq prin introducerea modulului de deformație în locul modulului de elasticitate și coeficientului de unflare laterală în locul coeficientului lui Poisson. Acest model nu se recomandă să se folosească la terenurile nisipoase. Folosirea modelului în general duce la obținerea de tasări mai mari decît în realitate. Modelul Boussinesq supraestimează capacitatea de repartizare a masivului de pămînt, rezultînd o amortizare mult mai rapidă a tasărilor decît în realitate. Consideră că deformațiile au loc instantaneu și nu în timp îndelungat, cum se comportă argilele.

Presiunile reactive pe suprafața de contact, la fundații mari, rezultă că sînt mai mari la margini și mai mici la mijloc, fiind în concordanță cu realitatea.

Acest model a cunoscut preocupări continui pentru îmbunătățirea lui.

Teoria mediului liniar continuu se aplică la calculul fundațiilor rigide, rezemate pe semispațiu elastic, omogen și izotrop, obținîndu-se distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact și deplasările verticale.

Acest model se utilizează frecvent la determinarea tensiunilor probabile ale construcțiilor supuse la un program de încărcare cunoscut. Folosit în modele de capacitate portantă, modelul elastic continuu, nu dă rezultate atît la calculul fundațiilor de suprafață cît și la cele de adîncime, obținîndu-se de cele mai multe ori supradimensionări inadmisibile, sau uneori soluții insuficiente. Aceasta se datorește faptului că masivul lucrează în domeniul plastic.

### C. Modelul vîsco-elastic

Modelul vîsco-elastic, pentru pămînt, a fost propus de Gibson și Lo. K.J., pentru a descrie comportarea la consolidarea unidimensională a pămînturilor argiloase, incluzînd și efectele curgerii. În acest model, deplasarea verticală a pămîntului, sub tensiuni efective verticale crescătoare, în timpul consolidării primare, este simulată prin comprimarea arcului (1)

care reprezintă structura pămîntului. Elementul Kelvin este reprezentat prin arcul (2) și cilindrul piston (3).

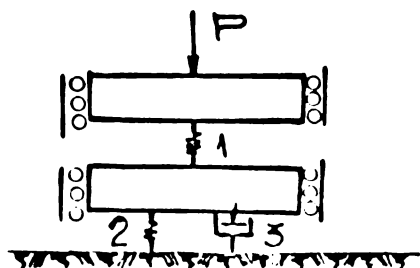


Fig.2.17. Model vîsco-elastic. ale pămînturilor sub sarcini [30].

Modelul elastic liniar este reprezentat prin arcul (1) ce imită comportarea elastică a pămînturilor de fundație sub sarcini.

$$\sigma = \varepsilon E \quad (2.37)$$

Modelul vîsco-linier este reprezentat prin cilindrul cu piston (3). Cilindrul are fundul găurit, astfel că poate colecta aer înăuntru, iar între peretele cilindrului și piston este un lubrefiant vîscos, fiind necesară o forță pentru deplasarea pistonului. Acesta imită comportarea vîscoasă a pămînturilor de fundație sub sarcină.

$$\tau = c \frac{d E}{d t} \quad (2.38)$$

Modelul vîsco-elastic reprezintă o generalizare a modelelor elasticității și vîscozității acestora, care sînt reprezentate prin elementul de arc (2) și prin cilindrul cu piston (3). Aceste două elemente reprezintă modelul Maxwell cînd cilindrul și arcul sînt legate în serie și modelul Kelvin, cînd cilindrul și arcul sînt legate paralel.

În modelul Maxwell tensiunile în elementul elastic și în elementul vîscos sînt egale în orice moment.

În modelul Kelvin, efortul în orice moment este suma efortului din arc și a efortului din cilindru cu piston :

$$\sigma = \sigma^e + \sigma^v \quad (2.39)$$

Atît modelul Maxwell, cît și modelul Kelvin permit o analiză detaliată a fenomenului de curgere și relaxare a terenurilor de fundare sub sarcini. Acest model s-a dezvoltat teoretic fără aplicație în practică.

#### D. Modelul solidului elasto-plastic

Modelul solidului elasto-plastic a rezultat din comportarea terenului de fundare elastică sau plastică sub sarcinile date de construcții.

Comportarea elastică a terenurilor de fundare (cazul rocilor) sub sarcini, este reprezentat prin elemente tip arc.

Comportarea plastică a terenurilor de fundare (cazul nisipurilor) sub sarcini, este reprezentat prin elemente tip cilindru cu piston. Distribuția presiunilor în terenul de fundație este destul de diferită în comportarea elastică, față de cea plastică. Introducerea modelului elasto-plastic s-a făcut

pentru a putea descrie comportarea pământurilor sub acțiunea unor încărcări de intensitate progresivă. Cazurile întâlnite în practică privind aplicarea acestui model sînt destul de rare.

### E. Modelul elementelor finite

Pentru efectuarea unui calcul de conlucrare dintre suprastructură, infrastructură și teren, trebuie aplicat un model matematic, care să permită luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor care influențează starea de eforturi și deformații. Atît clădirea cît și terenul de fundație reprezintă un corp deformabil ce posedă un număr infinit de puncte de mărime infinitezimală ce caracterizează continuitatea materiei. Modelul matematic adoptat care permite definirea forțelor exterioare, a eforturilor, a deformațiilor și a deplasărilor în fiecare punct, este modelul elementului finit. Suprastructura, infrastructura și terenul s-au substituit în elemente, numite elemente finite sau elemente discrete, de mărime constantă sau variabilă funcție de necesitatea caracterizării stării de eforturi și deformații, legate între ele într-un număr finit de puncte numite noduri (fig.5.1\* și fig.5.6\*). Mărimea elementelor finite se alege în funcție de omogenitatea materialului, de variația încărcărilor, etc.

Discretizarea ansamblului în elemente finite nu suprimă continuitatea lui, ea se realizează prin forțele și deplasările generalizate, exteriorizate, elemente ce interacționează între ele. Toate aceste elemente pot fi caracterizate printr-o matrice de rigiditate sau o matrice de flexibilitate. Ele pot fi tratate prin metoda eforturilor sau prin metoda deplasărilor. Fiecare element finit este introdus cu proprietățile mecanice și fizice ale caroiajului ce-l reprezintă. Modelul elementului finit permite luarea în considerare a parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea în regim static și dinamic (parametri și factori tratați în capitolele 2.4 și 2.5.). Acest model permite luarea în considerare a redistribuirii stării de eforturi și deformații, a ansamblului suprastructură, infrastructură și teren.

\*în anexă

## Concluzii

Determinarea comportării în exploatare a diferitelor tipuri de structuri în diverse categorii de terenuri cu ajutorul modelelor reologice ce au la bază un model de calcul, constituie o utilitate practică în calculul construcțiilor.

Primul model reologic conceput inițial "modelul Winkler" a revoluționat tehnica de calcul a fundării construcțiilor. Evoluția cunoașterii caracteristicilor geotehnice ale terenurilor de fundație, comportarea terenurilor de fundație sub sarcini, precum și comportarea materialelor de construcție sub sarcini a dus la îmbunătățirea modelelor reologice, sau la apariția altora noi, care asigură o concordanță mai bună între rezultatele teoretice și cele experimentale. Un model reologic, ce permite imitarea reală a comportării sub sarcini a construcțiilor și terenului de fundație cu luarea în considerare a conlucrării dintre construcție, fundație și teren este modelul elementului finit.

### 2.4. Factorii care influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și teren, în regim static

#### 2.4.1. Structura terenului de fundare și comportarea lui sub sarcini

Conlucrarea dintre construcție și terenul de fundare depinde de natura terenului de fundare, de modulul de deformare al masivului din pământ, de grosimea stratului compresibil, de stratificație, de anizotropie, de rigiditatea masivului din pământ, etc.

Terenul de fundare este format din roci dezagregate, cu goluri mai mari sau mai mici, slab legate între ele. În golurile dintre particolele minerale se găsește faza lichidă și faza gazoasă. Rocile dezagregate provin din roci eruptive, sedimentare sau metamorfice, prin alterare chimică și fragmentare fizică, alcătuind faza solidă. Vaporii de apă și gazele din pământ ce se găsesc între particolele solide, neocupate de apă, formează faza gazoasă.

Comportarea masivului din pământ sub sarcini depinde de

mărimea sarcinilor, de proprietățile mecanice și geotehnice, de neomogenitatea și anizotropia masivului din pământ. Modulul de deformare al terenului de fundare crește cu adâncimea, influențând direct asupra eforturilor și tasărilor [68]. Terenurile de fundare se prezintă omogene și neomogene, cele neomogene se caracterizează printr-o anizotropie în plan orizontal, longitudinal și transversal, care influențează direct asupra distribuției eforturilor și deformațiilor în semispațiu. De această anizotropie se poate ține seama în calcule, folosind metoda elementelor finite. Proprietățile argilelor și nisipurilor sînt foarte complexe, încît o analiză matematică este imposibilă, de aceea, în practică s-a recurs la ipoteza simplificatoare, considerînd comportarea pământurilor ca niște materiale ideale. Teoriile elaborate pe baza acestor simplificări ne conduc la observații teoretice, impunîndu-se determinări de laborator, pentru stabilirea caracteristicilor geotehnice și mecanice, cu care să se pună în concordanță rezultatele teoretice.

#### a) Comportarea pământurilor necoezive sub sarcini

Deformațiile pământurilor necoezive sub acțiunea sarcinilor exterioare au loc datorită reducerii porozității și micșorării volumului de goluri dintre particulele solide. Comprimarea nisipurilor se produce prin rostogolirea granulelor solide în golurile vecine, prin lunecarea lor și strivirea locală a particulelor ce vin în contact. Pe măsura comprimării nisipurilor, apa din golurile dintre granule este expulzată în exterior. Mărimea deformației pământurilor nisipoase este în funcție de volumul golurilor. [7], [9], [20], [44], [122], [125], etc.

Modulul de deformare  $E$  este în funcție de densitatea nisipurilor, de mărimea solicitărilor la care sînt supuse și de posibilitatea expulzării apei din pori. Rezistența la forfecare a nisipurilor este dependentă de efortul normal pe planul de forfecare. Modulul de forfecare s-a notat cu "G" și depinde de efortul normal și de densitatea relativă a nisipurilor în plan orizontal ( $D_r$ ), figura 2.18.



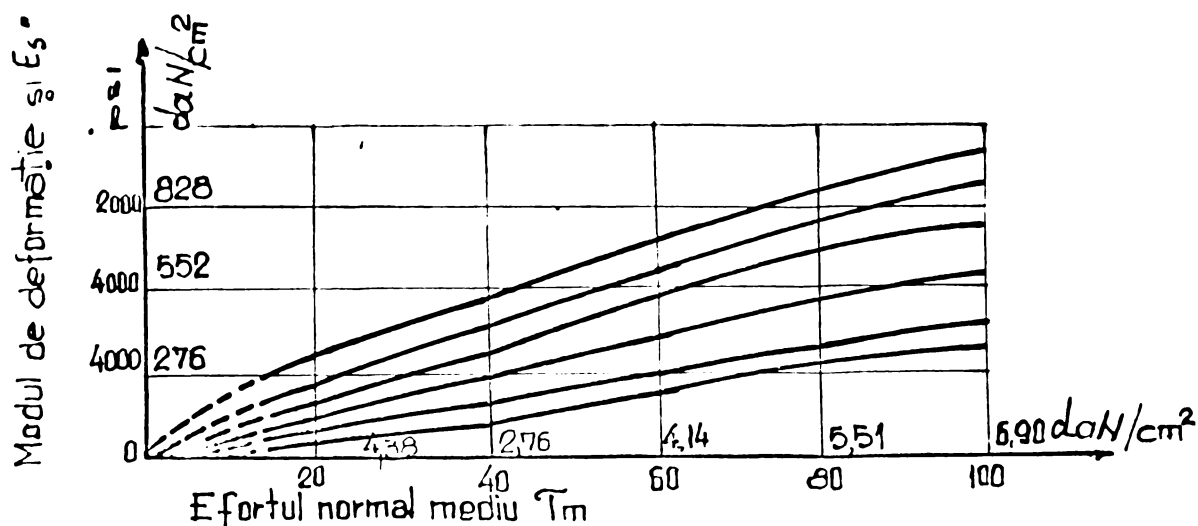


fig.2.18.

Valoarea modulului de forfecare în plan vertical este mai mică decît valoarea modulului de forfecare în plan orizontal, deoarece presiunea normală pe planul vertical de forfecare este mai mică, ea fiind dată de presiunea laterală caracteristică prin coeficientul  $E_0$ . Aceasta explică de ce nisipurile nu pot prelua eforturi tangențiale mari. Terenurile nisipoase se comportă ca un model Winkler. Deformarea elasto-plastică a nisipurilor la marginea fundației se explică prin valoarea mică a rezistenței la forfecare în plan. Construcțiile executate pe terenuri nisipoase fundate pe radieri au o comportare mai bună în comparație cu cele fundate pe elemente continui, în cazul terenurilor necoezive [7].

#### b) Comportarea pămînturilor coezive sub sarcini

Pentru studierea comportării ansamblului construcție - fundație - teren, din punct de vedere al stării de eforturi și deformații, se impune analiza comportării pămînturilor de fundare sub sarcini. Comportarea pămînturilor argiloase sub sarcini, alcătuite din faza solidă, lichidă și eventual gazoasă, depinde de interacțiunea dintre aceste faze, cît și de comportarea fiecărei faze în parte. Particulele argiloase au un mare grad de dispersie, absorbînd moleculele bipolare și ionii pozitivi din soluții alcătuiind moleculele gigant. Eforturile normale și tangențiale sînt preluate de scheletul mineral prin intermediul peliculelor de apă ce le înconjoară.

Sub acțiunea sarcinilor exterioare iau naștere, în masivul din pământ, deformații care provoacă un câmp de eforturi unitare, ce produc următoarele fenomene :

- distrugerea legăturilor structurale sau a particulelor izolate, când rezistența dintre particule este depășită de efort;
- eliminarea apei din porii pământului (permițând o așezare a elementelor constituante), dând naștere unui gradient hidraulic ce produce deplasarea apei în masivul din pământ;
- comprimarea și eliminarea parțială a bulelor de aer;
- deformația peliculelor de apă adsorbită în punctele de contact;
- deformații de altă natură, legate de proprietățile elastice ale granulelor.

Aceste fenomene depind de forma și natura particulelor argiloase, de porozitate și de umiditate. Legăturile structurale ale particulelor argiloase sînt de natură electromoleculară (cauzate de natura bipolară a moleculelor de apă), și de natură mecanică.

Pământurile argiloase sînt legate într-o rețea capilară ce influențează proprietățile mecanice.

Faza gazoasă dintre particulele de argile are o comportare elastică sub sarcină, ce sporește elasticitatea argilelor.

Fenomenele enumerate mai sus, care iau naștere în masivul din pământ, datorită presiunilor reactive cauzate de sarcinile exterioare, duc la o apropiere, o îndesare a particulelor însoțite și de alunecări locale. Această îndesare a particulelor se numește tasare. Particulele îndesate sînt mai compacte, avînd proprietăți mecanice mai mari.

În cazul suprafețelor înclinate, pe lîngă eforturile verticale, apar și eforturi orizontale, care caută să deplaseze lateral unele particule față de altele.

În cazul cînd forțele tangențiale depășesc rezistența legăturilor interioare, se produce ruperea. Particulele asupra cărora acționează eforturile unitare tangențiale sînt dispersate în masivul din pământ neordonat. Ruperea se produce progresiv, începînd cu particulele a căror forțe de legătură sînt mai mici, extinzîndu-se la particulele vecine.

Rezistența la forfecare este transmisă tuturor fazelor componente ale pământului, lucru ce face ca rezistența la forfecare să depindă de umiditate, de viteza cu care se aplică sarcinile exterioare, de mărimea solicitărilor interioare și de natura particulelor. Rezistența la forfecare a pământurilor influențează comportarea construcțiilor la solicitări orizontale. Apa din porii pământului nu poate prelua eforturile tangențiale, transmițând eforturi egale în toate direcțiile.

c) Starea de eforturi și deformații în masivul din pământ

În studierea fenomenului de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, ne interesează starea de eforturi și deformații.

Presiunea reactivă pe suprafața de contact este în continuă variație, în funcție de tasările progresive ale terenului și a fenomenului de redistribuire succesivă a eforturilor din structurile static nedeterminate. Deformațiile semispațiului depind de starea de efort a masivului respectiv, care este încărcat pe suprafața sa cu un sistem de forțe oarecare. Masivele din pământ sub sarcină se caracterizează prin deformarea lor, care poate fi elastică, vîsco-elastică și elasto-plastică. Modificarea formei și volumului de pământ, sub acțiunea sarcinilor interioare, se numește deformație. Deformația se numește elastică, atunci cînd - după înlăturarea cauzei - ea dispare. Deformația vîsco-elastică apare în cazul cînd la aplicarea forțelor care rămîn constante ca mărime, are loc și o deformație elastică, peste care se suprapune o deformație care crește în timp, pînă la o anumită limită. Deformația plastică apare în situația cînd eforturile unitare tangențiale depășesc rezistența la forfecare a masivului, producîndu-se o cedare prin alunecare.

Se consideră că argilele au o comportare elastică sau vîsco-elastică, iar nisipurile o comportare elasto-plastică. Starea de deformare sau efort într-un punct al masivului, se poate descompune în componentele sferice și componentele deviatorului respectiv.

c.1) Starea de eforturi.

Prin starea de eforturi unitare a masivului din pământ se înțelege totalitatea eforturilor unitare corespunzătoare tuturor punctelor masivului. Starea de eforturi a unui punct din interiorul masivului este determinată de eforturile unitare ce acționează pe cele trei planuri perpendiculare între ele, care trec prin punctul considerat. Fiecare dintre acestea fiind funcții continue de coordonatele  $x, y, z$ , ale punctului [15].

$$T\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix} \quad (2.40)$$

unde :  $T\sigma$  - tensorul eforturilor unitare în punctul considerat.

Fiecare din coloanele acestui tensor reprezintă eforturile unitare pe una din cele trei fațete. Starea de eforturi într-un punct (fig.2.19) se poate descompune în componentele sferice și componentele deviatorului (ex. relația (2.38) și fig.2.19) 17 :

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_{xx} - \sigma_m & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} - \sigma_m & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} - \sigma_m \end{pmatrix} \quad (2.41)$$

starea de eforturi dintr-un punct = (componente sferice) + (componentele deviatorului)

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{ii}}{3} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} = S \quad (2.42)$$

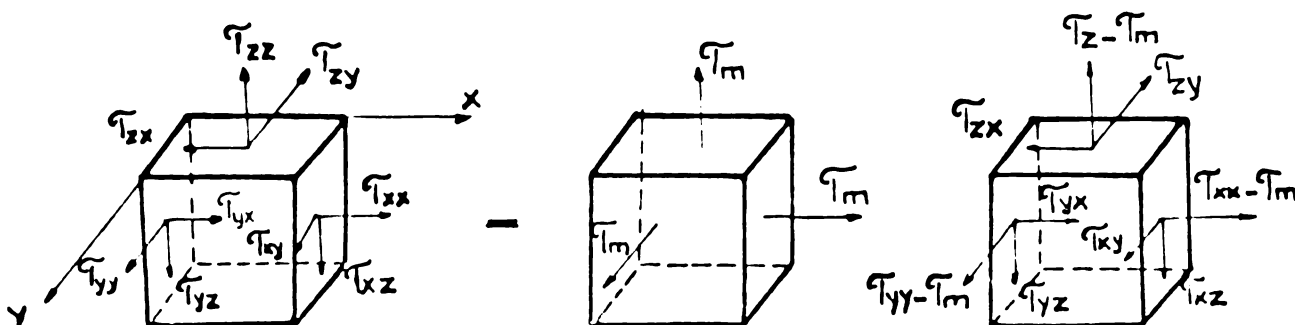


fig.2.19.

Starea de eforturi într-un punct se mai poate exprima în funcție de eforturile principale și cosinuşii directori respectivi.

c.2) Starea de deformații.

Deformația mediului continuu poate fi descrisă prin câmpul de deplasări.

$$U(x) = U(xyz) \quad (2.43)$$

$$\epsilon_{xx} = \partial U_x / \partial x \quad (2.44a)$$

$$\epsilon_{yy} = \partial U_y / \partial y \quad (2.44b)$$

$$\epsilon_{zz} = \partial U_z / \partial z \quad (2.44c)$$

Pe baza legii dualității deformațiilor :

$$\epsilon_{xy} = \epsilon_{yx} ; \quad \epsilon_{xz} = \epsilon_{zx} ; \quad \epsilon_{yz} = \epsilon_{zy} \quad (2.45)$$

(deformații specifice).

Aceste șase deformații formează un tensor simetric de ordinul doi, numit tensorul deformațiilor specifice și reprezentat prin relația echivalentă :

$$\epsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \epsilon_{11} & \epsilon_{12} & \epsilon_{13} \\ \epsilon_{21} & \epsilon_{22} & \epsilon_{23} \\ \epsilon_{31} & \epsilon_{32} & \epsilon_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} \end{pmatrix} \quad (2.46)$$

Pentru aplicațiile de plasticitate și viscoelasticitate este util să se descompună tensorul deformațiilor specifice, în tensorul sferic (de schimbare a volumului format din trei deformații specifice, liniare, principale și egale ca mărime), și deviatorul deformațiilor specifice :

$$\epsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \epsilon_m & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_m & 0 \\ 0 & 0 & \epsilon_m \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} - \epsilon_m & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} - \epsilon_m & \epsilon_{yy} - \epsilon_m & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} - \epsilon_m & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} - \epsilon_m \end{pmatrix} \quad (2.47)$$

$$\epsilon_{\theta ij} = \epsilon_{ij} - \frac{\epsilon_{11}}{3} \delta_{ij} \quad (2.48)$$

Folosind tensori sferici a tensiunii și a deformației ca și deviatorul tensiunilor și deviatorul deformațiilor, legea lui Hooke pentru starea de eforturi unitare spațiale, se poate scrie sub forma :

$$S_{ii} = 3 K \varepsilon_m + 2 G(\varepsilon_{ii} - \varepsilon_m) \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_{ii} = \frac{1}{E} S_{ii} - \mu(S_{jj} - S_{kk}) \quad (2.50)$$

cînd :  $i \neq j \neq k$

unde :  $i = 1 + 3$  ;  $j = 1 + 3$  ;  $k = 1 + 3$  ;

în care :  $S$  - efortul unitar, iar  $\varepsilon$  = deformația specifică;

$K$  - modulul de compresibilitate elastică în cazul unei stări de tensiune hidrostatică;

$G$  - modulul de elasticitate transversală ce exprimă rezistența materialului la o variație a formei fără o variație a volumului :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} ; \quad G = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (2.51)$$

unde :  $E$  - modulul de elasticitate longitudinal;

- coeficientul lui Poisson.

Cunoașterea stării de eforturi și deformații în terenul de fundare permite o dimensionare economică a clădirilor. Starea de eforturi și deformații din terenul de fundare trebuie studiată în strînsă legătură cu fenomenul continuu de redistribuire a eforturilor de la suprastructură la infrastructură și teren.

#### 2.4.2. Influența dimensiunilor, formei fundațiilor, a adîncimii de fundare și a distanței dintre fundații

Fundațiile construcțiilor sînt amplasate între construcție și teren, avînd rolul de a prelua solicitările de la suprastructură și de a le transmite terenului. Modul de deformare a suprafeței de contact dintre fundație și teren impune luarea în considerare a fenomenului de conlucrare dintre construcție, fundație și teren. Tasările medii ale fundațiilor cresc proporțional cu rădăcina patrată a suprafeței de contact,

fenomen explicat cu ajutorul curbelor izobare, ce reprezintă starea de tensiune în teren [90], [99].

Considerăm două fundații de aceeași formă, așezate pe același teren, cu aceleași caracteristici mecanice, care transmit terenului aceeași presiune  $P_0$ , avînd secțiuni diferite  $A_1$  respectiv  $A_2$ . Se constată că fundația cu suprafața mai mare se tasează mai mult, deoarece curbele izobare pătrund mai adînc în teren, antrenînd un volum mai mare de pămînt (aceste tasări diferențiate produc o redistribuire a eforturilor în elementele de construcții care ar putea deveni periculoase pentru stabilitatea lor). Fundațiile mai mari, trebuie să aibă numai un procent din presiunea ce acționează pe talpa fundațiilor mici. Pentru evitarea tasărilor inegale, datorită acestui fenomen, trebuie să se facă calculul tasărilor comparative, pentru a dimensiona fundațiile în condițiile tasărilor egale.

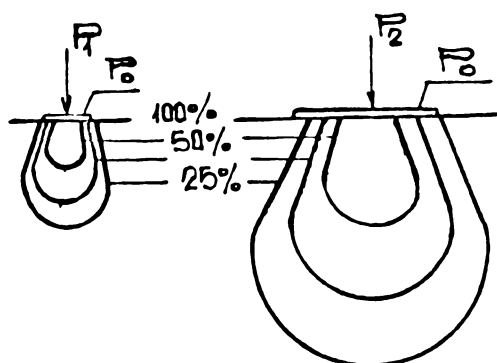


Fig.2.20. Izobarele la fundații cu secțiuni diferite, dar cu presiuni egale.

a căror mărime depind de mărimea încărcărilor, de grosimea stratului compresibil și de distanța dintre fundații.

În funcție de un anumit tip de structură și categorie de teren, proiectantul poate stabili adîncimea de fundare, mărimea suprafeței de contact și distanța dintre fundații, urmărind realizarea curbelor de egală tasare.

Experimental s-a constatat că tasarea scade cu creșterea adîncimii de fundare, datorită consolidării terenului din sarcina geologică. Deformațiile reale ale terenului de fundare se amortizează după o lege neliniară, pe măsura creșterii adîncimii de fundare [108]. Fenomenul redistribuirii solicitărilor

în suprastructură este dependent de tasările diferențiate a suprafeței de contact dintre construcție și teren.

#### 2.4.3. Influența rigidității suprastructurii, infrastructurii și terenului și a gradului de nedeterminare statică a construcției asupra stării de solicitare - deformare

În problema conlucrării dintre suprastructură, infrastructură și teren, este necesar să se cunoască mărimea rigidității lor, precum și raportul lor în varianta efectuării calculului cu metode clasice [2], [18], [42], [59], [68], [98], [126], etc.

Raportul acestor rigidități influențează distribuția solicitărilor, atât în construcție, cât și în terenul de fundație. Comportarea ansamblului construcție - teren în procesul de solicitare - deformare, depinde și de gradul de nedeterminare statică a suprastructurii și infrastructurii. În cazul apariției tasărilor construcției, iau naștere redistribuiri succesive ale solicitărilor. Acestea modifică presiunile reactive pînă la realizarea echilibrului limită, respectiv stabilizarea tasărilor.

Calculul rigidității generalizate a suprastructurii și a infrastructurii este destul de laborios.

Preocupări asupra determinării rigidității clădirilor alcătuite din diferite structuri, a avut în anul 1957 Mayerhof G. [76]. Acesta calculează rigiditatea la încovoiere a riglelor unui nivel, pe care le însumează, obținînd rigiditatea de nivel. În mod asemănător obține rigiditatea din încovoiere la fundații alcătuite din fundații continue sau plăci de fundații. Rigiditatea clădirii se obține însumînd rigiditățile de nivel și cele de fundație. Stabilirea rigidității generalizate a unei clădiri pe bază de calcule este foarte anevoioasă, ținînd seama de sistemul static nedeterminat al structurii. Structuri alcătuite din cadre - diafragme, calculul rigidității generalizate a clădirii este foarte dificil.

În anul 1969 prof. Chamecki S. prezintă un studiu privind influența rigidității clădirilor asupra distribuției solicitărilor în teren. Se arată că în cazurile cînd terenul se



deformează neuniform, iar clădirea nu se poate adapta acestor tasări neuniforme, are loc o redistribuire a presiunilor transmise de reazemele structurii la teren. Acesta reprezintă cazul cînd rigiditatea suprastructurii este apropiată de rigiditatea infrastructurii. În cazul structurilor rigide, deformarea terenului de fundație este mai mare spre centru decît spre periferie, ceea ce contribuie la micșorarea presiunilor reactive în zona centrală și la creșterea lor spre periferie (fig. 2.21) [18].

În cazul structurilor flexibile, deformarea neuniformă a terenului de fundație spre centru, este urmărită de clădire, rămînînd nemodificate presiunile reactive (fig.2.22). Cazurile reale se situează între aceste două cazuri extreme. În lucrarea [20] autorul nu face referiri la influența rigidității terenului de fundație asupra deformațiilor suprafeței de contact sau a redistribuirii stării de solicitare - deformare în construcție.

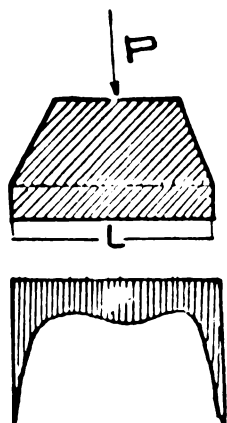


Fig.2.21. Repartiția presiunii reactive în cazul fundației rigide.

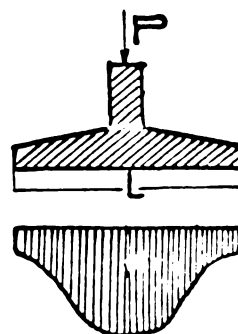


Fig.2.22. Repartiția presiunii reactive în cazul fundației flexibile.

Modificarea presiunilor reactive pe suprafața de contact depinde și de materialele din care sînt alcătuite construcțiile. Pentru aceeași categorie de teren și aceeași structură, clădirea realizată din materiale elasto - plastice (beton armat) va prezenta tasări diferențiate mai importante decît clădirile realizate cu materiale elastice (oțel), în schimb eforturile în primele structuri vor fi mai reduse.

Prof. Douchan Kromanovich prezintă o lucrare deosebit de interesantă [6] în care arată influența rigidității supra-

structurii asupra repartiției presiunilor reactive pe suprafața de contact dintre clădire și teren. În aceeași lucrare face referință la influența gradului de nedeterminare statică a suprastructurii și sistemului de fundare și asupra repartiției presiunilor reactive.

Krsmanovitch analizează modul de repartizare a eforturilor în teren, considerînd clădirea ca un tot unitar. El arată că la structurile flexibile, presiunile reactive sînt maxime în zonele centrale (fig.2.22). La structurile rigide, presiunile reactive sînt minime în zona centrală și maxime la periferie (fig.2.21). La analiza fenomenului de conlucrare dintre construcție și teren, din punct de vedere al rigidităților, Krsmanovitch introduce următoarele ipoteze simplificatoare :

- rigiditatea suprastructurii ( $S_k$ ) și infrastructurii ( $S_t$ ) o consideră constantă pe toată lungimea construcției;
- terenul de fundare se consideră omogen și izotrop, cu un modul de deformație constant;
- nu ia în considerare fenomenele de curgere lentă;
- sistemul de fundare permite o rezemare pe toată lungimea sa;
- consolidarea terenului de fundare se face sub acțiunea greutății proprii a clădirii;

Se descriu în continuare patru cazuri caracteristice, după cum urmează.

Cazul 1. Rigiditatea suprastructurii și infrastructurii sînt mici și sensibil egale (fig.2.7). Terenul de fundare se tasează diferit sub fiecare reazem, iar construcția urmărește deformațiile terenului, deoarece rigiditatea construcției este relativ mică. Odată cu modificarea stării de eforturi, în clădire se modifică și presiunea pe teren.

Cazul 2. Rigiditatea suprastructurii  $S_k$  este mult mai mare decât rigiditatea infrastructurii  $S_t$  care este mică. (fig. 2.9). Suprastructura avînd o rigiditate mare, va impune reazemelor ei o tasare uniformă. Sistemul de fundare avînd o rigiditate mică, acesta între reazemele suprastructurii va urmări deformația terenului de fundare. Presiunile pe teren vor suferi modificări de care trebuie ținut seama în calculul construcției.

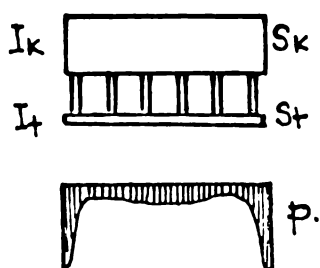


Fig.2.23. Suprastructura cu rigiditate mare și infrastructura cu rigiditate redusă.

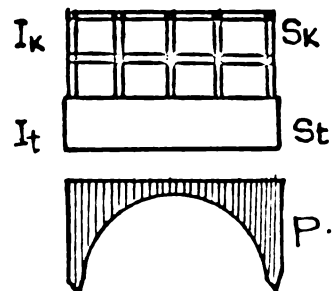


Fig.2.24. Suprastructura cu rigiditate mică, infrastructura cu rigiditate mare.

Cazul 3. În acest caz suprastructura prezintă o rigiditate redusă, iar infrastructura prezintă o rigiditate foarte mare. (fig.2.24). Structura se va tasa uniform, datorită rigidității foarte mari a fundației, neglijându-se rigiditatea suprastructurii. Presiunile în teren vor fi neuniform repartizate, fiind maxime la extremități și minime în centru.

Cazul 4. Cele două sisteme  $S_k$  și  $S_t$  posedă rigidități mari cam de același ordin de mărime. Construcția se va tasa uniform, presiunile reactive vor fi uniform repartizate pe suprafețele de contact; mai mari la margini și mai mici la mijloc.

Pe baza calculelor studiate, Krsmanovitch ajunge la următoarele concluzii :

În funcție de forma constructivă a construcției, de sistemele statice folosite și de natura materialului, în construcție, iau naștere solicitări suplimentare, care în unele cazuri pot atinge valori ridicate. Aceste valori depind de rigiditatea suprastructurii și infrastructurii. Diferența dintre valoarea momentelor de la suprastructură și valoarea momentelor de la infrastructură este cu atât mai mică, cu cât rigiditatea acestora este mai mare. De conlucrarea dintre cele două sisteme  $S_k$  și  $S_t$  depinde modul de repartizare a presiunilor în teren și eforturile din întreaga clădire. Se impune luarea în considerare în proiectarea economică a construcțiilor, a acestora. Redistribuirea stării de solicitare - deformare în suprastructură și infrastructură depinde și de rigiditatea tere-

nului de fundație, care prin deformare generează fenomenul de redistribuiri, aspect ce nu este analizat de autorul articolului.

Grasshoff H. prezintă o lucrare [42], în care cercetează variația presiunii reactive, pe suprafața de contact, variația momentelor încovoietoare în elementele de fundație, în funcție de rigiditatea construcției și a terenului de fundare. Aceasta demonstrează că distribuția presiunilor în teren este departe de a fi uniform repartizată și în special în cazul radierelor.

Starea de eforturi și deformații în suprastructură și infrastructură este indisolubil legată de starea de eforturi din terenul de fundare pe care se reazemă construcția. Deformarea suprafeței de contact și modul de variație a presiunii pe suprafața de contact depinde de grosimea stratului compresibil a terenului și de rigiditatea acestuia. Rigiditatea terenului de fundare se calculează cu formula :

$$E_s = K_s b \cdot f\left(\frac{d_s}{b} : \frac{a}{b}\right) \quad (2.52)$$

în care :  $K_s$  - coeficient de pat;  $b$  - lățimea fundației;

$f\left(\frac{d_s}{b_1} : \frac{a}{b}\right)$  - coeficient de tasare după teoria semispațiului elastic (coeficient după Kany și Kady E.).

Rigiditatea terenului de fundație se poate determina cu ajutorul sondajelor standardizate cu un număr mediu de bătăi, cât și în laborator. Experimental s-a dedus o relație de legătură între rigiditatea terenului determinată în laborator și rigiditatea terenului determinată prin încercări experimentale :

$$E_{s \text{ max.}} = 0,533 E_{s \text{ lab.}} \left(\frac{b}{b_1}\right)^{0,464} \left(1 + 0,4 \frac{t}{b}\right) \quad (2.53)$$

în care :  $b$  - lățimea unei fundații;  $b_1$  - lățimea unitară;  
 $t$  - timpul.

Intre cele două metode de determinare a rigidității terenului de fundare, trebuie să fie o diferență mai mică de 50 %. Experimental și teoretic a rezultat că rigiditatea terenului de

fundare nu depinde de încărcare. Aceasta se explică prin faptul că în domeniul de încărcare, diagrama presiunii încărcare este o dreaptă.

Kögler F. și Scheidig, pe baza încercărilor efectuate în terenuri necoezive, pe modele cu latura de 1 m, a obținut presiunea pe suprafața de contact care are o distribuție parabolică, ce se apropie de o repartizare uniformă. Pentru fundații rigide, fondate pe terenuri necoezive, a observat că cu cât crește suprafața de rezemare, presiunea reactivă pe suprafața respectivă tinde spre uniformizare. În cazul terenurilor coezive, presiunea reactivă pe suprafața de contact dintre construcție și teren este neuniform repartizată, fiind mai mare la margini decât la centru.

La calculul construcțiilor fondate pe terenuri deformabile, luarea în considerare a rigidității suprastructurii, infrastructurii și terenului este absolut necesară, pentru a se evita supradimensionările și riscul compromiterii construcției. Cunoașterea rigidității generalizate a suprastructurii, infrastructurii și terenului este necesară la aplicarea metodelor ce asimilează construcția cu o grindă pe mediu elastic de rigiditate echivalentă. În cazul aplicării metodei elementelor finite, nu este nevoie de cunoașterea rigidității generalizate a construcției sau a terenului de fundare, deoarece fiecare element finit ține seama de rigiditatea caroiajului ce-l prezintă. Folosirea metodei elementelor finite prezintă un mare avantaj față de toate celelalte metode, prin faptul că ține seama de :

- rigiditatea tuturor elementelor componente a structurii fundației și terenului;
- interacțiunea elementelor ansamblului unitar, suprastructură, fundație și teren;
- redistribuirea stării de solicitare - deformare de la un element la celălalt;
- variația încărcărilor pe verticală și orizontală;
- cunoașterea tuturor deformațiilor și solicitărilor fiecărui element finit, permițând o analiză reală a comportării ansamblului construcție - teren și o dimensionare economică.

Studiile și cercetările elaborate de diferiți oameni de știință, privind determinarea rigidității, a suprastructurilor, infrastructurilor și terenului de fundare, au contribuit la punerea în valoare a fenomenului conlucrării dintre construcție și teren. Cunoașterea raportului acestor rigidități, cu implicațiile lor privind distribuția presiunilor reactive și a stării de deformare, a demonstrat necesitatea luării în considerare a fenomenului de conlucrare dintre construcție și teren.

#### 2.4.3.1. Determinarea caracteristicilor de rigiditate ale clădirilor din panouri mari.

Construcțiile din panouri mari pot fi examinate din punct de vedere spațial, ca niște cutii cu pereți plini sau cu goluri, unite prin legături elastice. Mărimea solicitărilor în îmbinările elementelor prefabricate, determină deformarea acestora și elasticitatea legăturilor.

La solicitări mici de întindere, elasticitatea elementelor de legătură este mică și se poate neglija. La solicitări provocate de tasările neuniforme ale fundației, aderența dintre betonul prefabricat și cel monolit este distrusă, apărând fisuri concentrate.

Calculul rigidității generale a construcției la încovoiere este foarte greu de efectuat, datorită multitudinii elementelor care alcătuiesc structurile din panouri mari și datorită ponderii diferite a rigidității fiecărui element în parte. Această rigiditate depinde de :

- comportarea spațială a clădirilor;
- influența legăturilor și îmbinărilor dintre panouri;
- influența fisurării betonului de monolitizare.

Saghin P.P. [97], se ocupă de calculul rigidității generale a construcțiilor, propunând următoarea expresie :

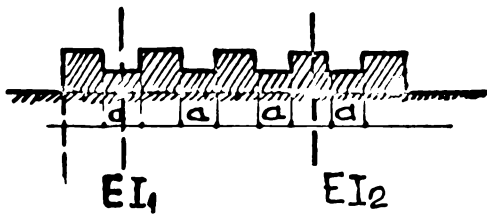
$$E_x = 2 E \frac{I_1 I_2}{I_1 + I_2} \quad (2.54)$$

în care : E - modulul de elasticitate al betonului;

I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub> - momentele de inerție ale secțiunii peretelui prin goluri, respectiv prin plinuri.

Psenicikin P.P., pentru calculul rigidității generale a construcțiilor din panouri mari, în a căror pereți sînt practicate goluri pentru uși și ferestre, propune utilizarea expresiei :

$$EI_x = EI_1 + \frac{EI_2 - EI_1}{a} \frac{1}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{n\pi x}{a} \quad (2.55)$$



pentru (n = 1:2:3)

în care :

E - rigiditatea la încovoiere a clădirii în dreptul golurilor;

E - rigiditatea la încovoiere a clădirii în dreptul plinurilor;

a - deschiderea golului.

Fig.2.25. O clădire din panouri mari asimilată cu o grindă cu rigiditate în trepte.

Lisak V.L. elaborează o metodă

pentru determinarea rigidității

generalizate la structurile din panouri mari, a căror valoare este ceva mai mare, în comparație cu metoda anterioară [68], [7]. Metoda propusă de Lisak determină caracteristicile de rigiditate generalizate la încovoiere, permițînd luarea în considerare a deplasării secțiunilor de încovoiere.

Kosițin B.A. elaborează o metodă pentru determinarea rigidității generalizate a clădirilor din panouri mari, adaptată în normele S.M. 321-65 [59]. Pentru determinarea rigidității generalizate la clădirile din panouri mari, fondate pe terenuri coezive, a căror încovoiere este sub formă de șea, s-a propus expresia :

$$EI = B_f + E_f \cdot A_f \cdot Z_0^2 - \sum_{i=1}^k \frac{(Z_i + Z_0)^2}{\mu_i} \quad (2.56)$$

în care :  $B_f$  - reprezintă rigiditatea fundației la încovoiere;

$E_f \cdot A_f$  - rigiditatea fundației la compresiune;

$Z_0$  - distanța de la centrul de greutate al fundației pînă la axa neutră convențională a secțiunii verticale a peretelui;

$Z_1$  - distanța de la centrul de greutate al fundației pînă la centrul de greutate de al i-ilea element;

$\mu_i$  - rigiditatea celui de al i-lea panou.

Caracteristicile de rigiditate generalizată la clădirile din panouri mari a căror suprafață de contact cu terenul prezintă o deformată a suprafeței de contact cu terenul sub formă de șea liniară :

$$EI = B_p + A_p \cdot E_p + \sum_{i=1}^k \frac{Z_i - Z_0}{\mu_i} \quad (2.57)$$

în care :  $B_p$  - rigiditatea la încovoiere a părții comprimate a peretelui;

$E_p A_p$  - rigiditatea părții de perete comprimată;

$Z_0$  - distanța de la centrul de greutate al părții comprimate, la axa neutră convențională a secțiunii verticale a peretelui;

$Z_i$  - distanța de la centrul părții comprimate pînă la al i-lea element al părții întinse a peretelui;

$K$  - numărul de nivele al clădirii.

Klepikov N.S., în calculul de interacțiune a clădirilor din panouri mari, cu terenul de fundare, propune și alte forme de determinare a rigidității generale a clădirilor, considerînd deformată suprafeța de contact sub alte forme. În calculul de conlucrare a clădirilor din panouri mari, este necesar să se cunoască rigiditatea generalizată a clădirilor, în situația asimilării construcțiilor cu grinzi pe mediu elastic. La determinarea varacteristicilor de rigiditate ale clădirilor, trebuie luate în considerare :

- deplasarea secțiunii verticale a pereților la încovoiere;
- elasticitatea îmbinărilor între elemente;
- existența golurilor din panouri;
- posibilitatea apariției fisurilor.

Rigiditatea generală a clădirilor scade cu creșterea eforturilor în elementele prefabricate. Se recomandă ca rigiditatea să se determine în etape succesive, plecînd de la starea nefisurată a construcțiilor.

#### Concluzii

Conlucrarea ansamblului suprastructură, infrastructură



și mediul deformabil pe care acesta se reazemă, constituie un fenomen evident și permanent, care a preocupat și preocupă cercetătorii, pentru realizarea unei proiectări economice și sigure.

Preocupările cercetătorilor pentru a elucidă fenomenul de conlucrare, a dus la conceperea diferitelor metode de calcul, care țin seama de anumiți parametri și factori ce influențează comportarea ansamblului construcție - fundație - teren.

Metodele bazate pe calculul grinzilor pe mediu elastic, pentru structurile în diafragme cu fundații continui, nu permit să cuprindă în calcul toți parametrii și factorii ce influențează conlucrarea.

Pentru o proiectare economică și durabilă, s-au făcut studii privind :

- cunoașterea variației stării de eforturi și deformații în construcție, fundație și teren;
- elaborarea de metode reologice, care să interpreteze comportarea terenurilor de fundație sub sarcini și a construcțiilor;
- factorii care influențează conlucrarea dintre construcție și teren.

Redistribuirea solicitărilor și deformațiilor rezultate pe suprafețe de contact în construcție și teren este dificil de efectuat. Dezvoltarea tehnicii de calcul cu ajutorul calculatoarelor electronice au dus la conceperea metodelor de calcul ce au la bază modelul elementului finit. Aceste metode prezintă mari avantaje față de metodele de calcul clasice, permițând cunoașterea stării de eforturi și deformații pentru fiecare caz de solicitare în parte, la orice nivel și în orice secțiune.

Această metodă permite luarea în considerare în calcul a parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea în regim static și dinamic.

Metoda elementelor finite permite luarea în considerare a variației rigidității suprastructurii, infrastructurii și terenului de fundare, precum și variația caracteristicilor mecanice și geotehnice ale masivului din pământ, pe care se reazemă construcția.

### 2.4.3.2. Stabilirea coeficientului de rigiditate.

În calculul de conlucrare construcție - fundație - teren, unii cercetători sînt adepții folosirii metodei "coeficientului de rigiditate". Construcția se asimilează cu o grindă pe mediu elastic și în ecuația fibrei medii deformată a grinzii se introduce coeficientul de rigiditate în locul coeficientului de pat.

Variația terenurilor de fundare precum și diversitatea construcțiilor fac ca stabilirea coeficientului de rigiditate să nu poată avea o stabilitate o soluționare general valabilă, impunînd stabilirea lui de la caz la caz. O tratare neadecvată privind stabilirea coeficientului de rigiditate, folosirea unei metode de determinare a acestuia, fără să țină seama de ansamblul construcție, fundație, teren, poate să conducă la rezultate cu totul eronate, chiar în condițiile aplicării celor mai riguroase metode de calcul.

Acest coeficient poate fi determinat pentru :

- a) încărcări verticale ce acționează pe suprafața de contact dintre fundație și teren, notat cu " $K_v$ ";
- b) încărcări orizontale ce acționează pe suprafața de contact dintre element și terenul de fundare, " $K_o$ ";
- c) încărcări ce produc rotirea fundațiilor, notat cu " $K$ ";
- d) încărcări cu acțiune repetată, notat cu " $K_e$ ".

a) Stabilirea coeficientului vertical de rigiditate  $K_v$ .

Acest coeficient s-a stabilit prin încercări la fața locului cu ajutorul plăcilor de încercare. Pe baza rezultatelor obținute în urma încercărilor pe plăci, se întocmesc grafice care dau dependența dintre presiune - tasare, tasare - timp și care permit stabilirea coeficientului de rigiditate, în funcție de încercare, de timp, de modulul de deformație și proprietăți ale terenului de fundare. Diferiți autori propun, pe baza încercărilor, diferite relații de determinare a lui  $K_v$ .

Széchy propune o expresie în funcție de modul de compresibilitate edotermic  $M$  și lățimea fundației  $B$  [111] :

$$K_v = \frac{2}{3} \cdot \frac{M}{B} \quad (2.58)$$

Ghersemanov N.M. și Machret I.A. [34], dau o relație de calcul pentru  $K_v$ , care asigură obținerea unor rezultate foarte apropiate, prin metodele bazate pe modelul Winkler și teoria elasticității :

$$K_v = 0,28 \sqrt[3]{\left(\frac{E_s}{1-\mu_0}\right)^4} \cdot \frac{B}{E_b I} \quad (2.59)$$

unde :  $E_b I$  - rigiditatea grinzii de fundare;  
 $E_s$  - modulul de deformație;

Garbunov - Posadov, recomandă pentru calculul grinzilor în forma spațială, formula :

$$K_v = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{E_s}{1-\mu_s} \cdot \frac{1}{B \lambda_n 4\alpha} \quad (2.60)$$

unde :  $E_s$  - rigiditatea terenului de fundare;  
 $\alpha$  - raportul dintre lungimea și lățimea  $B$  a grinzii de fundare.

Vesic A., propune o relație de calcul care ține seama atât de proprietățile mecanice ale terenului, cât și de rigiditatea grinzii de fundație [40] :

$$K_v = \frac{0,65}{B} \cdot \frac{E_s}{1-\mu_s} 2 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_b I}} \quad (2.61)$$

Majoritatea formulelor sînt determinate avînd la bază ipoteza că sub acțiunea încărcărilor transmise de fundație, terenul se comportă ca un mediu elastic liniar deformabil. În cazul cînd apar deformații plastice ale terenului de fundație, se recomandă expresia :

$$K_v = \frac{P_{med}}{S} \quad (2.62)$$

La apariția deformațiilor plastice s-a atins valoarea maximă a coeficientului de rigiditate la încărcări verticale.

b) Stabilirea coeficientului orizontal de rigiditate  $K_0$ .

În situațiile cînd se necesită determinarea deformațiilor și solicitărilor în elementele de fundație produse de în-

cărcările exterioare orizontale, se poate admite modelul Winkler, folosind concomitent coeficientul de rigiditate  $K_0$ .

Pentru terenurile necoezive, Terzaghi K. [112], recomandă o expresie :

$$K_0 = n_0 \frac{Y}{B} \quad (2.63)$$

în care :  $n_0$  - este o caracteristică a terenului funcție de umiditate și gradul de îndesare;

$Y$  - adâncimile la nivelul de încastrare;

$B$  - lățimea elementului.

Tabelul 2.4.

Valoarea coeficientului  $n_0$

Starea naturală de umiditate	Starea de îndesare a terenului		
	Afînat	Indesare medie	Indesat
Nisip uscat sau umed	0,22	0,67	1,78
Nisip saturat	0,13	0,45	1,08

În cazul terenurilor argiloase, se recomandă expresia :

$$K_0 = K \frac{20}{B} = \frac{E_s}{1-\mu_s} 2 \frac{1}{WB} - \frac{20}{B} \quad (2.64)$$

unde :  $E_s$  - modulul de deformație;

$\mu_s$  - coeficientul lui Poisson;

$W$  - tasarea;

$B$  - lățimea elementului.

c) Determinarea coeficientului de rigiditate la rotire

La elementele de fundații, datorită solicitărilor excentrice și a momentelor încovoietoare, apar deformații, ca urmare a rotirii lor. Pentru a putea cunoaște variația rotirilor și a momentelor de torsiune, este necesară cunoașterea coeficientului de rigiditate la rotire. Coeficientul de rigiditate la rotire se poate defini ca fiind raportul dintre presiunea ( $P_{mt}$ ) produsă de momentul de torsiune  $M_t$  și deformația  $Y_{mt}$  corespunzătoare acesteia :

$$K_0 = \frac{P_{mt}}{Y_{mt}} \quad (2.65)$$

Făcînd înlocuirile corespunzătoare pentru  $Y_{mt}$  se obține expresia de calcul recomandată în lucrarea [56] de Klepikov S.N. :

$$K\psi = W\psi \frac{l E_s}{BL (1-\mu_s^2)} \quad (2.66)$$

Coeficientul  $W$  este în funcție de raportul laturilor suprafeței  $B/L$ .

Tabelul 2.5.

B/L	0,2	0,33	0,5	0,66	1	1,5	2	3	5
$W\psi$	1,62	1,65	1,72	1,8	1,98	2,24	2,5	2,97	3,55

d) Determinarea coeficientului de rigiditate pentru fundații solicitate la sarcini repetate.

Sub acțiunea încărcărilor repetate, terenul de fundație înregistrează o deformare remanentă totală, începînd să se comporte elastic.

Datorită comportării elastice a terenului de fundație, în literatura de specialitate se definesc următorii coeficienți:

- coeficient de contracție elastică uniformă pentru caracterizarea deformațiilor pe verticală  $C_v$ ,
- coeficient de contracție elastică neuniformă, caracteristică rotirii fundației în jurul unei axe orizontale, notat cu  $C$ .

Coeficientul  $C_v$  se stabilește cu expresia :

$$C_v = W_v \frac{E_o}{1-\mu_o^2} \frac{1}{\sqrt{A}} ; \quad (2.67)$$

$$C\psi = W\psi \frac{E_o}{1-\mu_o^2} \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (2.68)$$

unde :  $W_v$  și  $W\psi$  - sînt dați în tabelul 2.5, în funcție de

Tabelul 2.6.

$\alpha = \frac{L}{B}$	0,20	0,33	0,50	1,00	1,5	2,0	3,0	5	10
$W_v$	1,22	1,13	1,09	1,06	1,07	1,09	1,13	1,22	1,41
$W_\psi$	1,62	1,65	1,72	1,98	2,24	2,05	2,77	3,7	4,98

Savinov C.A. [109], recomandă pentru calculul lui  $C_v$  expresia :

$$C_v = C_0 \left[ 1 + \frac{2(B+L)}{A} \right] \cdot \sqrt{\frac{P}{P_0}} \quad (2.69)$$

$$C_0 = 1,7 \cdot 10^{-3} \frac{E_0}{1-\mu_s^2} \quad (\text{în daN/cm}^3) \quad (2.70)$$

unde :  $C_v$  - coeficient de rigiditate la solicitări dinamice repetate.

#### 2.4.4. Influența curgerii lente a betonului

Sub acțiunea încărcărilor de durată a construcțiilor, are loc un proces de deformare a betonului de natură viscoasă, care se dezvoltă concomitent cu deformările plastice și se suprapun peste deformările elastice instantanee. Deformările de curgere lentă, produc o modificare a stării de eforturi și deformării în structura de rezistență și o redistribuire a tensiunilor interioare în ansamblul construcție - fundație - teren. Deformările de curgere lentă apar la orice fel de eforturi, compresiune, întindere, încovoiere, torsiune. Mărirea deformărilor visco-plastice este în funcție de mărirea efortului unitar produs de încărcări, deosebindu-se următoarele cazuri distincte :

a)  $0 < \sigma_b < R_0$  - avem deformări de curgere lentă, liniare;

b)  $R_0 < \sigma_b < R_{prod}$  - rezultă deformări de curgere lentă, neliniare;

c)  $R_{\text{prod}} < \sigma_b < R_{\text{pr}}$  - rezultă deformații plastice care se dezvoltă mai repede decât deformațiile de curgere lentă, curba își schimbă concavitățile și se produce ruperea;

unde :  $\sigma_b$  - efortul de exploatare al probei;  
 $R_0$  - valoarea efortului de microfisurare a betonului;  
 $R_{\text{prod}}$  - efortul de rupere al betonului;  
 $R_{\text{pr}}$  - valoarea rezistenței prismatice la oboseală statică.

Deformațiile de curgere lentă sînt influențate de următorii factori : cimentul, agregatele, dimensiunile elementelor, umiditatea, mărimea eforturilor de durată, timpul și tasarea construcției.

Pentru exprimarea variației în timp a deformațiilor de curgere lentă s-au propus o serie de expresii matematice. Una dintre acestea, care exprimă cel mai real fenomenul, a fost propusă de Dischinger, prin expresia exponențială :

$$\psi(t) = m(1 - e^{-\alpha t}) \quad (2.71)$$

în care :  $\alpha$  - parametru determinat experimental;  
 $t$  - timpul, în ani;  
 $m$  - caracteristica de curgere lentă (pentru  $t = \infty$ ).

STAS-ul 8000-67, consideră că fenomenele de contracție și curgere lentă sînt inseparabile și le definește ca și caracteristici ale deformației în timp :

$$\tilde{\psi}_0 = k_1 k_2 k_3 \psi_0 \quad (2.72)$$

unde :  $\psi_0$  - mărimea de bază se consideră pentru raportul  $R/R_{28} = 1$  pentru o treaptă ce nu depășește 0,5 din sarcina de rupere (dată în tabela din STAS);  
 $k_1$  - ține seama de rezistența betonului la data încărcării;  
 $k_2$  - ține seama de mărimea efortului unitar în beton;  
 $k_3$  - ține seama de umiditatea relativă a aerului.

Datorită fenomenului de curgere lentă, în construcție iau naștere redistribuiri de eforturi ce dau naștere la tasări diferențiate între axele construcției, care se notează cu  $\delta$ .

Datorită tasărilor diferențiate a construcției, se va modifica presiunea reactivă pe suprafața de contact dintre construcție și teren cu cantitatea  $x$ :

$$\delta(x) = \frac{\bar{X}(x)}{R(x)} \quad (2.73)$$

unde :  $\bar{X}(x)$  - forța suplimentară ce se redistribuie în secțiunea  $x$ ;

$R(x)$  - rigiditatea structurii în secțiunea  $x$  unde se calculează tasarea.

Diferența de tasare se poate calcula și cu formula :

$$\delta = \alpha - \beta_x \quad (2.74)$$

unde :  $x$  - tasarea dintre cele două axe în cazul structurii relaxate (static determinate);

$\beta$  - coeficient ce ține seama de influența nedeterminării statice a construcției.

Datorită tasărilor diferențiate, se modifică presiunile reactive pe suprafața de contact, ce dau naștere la redistribuirea eforturilor (forțe tăietoare) cu cantitatea  $x$  ( $\varphi$ ) în secțiunea considerată (cea mai caracteristică). Această redistribuire de eforturi face ca să se modifice solicitările interioare în construcție. Curgerea lentă a betonului depinde de mărimea eforturilor în construcție. Modificându-se starea de solicitare, se va modifica și caracteristica curgerii lente a betonului, care atrage după sine modificarea valorii  $X(\varphi)$ :

- pentru terenuri necoezive :

$$X = \frac{\alpha}{\delta + B} e^{-\frac{\delta \varphi}{\delta + B}} \quad (2.75)$$

- pentru terenuri coezive :

$$X = \frac{\alpha}{\delta \varphi + B} \left[ 1 - e^{-\left(\varphi + \frac{\beta}{\delta}\right)} \right] \quad (2.76)$$

unde :  $\delta$  - densitatea naturală a terenului;

$\varphi$  - valoarea finală a caracteristicii curgerii lente a betonului în secțiunea considerată.

Ceilalți parametri își păstrează definiția specificată anterior.



$X(\varphi)$  - reprezintă valoarea cu care se modifică eforturile interioare în elementele de rezistență (în special îmbinări stâlpi - rigle) datorită tasărilor diferențiate a suprafeței de contact.

## 2.5. Factorii care influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și teren în regim dinamic

### 2.5.1. Generalități

Studiul conlucrării dintre clădirile din panouri mari cu terenul de fundație neuniform în regim dinamic, este o problemă extrem de complexă și dificil de abordat, datorită multitudinii fenomenelor ce intervin. Analiza conlucrării dintre construcție și teren în regim dinamic se poate realiza prin efectuarea unui calcul seismic, care să țină seama de toți parametrii și factorii care influențează acest ansamblu, construcție - fundație - teren. Metoda de calcul a construcțiilor în regim seismic ce ține seama de parametrii și factorii ce influențează acest ansamblu, o reprezintă metoda elementului finit. Aceasta este abordată, ca un calcul plan, pînă la ora actuală, și este în concordanță cu prevederile normativului 1000-78, care de asemenea este conceput în ipoteza unui calcul plan, pentru determinarea încărcărilor seismice.

Metoda elementului finit poate fi folosită într-un calcul seismic și în ipoteza acțiunii asupra elementelor finite din terenul de fundație al unei excitații seismice, din care să rezulte solicitările și deformațiile ansamblului construcție - fundație - teren. De asemenea, se mai poate utiliza un calcul seismic spațial cu programul "CASE" - adaptat la problema conlucrării.

În urma solicitărilor statice și dinamice a construcțiilor, rezultă o modificare a stării de solicitare-deformare în funcție de anumiți parametri. Construcția trebuie verificată și dimensionată, la noile stări de eforturi, datorită redistribuirii lor în timp.

Dintre factorii hotărîtori care influențează conlucrarea în regim dinamic, se amintește :

- a) mărimea forțelor seismice;
- b) distribuția maselor și rigidităților construcției și terenului;
- c) perioada fundamentală de vibrație a construcției;
- d) amortizarea internă a structurii privind oscilațiile seismice;
- e) mărimea suprafeței de contact dintre construcție și teren;
- f) adâncimea zonei active a terenului de fundare;
- g) caracteristicile fizico-mecanice și geotehnice ale terenului de fundație;
- h) interacțiunea dintre construcție - fundație și teren;
- i) calitatea execuției construcției.

#### 2.5.2. Factorii care influențează mărimea forțelor seismice

În vederea executării unui calcul de conlucrare a construcțiilor în regim dinamic, trebuie cunoscute mărimea forțelor orizontale și verticale ce iau naștere în construcție din mișcarea terenului. Forțele seismice în construcție se pot determina dintr-un calcul riguros dinamic, când se dispune de spectrele de răspuns, sau dintr-un calcul convențional bazat pe anumiți parametri care pot caracteriza efectul mișcării asupra construcției. Forțele seismice determinate trebuie să reflecte cât mai fidel efectul real pe care îl are mișcarea seismică asupra structurii, precum și eventual, fenomenele ce ar putea contribui la prăbușirea construcției.

Elaborarea unei metode de calcul care să ia în considerare toți factorii care influențează conlucrarea ansamblului construcție - teren în regim dinamic este deosebit de complex. Cu ocazia diferitelor cutremure, pe baza unei analize minuțioase, s-au apreciat factorii care pot modifica substanțial intensitatea forțelor seismice. [4], [8], [50], [24], [33], [52], [62], [65], [74], [86], [88], [90], [111], [115], [123],

• Exemplu :

- seismicitatea zonei în care este amplasată construcția
- structura geomorfologică locală a terenului;
- perioada dominantă a terenului;

- tipul structurii de rezistență și materialul din care este alcătuit;
- mărimea și distribuția maselor;
- distribuția rigidității structurii la acțiuni laterale;
- perioadele proprii de vibrații ale structurii;
- ductibilitatea elementelor de rezistență a ansamblului structural;
- interacțiunea dintre structură și terenul fundației.

Principalele norme în vigoare din diverse țări ale lumii țin seama parțial de factorii expuși mai sus.

Normele moderne de protecție antiseismică introduc coeficienți seismici care depind, prin intermediul unor parametri de seismicitate a zonei, de importanța construcției, de capacitatea de disipare a energiei dată de construcție, de perioadele proprii ale structurii, precum și de condițiile locale ale terenului de fundare.

Forța seismică care acționează lateral asupra construcțiilor se obține prin multiplicarea sarcinilor gravitaționale cu un coeficient seismic.

### 2.5.3. Determinarea încărcărilor seismice de calcul .

În R.S. România prescripțiile și recomandările cu privire la calculul și alcătuirea construcțiilor rezistente la cutremur, sînt conținute în indicativul P 100-78. În conformitate cu acest normativ, încărcările seismice se consideră că se aplică static asupra structurii, acționînd orizontal după orice direcție.

Sarcinile seismice considerate că se aplică static asupra structurilor produc în acestea aceleași eforturi ca și forțele de inerție produse de oscilațiile construcției în timpul cutremurului. Descompunerea sarcinilor seismice după aceste două direcții verticale și orizontale, permit să se neglijeze componentele verticale, care în general sînt mici și pot fi preluate fără greutate de către construcțiile obșnuite. În normativul P 100-78 sînt date elementele de construcție pentru care se necesită determinarea încărcărilor seismice verticale. Cazul construcțiilor de locuințe P + 4 E nu intră în această

categoria. Se introduc în calcule doar componentele orizontale, admitându-se că acestea lucrează după direcția axelor principale (longitudinale și transversale) care se determină cu formula :

$$S_{kr} = C_{kr} \cdot G_k$$

Incărcările seismice orizontale de calcul se determină pentru fiecare mod propriu de vibrație ( $r$ ), unde

$$C_{kr} = K_s \beta_r \psi_{kr} \quad (2.77)$$

în care :  $C_{kr}$  - coeficient seismic global de nivel corespunzător nivelului  $k$  și modului de vibrație  $r$ ;

$K_s$  - coeficient seismic corespunzător gradului de protecție antiseismică a construcțiilor, ce reprezintă raportul între accelerația maximă a mișcării seismice a terenului (corespunzător gradului de protecție antiseismică a construcției) și accelerația gravitației; valorile coeficientului sînt date în tabelul nr.3 din normativul sus menționat;

$B_r$  - coeficient dinamic care se determină în funcție de perioada proprie de vibrație a structurii  $T_r$  (pentru modul propriu de vibrație considerat) și de natura terenului de fundație după cum urmează :

a) pentru terenuri de fundație de rigiditate normală :

$$B_r = \frac{3}{T_r} \quad (2.78)$$

respectînd condițiile :

$$0,75 \leq B_r \leq 2,0 \quad (2.79)$$

în care :  $T_r$  - se exprimă în secunde;

b) pentru terenuri de fundare rigide : terenuri stîncose, straturi stabile de nisipuri, pietrișuri, argile de consistență mare, valorile coeficientului  $B_r$  se reduc cu 20 % respectînd condiția anterioară;

c) pentru terenuri de fundare de rigiditate redusă : straturi formate din argile de consistență redusă

( $I_c \leq 0,5$ ) cu sau fără intercalații de nisip, nisipuri în stare afânată grad de îndesare ( $D \leq 0,33$ ), loessuri cu umiditate ridicată ( $W > 20 \%$ ) sau în cazul terenurilor argiloase sau nisipoase cu nivelul apei subterane ridicat (adâncime  $< 5$  m), valorile coeficientului se majorează cu 30 % dar astfel încît  $B \leq 0,5$ .

Pentru determinarea perioadelor proprii de oscilație și a formelor oscilațiilor libere, trebuiesc stabilite schemele de calcul dinamic al construcției. Se recomandă ca schema de calcul dinamic să fie cât mai simplă, dar în acelaș timp să se exprime corect particularitățile dinamice fundamentale ale construcției. În general, schema de calcul a construcției se ia sub forma unei console verticale, a cărei rigiditate este determinată de soluția constructivă. Masa este considerată ca fiind concentrată la nivelul planșeelor. În literatura de specialitate se arată că valorile obținute prin calcul, pe baza modulilor de elasticitate, corespunzător valorilor normate, asigură o bună concordanță cu rezultatele experimentale. Aceasta numai în cazul încărcărilor de exploatare obișnuită sau a unor încărcări ceva mai mari, care nu produc degradări importante construcțiilor. Dacă calculul construcțiilor se face într-un stadiu apropiat de rupere, concordanța amintită dispare în urma micșorării proprietăților elastice efective. Desigur, în timpul acțiunii sarcinilor seismice, odată cu creșterea deformațiilor urmate de micșorarea valorilor caracteristicilor elastice ale materialelor, prin apariția diferitelor degradări, se micșorează și rigiditatea construcțiilor. Cu toate acestea, în majoritatea cazurilor, se admite ca sarcina seismică de calcul să se determine pe baza valorilor normate ale modulului de elasticitate, care sînt ceva mai mari decît cele de calcul și corespund unor deformații nu prea mari ale materialului.

În calculul perioadelor fundamentale de vibrații, ar trebui să se țină seama de armonizare, care micșorează sensibil amplitudinile. Calculele în care se ține seama de amortizare, sînt mai complicate, iar diferența dintre valorile perioadelor calculate, în majoritatea cazurilor practice, se înscriu în limitele preciziei calculului. În practică se folosesc

direct formule, cu caracter aproximativ, în funcție de principalele caracteristici geometrice ale construcțiilor sau de numărul de etaje, care dau rezultate suficient de exacte.

$\Psi$  - coeficient de reducere a efectelor încărcărilor seismice ținând seama de durabilitatea structurii, capacitatea de redistribuire a eforturilor, ponderea cu care intervin rezervele de rezistență (neconsiderate în calculul rezultat din conlucrarea structurii cu elementele nestructurale) și de efectul amortizării vibrațiilor. Valorile coeficientului sînt date în tabelul nr.4 din normativul P.100-78 [132].

$n_{kr}$  - coeficient de distribuție a forțelor seismice corespunzătoare nivelului  $k$  și modului de vibrație " $r$ ". Coeficientul se determină cu ajutorul expresiei :

$$n_{kr} = \frac{\sum_1^n G_k k_r}{\sum_1^n G_k U_{kr}^2} \quad (2.80)$$

unde :  $U_{kr}$  - componenta după gradul de libertate  $k$  al formei proprii corespunzătoare modului de vibrație " $r$ ";

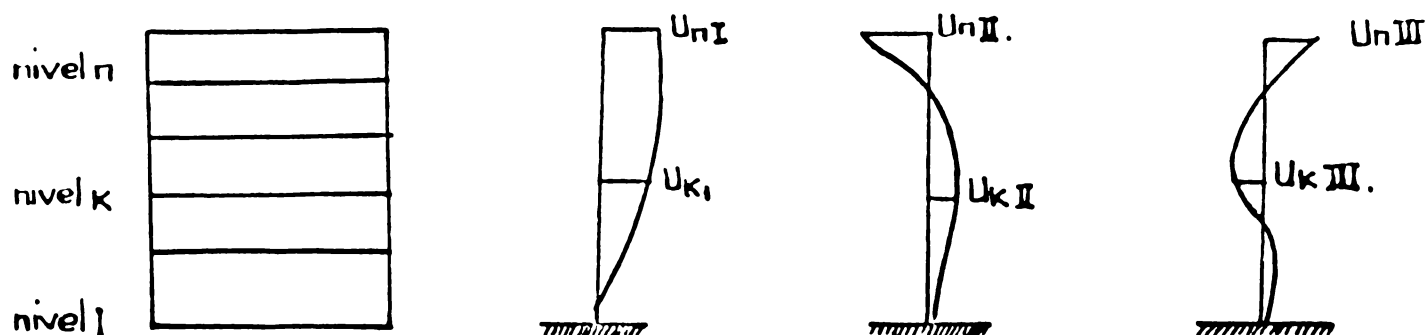


Fig.2.26. Forme proprii de vibrare.

$G_k$  - rezultanta încărcărilor gravitaționale la nivelul  $k$ .

Forța seismică  $S_{kr}$  rezultată, se situează la nivelul  $k$ , unde s-a determinat, în modulul fundamental de vibrație " $r$ ".

2.5.3.1. Determinarea perioadei de vibrație a structurii multietajate în cazul terenului rigid

Coeficientul dinamic  $B_r$  se determină în funcție de perioada proprie de vibrație a structurii  $T_1$ .

La determinarea perioadei de vibrație a structurilor multietajate în cazul unui teren rigid, se folosesc criteriile energetice de calcul, din care s-a dedus relația [77], [45] :

$$T_1 = \psi \sqrt{\frac{M_0}{R_0}} = \frac{2}{\sqrt{n}} \left[ \sum_{k=1}^n \alpha_x U_x \right]^{1/2} \quad (2.81)$$

unde :  $\psi$  - reprezintă coeficientul adimensional, care depinde de caracteristicile elastice ale structurii și de numărul gradelor de libertate dinamică :

$$\alpha_1 = \frac{m_1}{m_0} \dots \alpha_k = \frac{m_k}{m_0} \dots \alpha_n = \frac{m_n}{m_0} \quad (2.82)$$

$$R_1 = r_1 R_0 \quad R_k = r_k R_0 \quad R_n = r_n R_0 \quad (2.83)$$

$$U_1 = \frac{1}{r_1} \quad U_k = \frac{1}{r_k} \quad U_n = \frac{1}{r_n} \quad (2.84)$$

$$U_k = \sum_{i=1}^k ; U_1 = U_1 + U_2 \dots + U_k \quad (2.85)$$

unde :  $R_1, R_2, R_n$  - rigiditățile relative de nivel ;

$m_1, m_k, m_n$  - masele încărcărilor gravitaționale aferente fiecărui nivel.

$$m_1 = \frac{Q_1}{g} \quad m_k = \frac{Q_k}{g} \quad m_n = \frac{Q_n}{g} \quad (2.86)$$

unde :  $m_0, R_0$  - valori arbitrare (de referință) ale masei și ale rigidității relative, prin intermediul cărora se exprimă celelalte măriri arătate mai sus;

$\alpha_1, \alpha_k, \alpha_n$  - coeficient de masă;

$n_1, n_k, n_n$  - coeficient de rigiditate relativă de nivel;  
 $u_1, u_k, u_n$  - coeficient de flexibilitate relativă de nivel;  
 $n$  - numărul de niveluri pe care le are structura;  
 $\psi_n$  - coeficient de corecție al perioadei fundamentale care depinde de numărul de niveluri pe care le are structura.

În cazul structurilor cu mai mult de 3 niveluri: ( $n \geq 3$ ) pentru coeficientul de corecție  $\psi_n$  s-a stabilit o valoare medie  $\psi_n = 1,15$ , astfel încât coeficientul  $\psi$  va avea expresia :

$$\psi = 5,45 \left[ \sum_{k=1}^n \alpha_k U_k \right]^{1/2} \quad (2.87)$$

$$T_1 = 5,45 \left[ \sum_{k=1}^n \alpha_k U_k \right]^{1/2} \cdot \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} \text{ pentru } n \geq 3 \quad (2.88)$$

În cazul structurilor de tip uniform a maselor și a rigidităților relative de nivel, avem :

$$\psi = 5,45 \left[ \frac{n(n+1)}{2} \right]^{1/2} \quad (2.89)$$

Pentru determinarea perioadelor de ordin superior a lui  $T_i$  se propune formula :

$$T_i \cong \frac{T_1}{1,3^i} \quad (2.90)$$

unde :  $i$  - ordinul modului de vibrație.

Tabelul 2.7.

Tipul de structură	Perioada fundamentală T	Numărul aproximativ de niveluri al straturilor
- rigidă	0 - 0,2	1 - 3
- semirigidă	0,2 - 0,7	3 - 9
- semi-flexibilă	0,7 - 1,3	9 - 16
- flexibilă	1 - 3	16



Perioada fundamentală a construcțiilor variază între 0,1 - 0,2 sec.

Dacă rezultanta încărcărilor gravitaționale este aceeași la fiecare nivel, iar distribuția rigidităților e uniformă pe înălțime, perioada fundamentală de vibrație se poate calcula cu formula :

$$T_1 = 0,15 \sqrt{\frac{Q_{\text{etaj}}}{R_{\text{etaj}}}} \quad (\text{în secunde}) \quad (2.91)$$

Perioadele de ordin superior se vor aproxima astfel :

$$T_2 = \frac{1}{3} T_1 ; \quad T_3 = \frac{1}{5} T_1 \quad (2.92)$$

unde :  $R_{\text{etaj}}$  - rigiditatea relativă de nivel;

$Q_{\text{etaj}}$  - sarcina gravitațională la etajul respectiv.

Rigiditățile relative de nivel depind de legea de variație a forțelor orizontale pe înălțimea construcției.

### 2.5.3.2. Influența interacțiunii dintre terenul de fundație și construcție asupra perioadei fundamentale de vibrație

Perioada fundamentală de vibrație a construcțiilor se modifică, fiind în funcție de natura terenului de fundare.

În situațiile când în timpul oscilațiilor structurii deformațiile terenului de fundație rămân în limitele elastice, perioada fundamentală poate fi determinată, aplicând formula [77] :

$$T_1 = 0,17 \sqrt{\Delta_n} \quad (2.93)$$

unde :  $\Delta_n = \Delta_{n, \text{st}} + \Delta_{n, \varphi}$

$\Delta_{n, \text{st}}$  - reprezintă deplasarea maximă produsă de acțiunea statică a încărcărilor gravitaționale  $Q_k$ , aplicate pe direcția orizontală;

$\Delta_{n, \varphi}$  - reprezintă deplasarea maximă provenită din rotirea fundației, datorită deformabilității terenului.

Deplasarea maximă în vârful structurii produsă de rotirea  $\psi$  a fundației, rezultă :

$$\Delta_{n,st} \frac{n(n+1)}{2R} ; \Delta_{n1\psi} = \psi H \quad (2.94) \quad (2.95)$$

în care :  $\psi = M_0 / C \psi I \psi \quad (2.96)$

unde : R - rigiditatea fiecărui etaj, considerat ca fiind egală cu a fiecărei structuri;

$M_0$  - momentul încovoietor la nivelul suprafeței de contact dintre teren și talpa fundației, produs de încărcările gravitaționale  $Q_k$  aplicate pe direcția orizontală;

I - momentul de inerție al suprafeței tălpii fundației;

C - coeficientul de rigiditate neuniformă a terenului, la rotirea fundației;

H - înălțimea totală a construcției, în care se include și fundația.

Rezultă :

$$T_i^* \cong 0,17 \sqrt{\Delta_{n,st} + \Delta_{n,\psi}} \quad (2.97)$$

$$T_i = 0,17 \sqrt{\Delta_{n,st}} \sqrt{1 + \frac{\Delta_{n,\psi}}{\Delta_{n,st}}} \quad (2.98)$$

Se notează :

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\Delta_{n,\psi}}{\Delta_{n,st}}} \quad (2.99)$$

$$T_i = 0,17 \sqrt{\Delta_{n,st}} \quad (2.100)$$

$$T_i^* = T_i \eta \quad (2.98a)$$

unde :  $T_i$  - perioada fundamentală a unei construcții pe un teren perfect rigid;

$\eta$  - coeficient de corecție care ține seama de caracteristicile fizico-mecanice ale structurii și ale terenului de fundație.

\* în anexă

Deformabilitatea terenului de fundație are ca efect majorarea perioadei fundamentale de vibrație a construcției în raport cu un teren perfect rigid. Majorarea perioadei fundamentale de vibrație are implicații directe și asupra răspunsului seismic al structurii, întrucât este afectat de coeficientul dinamic [45].

Prin micșorarea coeficientului " $B_r$ " se va produce o scădere a forței tăietoare de bază.

Creșterea perioadei fundamentale de vibrație a construcției, în limitele unei deformații reversibile a terenului, pot atinge valori de 10 - 20 %, în funcție de rigiditatea structurii propriuzisă.

## 2.6. Concluzii

Din cele prezentate rezultă că cunoașterea conlucrării dintre construcție, fundație și teren reprezintă o necesitate pentru proiectarea economică și durabilă a construcțiilor. Metodele clasice de calcul a construcțiilor prevăd calculul suprastructurii, infrastructurii și terenului de fundare separat, avînd la bază anumite ipoteze simplificatoare ce nu permit efectuarea unui calcul unitar.

Printr-o cercetare continuă, în timp s-au dezvoltat metode de calcul care au încercat să cuprindă parametrii și factorii care intervin într-un calcul de conlucrare. Dezvoltarea tehnicii de calcul electronic a permis folosirea unor noi metode de calcul, dintre care cea mai adecvată unui calcul de conlucrare este metoda elementelor finite. Într-o proiectare unitară a construcțiilor trebuie cunoscută starea de eforturi și deformații atât în construcții cît și în teren pe adîncimea zonei active. Cunoașterea stării de eforturi și deformații în teren se poate obține dintr-un calcul unitar care să ia în considerare toți parametrii și factorii ce influențează aceste două stări în funcție de natura solicitărilor.

Metodele de calcul de conlucrare a structurilor cu terenul de fundare au la bază modele reologice care imită comportarea sub sarcini a terenului de fundare. Dintre modelele de

calcul care dau posibilitatea luării în considerare a comportării sub sarcină a fiecărui strat de pământ din terenul de fundare, cât și variația acestora pe orizontală, precum și comportarea fiecărui element de rezistență în parte din construcție este modelul elementelor finite. Unul din avantajele modelului elementelor finite îl constituie faptul că deformațiile și starea de eforturi a elementelor superioare se transmit elementelor vecine inferioare și laterale.

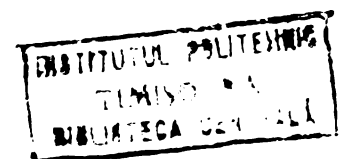
Rigiditatea suprastructurii, infrastructurii și terenului prezintă un rol important privind modul de deformare al ansamblului construcției, teren și a modului de redistribuire a stării de solicitare - deformare în interiorul acestui ansamblu. Determinarea rigidității generalizate a construcției prin metode clasice pentru diferite solicitări se face aproximativ, neputându-se lua în considerare aportul în parte a fiecărui element de rezistență. Acest dezavantaj, este eliminat prin folosirea modelului elementelor finite care permite luarea în considerare și a variației rigidității terenului de fundare pe adâncimea de calcul.

Introducerea industrializării infrastructurii prin prefabricare impune, cunoașterea modului de deformare în elementele de rezistență în câmp și în îmbinări cât și în terenul de fundare. Cunoașterea acestei stări de deformare și eforturi se poate obține prin efectuarea unui calcul de conlucrare pentru încărcări statice și dinamice folosind metoda elementelor finite. Eforturile determinate teoretic dintr-un calcul de conlucrare trebuie să fie verificate experimental pe aceleași tipuri de structuri pentru care s-a făcut calculul.

Față de problemele studiate în capitolele anterioare, autorul și-a propus să determine solicitările din elementele prefabricate de la infrastructură și teren dintr-un calcul clasic și un calcul de conlucrare ce are la bază metoda elementelor finite. Rezultatele obținute prin cele două metode, se vor studia comparativ și verifica experimental pe un tronson de clădire executat la scara 1:1.

Funcție de rezultatele obținute se realizează proiecte de execuție P + A E cu infrastructură prefabricată (clevație soclu) ce se vor executa de Trustul de Construcții Montaj Timișoa-

ra, din a căror folosire vor rezulta repartizări de armătură în zonele solicitate, zone stabilite pe criterii de interacțiune.



3. SOLUTII DE REALIZARE A FUNDATIILOR DIN ELEVATII-  
=====

SOCIU SI PLANSEEE PREFABRICATE RESPECTIV STUDIUL  
=====

UNOR CONTRAJE SPECIALICE PENTRU REALIZAREA ACESTORA  
=====

Incepând cu anul 1973, lucrând în cercetare la "Catedra de Drumuri și Fundații" din cadrul Institutului Politehnic Timișoara, sub competența îndrumare a tovarăgului profesor dr.ing. Marin Păunescu și în colaborare cu Trustul de Construcții Montaj Timișoara, s-a conceput un nou sistem de industrializare a lucrărilor de fundații pentru blocuri de locuințe S + P + 4 E [90], Brevet nr.3423 din 23.II.1978.

Soluția brevetată prezintă mai multe avantaje, față de soluția clasică. Dintre avantajele mai importante amintesc reducerea consumului de ciment, reducerea consumului de material lemnos, creșterea productivității lucrărilor de infrastructură, scurtarea termenului de dare în folosință a investițiilor, etc.

Dintre primele blocuri proiectate, pe bază de comandă, în cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații și executate în anul 1974, se citează Blocul 102 garsoniere, str. Dîmbovița - Timișoara; Bloc nr.4 Sînicolaul Mare județul Timiș și Blocul 5 Reșița.

3.1. Prezentarea soluției de fundare, elevații soclu  
și planșee prefabricate

În soluția concepută, infrastructura blocurilor este alcătuită din [38], [89], [117] :

- tulpă fundațiilor, prevăzută a se executa monolit la fața locului, turnată direct în săpătură, adaptându-se cu lățime funcție de natura terenului de fundare;

- elevație soclu alcătuită din panouri mari prefabricate, cusetate pe ambele fețe, dispuse în lungul axelor longitudinale și transversale (fig.3.2)\*;
- plangee prefabricate peste subsol, adică la cota 0,00;

Imbinarea elementelor prefabricate se face la intersecția axelor longitudinale cu cele transversale și horizontale. Pentru realizarea conlucrării între talpa fundației și panourile de elevație soclu, la intersecția axelor, s-au prevăzut carcuse din oțel beton, încastrate în talpa fundației (care formează un fel de stâlpișori).

Rezemarea panourilor prefabricate pe talpa fundației se face prin intermediul unor profile trapezoidale, executate în talpa fundației și la partea inferioară a panoului prefabricat. (fig.3.1).

În vederea transmiterii centrice a încărcărilor verticale, îmbinările sînt astfel concepute, încît axa tălpilor fundațiilor coincide cu axa panourilor prefabricate de elevație soclu și aceasta coincide cu axa panourilor prefabricate de la suprastructură.

Din necesitatea folosirii subsolului blocurilor, soluția s-a conceput în două variante :

- în varianta în care blocurile sînt prevăzute cu subsol tehnic, panourile prefabricate de elevație soclu au înălțimea de 175 cm cele exterioare și de 165 cm cele interioare (fig.3.7)\*;
- în varianta în care subsolul blocului este prevăzut cu boxe, înălțimea panourilor prefabricate de elevație soclu este de 230 cm cele exterioare și de 220 cm cele interioare, (ex. fig.3.2\* ; fig. 3.4\* și fig.3.5)\*.

În vederea eliminării cofrajelor pentru centuri, s-au executat prin turnare, la partea superioară a panourilor, șanțuri de formă dreptunghiulară (20 x 25 cm), figura 3.1, în care se montează centura prefabricată. Betonarea centurilor de la cota 0,00 s-a prevăzut să se realizeze odată cu monolitizarea îmbinărilor panourilor prefabricate.

Intr-o altă variantă, centura de la cota 0,00 este înglobată în panoul prefabricat, iar mustățile de la capetele pa-

\* în anexă

nourilor, în forme de bucle, se îmbină prin betonare, odată cu monolitizarea îmbinărilor verticale.

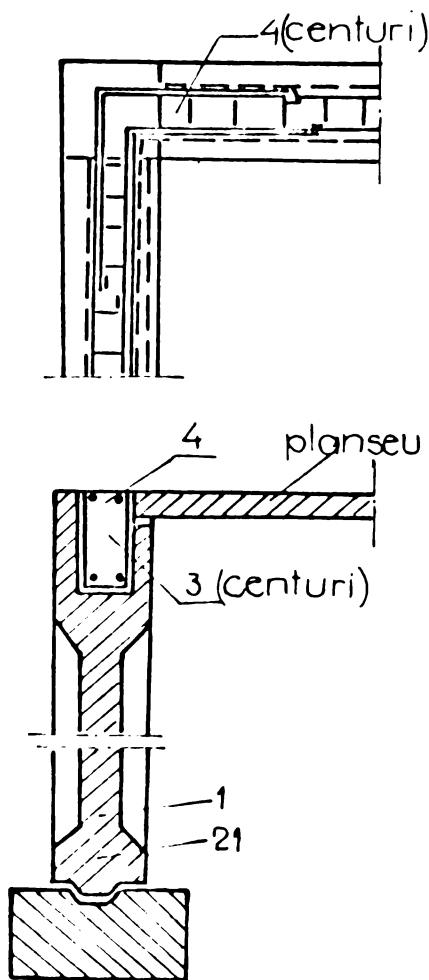


Fig.3.1. Detaliu privind montarea carcaselor de centură la cota 0,00.

(fig.3.7)\*, (I f 48-I); (fig.3.5)\*, (I f 33) au fost prevăzute cu goluri de circulație.

Greutatea maximă a elementelor prefabricate, folosite la infrastructură fiind sub 5 tf, dă posibilitatea utilizării utilajelor curente din dotarea șantierelor. Elementele prefabricate de planșe rămân ca număr și poziții, ca la nivelurile curente. Pe conturul panourilor prefabricate, de la cota 0,00 sînt prevăzute mustăți din oțel beton și alveole, care, prin sudură și betonare, se rigidizează cu elementele prefabricate de elevație soclu (fig.3.3)\*.

Sistemul de rezemare al panourilor prefabricate elimină complet posibilitățile de excentricitate, posibile la montaj.

\* în anexă

Panourile prefabricate de elevații soclu au prevăzute pe contur două bare de oțel beton dimensionate din condiția de transport și montaj. În câmp, panourile prefabricate sînt prevăzute cu două plase de armături din oțel beton  $\varnothing 3$  mm, pentru preluarea eforturilor de construcție, legate între ele cu agrafe, formînd o carcasă rigidă, (ex. fig. 3.5\*; fig.3.6\* și fig.3.7)\*.

Panourile prefabricate interioare și cele exterioare sînt prevăzute cu goluri pentru pozări de conducte pentru instalații sanitare și electrice (fig. 3.2\* și fig. 3.6)\*.

Din necesitatea de exploatare a subsolurilor blocurilor, privind întreținerea conductelor și circulația spre boxe, panourile interioare transversale,



În vederea realizării blocurilor de locuințe S + P + 4E, cu elevații soclu prefabricate, s-au conceput cinci soluții de îmbinare [89]. Aceste soluții se deosebesc între ele prin forma marginilor și amplasarea mustăților de îmbinare. Soluțiile de rigidizare a elementelor prefabricate s-au elaborat pentru îmbinările de colț, în cruce și în "T", cu următoarele precizări :

- panourile prefabricate se îmbină numai în noduri, la intersecția axelor transversale, longitudinale și orizontale;
- secțiunea stâlpilor de îmbinare este cuprinsă între 900 - 1200 cm<sup>2</sup>;
- îmbinările se realizează cu mustăți, etrieri sau bucle, cu sau fără sudură, în funcție de soluția de îmbinare adoptată;
- monolitizarea îmbinărilor se face cu B 250;
- îmbinările s-au conceput astfel încât să lucreze în domeniul elastic;
- toate soluțiile de îmbinare au prevăzute centuri la partea superioară a panourilor prefabricate.

Soluțiile de îmbinare cele mai avantajoase sînt nr.4 și nr.5 deoarece elimină sudurile, mărește ritmul de execuție, distribuie rațional oțelul, simplifică execuția panourilor de elevație - soclu, mărește gradul de conlucrare spațială a structurilor. Fig.7.4. Fig.7.5.

O altă variantă (studiată) de executare a infrastructurii blocurilor de locuințe o constituie realizarea tălpilor fundațiilor monolit, direct în săpătură, iar elevația soclu este realizată din panouri mari prefabricate, de formă plană, cu grosimea de 20 cm. Îmbinările panourilor mari prefabricate se face numai în noduri, realizînd stâlpișori cu secțiunea de 400 cm<sup>2</sup>.

Studiind modul de conlucrare al ansamblului construcție - teren, constatăm că eforturile sînt maxime, în zonele de îmbinare și minime în cîmp, ceea ce justifică folosirea mai eficientă a soluției cu elevații - soclu casetate.

Soluția plană folosește un consum de beton cu circa 10 - 15 % mai mare decît soluția casetată și are o secțiune de monolitizare în zonele de îmbinare cu circa 50 % mai mică decît soluția casetată.

### 3.2. Procedeu de cofrare pentru realizarea infrastructurii prefabricate la blocurile de locuințe

Analizînd problemele realizării infrastructurii blocurilor de locuințe, în varianta prefabricării elevației și soclului se constată că ele constituie un progres deosebit față de varianta realizării integrale a infrastructurii monolite în cofraje de material lemnos.

Această soluție se poate îmbunătăți și mai mult prin menținerea avantajelor oferite de variantele prefabricate și eliminarea cheltuielilor de manipulare, depozitare și îmbinare a elementelor prefabricate, prin conceperea și realizarea unui sistem de cofraje metalice universale casetate, care să permită executarea în poligon sau pe șantier - direct - a diafragmelor de la infrastructură [114], [115].

Pe baza studiilor și cercetărilor privind industrializarea lucrărilor de fundații la clădiri de locuit S + P + 4 E, s-a conceput ca varianta anterioară să fie realizată cu ajutorul unor cofraje metalice, recuperabile, casetate după ambele fețe [129]. La cota 0,00 se folosesc aceleași planșee prefabricate ca și la suprastructură.

Astfel, la cererea beneficiarilor, s-au studiat și proiectat cofraje metalice pentru blocurile care sînt prevăzute cu subsol tehnic pentru instalații.

Cofrajele metalice universale casetate au fost astfel concepute și proiectate, încît permit realizarea monolită la fața locului a elevațiilor - soclu pentru blocurile de locuit S + P + 4 E. Pe timp de iarnă, cu ajutorul aceluiași cofraje metalice casetate, se pot executa în poligon panouri mari prefabricate, care se montează pe șantier. În cazul folosirii cofrajelor metalice universale casetate pentru realizarea elevațiilor, soclu prefabricate, s-a conceput executarea îmbinărilor umede, realizate prin cusături continue, cu bare sub formă de bucle, ceea ce reduce consumul de sudură, manoperă, mărește ritmul de execuție, folosește mai rațional oțelul. Ca urmare a

studiilor și încercărilor efectuate, executarea elevațiilor - soclu cu ajutorul cofrajelor metalice universale monolite sau prefabricate este posibilă și în zonele seismice de gradul 7.

În realizarea acestei soluții, s-a acordat o atenție deosebită realizării zonelor de colț a tronsoanelor prin asigurarea continuității armăturilor și asigurarea unei conectări corespunzătoare între elementele de rigidizare a diafragmelor.

Infrastructura blocurilor de locuințe din panouri mari alcătuiesc un ansamblu de diafragme verticale (transversale, longitudinale) și orizontale, ce formează o structură rigidă spațială cu o mare capacitate de rezistență și stabilitate la acțiunea sarcinilor verticale și orizontale. Acest ansamblu de diafragme se reazemă pe talpa fundației realizată monolit, direct în structură, ce creează o continuitate cu terenul. Diafragmele sînt dispuse în lungul axelor longitudinale și transversale ale blocului, iar monolitizarea îmbinărilor este prevăzută să se facă numai la intersecția axelor.

Diafragmele orizontale sînt planșee prefabricate care se îmbină conform proiectului tip 1615/III-C.

Folosirea noului tip de cofraje s-a făcut cu scopul de înlocuire a cofrajelor din material lemnos, de reducere a consumului de beton folosit la elevații, de reducere a volumului de manoperă folosit pe șantier la infrastructură, de creșterea productivității muncii și scurtarea timpului de dare în folosință a investițiilor.

Studiul făcut închină avantajele soluțiilor de realizare a fundațiilor monolit și prefabricat prin folosirea cofrajelor metalice universale casetate cu decofrare la 24 ore de la turnare.

### 3.2.1. Descrierea soluției

Realizarea cofrajelor metalice casetate soclu s-a conceput pentru proiectul tip 1615/III-C - S + P + 4 E - solicitat de beneficiar. Aceste cofraje se caracterizează prin aceea că permit turnarea concomitentă a diafragmelor din beton de la infrastructură și elevație - soclu, la fața locului, după cele

două direcții principale ale clădirilor de locuit, longitudinale și transversale. Realizarea concomitentă a diafragmelor de la infrastructură dispuse în lungul axelor longitudinale se face prin folosirea cofrajelor metalice de elevație - soclu exterioare, interioare și a cofrajelor metalice de colț [114], [115].

Structura de rezistență a infrastructurii în soluția proiectată este alcătuită din talpa fundației, executată monolit la fața locului, adaptându-se la natura terenului de fundație. Betonul folosit este cel prevăzut de normative. Talpa fundației se toarnă direct în săpătură, nefiind nevoie de cofraje.

Elevația - soclu este realizată prin turnarea betonului la fața locului în cofraje metalice casetate universal. Ca înălțime s-au proiectat cofraje pentru blocurile S + P + 4 E, cu subsol pentru instalații și pentru boxe.

Plânșeele de la cota 0,00 sînt prefabricate; ele au aceeași profilare ca plânșeele curente de la suprastructură. Panourile de plânșeu sînt prevăzute să se execute dintr-o singură bucată pentru fiecare celulă. Pentru a asigura o comportare de caibă a plânșeului, s-au prevăzut mustăți pe contur, care fac legătura cu centurile montate la partea superioară a diafragmelor. Centurile de uniformizare a eforturilor sînt armate cu bare din oțel beton dispuse în lungul axelor longitudinale și transversale blocului.

Bulandrugi de deasupra golurilor de circulație sînt armați suplimentar.

Pentru a menține conlucrarea dintre infrastructură și suprastructură la intersecția axelor longitudinale cu cele transversale, se folosesc carcusele din proiectele tip existente.

Cofrajele metalice casetate, pentru a permite circulația în subsol și trecerea de conducte și instalații, sînt prevăzute cu goluri. Procedeu elaborat de cofraje metalice casetate, este un procedeu caracterizat printr-un grad ridicat de universalitate. Setul de cofraje metalice universale sînt de următoarele tipuri :

C.F.E. - cofraj fundație exterior; fig.(3.8)\*

C.F.I. - cofraj fundație interior;

\* în anexă

C.F.I.g. - cofraj de fundație interior cu goluri de circulație;

C. F. C. - cofraj fundație de colț.

Panourile de cofraje metalice sînt aduse la verticală în timpul montajului cu ajutorul guruburilor de calare, care asigură în același timp și stabilitatea la montaj a cofrajelor.

### 3.2.2. Avantajele folosirii cofrajelor metalice universale

Dintre avantajele acestui procedeu se menționează :

- eliminarea pericolului uzurii morale a cofrajelor, datorită caracterului de universalitate, în sensul că prin folosirea aceluiași set de cofraje, se poate realiza infrastructura blocurilor S + P + 4 E în varianta monolită la fața locului, sau turnarea de panouri mari prefabricate și montarea acestora pe șantier;
- procedeu propus permite reutilizarea cofrajelor la fiecare 24 de ore de la execuția betonării, ceea ce nu se realizează cu procedeele industrializate, ce folosesc cofraje din material lemnos de dimensiuni mari;
- procedeu propus permite execuția concomitentă a diafragmelor longitudinale și transversale pentru un tronson de bloc, folosind un set de cofraje;
- cofrajele metalice universale casetate pentru clădiri de locuit S + P + 4 E prezintă avantaje față de soluțiile clasice cu cofraje demontabile din panouri mari de placaj tegofilm, că reduce conținutul de material lemnos, cu 80 - 85 %;
- avînd în vedere posibilitatea realizării montajului cofrajelor metalice universale cu trei muncitori, respectiv turnarea betonului (folosind pompele de beton)

sau transportoarele CIFAROM) precum și decofrarea ce reduce consumul de manoperă cu minimum de 40 - 45 % față de soluțiile clasice;

- prin folosirea formei casetate se realizează stâlpișori la intersecția axelor longitudinale cu cele transversale cu secțiunea de  $700 - 900 \text{ cm}^3$ ; se reduce consumul de beton folosit în elevație, cu aproximativ 10 - 15 % față de varianta când elevația are grosimea de 25 cm, și cu aproximativ 15 - 20 % față de varianta când elevația are grosimea de 30 cm; se ajunge la folosirea rațională a betonului, ținându-se seama de conlucrarea ansamblului construcție - teren; se realizează rezemarea corectă a planșeelor la cota zero și a panourilor mari de elevație - soclu pe talpa fundației, obținându-se realizarea unei fișii de monolitizare cu lățimea de 15 20 cm între două planșee vecine și se obține comportarea favorabilă a solicitării orizontale;
- sistemul propus reduce costul fundațiilor cu circa 6 - 10 % față de soluția de cofrare clasică, reduce manopera, reduce consumul de materiale deficitare, scurtează termenul de dare în folosință a construcției.

Având în vedere simplitatea soluției constructive, privind realizarea unui set de cofraje, se aproximează prețul mediu de confecționare de circa 12 lei/kg confecție metalică, rezultând circa 960.000 lei pe un set complet de cofraje.

Datorită construcției simple, a rigidității și robusteții deosebite pe care le prezintă acest set de cofraje, se consideră că ele pot fi reutilizate de circa 660 ori, cifră întru totul acoperitoare, ținând seama că în străinătate cofrajele similare de la suprastructură se refolosesc de 1000 - 1200 ori [130].

### 3.2.3. Extrase din calculul eficienței economice

Eficiența economică s-a calculat pentru același tip de proiect, realizat în cofraje metalice casetate, față de soluția clasică, ex. proiectul nr.6296/1973, elaborat de I.P.J. Bihor

(la nivelul anului 1975) din care rezultă :

- economii de manoperă și materiale pe set de cofraje 20 apartamente = 8.617,60 lei, ce reprezintă 430,88 lei/mp;
- efectul economic net pe durata de viață economică de folosire a setului de cofraje la un ciclu de 660 utilizări, este de lei 4.827.737;
- economisirea de material lemnos ce se realizează prin folosirea unui set de cofraje pe durata de viață economică este de 2.815 mc;
- cofrajele se montează cu trei muncitori în comparație cu soluția clasică, care folosește 10 - 12 dulgheri;
- termenul de realizarea infrastructurii se reduce cu circa 50 %.

### 3.3. Problema de studiu teoretic și experimental

pentru soluția propusă

Pentru dimensionarea elementelor prefabricate de elevație - soclu a îmbinărilor acestora cu luarea în considerare a conlucrării spațiale a acestor elemente prefabricate cu talpa fundației și suprastructura, s-a impus cunoașterea stării de eforturi și deformații în elemente și în îmbinările acestora. Intrucât preocupările privind prefabricarea infrastructurii sînt de dată recentă, nu există o metodă de calcul a acestora.

Datorită acestui fapt, în capitolul 4 s-a studiat calculul construcțiilor cu S + P + 4 E cu elevații - soclu prefabricate, fără luarea în considerare a conlucrării. Pe baza studiilor efectuate, în acest capitol, se prezintă în tabele calculul eforturilor în diafragmaele prefabricate de la infrastructură folosind "Metoda Cadrelor" adoptată pentru infrastructură. Eforturile s-au determinat din încărcări statice și dinamice, ce se pot folosi la dimensionarea clasică a elementelor prefabricate și verificarea îmbinărilor concepute.

În baza bibliografiei prezentată în capitolul 2 rezultă că metodele clasice nu permit luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor de comportare unitară a suprastructurii, infrastructurii și terenului, se impune în conti-

nuare determinarea eforturilor și deformațiilor în elementele prefabricate de la infrastructură, dintr-un calcul de conlucrare static respectiv dinamic.

În vederea determinării cât mai reale a stării de solicitare și deformare a îmbinărilor, și elementelor prefabricate de la infrastructură, a rezultat ca necesar calculul de conlucrare unitar al construcției și terenului prin metoda elementelor finite. Calculul se realizează pentru încărcări statice și dinamice în variantele fundării construcțiilor din panouri mari cu infrastructură prefabricată, în teren normal, al cărui modul de deformare crește cu adâncimea și în teren slab care include în el lentile de teren foarte slab.

Valorile eforturilor obținute dintr-un calcul clasic prezentat în capitolul 4, s-au comparat cu valorile eforturilor rezultate dintr-un calcul de conlucrare prezentat în capitolul 5, pentru același tip de structură fundată în aceleași condiții de teren, scoțându-se în evidență erorile ce apar într-un calcul clasic față de un calcul de conlucrare.

Concluziile acestui calcul comparativ sînt trecute în cadrul capitolului 5.

Rezultatele calculului de conlucrare privind eforturile și deformațiile îmbinărilor elementelor prefabricate de la infrastructură, au fost verificate experimental pe un tronson de clădire executat la scara 1:1.

Rezultatele încercărilor experimentale fac obiectul capitolului 6.

Pe baza rezultatelor teoretice și experimentale s-au realizat o serie de clădiri de locuit S + P + 4 E, cu elevații - soclu prefabricate, în Municipiul Timișoara, și Reșița, construcții care sînt redată în capitolul 7.



#### 4. CALCULUL CONSTRUCTIILOR CU S + P + 4 E

=====

##### REALIZATE PRIN PREFABRICARE

=====

(fără luarea în considerare a conlucrării)

##### 4.1. Considerații generale

Calculul construcțiilor cu S + P + 4 E, realizate prin prefabricare, supuse la încărcări verticale și orizontale constituie o preocupare continuă a cercetătorilor. Nu există o metodă clasică de calcul a structurilor din panouri mari cu infrastructură prefabricată, deoarece însăși preocupările privind prefabricarea infrastructurii sînt recente. Metodele de calcul a construcțiilor din panouri mari cu suprastructură prefabricată sînt cele folosite pentru calculul construcțiilor din diafragme monolite. Aplicarea acestor metode se face introducînd ipoteza că îmbinările din panouri mari, realizează monolitismul diafragmelor.

Metodele de calcul concepute pentru suprastructură, au la bază diferite date inițiale, ipoteze simplificatoare, care conferă de la început un anumit grad de aproximație calculelor. Datorită conlucrării spațiale a suprastructurii, infrastructurii și terenului de fundare, se produce o variație a rigidității construcției, datorită fenomenului de fisurare și o redistribuire a stării de solicitare - deformare. Fenomenul de fisurare apare în zona îmbinărilor, datorită solicitărilor interioare și exterioare construcțiilor. În cazul introducerii elementelor prefabricate la infrastructură, apare necesitatea determinării stării de eforturi și deformații în aceste elemente pentru dimensionarea lor economică.

Dintre metodele clasice de calcul spațial a suprastructurilor în diafragme, se prezintă [11], [28], [52], [53], [54] :

- metoda deformațiilor impuse;
- metoda rigidităților relative de nivel.

Ca metode de calcul plan a diafragmelor la forțe orizontale, se prezintă [1], [2], [11], [12], [13], [27], [29], [51], [66], [81] :

- metoda structurii continue înlocuitoare;
- metoda cadrelor.

#### 4.2. Metode de calcul

##### 4.2.1. Metoda diafragmelor impuse

Metoda se folosește pentru determinarea eforturilor în diafragme și buiandrugi, la structuri multietajate supuse la acțiunea încărcărilor orizontale. Ea consideră elementele verticale ale structurii ca fiind niște console încastrate în fundație. Acestea lucrează independent sau legate între ele cu buiandrugi, formând diafragme complexe cu goluri, lucrând ca niște cadre. Comportarea acestor cadre este cu mult diferită decât cadrele folosite.

Această metodă ține seama și de conlucrarea spațială a elementelor de rezistență de la suprastructură, neglijând însă infrastructura și terenul.

Determinarea încărcărilor orizontale se face în conformitate cu normativul P.100-78 și consideră că ele acționează static asupra construcției. Ipotezele de calcul admise în metoda generală a deformațiilor impuse sînt :

- planșeele sînt considerate nedeformabile în planul lor, astfel că toate elementele verticale vor avea aceleași deformații în dreptul acestora;
- calculul se efectuează în domeniul elastic, considerînd materialul omogen și izotrop;
- pentru calculul deformațiilor se admite distribuția de eforturi dată de formulele lui Navier și Jurawski.

După determinarea caracteristicilor geometrice, elastice și a coeficienților necesari calculului, se aplică relațiile de recurență. Din rezolvarea acestor relații rezultă forțele tăietoare corespunzătoare fiecărei diafragme, la fiecare nivel. Cunoscînd forțele tăietoare, rezultă momentele încovoietoare pentru elementele de rezistență. Această metodă permite folosi-

rea unui calcul automat, pe baza unui program, ușurînd munca proiectantului.

Metoda deformatelor impuse se aplică în special pentru structuri cu un număr de nivele mai mare de 7. Metoda nu ține seama de starea de eforturi și deformații din infrastructură și teren, care modifică solicitările din suprastructură, datorită fenomenului de redistribuire. Metoda nu permite calculul eforturilor și deformațiilor în infrastructură și teren și nu ia în considerare conlucrarea dintre suprastructură, infrastructură și teren.

#### 4.2.2. Metoda rigidităților relative de nivel 11

Calculul spațial al structurilor prefabricate în diafragme se poate face cu ajutorul "metodei rigidităților relative de nivel". Prin rigiditate relativă de nivel se înțelege suma rigidităților de la nivelul respectiv. Prin rigiditate de nivel a unui element încărcat cu un sistem de forțe orizontale se înțelege raportul dintre forța tăietoare de nivel  $T_i^k$  și deplasarea relativă  $\Delta_i = y_i - y_{i-1}$  a nivelului considerat.

În această metodă se repartizează la fiecare nivel forțe orizontale, proporționale cu rigiditățile lor relative de nivel. Structura spațială schematizată se descompune într-un ansamblu de sisteme cadre - diafragme. Se presupune că planșele orizontale sînt indeformabile în planul lor. Metoda rigidităților relative de nivel reprezintă o metodă iterativă. În prima parte se încarcă construcția pe direcție orizontală cu sarcinile gravitaționale de nivel  $P$ , rezultînd forțele tăietoare de nivel  $T$ . Ținînd seama de efectul momentelor încovoietoare, de efectul forțelor tăietoare și de rotirea fundației, se determină deplasările relative de nivel. Cunoscînd forțele tăietoare  $T_i$  și deplasările relative de nivel  $\Delta_i$ , rezultă rigiditatea relativă de nivel :

$$R_i = \frac{T_i}{\Delta_i} \quad (4.1)$$

Deplasările construcției sînt egale cu cele ale fiecărei diafragme la nivelul respectiv.

În etapa următoare se distribuie diafragmelor verticale forțe tăietoare  $T_i$  proporționale cu rigiditățile relative de nivel, rezultând forțele tăietoare  $T_i$  și deplasările relative de nivel  $\Delta_i$ , ce permit o nouă calculare a rigidităților relative de nivel. Cumulînd deplasările relative de nivel, se găsesc deplasările totale  $y_i$ , adică axa elastică deformată. Cunoscînd deplasările totale  $y_i$ , se determină coeficientul de proporționalitate :

$$\xi = \frac{y_i}{y_n} \quad (4.2)$$

cu care se multiplică încărcările gravitaționale de nivel :

$$P_i^* = \xi P_i \quad (4.3)$$

unde :  $y_i$  - reprezintă săgeata la vârful construcției.

Cu încărcările  $P_i^*$  se reface calculul, obținînd o nouă axă deformată a ansamblului structurii.

Calculul în această formă se repetă pînă cînd deformațiile calculate sînt sensibil egale în structură.

În etapa următoare, pe baza modulului, de vibrație, se determină forțele tăietoare și momentele încovoietoare pe diafragmele structurii.

Această metodă se aplică pentru structuri care au o distribuție simetrică a maselor și rigidităților. Metoda respectivă este adecvată la calculul manual, nefiind nevoie de rezolvarea unui sistem de ecuații de condiție pentru aflarea repartiției spațiale a forțelor orizontale pe diafragme. Determinarea eforturilor secționale în diafragmele cu goluri nu necesită tabele sau abace. Această metodă nu permite determinarea solicitărilor și deformațiilor în elementele prefabricate de la infrastructură.

Metoda rigidităților relative de nivel nu ține seama de conlucrarea dintre suprastructură, infrastructură și teren. Datorită conlucrării spațiale dintre construcție și teren, apare o variație a presiunii relative și a eforturilor în teren și în structură, care dă naștere la un continuu proces de redistribuire a stării de solicitare - deformare a construcțiilor.

Erorile ce apar într-un calcul convențional, față de un calcul de conlucrare, sînt foarte mari.

#### 4.2.3. Metoda structurii continue echivalente [2], [1]

Această metodă se folosește pentru calculul diafragmelor pline sau cu goluri, monotone pe verticală, a căror înălțime este mai mare de 7 niveluri. Metoda nu se aplică la structuri cu un număr de niveluri mai mic de 7. Metoda presupune respectarea următoarelor condiții :

- înălțimile "h" ale etajelor sînt egale;
- grosimea fiecărei diafragme este constantă pe înălțimea clădirii;
- golurile diafragmelor sînt suprapuse și au aceleași dimensiuni la toate nivelurile;
- distribuția sarcinilor orizontale din vînt se consideră uniform repartizate, iar cele din cutremur repartizate triunghiular.

În funcție de mărimea încărcărilor aplicate, se calculează deplasările diafragmelor la fiecare nivel, inclusiv săgeata la vîrfurile diafragmelor. Se calculează rigiditatea diafragmelor pentru solicitările orizontale din vînt și cutremur. Cunoscînd rigiditățile și deplasările la nivelele respective, se calculează momentele încovoietoare și forțele tăietoare la fiecare nivel.

Deoarece structurile analizate în prezenta lucrare se referă la structuri cu patru nivele, metoda nu se tratează în detaliu, nefiind aplicabilă la aceste structuri.

#### 4.2.4. Metoda cadrelor [11], [1], [2]

Metoda cadrelor se folosește pentru calculul diafragmelor la forțe orizontale, a căror înălțime este mai mică decît șase nivele. Această metodă permite adaptarea la calculul eforturilor și deformațiilor în elementele prefabricate de la infrastructură. Metoda are la bază următoarele ipoteze și aproximații :

- diaframele pline se consideră în calcul ca niște console verticale încastrate la bază pînă la talpa fundației, (fig.4,1);

- eforturile în aceste console se calculează ca și pentru bare omogene și elastice; la calculul săgeților se ține seama de deformațiile produse de momentele încovoietoare și forțele tăietoare;
- diafragmele cu goluri de uși sau ferestre se consideră în calcul ca niște cadre etajate, încastrate în talpa fundației; montanții cadrelor etajate sînt considerați plinurile verticale, iar riglele orizontale sînt considerate buiandrugi ușilor și ferestrelor. (fig.4.4 și fig.4.5).

La calculul deformațiilor montanților cadrului se ține seama de acțiunea momentelor încovoietoare, a forțelor tăietoare și a forțelor axiale.

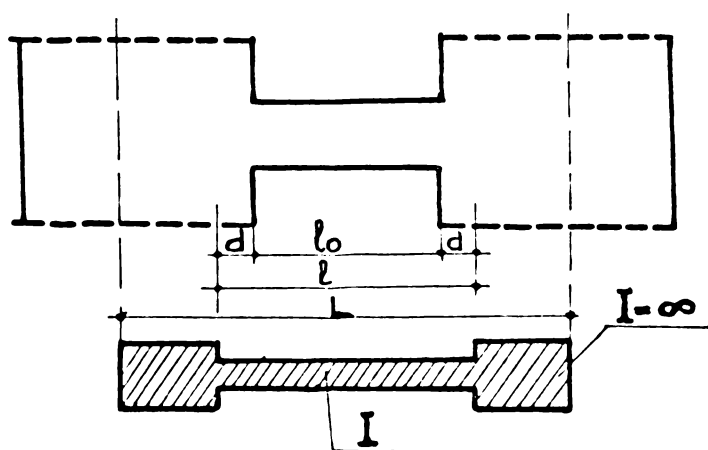


Fig.4.1. Deschiderea teoretică a riglelor cadrului.

Deschiderea teoretică a riglelor cadrului se consideră egală cu distanța dintre axele montanților, figura 4.1.

Reducerea rigidității riglelor cadrului, datorită fisurării lor, este luată în considerare prin micșorarea modulului

de elasticitate convențional al montanților și riglelor.

Se consideră că diafragmele cu goluri formează structuri monotone pe verticală.

Încărcările orizontale se consideră concentrate la nivelul planșelor și distribuite conform normativului P.100-78.

Deformatele tuturor diafragmelor din ansamblul structurii sînt afine, permițînd ca repartizarea sarcinilor orizontale să se facă din condiția de egalitate a deplasărilor orizontale la un singur nivel.

Intrucît nu există o metodă de calcul a solicitărilor din încărcări orizontale, în elementele prefabricate de la infrastructură s-a adaptat și extins metoda cadrelor.

In vederea efectuării unui studiu comparativ privind

valoarea solicitărilor și deformațiilor rezultate dintr-un calcul clasic se folosește metoda cadrelor adoptată, iar din calculul de conlucrare se folosește metoda elementelor finite. Se prezintă un calcul complet, efectuat cu ambele metode, pentru aceeași construcție.

În vederea efectuării calculului eforturilor în diafragmele transversale pentru un bloc S + P + 4 E, folosind metoda cadrelor, se dă un plan nivel curent (fig.4.2)\* și secțiuni verticale prin diafragmele caracteristice, (fig.4.3\*; fig.4.4\* și fig.4.5)\*.

Calculul eforturilor în diafragmele prefabricate de la suprastructură și infrastructură s-a conceput în tabele, pentru a ușura adaptarea metodei cadrelor și prezentarea rezultatelor. În prima fază s-au calculat caracteristicile geometrice pentru fiecare diafragmă în parte, atât pentru suprastructură, cât și pentru infrastructură. La calculul caracteristicilor geometrice pentru prefabricatele de la infrastructură s-a ținut seama de forma lor casetată (tabelul 4.1\*; 4.2\* și 4.3)\*.

Pentru fiecare diafragmă s-a calculat momentele de inerție echivalente cu relația ce caracterizează rigiditatea la deplasări laterale (tabelul 4.3)\*, [1], [2] :

- pentru încărcări din vânt :

$$I_{ev} = \frac{I_m}{1 + \beta_v \frac{I_m}{\Lambda_m H^2}} \quad (4.4)$$

pentru încărcări seismice :

$$I_{es} = \frac{I_m}{1 + \beta_s \frac{I_m}{\Lambda_m H^2}} \quad (4.5)$$

Specificația termenilor din relațiile (4.4) și (4.5) sînt date în tabelele prezentate.

Valoarea expresiilor  $\beta_v$  și  $\beta_s$  este calculată în tabele, pentru structuri de la 3 la 11 niveluri [2].

Cunoscînd momentele de inerție echivalente, se determină încărcarea din vînt și seismică pe fiecare diafragmă, cu

$$R_i = \frac{I_{ev}}{\sum I_{ev}} R_T \quad (4.6)$$

$$S_i = \frac{\bar{I}_{ev}}{\sum \bar{I}_{ev}} \quad (4.7)$$

unde, specificațiilor teremenilor sînt date în tabelele prezentate în lucrare (tabelul 4.3).

Calculul deplasărilor pentru încărcări uniforme distribuite din vînt, se face cu relația [2] :

$$Y_{vi} = \frac{q_v H^2 \cdot i^4 \cdot 2(2n+1)i^3 + (6n^2 + 6n + 1)i^2 + q_v H^2}{E_m I_m \cdot 24 n^2 \cdot G_m A_m} \cdot \frac{(2n+1)i - i^2}{2 n^2} \quad (4.8)$$

Calculul deplasărilor pentru încărcări distribuite triunghiular (la nivelul unui planșeu) se face cu relația [2] :

$$Y_{s,i} = \frac{q_s H^2}{E_m I_m} \cdot \frac{3i^5 - 5(6n^2 + 6n + 1)i^3 + 10(6n^3 + 9n^2 + 3n)i^2 + 2i}{360 n^5} + \frac{q_s H^2 (3n^2 + 3n + 1)i^3}{G_m A_m \cdot 6n^3} \quad (4.9)$$

unde :  $i$  - numărul nivelului;

$n$  - numărul de niveluri ale structurii

Ceilalți termeni sînt explicați în tabelele prezentate.

Momentele încovoietoare la nivelul unui planșeu se determină cu relațiile (tabelele 4.4; 4.5\* și 4.6)\*, figurile 4.6, 4.7\* și 4.8\* :

- pentru încovoieri din vînt :

$$M_{v,i} = q_v H^2 \frac{(n-i)(n-i+1)}{n^2} \quad (4.10)$$

- pentru încărcări seismice :

$$M_{s,i} = q_s H \frac{(n-i)(n-i+1)(2n+i+1)}{6 n^3} \quad (4.11)$$

\* în anexă



Forțele tăietoare la nivelul planșeelor se determină cu relațiile (tabelele 4.4\*<sup>\*</sup>; 4.5\*<sup>\*</sup> și 4.6)\*<sup>\*</sup> :

- pentru încărcări din vînt :

$$T_{v,i} = q_v H \frac{n - i + 1}{n} \quad (4.12)$$

- pentru încărcări seismice :

$$T_{s,i} = q_s H^2 \frac{n(n+1) - i(i-1)}{2 n^2} \quad (4.13)$$

Notațiile termenilor în expresiile (4.10), (4.11), (4.12) și (4.13) sînt date în tabelele de prezentare a calculului.

Metoda cadrelor, față de metodele prezentate anterior, are avantajul că se aplică la structuri cu un număr mic de nivele și se poate adapta pentru calculul solicitărilor din forțe orizontale în diafragmele prefabricate de la infrastructură.

Această metodă, ca și celelalte metode, nu ia în considerare conlucrarea dintre construcție și teren, nu reprezintă un calcul unitar.

Metoda nu permite luarea în considerare a variației presiunii reactive pe suprafața de contact și a fenomenului de redistribuire a solicitărilor în construcție.

a) Determinarea stării de eforturi în masivul din pămînt sub diafragme  $D_3 = D_4$

Expresiile care dau starea de eforturi într-un spațiu infinit elastic, omogen și izotrop, sub acțiunea unei încărcări liniar uniforme, sînt [97] :

$$\sigma_z = k_z p ; \quad \sigma_x = k_x p ; \quad \tau = k_t p ; \quad (4.14); (4.15); (4.16)$$

unde :  $p = 1,94 \text{ daN/cm}^2$  - încărcarea uniform distribuită;

$k_z, k_x, k_t$  - coeficienți dați în tabele în funcție de rapoartele  $z/2b$  și  $x/2b$  (tabela 6 - 12);

$$p_n = p - 0,018 \cdot D = 1,899 \text{ daN/cm}^2 \quad (4.17)$$

unde :  $p$  - greutatea volumică medie a pămîntului situat deasupra nivelului tălpii fundațiilor, în  $\text{kN/m}^3$ ;

$D$  - adîncimea de fundare, în m.

\* în anexă

Tabelul 4.1.

z/m	0,0	0,1	1,1	2,1	3,1	4,1	5,1	6,1	7,1	8,1	10
efortul in ax											
$\sigma_z$	1,899	1,88	1,519	0,949	0,721	0,569	0,493	0,379	0,341	0,284	0,246
$\sigma_x$	1,899	1,88	0,303	0,956	0	0	0	0	0	0	0
$\tau_{xy}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

z - distanța față de nivelul tălpilor fundațiilor, în m.

b) Calculul tasărilor absolute probabile a fundației diafragmei  $D_3 = D_4$  [163]

Calculul se efectuează conform STAS 3300-77.

Relația care dă tasarea absolută probabilă este :

$$s = 100 \text{ m} \quad p_n B \frac{K_i - K_i - 1}{E_i} (i - v_i^2) \quad (\text{cm}) \quad (4.18)$$

în care : m - coeficientul care ține seama de presiunea stratului deformabil;

$p_n$  - efortul unitar mediu pe talpa fundației, în KPa;

B - lățimea tălpiei fundației dreptunghiulare;

$K_i - K_i - 1$  - coeficienți adimensionali dați în STAS;

$E_i$  - modulul de deformație liniară a stratului, în KPa;

$v_i$  - coeficientul de deformare laterală a stratului "i".

Coeficienții sînt dați în STAS 3300-77.

tab.4.2.

z/m	0,0	0,1	1,1	2,1	3,1	4,1	5,1	6,1	7,1	8,1	10
tasarea stratului	0	0,054	0,547	0,368	0,236	0,124	0,077	0,000	0,000	0,000	0,000

$$S_{\text{total}} = 1,4066 \text{ cm.}$$

Determinarea stării de eforturi și deformații în masivul de pământ s-a făcut pentru a putea efectua un studiu comparativ între valoarea rezultatelor calculului clasic și valoarea rezultatelor calculului de conlucrare ce folosește metoda elementelor finite.

### Concluzii

Introducerea elementelor prefabricate la infrastructură necesită elaborarea unei metode de calcul clasice care să permită determinarea eforturilor necesare dimensionării acestora.

După un studiu amănunțit a metodelor clasice de calcul a structurilor în diafragme, a rezultat că metoda cadrelor prezintă flexibilitate privind adaptarea ei pentru infrastructură. Adaptarea metodei cadrelor s-a făcut în tabele, determinând în același timp solicitările pentru suprastructură și pentru infrastructură. Pentru infrastructură metoda ține seama de forma casetată a elevațiilor soclu prefabricate. Eforturile determinate din încărcările statice și seismice s-au reprezentat grafic (figurile 4.6\* 4.7\* 4.8\*), pentru a studia variația lor de la suprastructură la infrastructură.

Valoarea solicitărilor determinate cu metoda cadrelor pe întreaga construcție s-au comparat cu valorile eforturilor determinate cu metoda elementelor finite, folosind un calcul de conlucrare, după care s-au verificat experimental pe un tronson de bloc executat la scara 1:1.

\* în anexă

5. METODA ELEMENTELOR FINITE APLICATA LA  
=====

CALCULUL CONSTRUCTIILOR CU S + P + 4 E  
=====

(PREFABRICATE) CU LUAREA IN CONSIDERARE  
=====

A CONLUCRARII  
=====

Metodele de calcul clasice a structurilor din panouri mari, ce iau în considerare conlucrarea dintre construcție, fundație și teren, prin asimilarea clădirilor cu grinzi pe mediu elastic, prezintă următoarele dezavantaje :

- nu permit luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și teren, în regim static și dinamic;
- redistribuirea stării de solicitare - deformare în funcție de variația presiunii reactive pe suprafața de contact și de deformare a suprafeței de contact în grinda pe mediu elastic respectiv în clădire în-tâmpină greutatei deosebite.

Eliminarea acestor dezavantaje se obține prin calculul unitar al suprastructurii, infrastructurii și terenului cu metoda elementelor finite.

Metoda elementelor finite permite efectuarea unui calcul unitar la structurile multietajate, alcătuite din cadre sau

diafragme, cu ajutorul calculatorului electronic [7], [16], [74], [82], [98], [102], [129].

Metoda pornește de la ideea discretizării structurilor într-un număr finit de părți independente, numite elemente finite, unite între ele prin noduri. Aceste elemente finite au proprietățile specifice materialului ce-l reprezintă din cadrul structurii ce se calculează. Prin discretizarea conținutului în elemente finite se permite calculul unor structuri complexe, neuniforme, ce se caracterizează și printr-o neomogenitate fizică sau geometrică a mediului solid analizat.

Continuitatea mediului solid se realizează prin legăturile elementelor internodale. Acestea permit transmiterea și redistribuirea stării de eforturi și deformații de la un element la celălalt, în funcție de natura încărcărilor, și de proprietățile mecanice ale elementelor din întregul domeniu discretizat.

Prin descompunerea suprastructurii, infrastructurii și terenului în elemente finite, interconectate în noduri, se permite studierea stării de eforturi și deformații a ansamblului, datorită solicitărilor statice și dinamice.

Valoarea metodei elementelor finite în calculul conlucrării dintre construcție, fundație și teren prezintă unele avantaje față de metodele de calcul clasice :

- introducerea condițiilor limită se face fără nici un fel de dificultate; ele nu afectează starea de efort și deformație a elementelor componente, ci intervin ca restricții exterioare impuse sistemului în noduri, după ce a fost asamblat;
- posibilitatea luării în considerare a formei suprafeței de contact, care poate fi oricât de neregulată;
- discretizarea masivului din pământ în elemente plane sau spațiale elastic-liniare, omogene și ortotrope, dar a căror proprietăți pot varia de la un element la altul, permite luarea în considerare a terenurilor cu stratificație variată, modelând structura pământului cât mai aproape de realitate;
- metoda permite calculul structurilor complexe la care se ține seama de variația tuturor elementelor compo-

nente ale structurii și de aportul acestora privind starea de eforturi și deformații;

- un alt avantaj al metodei îl constituie concepția prin care se ține seama de deplasările și rotirile din interiorul elementelor respective.

În cazul solicitărilor orizontale, evaluarea încărcărilor se face conform normativului P-100-79, ce se consideră că acționează static asupra construcției. Atât pentru încărcările verticale, cât și pentru cele orizontale, metoda permite luarea în considerare a distribuției maselor și rigidităților structurii calculate.

### 5.1. Etapele efectuării unui calcul de conlucrare prin metoda elementelor finite [7], [16]

Ecuția generală a metodei elementelor finite este :

$$U_i = \sum_{k=0}^n \psi_{ik} \bar{U}_{ik} \quad (5.1)$$

unde :  $U_i$  - deplasarea elementelor finite;

$\psi_{ik} = N_{ik}$  - funcție de interpolare (în cazul elementelor finite bidimensionale se obține prin înmulțirea a două polinoame de tip Lagrange);

$\bar{U}_{ik} = \delta_{ik}$  - deplasarea nodurilor rețelei.

Expresia (5.1) se poate da sub formă matricială, cum este folosită în literatura de specialitate mondială, pentru un element finit :

$$\{U\}^e = [N]^e_{m \times sm} \cdot \{\delta\}_{sm \times 1} \quad (5.2)$$

unde :  $\{U\}^e$  - vectorul coloană al deplasărilor din element;

$[N]^e$  - matricea ce cuprinde funcțiile de interpolare din element;

$m$  - numărul deplasărilor generalizate din fiecare nod;

$\{\delta\}$  - matrice ce cuprinde vectorii deplasărilor generalizate ale celor "S" noduri ale elementului.

Ecuatia fundamentală a metodei elementelor finite determinată în ipoteza comportării liniare a structurilor este :

$$[K] \{r\} = \{Q\} \quad (5.3)$$

unde :  $\{K\}$  - matricea generalizată a sistemului;  
 $\{r\}$  - vectorul coloană al tuturor necunoscutelor;  
 $\{Q\}$  - vectorul coloană al tuturor încărcărilor.

La baza ecuației fundamentale (5.3) s-a admis ecuația constitutivă a legii generalizate a lui Hooke :

$$\{G\} = [D] \{E\} - \{\varepsilon_0\} + \{\sigma_0\} \quad (5.4)$$

unde :  $\{G\}$  - vectorul coloană al eforturilor produse de deformare;

$$\{G\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\};$$

D - matricea de elasticitate pentru corpuri izotrope și are forma :

$$[D] = \frac{E}{2(1-\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 2(1-\nu) & 2\nu & 2\nu & 0 & 0 & 0 \\ & 2(1-\nu) & 2\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 2(1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2(1-2\nu) & 0 & 0 \\ & & & & (1-2\nu) & 0 \\ & & & & & (1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

simetrica

$\{E\} = \{\varepsilon_x; \varepsilon_y; \varepsilon_z; \delta_{xy}; \delta_{yz}; \delta_{zx}\}$  - vectorul deformațiilor specifice;

$\{\varepsilon_0\}; \{\sigma_0\}$  - eforturi și deformații inițiale.

Pentru rezolvarea ecuației generale și ecuației fundamentale a elementelor finite trebuie parcurs următoarele etape :

- 1) Alegerea funcției de interpolare "N" care să asigure convergența și compatibilitatea soluției. [7][16]

Pentru ca metoda de rezolvare a problemei să poată conduce la soluții cât mai apropiate de cele exacte, este necesar ca șirul rezultatentelor acestui procedeu să fie convergent. In

spațiul bi sau tridimensional, funcțiile de interpolare se obțin prin înmulțirea a două polinoame de tip Lagrange, în funcție fiecare de variabila independentă corespunzătoare x, y sau z.

Acest procedeu are avantajul că generează un câmp de deplasări ce se bucură de proprietatea că componentele sale depind de parametrii comuni laturii elementelor respective. În cazul elementelor de tip dreptunghiular, funcția de interpolare are expresia :

$$N_{ij} = l_i^m(x) \cdot l_j^n(y) \quad (5.6)$$

unde : m și n reprezintă numărul polinoamelor;

$l_i^m(x)$  și  $l_j^n(y)$  - funcții de interpolare de tip Lagrange.

Formula (5.6) se poate simplifica în cazurile când  $i \neq j$  avem :

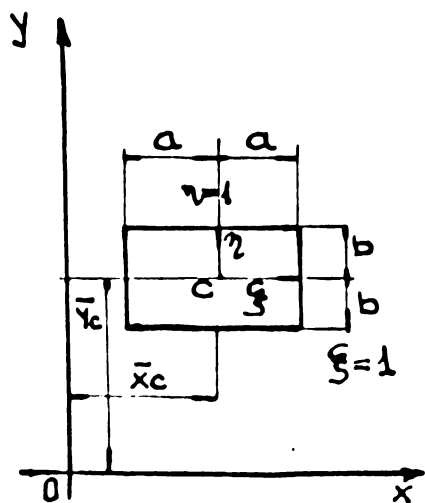
- pentru direcția "X" :

$$N_{ij}(x,y) = l_i^m(x) \cdot l_j^n(y) ; \quad (5.7)$$

- pentru direcția "Y" :

$$N_{ij}(x,y) = l_i^m(x) \cdot l_j^n(y) \quad (5.8)$$

Legătura dintre sistemul de coordonate local al fiecărui element și sistemul de coordonate general este dată de expresia :



$$\xi = \frac{1}{a}(x - \bar{x}_c) ; d\xi = \frac{dx}{a}$$

$$\eta = \frac{1}{b}(y - \bar{y}_c) ; d\eta = \frac{dy}{b}$$

relațiile (5.7) devin :

$$N_{ij}(\xi; \eta) = l_i^m(\xi) l_j^n(\eta)$$

$$N_{ij}(\xi; \eta) = l_i^m(\xi) l_j^n(\eta)$$

Fig.5.1. Sistemul coordonatelor normalizate.

Scrierea tuturor funcțiilor de interpolare într-o relație condensată devin :



- pentru elemente liniare unde  $m = n = 1$  :

$$N_1(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \quad (5.9)$$

- pentru elemente patrate unde  $m = n = 2$  :

$$N_1(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta)(\xi_0 + \eta_0 - 1) \quad (5.10)$$

- pentru elemente cubice unde  $m = n = 3$  :

$$N_1(\xi, \eta) = \frac{9}{32}(1 + \eta_0)(1 - \xi^2)(1 + 9\xi_0) \quad (5.11)$$

2) Determinarea matricilor de rigiditate elementare și a vectorului încărcării.

Matricea de rigiditate elementară este dată de relația (5.12) :

$$[K]_e = \int_{\mathcal{D}_e} [B]^T [D] [B] d\mathcal{D}_e \quad (5.12)$$

unde :  $\mathcal{D}_e$  - domeniul elementar;

$[D]$  - matricea de elasticitate pentru corpuri izotrope dată în relația (5.5);

$[B]^T$  - operator diferențial transpus

$$[B]^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

vectorul coloană al forțelor este dat de relația (5.5);

$$\{F\} = \sum [L]_e^T \{F_e\} \quad (5.14)$$

unde :  $[L]_e^T$  - matricea de localizare transpusă, numită și matrice booleană dreptunghiulară :

$\{F\}_e$  - vectorul încărcării pe element finit.

3) Asamblarea matricilor de rigiditate a elementelor finite pe structură.

$$[K] = [L]^T \cdot [K] \cdot [L] = \sum_e [L]_e^T \cdot [k]_e [L]_e \quad (5.15)$$

unde :  $[K]$  - este matricea diagonală a celor  $n$  matrice de rigiditate elementară ale structurii;

$[k]$  - matricea de rigiditate generală.

4) Rezolvarea sistemului de ecuații și obținerea vectorului necunoscutelor.

Vectorul coloană al tuturor încărcărilor este :

$$\{Q\} = [K] \cdot \{r\} \quad (5.3)$$

unde :  $\{r\}$  - vectorul coloană al tuturor necunoscutelor.

5) Determinarea vectorului coloană a eforturilor elementare.

Vectorul coloană a eforturilor elementare este dat de relația (5.16) :

$$[G] = [D] [B] \{u\} \quad (5.16)$$

unde :  $[D]$  - matricea de elasticitate dată de relația (5.5);

$[B]$  - operator diferențial, dat de relația (5.17);

$\{u\}$  - vectorul deformații specifice.

6) Determinarea deplasărilor nodale elementare  $\{\delta_e\}$  și a câmpului deplasărilor  $\{u\}$  din interiorul elementelor.

Vectorul deplasărilor generalizate ale nodurilor elementelor finite se dă cu expresia :

$$\{\delta_e\} = [L]_e [\delta]_{n+1} \quad (5.17)$$

unde :  $[L]_e$  - matricea booleană dreptunghiulară numită și matrice de localizare ce conține pe fiecare rând un singur termen egal cu unitatea, ceilalți fiind toți nuli;

$\{\delta\}$  - vectorul coloană al tuturor deplasărilor generalizate în nodurile rețelei de discretizare a structurii.

## 5.2. Egalonarea calculelor privind aplicarea metodei elementelor finite

Calculul de conlucrare prin metoda elementelor finite s-a făcut cu ajutorul programului de calcul SOLID.SAP (ASTATIC ANALYSIS PROGRAM FOR THREE DIMENSIONAL STRUCTURES), elaborat de profesorul Eduard L. Wilson în 1971, la Universitatea Berkeley din California, adoptat pe calculatorul românesc FELIX C-256.

Calculul de conlucrare s-a efectuat pe o structură S + P + 4 E conform planului nivel curent (fig.5.2)\* pentru o diafragmă transversală  $D_3 = D_4$  și pentru o diafragmă longitudinală centrală.

În prima etapă s-a efectuat :

- discretizarea diaframelor și a terenului în elemente finite plane dreptunghiulare (fig.5.1\* și fig.5.6)\*;
- numerotarea elementelor finite și a nodurilor;
- stabilirea coordonatelor momentelor nodale față de sistemul elementar și general de referință;
- stabilirea tipurilor de elemente finite.

La stabilirea dimensiunilor geometrice a elementelor finite de la suprastructură, s-a ținut seama de grosimea zonei de rezistență a pereților, de conlucrarea diaframelor verticale cu diaframele orizontale și de lățimea de conlucrare a tălpilor diaframelor [91].

Elementele finite de la suprastructură sînt de formă plană cu grosimi diferite. De conlucrarea diaframelor verticale transversale și a diaframelor verticale longitudinale s-a ținut seama prin grosimea elementelor finite din dreptul intersecțiilor care este de 100 cm.

De conlucrarea dintre diaframele verticale transversale și cele orizontale (plănce) s-a ținut seama prin grosimea elementelor finite din dreptul intersecțiilor care este de 160 cm. În afara zonelor de intersecții elementele finite au grosimea de 14 cm.

\* în anexă

Pentru stabilirea dimensiunilor geometrice a elementelor finite de la infrastructură, s-a ținut seama de forma panourilor prefabricate, de elevație - soclu, a căror grosime în zonele de îmbinare este de 30 cm, iar în câmpul panourilor este de 15 cm. De asemenea s-a ținut seama și de conlucrarea spațială dintre panouri.

Conlucrarea dintre elementele prefabricate de la infrastructură a fost luată în considerare prin grosimea elementelor finite din dreptul îmbinărilor care este de 100 cm pentru îmbinările verticale și de 160 cm pentru îmbinările orizontale.

Pentru teren, caracteristicile geometrice s-au stabilit în funcție de caracteristicile mecanice și geotehnice ale terenului considerat.

Eforturile și deformațiile în teren - cazul diafragmelor transversale - s-a calculat pe o distanță de 32 m față de axul central longitudinal al construcției și pe adâncimea de -31,14 m față de cota 0,00.

Grosimile elementelor finite în teren sînt variabile astfel :

- sub talpa fundației de la cota -314 cm la cota de -324 cm, grosimea este de 100 cm;
- de la cota -324 cm la cota -624 cm, grosimea elementelor este de 390 cm;
- de la cota -624 cm pînă la cota 3114 cm, grosimea elementelor este de 450 cm, situate la următoarele adîncimi de referință : -924 cm; -1314 cm; -1914 cm; -2514 cm; -3114 cm.

Eforturile și deformațiile în teren în cazul diafragmelor longitudinale, s-au calculat în afara suprafeței de rezemare a construcției pe o deschidere de 4560 cm în stînga și 4560 cm în dreapta construcției, inclusiv sub suprafața de rezemare ce are o deschidere de 2950 cm.

Elementele finite din teren ale diafragmelor longitudinale au aceleași grosimi și sînt situate la aceleași adîncimi ca și elementele finite ale diafragmelor transversale.

În etapa următoare s-au stabilit proprietățile materialului pentru construcție și teren :

$E$  - modulul de elasticitate pentru constructie;  
 $E_s$  - modulul de deformatie pentru teren  
 $\nu$  - coeficientul de deformării laterale;  
 $G_s$  - modulul normal de forfecare.

În etapa a treia s-au stabilit cazurile de încărcare.  
S-au stabilit patru cazuri de încărcare :

- a) încărcări permanente determinate conform STAS 10101/1-1975;
- b) încărcări orizontale din vînt;
- c) încărcări orizontale din cutremur conform normativului P-100-78;
- d) încărcări permanente, plus vînt, plus cutremur.

Aceste încărcări se consideră că acționează static normal în lungul laturilor elementelor finite.

După introducerea acestor date prin program, se generează matricile elementelor finite și matricea generalizată de conlucrare a ansablului construcție - fundație - teren, se stabilește numărul de blocuri și numărul de ecuații în blocuri.

Prin program se rezolvă sistemele de ecuații rezultînd deformațiile nodurilor (deplasări și rotiri) precum și eforturile unitare în centrul elementelor finite.

Solicitările și deformațiile s-au determinat pentru cele patru cazuri de încărcări rezultînd aportul fiecărui caz de încărcare separat. Starea de eforturi și deformații se consideră că se situează în domeniul elastic liniar permițînd suprapunerea efectelor.

### 5.3. Stabilirea modului de deformare la clădirile

S + P + 4 E realizate din panouri mari prefabricate pe baza calculului de conlucrare

La stabilirea modului de deformare la clădirile realizate din panouri mari prefabricate, s-au luat în considerare încărcările permanente, vînt și cutremur, ce acționează asupra construcțiilor. Metoda elementelor finite a permis luarea în **\* în anexă**

considerare a factorilor ce influențează conlucrarea factorilor descriși în capitolul 2.

Pentru a analiza influența naturii terenului de fundare asupra deformațiilor, s-a efectuat calculul de conlucrare a diafragmelor în următoarele variante :

- teren de fundare al cărui modul de deformare crește cu adâncimea;
- teren de fundare slab, care include în el lentile de teren foarte slab.

Calculul s-a efectuat pentru diafragmele transversale și longitudinale, în vederea stabilirii deformării în ansamblu a construcției. Metoda a permis luarea în considerare a rigidității suprastructurii, infrastructurii și terenului de fundare, prin caracteristicile geometrice ale fiecărui element finit.

Calculul deformațiilor nodurilor s-a făcut pentru fiecare caz de încărcare separat, după direcțiile :  $x_i$ ,  $y_i$ ,  $z_i$ . Pentru studiul de comportare al ansamblului construcție - fundație - teren, s-au ales anumite nivele caracteristice ce s-au reprezentat prin grafice și tabele. În graficele următoare, se prezintă modul în care se deformează diafragmele transversale și longitudinale, în funcție de natura terenului.

Din analiza deformațiilor suprastructurii și infrastructurii după direcția  $y$  și  $z$  se constată că structurile din panouri mari prefabricate au o rigiditate intermediară, adaptându-se la deformațiile terenului de fundare. În cazul terenurilor de fundare coezive, rezultă o deformare în afara suprafeței de contact pe o distanță de circa o treime din deschiderea diafragmelor longitudinale sau transversale. De această constatare trebuie ținut seama la consolidarea terenurilor slabe de fundare. Deformațiile în adâncime se amortizează neliniar pe distanța zonei active. Deformarea terenului din imediata vecinătate a suprafeței laterale a infrastructurii, datorită forțelor de frecare, este neglijabilă. Analizând modul de deformare a terenului de fundare în afara zonei de rezemare, se constată o conlucrare între fundațiile vecine, prin suprapunerea deformațiilor volumului de pământ dintre ele. În cazul structurilor de locuințe cu fundații continue rezemate pe terenuri slabe, se constată o conlucrare unitară a întregului volum de pământ de sub clădi-

re, datorită suprapunerii deformațiilor de la fundațiile vecine.

Datorită încărcărilor orizontale ce acționează asupra construcțiilor, se constată că deformațiile construcției și terenului de fundare sînt neuniforme. Deformațiile clădirilor și înclinarea este cu atît mai mare, cu cît terenul este mai slab la aceeași mărime a încărcărilor orizontale.

Din analiza repartizării încărcărilor permanente la clădirile S + P + 4 E rezultă că acestea sînt mai mari în axele centrale, față de cele orizontale. Suprafața de contact a fundațiilor continui centrale este mai mare decît a fundațiilor continui marginale. Volumul de pămînt antrenat de curbele izobare, în cazul fundațiilor centrale este mai mare ca volumul de pămînt antrenat de izobarele fundațiilor marginale. In consecință, tasările vor fi mai mari în zona centrală. Datorită acestui fapt, în masivul din pămînt saturat, ia naștere un gradient hidraulic de la interior spre exterior, respectiv o micșorare a volumului de goluri, sau o reșezare a granulelor, etc.

Datorită tasărilor centrale în clădire și teren, are loc o redistribuire a stării de solicitare, făcînd să scadă presiunile reactive de pe suprafața de contact din zona centrală și să crească spre marginile clădirilor pînă la realizarea echilibrului limită. Această redistribuire de solicitări este în funcție de rigiditatea terenului, infrastructurii și suprastructurii.

Cunoașterea modului de deformare a terenului de fundație sub acțiunea sarcinilor exterioare este de o importanță deosebită, pentru o proiectare economică.

### 5.3.1. Varianta diafragmei transversale fundată pe teren al cărui modul de deformare crește cu adîncimea

#### a) Analiza deformațiilor din sarcini permanente și vînt după direcția "Z" (tabelul 1\* și grafice, fig.5.2)\*

Studiind graficul de deformare al suprafeței de contact, constatăm că în axul "C" tasarea maximă este de 2,25 cm, iar în axul "A" de 1,86 cm, ce dă o tasare medie de 2,05 cm. Deplasările construcției la cota +13,36 m, reprezintă deplasă-

**\* în anexă**

rile însumate ale terenului și construcției, ele fiind maxime în axul "C" de 2,3 cm, iar în axul "A" de 2,02 cm, rezultând o tasare medie de 2,16 cm.

Rezultă că înclinarea suprafeței de contact este de  $0^{\circ} 15'$  iar a secțiunii de la cota +13,36 este de  $0^{\circ} 10'$ . Direcția de înclinare dintre cele două secțiuni extreme se datorește deformării spațiale a elementelor construcției, care modifică și starea de solicitare.

Analizând graficul din figura 5.2,\* rezultă conlucrarea zonelor vecine ale terenului de fundație, în special în zona de încastrare a tălpilor fundațiilor.

- b) Analiza deformațiilor din sarcini permanente, vânt și cutremur de gradul 7 după direcția "Z" (tabelul 3,\* fig.5.3)\*

Studiind graficul de deformație a suprafeței de contact, constatăm că în axul "C" tasarea maximă este de -2,51 cm, iar în axul "A" de -1,52 cm, ce reprezintă o tasare medie de -2,15 cm.

Deplasările construcției la cota +13,36 m, reprezintă deplasările însumate ale terenului și construcției, ele fiind maxime de -2,78 cm în axul "C" și de -1,51 cm în axul "A", reprezentând o tasare medie de -2,145 cm, înclinarea suprafeței de contact fiind de  $0^{\circ} 35'$ , iar a secțiunii de la cota +13,36 de  $0^{\circ} 45'$ .

Analizând graficul (fig.5.3)\* constatăm conlucrarea zonelor vecine de teren în care este încastrată talpa fundației și concentrarea eforturilor în axul "C". Prin diferența de înclinare a celor două suprafețe analizate, rezultă conlucrarea spațială a construcției și modificarea stării de eforturi în spatele marginale.

- c) Analiza deformațiilor din sarcini permanente și vânt și din sarcini permanente, vânt și cutremur după direcția y (tabelul 4\* și fig.5.4)\*

Analizând graficul deplasărilor orizontale din cele două combinații de încălziri, constatăm că ele sînt aproximativ constante la nivel de reprezentare în figura 5.4\*. Deplasările sînt maxime la partea superioară la cota +13,36, fiind de -2,6  
**\* în anexă**



cm, respectiv -0,67 cm și minime la nivelul suprafeței de contact dintre construcție și teren, fiind de -0,49 cm respectiv de -0,144 cm. Incărcările orizontale determinate conform normativului P.100-78 s-au considerat că acționează static asupra construcției la nivelul planșeelor.

### 5.3.2. Varianta diafragmei transversale fundate pe teren slab care include în el lentile de teren foarte slab

a) Analiza deplasărilor din sarcini permanente după direcția "Z" (tabelul 5 (anexă), fig.5.5)\*.

Terenul de fundare pînă la adîncimea de 33,14 m, este alcătuit dintr-un pămînt slab al cărui modul de deformație  $E_s = 100 \text{ daN/cm}^2$ , iar în zona centrală a diafragmei se găsește o lentilă din pămînt foarte slab al cărui modul de deformație  $E_s = 50 \text{ daN/cm}^2$ .

Analizînd graficul de deformație a suprafeței de contact constatăm că în axul "A" tasarea maximă este -4,65 cm, iar în axul "C" este tot de -6,45 cm. În centrul fundației în axul "B" tasarea este de -4,69 cm. Din cauza lentilei de teren foarte slab, observăm o ușoară încovoiere a diafragmei. Studiind deplasările la cota +13,36 cm, observăm că acestea sînt în axul "A" de 4,83 cm, în axul "B" de 4,84 cm, iar în axul "C" de 4,83 cm. Aceste deplasări maxime însumează atît deplasările construcției cît și ale terenului. Aceste deplasări sînt cu 2,27 % mai mari decît în situația fundării pe un teren normal calculat cu această metodă.

Constatăm că conlucrarea terenului de sub talpa fundației cu zonele vecine, (conform tabelului 5 - anexă și a graficului 5.5)\*, este mult mai mare, reprezentînd circa o treime din deschiderea diafragmei. Această constatare duce la concluzia că, în cazul consolidării terenurilor slabe de fundare, aceasta să se facă și în afara suprafeței de contact pe o distanță de cel puțin o treime din deschiderea diafragmei. Încovoierea tălpii fundațiilor în această variantă impune ca necesitate armarea tălpilor fundațiilor.

\* în anexă

- b) Analiza deformațiilor din sarcini permanente, vînt și cutremur pe direcția "Z" (tabelul 6 - anexă, fig.5.5)\*.

Studiind deformațiile suprafeței de contact dintre clădire și teren, constatăm că tasările maxime se situează în axul "A", fiind de -5.42 cm, în axul "B" de -4,70 cm, iar în axul "C" de -4,02 cm. Datorită excentricității lentilei de teren foarte slab, constatăm că diafragma s-a înclinat spre axul "A". Deplasările la cota +13,36 m sînt în axul "A" de -5,64 cm, în axul "B" de -4,85 cm, iar în axul "C" de 4,00 cm. Această înclinare a construcției nu este uniformă pe verticală, ceea ce duce la modificarea stării de eforturi în suprastructură. Zonele vecine de pămînt laterale conlucrează cu terenul de sub suprafața de contact, rezultînd necesitatea consolidării terenului și în afara suprafeței de contact pe o distanță de cel puțin 1/3 din deschiderea diafragmelor blocului. Deplasările în această variantă sînt cu 216 % mai mari decît în situația fundării pe un teren normal, solicitat și calculat în aceleași condiții.

Din analiza graficelor de deformare a terenului de fundare se constată o extindere a deformațiilor în afara suprafeței de contact. În cazul fundațiilor vecine, deformațiile zonelor exterioare se suprapun, făcînd ca masivul din pămînt de sub construcție să se comporte ca un tot unitar. Suprapunerea deformațiilor vecine modifică starea de deformație de sub suprafața de contact, crescînd o nouă stare de deformație. Acest fenomen se repetă pînă la satisfacerea echilibrului limită. Fenomenul este cu atît mai pronunțat, cu cît terenul este mai slab și cu cît fundațiile vecine sînt mai apropiate.

- c) Analiza deformațiilor din sarcini permanente, vînt și cutremur după direcția "Y" (tabelul 7 - anexă, fig.5.5)\*.

Analizînd deformațiile suprafeței de contact, constatăm că ele sînt maxime în axul "C", de +0,64 cm și de +0,38 cm în axul "A". Această diferență a deplasărilor orizontale dintre cele două axe dau naștere în talpa fundației la eforturi orizontale de compresiune, respectiv de întindere, transmise prin

**\*în anexă**

forțe de frecare tangențiale pe suprafața de contact dintre construcție și teren, din cauza solicitării seismice. Pentru preluarea acestor solicitări se necesită armarea tălpilor fundațiilor. Deplasările horizontale la cota +13,36 sînt maxime, de +3,36 cm și scad la nivelele inferioare proporțional, introducînd solicitări mari în spațiile marginali ai diafragmelor.

### 5.3.3. Varianta diafragmei longitudinale fundate pe teren al cărui modul de deformație crește cu adîncimea

#### a) Analiza deformațiilor din sarcini permanente după direcția "Z" (tabelul 8 - anexă, fig.5.7)\*

Din deplasările suprafeței de contact, constatăm că ele cresc ușor spre centrul fundației, fiind maxime de -2,67 cm, ceea ce înseamnă o ușoară încovoiere longitudinală a blocului. În straturile următoare din pămînt, de sub talpa fundației, observăm că tasările scad mai mult spre marginile fundațiilor.

Analizînd deformațiile cotei zero, constatăm că prezintă o înclinare spre axul extrem "8" de -2,78 cm. Diafragmele prefabricate de la infrastructură au aceleași deplasări.

#### b) Analiza deformațiilor din sarcini permanente, vînt și cutremur de gradul 7 pe direcția "Z" (tabelul 9 anexă, fig.5.7)\*

Analizînd deformată suprafeței de contact, constatăm că ea prezintă o ușoară ondulație a acesteia, păstrînd însă caracterul general de creștere a deformațiilor spre axul "B", conform plan nivel curent (fig.3.7)\*. Tasările în axul "1" fiind de -2,10 cm și în axul "8" de -3,06 cm, structura prezintă o înclinare spre axul "8", ceea ce modifică starea de eforturi și în suprastructură.

Studiind comportarea pămîntului din zonele frontale, constatăm o conlucrare a acestuia cu construcția și cu terenul de sub suprafața de contact.

#### c) Analiza deplasărilor din sarcini permanente, vînt și cutremur de gradul 7 după direcția "Y" (tabelul 10 - anexă, fig.5.7)\*

Din grafic rezultă că deplasările betonului și terenu-  
**\* în anexă**

lui în zona suprafeței de contact dintre construcție și teren cresc de la axul "1" la axul "8", de la cota +0,54 cm la +0,57 cm, iar în teren deplasările scad de la axul "1" la axul "8" de la +0,53 cm la 0,42 cm. Aceasta presupune existența unor eforturi tangențiale pe suprafața de contact dintre construcție și teren, ele fiind maxime în axul "1" și "8".

În elementele prefabricate de la infrastructură constatăm creșterea eforturilor de compresiune de la axul "1" la axul "8".

#### 5.4. Stabilirea solicitărilor de calcul la clădirile

S + P + 4 E realizate din panouri mari prefabricate pe baza calculului de conlucrare, folosind metoda elementelor finite

Pentru o proiectare economică, se impune ca necesitate cunoașterea stării de eforturi cât mai reale, atât în construcție cât și în teren. Determinarea stării de eforturi interioare s-a făcut cu ajutorul metodei elementelor finite. Eforturile unitare s-au determinat în centrul elementelor finite, în  $\text{daN/cm}^2$ , raportate față de sistemul general de coordonate globale. Starea de eforturi plane dintr-un punct poate fi definită de tensiunile principale  $\sigma_1 = \sigma_{\max}$ ,  $\sigma_2 = \sigma_{\min}$  și efortul unitar tangențial (ce rezultă din primele două). Efortul  $\sigma_2 = \sigma_{\min}$  reprezintă efortul unitar (cuprins în planul diafragmelor) în valoare absolută, ce face un unghi " $\alpha$ " cu axa "y" (cuprinsă în planul diafragmelor). Pentru o analiză mai detaliată, s-au determinat și eforturile  $\sigma_{22} = \sigma_z = p_r$  și  $\sigma_{11} = \sigma_y$ , care sînt necesare comparării cu valorile determinate prin metodele convenționale. Aceste eforturi s-au determinat în variante diferite de fundare, pe diafragme transversale și longitudinale, pentru fiecare categorie de încărcare separat.

În calculul stării de eforturi în construcție, fundație și teren, cu metoda elementelor finite, s-a ținut seama de conlucrarea spațială dintre diafragme. Metoda elementelor fini-

te ține seama și de forma casetată a diafragmelor prefabricate de la infrastructură, prin caracteristicile geometrice. Metoda dă posibilitatea luării în considerare a variației caracteristicilor mecanice și geotehnice ale terenului de fundare în plan vertical și orizontal. Din diagramele de repartizare a stării de eforturi unitare în diafragmele prefabricate de la infrastructură se constată că solicitările sînt maxime în zonele de îmbinare exterioare și minime în cîmp. În varianta folosirii diafragmelor prefabricate de la infrastructură de formă plană, cu grosimea constantă de 20 cm, eforturile unitare în zonele de îmbinare marginale vor fi și mai mari. În calculele prezentate diafragmele de la infrastructură au zonele de îmbinare cu o grosime de 30 cm și cîmpurile cu o grosime de 15 cm. Modul de folosire a diafragmelor prefabricate, casetate de la infrastructură, este justificat din punct de vedere al repartizării stării de eforturi unitare. Analizînd eforturile unitare de contact dintre construcție și teren în interiorul masivului din pămînt, constatăm că ele sînt neuniform distribuite, demonstrînd necesitatea luării în considerare a fenomenului de conlucrare dintre construcție - fundație și teren. Din graficele de prezentare a stării de eforturi în terenul de fundație, se constată că ele se mortizează pe o adîncime relativ mică. Această constatare permite cunoașterea modului de folosire a pernelor de balast, în cazul terenurilor de fundare slabe. Eforturile unitare se repartizează și în afara suprafeței de contact, făcînd să se suprapună pe o anumită adîncime. Suprapunerea eforturilor unitare a două fundații vecine, provoacă o redistribuire a stării de solicitare - deformare, pînă la realizarea echilibrului limită.

Forțele orizontale din vînt și seisme ce acționează asupra clădirilor, fac ca presiunile reactive să crească foarte mult în partea opusă solicitărilor orizontale.

Viteza de amortizare a solicitărilor în terenul de fundație și modul de repartizare a lor, depinde de rigiditatea și neomogenitatea terenului de fundare.

Gradul de neuniformitate al solicitărilor în teren și redistribuirea tensiunilor interioare în clădire depinde în mare măsură de modul de tasare al terenului de fundare. Cunoaște-

rea variației solicitărilor în clădiri și teren este deosebit de importantă în proiectarea economică și durabilă.

5.4.1. Varianta diafragmei transversale fundate pe teren al cărui modul de deformație crește cu adâncimea (tabelele 11\* la 20\*, fig. 5.8\* la 5.15\*.

a) Analiza distribuției eforturilor din sarcini permanente în teren și construcție (tabelele 11\*, 12\*, 13\* - din anexă; fig. 5.8)\*.

Studiind distribuția eforturilor în teren la nivelul suprafeței de contact dintre construcție și teren în domeniul elastic, se constată că ele nu sînt uniform repartizate, prezentînd o alătură de tip șa. Acestea au valori maxime în dreptul marginilor exterioare a tălpilor fundațiilor, de exemplu  $\sigma_{\min} = -1,98 \text{ daN/cm}^2$  și  $\sigma_z = -1,88 \text{ daN/cm}^2$ , iar în zona centrală au valori minime,  $\sigma_{\min} = -1,25 \text{ daN/cm}^2$ ,  $\sigma_z = +1,25 \text{ daN/cm}^2$ . În marginile exterioare eforturile  $\sigma_{\min}$  și  $\sigma_z$  sînt cu 158,4 % respectiv 150,4 % mai mari decît în zonele centrale.

Din alătură de repartizare a eforturilor în teren, constatăm conlucrarea zonelor vecine pe o distanță de aproximativ 1,5 m. Din diagrama eforturilor în teren rezultă că amortizarea stării de eforturi se face pe adâncimea zonei active.

Studierea stării de solicitare în infrastructură permite să observăm concentrarea eforturilor în zonele de îmbinare verticale, care justifică adaptarea formei casetate a elementelor prefabricate pentru elevație soclu. Eforturile marginale  $\sigma_{\min}$  sînt cu aproximativ 325 % mai mari decît eforturile din zona centrală a panourilor.

Analizînd eforturile în axul central "B", constatăm că acestea sînt cu aproximativ 180 % mai mari decît eforturile din cîmpul panourilor. Determinarea acestor eforturi s-a făcut, ținîndu-se seama în calcule, de dimensiunile casetate ale panourilor prefabricate. În cazul unei secțiuni plane, eforturile în axele marginale și centrale ar fi crescut cu încă 200 % față de cele prezentate în tabele. Aceste solicitări sînt determinate în  $\text{daN/cm}^2$ . Pentru suprastructură s-au reprezentat numai nivelele caracteristice și anume în dreptul buiandrugi-  
\* în anexă

lor. Pentru suprastructură constatăm că eforturile cresc de la nivelele superioare spre nivelele inferioare.

- b) Analiza distribuției eforturilor în teren din sarcini permanente și vînt (tabelele 14, 15 - din anexă, fig.5.9)\*.

Analizînd distribuția stării de eforturi în teren, constatăm o repartizare neuniformă și nesimetrică a stării de solicitare prezentînd o alătură tip șa. Acestea au valori maxime în marginea exterioară a axului "C" de  $\sigma_{\min} = -2,21 \text{ daN/cm}^2$ , iar în marginea exterioară a axului "A" de  $-1,99 \text{ daN/cm}^2$  și în zona centrală  $\sigma_{\min} = -1,26 \text{ daN/cm}^2$ . Eforturile au crescut în axul "C" cu 75,4 % față de zona centrală, datorită acțiunii orizontale a vîntului, față de 158,4 % cît erau în cazul încărcărilor permanente. Și în acest caz se constată concurența zonelor vecine a suprafeței de contact cu a terenului de fundare și amortizarea eforturilor respective pe adîncimea zonei active.

Studiind starea de eforturi în elementele prefabricate de la infrastructură (fig.5.9\*, tabelele 14 și 15 din anexă), constatăm că acestea au valori maxime în zona axelor "A" și "C" și minime în cîmp. Exemplu :  $\sigma_{\min}$  în axul "C" este  $-18,49 \text{ daN/cm}^2$ , iar în cîmp  $\sigma_{\min} = -5,70 \text{ daN/cm}^2$ , deci aproximativ este cu 324 % mai mare. De această observație trebuie ținut seama în proiectarea și armarea elementelor prefabricate de la subsol. În talpa fundației constatăm concentrări mari de eforturi în marginile exterioare, acestea sînt de aproximativ 500 de ori mai mari ca cele din cîmp. Această constatare trebuie luată în considerare la proiectarea și verificarea acestora. În dreptul buiandrugilor la suprastructură, constatăm variația crescătoare a eforturilor de la nivelele superioare către cele inferioare.

- c) Analiza distribuției stării de eforturi în teren din sarcini permanente, vînt și seism (tabelele 16, 17, 18, 19, 20 - anexe; fig. 5.10\* și 5.15)\*.

Din diagrama distribuției eforturilor unitare principale în teren la nivelul suprafeței de contact dintre clădiri și teren, se constată concentrarea eforturilor în marginea exte-  
\* în anexă

rioară a axului "C" și scăderea eforturilor în marginea exterioară a tălpilor fundației din axul "A". Solicitățile în zona centrală a axului "B", prezintă o creștere aproximativ liniară.

Efortul maxim în valoare absolută din marginea exterioară a tălpilor fundațiilor din axul "C" a crescut cu 230 % față de axul central "B" și cu 279,8 % față de marginea exterioară a tălpilor fundațiilor din axul "A" pentru  $\sigma_{\min}$ . Din aliaura de distribuție a eforturilor, constatăm conlucrarea zonelor vecine a suprafeței de contact precum și amortizarea destul de repede a eforturilor în adâncime.

Efortul  $\sigma_{\max} = \sigma_1$  ce reprezintă solicitări de întindere, se constată că au valori foarte mici și aliaura prezintă aceeași similitudine ca la efortul  $\sigma_{\min}$ .

Eforturile unitare tangențiale  $\tau_{xy}$  prezintă valori deosebite în axul "C" la extremitatea marginilor tălpii fundațiilor.

Studiind graficele (fig.5.10\* la 5.15)\*, privind starea de solicitare a elementelor prefabricate de la infrastructură de elevație soclu, constatăm concentrarea eforturilor principale  $\sigma_{\min}$  în zonele marginale ale axului "A" și "C". Vîrfurile acestor eforturi sînt cu circa 200 % mai mari ca în câmpul panourilor.

Eforturile de întindere ce rezultă din tabelul 20 (anexă) și graficul 5.10\* la 5.14\* sînt semnificative, diafragmele lucrînd la compresiune. Eforturile unitare  $\sigma_y$ , cuprinse în planul penoului au valori nesemnificative pentru suprastructură și infrastructură, ele fiind de compresiune.

Analizînd eforturile unitare tangențiale (fig.5.10,\* tabelul 20 - anexă), pentru infrastructură, constatăm că ele își schimbă valoarea față de axa de referință, fiind concentrate în zonele de îmbinare exterioare. Se necesită luarea lor în calculele de proiectare și dimensionare. În dreptul buiandrugilor constatăm că eforturile unitare tangențiale de forfecare au valori mari, de care trebuie ținut seama la proiectarea și dimensionarea lor. Armarea buiandrugilor conform graficelor de repartizare a eforturilor, trebuie făcută simetric, deoarece acest efort își schimbă semnul.

\* în anexă



- d) Studiul valorii algebrice a unghiului pe care îl face efortul principal ( $\sigma_{\min}$ ) maxim în valoare absolută cu axa "v".

Din graficul (fig.5.16\* și tabelul 21 - anexă) se constată că pe suprafața de contact valoarea unghiului este foarte mică, aproximativ zero, ceea ce înseamnă că efortul  $\sigma_z = \sigma_{\min}$ . În zonele vecine suprafeței laterale infrastructurii, constatăm o perturbare a unghiului ce îl face efortul principal maxim în valoare absolută cu axa "y". Această variație a unghiului arată alături sinusoidală a efortului unitar principal maxim în valoare absolută. În adâncime, în teren, constatăm variație aproximativ uniformă a unghiului " $\alpha$ ". În construcție, la nivelul buiandrugilor observăm o variație cu alătură sinusoidală a unghiului " $\alpha$ ". Acest aspect impune o armare corespunzătoare a buiandrugilor.

#### 5.4.2. Varianta diafragmei transversale fundată pe teren slab care include în el lentile de teren foarte slab

- a) Analiza distribuției eforturilor din sarcini permanente (tabelele 22, 23, 24 - anexă; fig.5.17)\*.

Studiind distribuția eforturilor în teren la nivelul suprafeței de contact dintre construcție și teren, constatăm că aceasta are o alătură sub formă de șa. Din cauza lentilei de teren foarte slab ( $E_g = 0 \text{ daN/cm}^2$ ) de sub talpa fundației constatăm o concentrare a eforturilor în zona vecină lentilei de teren. Eforturile maxime în valoare absolută se situează în marginea exterioară a tălpii fundației spre axul "A" și "C" ( $\sigma_{\min} = -2,27 \text{ daN/cm}^2$ ).

Eforturile maxime marginale sînt cu circa 343,9 % mai mari decît cele centrale. Aceasta arată distribuția neuniformă a presiunilor reactive pe suprafața de contact. Aceste concentrații de eforturi la marginea fundației dau naștere la momente de încovoiere în talpa fundației de care trebuie ținut seama la proiectare. Distribuția eforturilor și în afara suprafeței de contact dintre construcție și teren pe aproximativ 1/2 din

**\* în anexă**

deschiderea diafragmei. Analizînd în adîncime modul de distribuție al eforturilor în teren, constatăm amortizarea eforturilor pe adîncimea zonei active.

Se constată că aceste eforturi în elementele prefabricate de la infrastructură sînt concentrate în zonele marginale, spre axele "A" și "C". Eforturile marginale maxime sînt cu circa 250 % mai mari decît cele centrale, ceea ce necesită luarea în consoderare la proiectare a acestui aspect. Această variație a tensiunilor în elementele prefabricate duce la modificarea stării de solicitare în suprastructură. Valorile eforturilor tangențiale de forfecare sînt maxime în zonele marginale a tălpilor fundațiilor.

- b) Analiza distribuției eforturilor din sarcini permanente, vînt și seism (tabelele 25, 26 -anexă, fig.5.18)\*.

Din graficul de variație a distribuției eforturilor pe suprafața de contact dintre construcție și teren, constatăm că acestea sînt concentrate în zona axului "C", spre marginea exterioară a tălpii fundațiilor. Eforturile unitare maxime din zona axului "C" sînt cu circa 210 % mai mari decît eforturile unitare maxime din axul "A" și cu circa 458 % mai mari decît eforturile minime din zona centrală a diafragmei. Concentrarea eforturilor în axul "C" se datorează acțiunii simultane a forțelor orizontale. Față de varianta unui teren normal, în aceleași condiții de solicitare și de calcul, constatăm că în varianta de față eforturile maxime sînt cu 105 % mai mari (calculate în aceiași secțiune). În cazul terenurilor slabe, tasările sînt mai mari în comparație cu cele normale, ce duc la redistribuirea stării de solicitare.

Analizînd eforturile în elementele prefabricate de la infrastructură, se constată că ele prezintă o mare neuniformitate, fiind maxime în zonele marginale ale axului "C" și "A" și minime în cîmp. Eforturile maxime în axul "C" sînt cu 239 % mai mari decît în axul "A" și cu aproximativ 300 % mai mari decît în zonele centrale, față de eforturile minime. Această neuniformitate de eforturi justifică eficiența folosirii elementelor prefabricate casetate pe ambele fețe, la infrastructură.

\* în anexă

5.4.3. Varianta diafragmei longitudinale fundată pe teren al cărei modul de deformație crește cu adâncimea

a) Analiza distribuției eforturilor din sarcinile permanente (tabelele 27, 28, 29 - anexă; fig. 5.19\*, 5.20)\*.

Studiind starea de tensiune în teren la nivelul suprafeței de contact, constatăm că aceasta prezintă o alătură sub formă de șa. Concentrarea eforturilor maxime sînt în marginile exterioare a tălpilor fundațiilor în zona axelor "1" și "8". Eforturile maxime în zonele marginale sînt cu circa 170 % mai mari decît eforturile din zona centrală. Observăm că aceste eforturi în teren se amortizează pe adâncimea zonei active. Aceste eforturi se distribuie și în afara suprafeței de contact, dintre construcție și teren, de unde rezultă conlucrarea zonelor vecine.

Urmărind variația stării de tensiune în elementele prefabricate de la infrastructură, constatăm că acestea sînt concentrate în zonele marginale axelor "1" și "8", iar în zona centrală, aceasta este aproximativ constantă. Eforturile maxime din zona axelor "1" și "8" sînt cu aproximativ 300 % mai mari decît în zona centrală. Această constatare trebuie luată în considerare în proiectare la tipizarea elementelor prefabricate.

b) Analiza distribuțiilor eforturilor din sarcini permanente, vînt și cutremur (tabelele 30, 31, 32, 33 - anexă, fig. 5.21\*, 5.22)\*.

Analiza variației tuturor eforturilor pe suprafața de contact dintre construcție și teren conduce la observația că acestea au valori maxime în axele "1" și "8", iar în zona centrală acestea sînt aproximativ uniform distribuite. Datorită acțiunii solicitărilor orizontale, constatăm că în axul "8" eforturile maxime în valoare absolută cît și cu aproximativ 170 % mai mari decît în axul "1", iar față de zona centrală sînt cu 194 % mai mari.

Efortul unitar  $\sigma_y = \sigma_{11}$  cuprins în planul diafragmelor prezintă de asemenea concentrări în zonele marginale axului "1"  
\* în anexă

și "8", iar în câmpul diafragmei solicitările sînt aproximativ uniforme. Efortul  $\sigma_{\max}$  în axul "8" este cu 138 % mai mare față de efortul din axul "1", iar față de eforturile din zona centrală este cu aproximativ 175 % mai mare. Studiind variația eforturilor, constatăm conlucrarea foarte bună cu zonele vecine și amortizarea acestor eforturi pe grosimea zonei active.

Urmărind distribuția zonei de solicitare în elementele prefabricate de la infrastructură, rezultă că acestea prezintă concentrări de eforturi în zona axelor marginale "1" și "8", iar în câmpul diafragmelor prezintă mici variații. Eforturile maxime în valoare absolută din zona axului "8" sînt cu 190 % mai mari față de cele maxime din zona axului "1" și cu aproximativ 470 % mai mari față de eforturile din câmpul panourilor.

Se constată că eforturile unitare tangențiale de forfecare au valori maxime în zonele marginale diafragmelor. Metoda elementelor finite permite cunoașterea aprofundată în fiecare element din ansamblul construcției - fundație - teren, a stării de solicitare deformare. Această metodă ia în considerare parametrii și factorii care intervin într-un calcul de conlucrare.

#### 5.5. Studiu comparativ privind determinarea deplasărilor folosind metoda cadrului echivalent și metoda elementelor finite, la diafragme transversale

Din analiza calculelor deformațiilor structurii S + P + + 4 E, alcătuită din panouri mari prefabricate, folosind metoda cadrului echivalent adoptată pentru infrastructură și metoda elementelor finite aplicată pe calculator, constatăm că :

a) Metoda elementelor finite permite obținerea unor informații bogate privind deplasarea tuturor elementelor suprastructurii, infrastructurii și terenului la orice nivel.

- De asemenea permite cunoașterea deplasărilor după direcția axelor de coordonate, pentru fiecare caz de încărcare, separat și cumulat.

- Dă posibilitatea luării în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează deplasările clădirilor și a terenului.

b) Metoda cadrului echivalent nu ia în considerare toți parametrii și factorii ce influențează starea de deformare.

- Nu dă posibilitatea luării în considerare a distribuției stării de deformare în interiorul suprastructurii, infrastructurii și terenului.

- Volumul de informații, privind deplasările, obținut cu această metodă este mai redus.

- Din analiza graficelor de deformare a suprafeței de contact constatăm că prin "metoda cadrelor echivalente" avem o tasare probabilă de 1,406 cm în ax, iar prin metoda elementelor finite rezultă o tasare de 2,02 cm, la aceleași ipoteze de încărcare. Tasările calculate cu metoda elementelor finite sînt mai mari, deoarece iau în considerare caracteristicile mecanice și geotehnice a tuturor structurilor pînă la adîncimea de -33,14 m, iar cele calculate prin metoda STAS 3300-77 s-au calculat pînă la cota de -5,1 m, deoarece mai jos rezultă zero.

#### 5.6. Studiu comparativ privind determinarea eforturilor folosind metoda cadrului echivalent și metoda elementelor finite

În vederea studierii fenomenului de conlucrare dintre construcție, fundație și teren la structurile S + P + 4 E din panouri prefabricate, s-a făcut calculul prin metode convenționale, metoda cadrului echivalent și metoda elementelor finite pentru aceleași cazuri de încărcare și fundare, în aceleași condiții de teren.

Din analiza calculelor stării de eforturi a suprastructurii, infrastructurii și terenului, folosind cele două metode de calcul, constatăm că :

a) Metoda elementelor finite dă posibilitatea cunoașterii tuturor solicitărilor interioare în elementele clădirilor și în teren, la orice nivel.

- Ține seama de toți parametrii și factorii ce modifică starea de solicitare - deformare în construcție, fundație și teren, în regim static și dinamic.

- Această metodă permite luarea în considerare a redistribuirii stării de solicitare de la un element la altul.

b) Metoda cadrelor echivalente nu ține seama de toți parametrii ce influențează starea de solicitare în regim static și dinamic.

- Volumul de informații, privind solicitările, obținute cu această metodă este mai redus.

- Nu dă posibilitatea luării în considerare a redistribuirii stării de solicitare al subansamblului construcție - fundație - teren, în regim static și dinamic.

Analizând valorile efortului unitar  $\sigma_{\max}$  din încărcări statice, constatăm că valorile determinate, folosind metoda cadrelor, sînt de cîteva ori mai mari decît cele rezultate din metoda elementelor finite. Exemplu : la cota -2,30 m rezultă din metoda cadrelor  $\sigma_{\max} = +2,66 \text{ daN/cm}^2$ , iar din metoda elementelor finite  $\sigma_{\max} = 3,041 \text{ daN/cm}^2$ . Se constată că eforturile își schimbă însăși semnul (fig.5.23).

Studiind valorile efortului  $\sigma_{\max}$  determinate în dreptul nivelelor caracteristice din încărcările dinamice, constatăm că valorile determinate cu metoda cadrelor sînt de cîteva ori mai mari decît cele calculate prin metoda elementelor finite. Exemplu : la cota -2,30 m,  $\sigma_{\max}$ , prin metoda cadrelor este de  $+11,265 \text{ daN/cm}^2$ , iar prin metoda elementelor finite  $\sigma_{\max} = -4,33 \text{ daN/cm}^2$ . Se observă însăși schimbarea de semn (tabelul 34 - anexă).

Analizînd efortul  $\sigma_{\min}$  determinat la nivelele caracteristice prin cele două metode din cazuri identice de încărcare, observăm următoarele (tabelul 38 - anexă) :

- Valoarea efortului  $\sigma_{\min}$  determinat din încărcări statice, cu metoda cadrelor, este de cîteva ori mai mică decît cele determinate cu metoda elementelor finite. Exemplu : la cota -2,30 m,  $\sigma_{\min} = -0,720 \text{ daN/cm}^2$ , prin metoda cadrelor, iar prin metoda elementelor finite,  $\sigma_{\min} = -11,971 \text{ daN/cm}^2$ .

- Valoarea efortului  $\sigma_{\min}$  determinat din încărcări dinamice cu metoda cadrelor este de  $-0,23 \text{ daN/cm}^2$ , iar prin metoda elementelor finite  $\sigma_{\min} = -15,910 \text{ daN/cm}^2$  (tabelul 34 din anexă).

## 6. INCERCARI EXPERIMENTALE SI CORELAREA

=====

### REZULTATELOR

=====

#### 6.1. Descrierea soluției constructive

În vederea studiului comportării ansamblului construcție - fundație - teren, în varianta folosirii elementelor prefabricate pentru infrastructură, s-au folosit încercări experimentale pe un tronson de bloc la scara 1:1. Tronsonul a fost construit în zona Stadion Timișoara de către Trustul de Construcții Montaj Timișoara.

Terenul de fundare a fost format dintr-un pachet de nisipuri fine argiloase de 10 m grosime la care s-a determinat presiunea admisă de  $1,8 \text{ daN/cm}^2$ .

Infrastructura tronsonului a fost alcătuită din elemente prefabricate de formă casetată pe ambele fețe pentru elevația soclu, cu plangee prefabricate de formă plană pentru cota 0,00 și cu talpa fundației continuă realizată monolit (fig.6.1).

Panourile prefabricate de infrastructură s-au îmbinat numai în noduri la intersecția axelor longitudinale și transversale (fig.6.3)\*.

Secțiunea stâlpilor de îmbinare de la intersecția axelor a fost de  $900 \text{ cm}^2$  (fig.6.3)\*.

La marginile verticale ale panourilor prefabricate la elevații soclu au fost prevăzute mustăți de armătură și alveole. Mustățile din îmbinări s-au unit prin sudură.

Pentru conlucrarea panourilor prefabricate cu talpa fundației și suprastructura la intersecția axelor s-au prevăzut carcase din oțel beton.

Pentru preluarea forțelor horizontale din cutremur și din împingeri cu pământului, panourile prefabricate - la partea

\* în anexă

inferioară - au fost prevăzute cu profile orizontale ce se realizează pe profile asemănătoare din talpa fundației (fig.6.1).\*

Realizarea conlucrării spațiale a panourilor prefabricate elevație soclu cu cele de planșeu s-a făcut prin prevederea unor centuri din beton armat.

Sarcina dată de suprastructură (P + 4 E) s-a realizat prin încărcarea cu balast pe o înălțime de 3 m cu ajutorul unor profile metalice și podini de stejar, suprafața încărcată a fost mai mare ca suprafața tronsonului executat respectând sarcinile aferente axelor longitudinale și transversale (fig.6.1)\*, (foto 6.1).

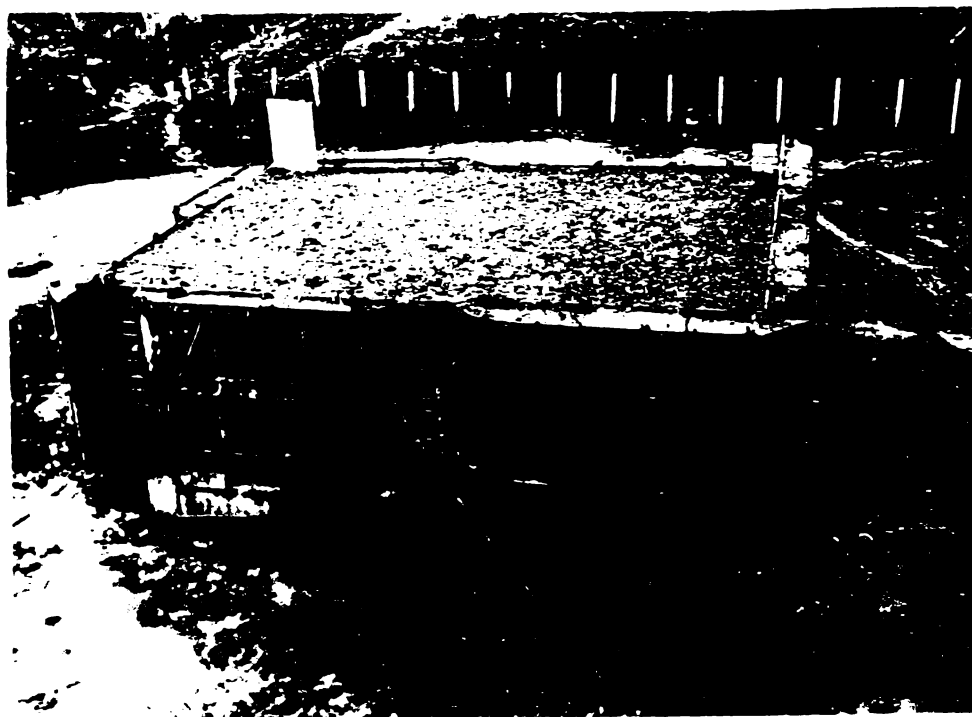


Foto 1. Vedere a tronsonului pe care s-au făcut încercări experimentale.

Talpa fundației s-a realizat din beton simplu de marcă B 100 turnată direct în săpătură realizând o continuitate cu terenul, aceasta având înălțimea de 65 cm iar lățimea rezultată din condiția presiunii admise a terenului de fundare.

\* în anexă



Elevația soclu prefabricată a fost executată din beton de marca B 250. Monolitizările s-au executat cu beton de marcă B 250.

## 6.2. Calculul și proiectarea structurii considerate

Înainte de efectuarea încercărilor experimentale s-a studiat și calculul construcțiilor de locuit P + 4 E cu elevații soclu prefabricate la solicitări statice și seismice.

Calculul acestor structuri s-au făcut în două variante:

- prin metode convenționale fără a lua în considerare conlucrarea ansamblului suprastructură infrastructură și teren, adaptând metoda cadrelor pentru calculul infrastructurii (cap.4);
- prin folosirea unui calcul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, folosind metoda elementelor finite (cap.5).

Calculul făcut prin ambele metode s-a aplicat la același tip de structură cu elemente prefabricate pentru elevații soclu de formă cusetată (fig.6.1)\*.

Rezultatele obținute din calcule, folosind cele două metode, sînt necesare studiului comparativ cu valorile obținute experimental din încercarea îmbinărilor.

## 6.3. Programul încercărilor

Efectuarea încercărilor are ca scop determinarea capacității portante a tipurilor de îmbinări caracteristice, a elementelor prefabricate de la infrastructură la solicitări orizontale și verticale la scară naturală. S-au încercat îmbinările de colț, în "T" și sistemul de îmbinare a panourilor prefabricate cu talpa fundației pentru panouri exterioare și interioare (fig.6.2)\*.

La îmbinările efectuate s-a urmărit :

- capacitatea de rezistență a îmbinărilor în stadiul de exploatare;
- deformațiile de lunecare relative în cazul solicitărilor orizontale;

\* în anexă

- modul de apariție și dezvoltare a fisurilor în diferite puncte și diferite trepte de încărcare;
- starea fizică a îmbinărilor după încercările efectuate.

Sarcinile verticale aferente structurii P + 4 E sînt transmise static infrastructurii prin intermediul căreia se transmit la teren.

Sarcinile horizontale s-au considerat că se aplică distribuit în dreptul îmbinărilor pe direcție orizontală.

Cu ajutorul unei pompe centrale de presiune (fig.6.3\* și fig.6.4)\*, prin intermediul unui distribuitor, presiunea s-a transmis la mai mulți cilindri hidraulici S. 650. Reacțiunea cilindrilor hidraulici s-a transmis prin intermediul unor profile "T" la peretele vecin. Pentru ca forța să fie uniform distribuită, între capetele cilindrilor și îmbinări, s-au intercalat profile metalice ori platbenzi. Deformațiile s-au măsurat cu ajutorul microcomparatoarelor fixate pe un caroiaj metalic rigid, independent de sistemul de acționare și construcție. Încercările horizontale s-au aplicat în trepte, făcîndu-se cicluri de încărcare - descărcare pînă la solicitarea limită rezultată din calcul. Intervalul de așteptare între două trepte de încărcare a fost de minimum o oră, iar între două cicluri a fost de 24 ore.

#### 6.4. Efectuarea încercărilor

##### 6.4.1. Încercarea îmbinărilor de colț

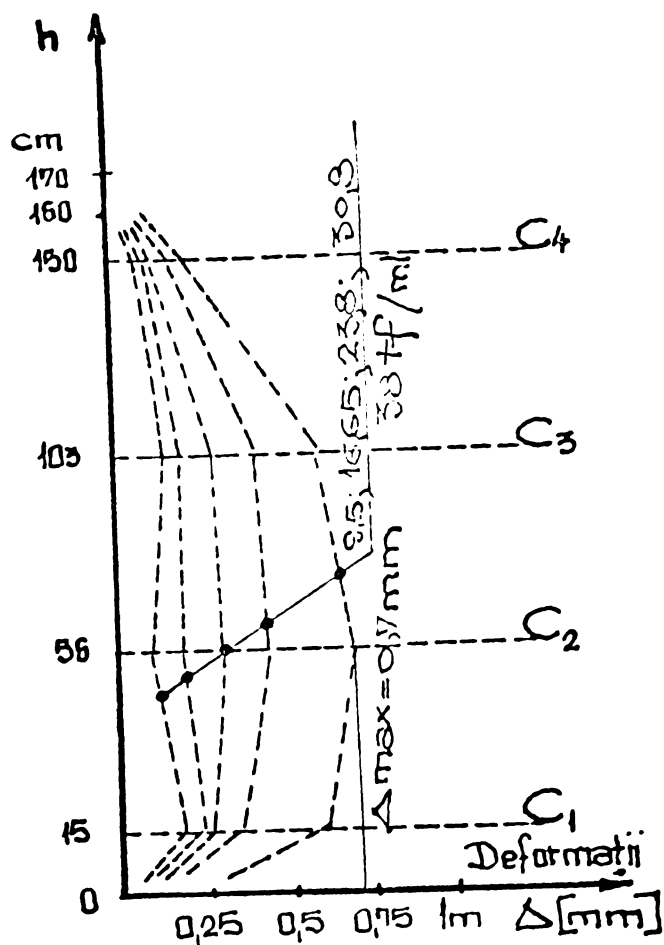
Imbinările de colț au fost solicitate orizontal, la o sarcină uniform distribuită, acționată static.

Încercările s-au efectuat în trepte, făcîndu-se 6 cicluri de încărcare - descărcare, pînă la solicitarea de exploatare de 23,8 tf/m , după care s-au aplicat două cicluri pînă la solicitarea limită de 38 tf/m .

Intervalul de așteptare între două trepte de încărcare a fost de minim o oră, iar între două cicluri a fost de 24 ore.

La sarcina maximă aplicată de 38 tf/m , i-a corespuns o deformație maximă de 0,70 mm. Structura s-a comportat în domeniul plastic; nu s-au observat fisuri (fig.6.5)\*.

\* în anexă



Diagramsa deformațiilor îmbinărilor de colț, supuse la solicitări uniforme distribuite  
 $C_1, \dots, C_4$  = microcomparatoare  
 scara deformațiilor 1mm = 4cm.

Fig.6.5.

#### 6.4.2. Incercarea îmbinărilor în "T" (fig.6.5)

Imbinările în "T" au fost solicitate orizontal de o sarcină uniform distribuită, acționată static cu ajutorul unor prese și cilindri hidraulici. Incercările s-au efectuat în trepte de încărcare - descărcare. Solicitarea maximă rezultată dintr-un calcul de conlucrare, folosind metoda elementelor finite, în îmbinările "T" din sarcini permanente, vânt și cutremur de gradul "7" este de 23,94 tf/m. Incercarea s-a făcut în cicluri de în-

cărcare + descărcare, pînă la solicitarea de exploatare de 23,8 tf/ml, după care s-a aplicat ultimul ciclu pînă la solicitarea limită de 38 tf/ml. Intervalul de așteptare între două trepte a fost de minim o oră, iar între două cicluri a fost de 24 ore. Nu s-a mers pînă la solicitarea de rupere, din motive de protecția muncii, pentru muncitorii din interiorul tronsonului. La solicitarea maximă de 38 tf/ml s-a obținut o deformație maximă de 0,56 mm. Structura s-a comportat în domeniul elastic și nu s-au observat fisuri (fig.6.5; foto 6.3).

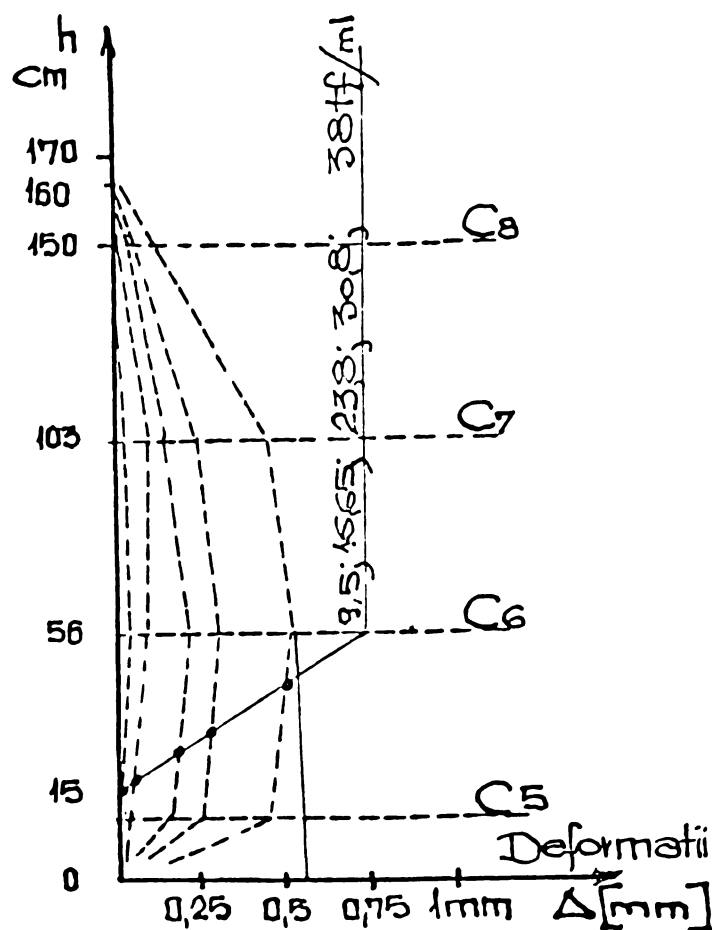


fig.6.6. Diagrama deformațiilor îmbinărilor în "T" la solicitări uniforme distribuite. - C-5 C-8 - microcomparatoare; scara def. 1 mm = 4 cm.

#### 6.4.3. Incercarea sistemului de îmbinare a panourilor prefabricate de elevație soclu cu talpa fundației

Îmbinările s-au încercat orizontal prin acțiunea statică a solicitărilor transmise de cinci cilindri hidraulici (fig.6.4)\*, \* în anexă

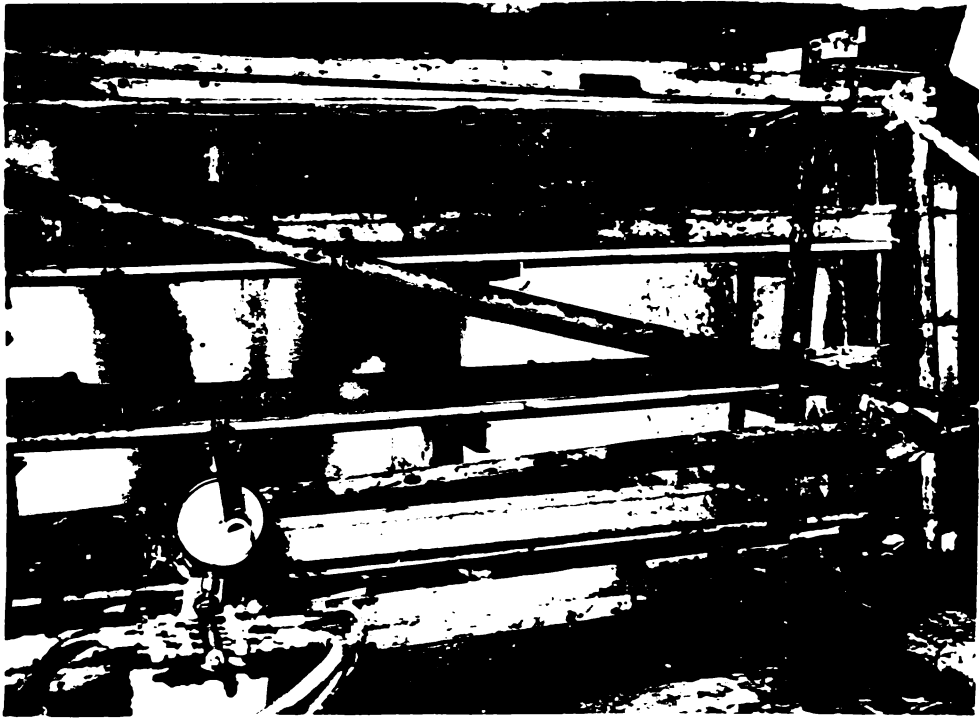


Foto 6.2. Incalzirea şabinişilor de 14.

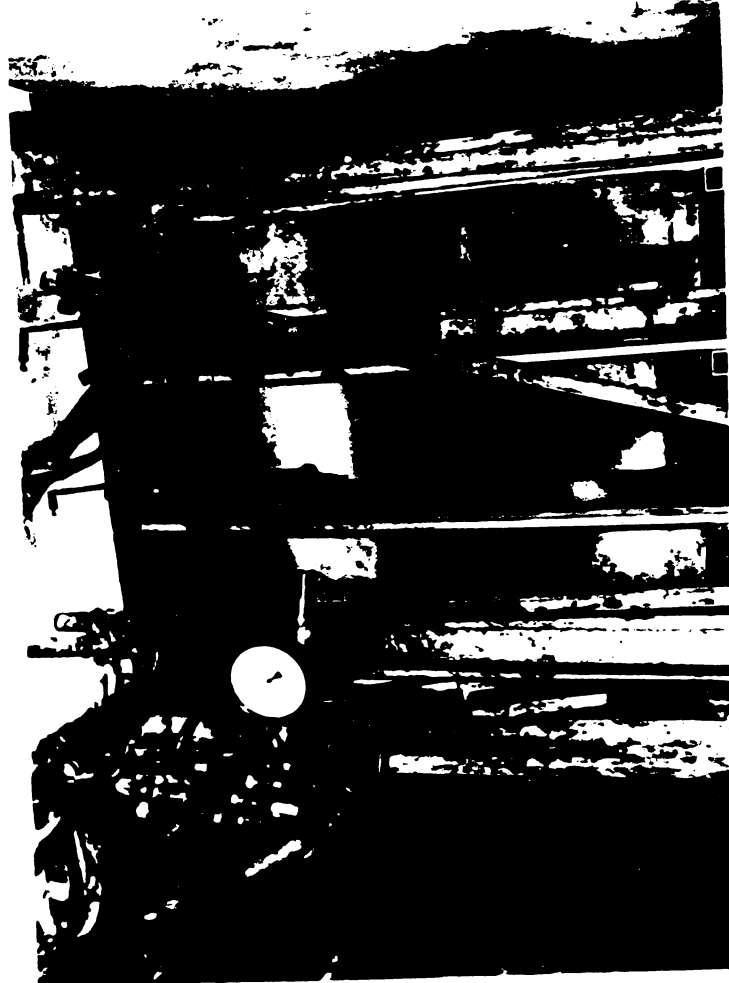


Foto 6.3. Incalzirea şabinişilor de 14.

acționați de o pompă hidraulică.

Încercările s-au făcut în șapte cicluri de încărcare - descărcare la solicitarea de exploatare de 37,94 tf/ml.

Forța tăietoare maximă rezultată dintr-un calcul de conlucrare efectuat cu metoda elementelor finite din încărcări permanente, vânt și cutremur de gradul "7" este de 37,93 tf/ml. După încărcarea de exploatare de 37,94 tf/ml sistemul de rezemare, s-a încercat pînă la încărcarea limită de 42,68 tf/ml, solicitare la care s-a obținut săgeata maximă de 0,69 mm, la partea inferioară și de 0,85 mm la partea superioară a panoului (fig.6.8).

La panourile de exterior săgeata maximă rezultă la încărcarea limită de 42,68 tf/ml pentru panouri de interior la nivelul sistemului de rezemare - pentru talpa fundației - este de 0,59 mm (fig.6.7).

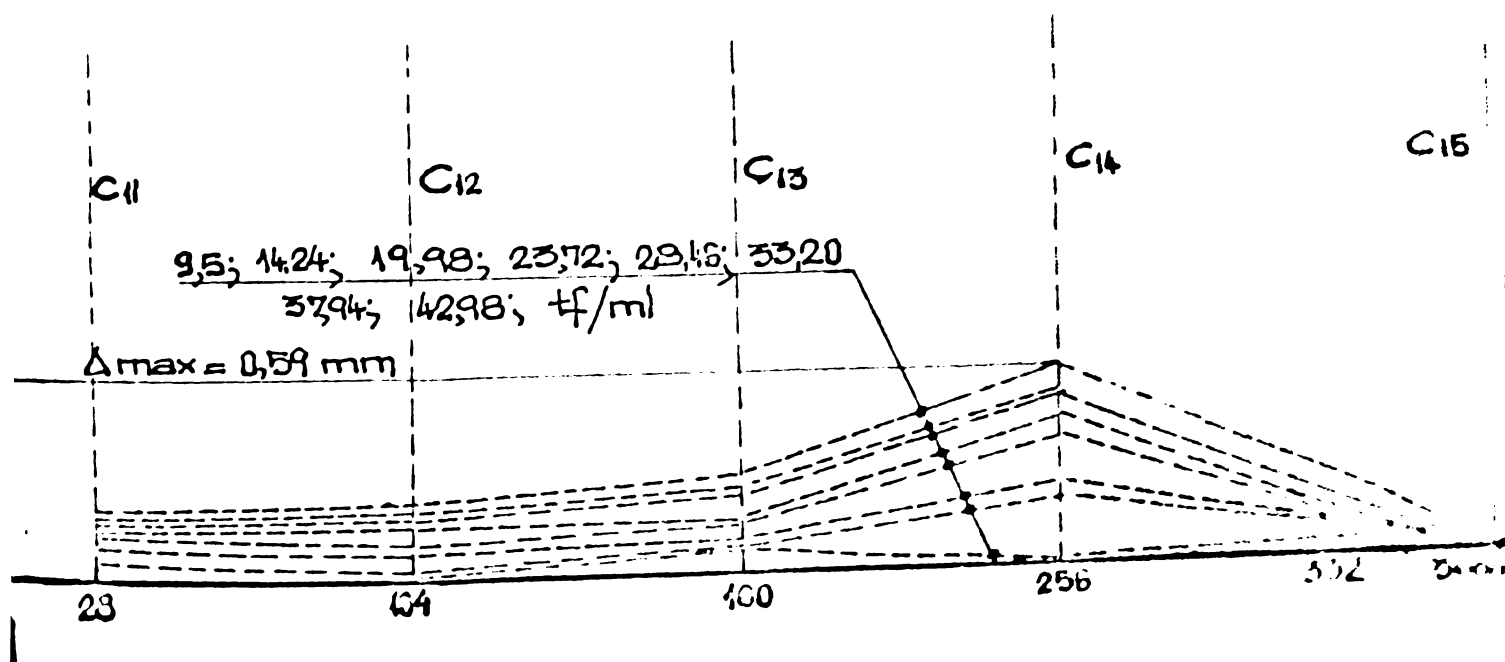


Fig.6.7. Diagrama deformațiilor de elevație nodu supuse unei solicitări uniforme distribuite la nivelul tălpii fundațiilor (cazul panourilor prefabricate de interior).

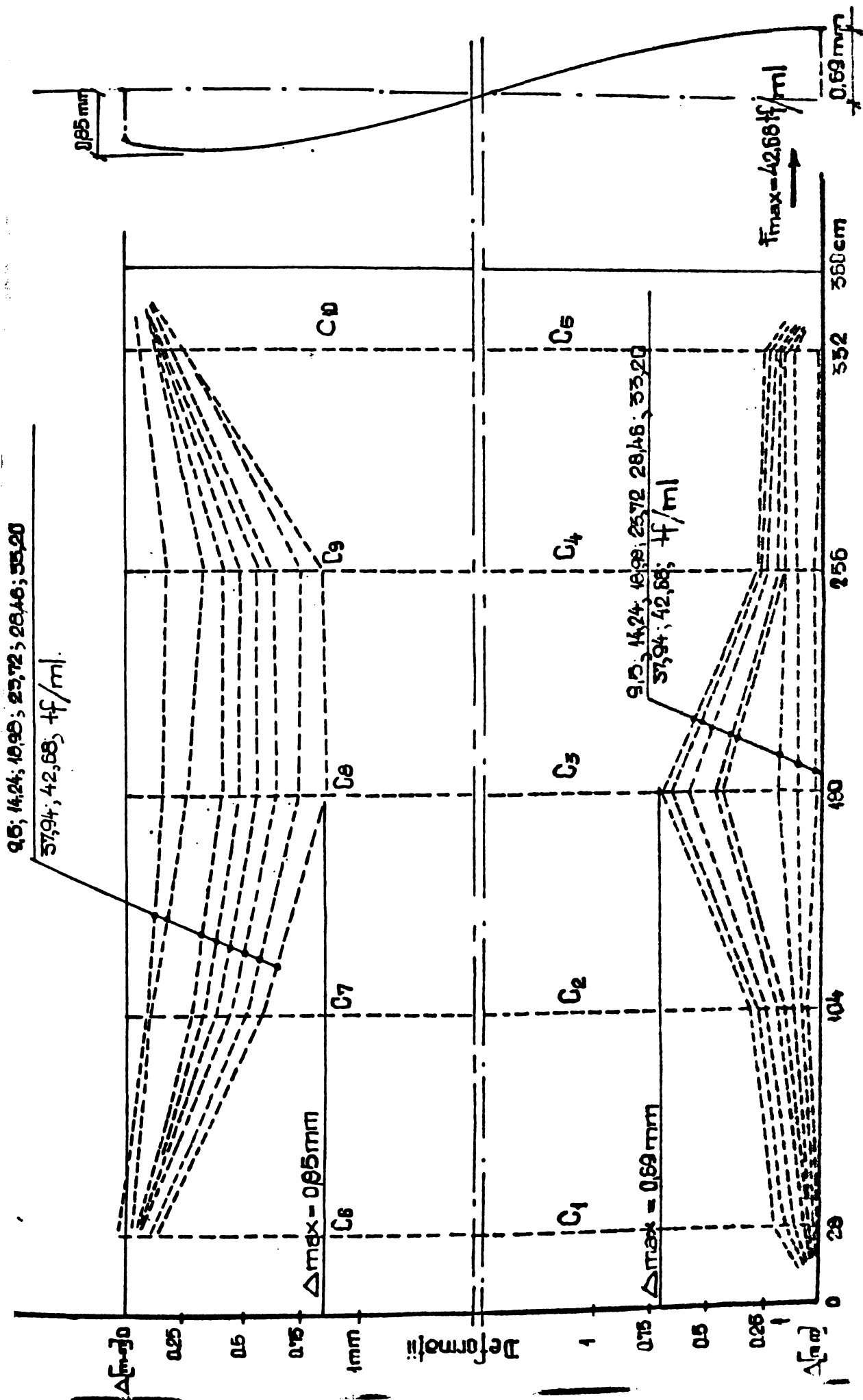


DIAGRAMA DEFORMAȚILOR PANOURILOR DE ELEVATIE SOCLU  
 SUPUSE UNEI SOLICITĂȚI UNIFORM DISTRIBUITE LA NIVELUL SISTEMU-  
 LUI DE REZEMARE [E136]

$C_1 \dots C_{10}$  = microcompartim  
 Scara deformotilor  
 $1 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$

## 6.5. Interpretarea rezultatelor

Din analiza rezultatelor de calcul comparativ obținute cu metoda cadrelor și a celor obținute cu metoda elementelor finite, rezultă diferențe esențiale calitative și cantitative (cap.5). Ca valori reale comparative în efectuarea încercărilor s-au luat cele obținute prin metoda elementelor finite.

Încercarea îmbinărilor s-a făcut în trepte la valoarea limită care este superioară valorii de exploatare rezultată dintr-un calcul de conlucrare pentru încărcări permanente, vânt și cutremur de grad 7 de seismicitate.

La îmbinările de colț solicitarea orizontală rezultată dintr-un calcul de conlucrare este de  $7,91 \text{ daN/cm}^2$ , la care corespunde o deplasare maximă a întregii clădiri pe direcția "y" (orizontală) de 78 cm. Îmbinările de colț s-au încercat la solicitarea orizontală de exploatare de  $7,9 \text{ daN/cm}^2$  și încărcarea verticală dată de construcție, la care corespunde o deplasare de 0,30 mm. Solicitarea maximă limită la care s-au solicitat îmbinările de colț a fost de  $12,6 \text{ daN/cm}^2$ , la care a rezultat o deplasare maximă a îmbinărilor de colț pe direcția y de 0,70 mm (fig.6.5).

Deplasările rezultate dintr-un calcul de conlucrare pentru îmbinările de colț sînt mai mari decît cele obținute prin încercări experimentale, datorită cumulărilor pe întreaga structură pînă la nivelul infrastructurii unde s-au făcut experimentările.

La îmbinările în "T" solicitarea orizontală rezultată dintr-un calcul de conlucrare este de  $7,98 \text{ daN/cm}^2$ , la care corespunde o deplasare a întregii clădiri maximă pe direcția y (orizontală) de 0,78 cm.

Îmbinările în "T" s-au încercat la solicitarea orizontală de exploatare de  $7,9 \text{ daN/cm}^2$  la care corespunde o deplasare de 0,25 mm. Solicitarea limită ce s-a aplicat a fost de  $12,66 \text{ daN/cm}^2$  la care a rezultat o deplasare a îmbinărilor de 0,56 mm (fig.6.5).

Deplasările rezultate dintr-un calcul de conlucrare pentru îmbinările în "T" sînt mai mari decît deplasările rezultate



din încărcările experimentale, datorită cumulării lor pe întreaga structură pînă la nivelul infrastructurii.

La îmbinările elementelor prefabricate de elevație soclu cu talpa fundației, solicitarea orizontală maximă rezultată dintr-un calcul de conlucrare din încărcări permanente, vînt și cutremur este de  $27 \text{ daN/cm}^2$ , la care rezultă o deplasare de  $0,55 \text{ cm}$ .

Îmbinările elementelor prefabricate de exterior de elevație soclu cu talpa fundației s-au încercat la solicitarea orizontală de exploatare de  $27,1 \text{ daN/cm}^2$  la care a corespuns o deplasare maximă de  $0,60 \text{ mm}$ . Solicitarea limită la care s-au încercat aceste îmbinări a fost de  $30,41 \text{ daN/cm}^2$  la care a corespuns o deplasare de  $0,69 \text{ mm}$  (fig.6.8).

Îmbinările elementelor prefabricate de interior de elevație soclu cu talpa fundației s-au încercat la solicitarea orizontală de exploatare de  $27,1 \text{ daN/cm}^2$  la care a corespuns o deplasare maximă de  $0,55 \text{ mm}$ . Solicitarea limită la care s-au încercat aceste îmbinări a fost de  $30,41 \text{ daN/cm}^2$  la care a corespuns o deplasare de  $0,59 \text{ mm}$  (fig.6.7).

Deplasările la nivelul rezemării elementelor prefabricate cu talpa fundațiilor, din încărcări experimentale au rezultat mai mari decît cele obținute din calculul de conlucrare, deoarece elementele prefabricate sînt simplu rezemate prin intermediul profilelor trapezoidale permițînd mici rotiri și deplasări (fig.6.1).

## 6.6. Concluzii

Din analiza încercărilor îmbinărilor de colț, în "T" și a îmbinărilor pînourilor prefabricate cu talpa fundației la solicitări de exploatare și limită, rezulta că acestea sînt capabile să preia în condiții normale solicitările statice și dinamice provenite dintr-un cutremur de grad 7 de seismicitate.

Deformațiile de lucrare relative în cazul solicitărilor orizontale de exploatare și limită se situează în domeniul elastic.

Pe parcursul executării încercărilor în trepte la îmbinările studiate, nu s-au observat fisuri, structura s-a comportat în domeniul elastic.

Din rezultatele încercărilor efectuate rezultă că elementele prefabricate pentru infrastructură se pot folosi pentru zone seismice de grad șapte.

Imbinările concepute privind folosirea elementelor prefabricate de elevație coslu asigură transmiterea solicitărilor orizontale de la diafragmele transversale la cele longitudinale și invers, în condiții normale.

## 7. CONSTRUCTII DE CLADIRI REALIZATE CU SOLUTIA

=====

STUDIATA

=====

### 7.1. Blocuri de locuințe proiectate de autor și

realizate

În vederea industrializării lucrărilor de infrastructură la clădirile de locuit, pe baza studiilor făcute s-a calculat starea de solicitare - deformare a ansamblului construcție teren la solicitări statice și dinamice [113], [116], [118].

Pe baza rezultatelor teoretice și experimentale s-a conceput și aplicat un nou sistem de realizare a infrastructurii clădirilor de locuit.

Sistemul prevede realizarea infrastructurii clădirilor cu S + P + 4 E din talpa fundației realizată monolit direct în săpătură, elevație soclu realizată din panouri mari de formă casetată și plănșee prefabricate la cota 0,00. Sistemul conceput a fost descris în Brevetul de Inventie nr.83423 din 23.02.1978 [89].

În vederea aplicării soluției am proiectat (lucrând în cercetare în cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații a Facultății de Construcții Timișoara) panouri mari prefabricate casetate de elevație soclu pentru deschideri de 270 cm, 300 cm, 330 cm, 360 cm, 420 cm, 450 cm și 480 cm, pentru gradele de confort I, II și III, care au fost preluate pe bază de contract Trustului de Construcții Montaj Timișoara.

Pentru îmbinarea panourilor prefabricate de pereți de la infrastructură cu talpa fundațiilor și plănșeele prefabricate de la cota 0,00, am conceput un număr de cinci soluții de îmbinare. La toate aceste soluții de îmbinare am elaborat detaliile de execuție pentru îmbinările de colț, în T, în cruce, la

sistemul de rezemare pe talpa fundației și îmbinarea la nivelul cotei zero, detalii ce s-au dat T.C.M. Timișoara. (fig.7.1; fig.7.2;\* fig.7.3;\* fig.7.4;\* fig.7.5)\*

În anul 1973 am executat mai multe proiecte de execuție pentru blocuri de locuințe, în soluțiile descrise anterior, care s-au materializat prin execuția a patru blocuri în anul 1974 exemplu Bloc 10 Calea Săgului Timișoara Vest, Bloc 102 garsoniere Dîmbovița - Timișoara, Bloc 5 Sînicolaul Mare, Bloc nr. 4 și 5 Reșița, cu asistența tehnică a autorului.

Pe baza proiectelor de execuție elaborate pentru diferite deschideri și grade de confort precum și a detaliilor de îmbinare concepute în județul Timiș, s-au executat de către Grupul 4 de Santiere din cadrul T.C.M.T., un număr de 22 blocuri ce totalizează 976 apartamente.

Pe baza experienței cumulate Institutul de Proiectări Timișoara a asimilat soluția în proiectarea curentă. Soluția asimilată de Institutul de Proiectări Timișoara, menține talpa fundației monolită turnată direct în săpătură, elevația soclu prefabricată, planșee prefabricate la cota 0,00 și detaliile de îmbinare elaborate de autor. Soluția aplicată de IPROTIM înlocuiește forma casetată a panourilor de pereți de la infrastructură cu forma plană. Această adaptare prezintă dezavantajul unui consum de beton cu circa 10 % mai mare față de soluția cu pereți casetați și prezintă o capacitate portantă mai redusă la solicitări dinamice, deoarece distribuie nerățional betonul, rezultînd stîlpișori în zonele de îmbinare cu secțiuni de maximum 600 cmp, față de 900 cmp cît rezulta în soluția originală.

În această soluție s-au executat de "Grupul de Santiere nr.4 Timișoara" un număr de 307 blocuri în județul Timiș, ce totalizează un număr de 7007 apartamente, pînă în anul 1979.

#### 7.1.1. Bloc Nr.10 Calea Săgului Timișoara - Vest confort III [89].

Infrastructura blocului a fost proiectată de autor în anul 1973 în soluția nr.1 de îmbinare și realizată de T.C.M. Timișoara în anul 1974 cu asistența tehnică a autorului.

\* în anexă

Infrastructura blocului s-a realizat din talpa monolită cu elevație soclu prefabricată casetată și plinșee prefabricate la cota zero.



Fig. 1. Bloc nr. 10.

At de forșare realizată cu condiții de 30 cm în zona nodurilor și 15 cm în corp, ce se înclină numai în noduri la intersecție în acestor cazuri, de cele longitudinale. Pentru a se evita coșii reșapți exterior, au fost prevăzute marginile (1) (Fig. 7.1)\*.

În vederea asigurării unei distribuții cât mai uniforme a eforturilor din încărcare și de șoc și din vânt, s-au prevăzut :

- secțiunile și înălțimile orilor de la intersecțiile celor transversale cu cele longitudinale de 200 cm<sup>2</sup>;
- alveolele și distanțele verticale ale peneurilor de cote;
- razele și cotele marginilor în sudură, și plinșeele la p - 35 cm;
- curenții și șurubii de la intersecțiile celor de cote la legătură între talpa fundației și suprastructură;

\* în anexă

- monolitizarea îmbinărilor panourilor prefabricate s-a făcut cu beton de marcă B 250.

Operațiile de montare a elementelor prefabricate de la infrastructură, sudarea mustăților și monolitizarea îmbinărilor s-a făcut de trei muncitori în patru zile la un tronson de 20 apartamente, reducând de trei ori durata de execuție a pereților de infrastructură.

Folosirea soluției de prefabricare a infrastructurii a dus la creșterea productivității muncii de 3,4 ori pe gan-tiere, prin reducerea consumului de manoperă.

De asemenea, această soluție reduce cu 80 % consumul de material lemnos, față de soluția pereților monoliți turnați în cofraje din lemn..

Această soluție duce la creșterea consumului de oțel beton cu 39 % față de soluția pereților monoliți executați din beton simplu, ce aveau armătura sub formă de carcasa la intersecția axelor.

#### 7.1.2. Bloc 102 garsoniere - confort II [89].

Blocul s-a executat în anul 1974 în Timișoara str. Dîmbovița, cu infrastructura alcătuită din talpă monolită, elevație soclu de formă casetată prefabricată, cu plănșee prefabricate la cota 0,00. Infrastructura blocului a fost proiectată de autor și s-a executat cu asistența sa tehnică.

Terenul de fundare a fost alcătuit din argile plastice cu presiunea admisă de  $1,5 \text{ daN/cm}^2$  ce a impus folosirea unei perne de balast compactată, cu grosimea de 1 m. Talpa fundației s-a executat monolit pe balastul compactat, avînd înălțimea de 60 cm, iar lățimea funcție de compactarea terenului. Elevația - soclu a fost prefabricată, de formă casetată, cu grosimea de 30 cm în zona îmbinărilor și 15 cm în câmp.

În elevația blocului s-au montat repere de tasare la care s-a urmărit deplasarea lor pe verticală, față de niște borne topografice sin zonă, ce au constituit repere ficți. Urmărirea tasărilor s-a făcut pe perioada a doi ani, după care tasările s-au stins. Tasările au fost relativ uniforme, avînd tasarea maximă de 20,3 mm.

Imbinările elementelor prefabricate s-a făcut în soluția nr.1 (fig.7.1)<sup>κ</sup>.

La cota zero s-au folosit planșee prefabricate de formă plană. Conlucrarea dintre talpa fundației - elevație soclu și suprastructură s-a făcut cu ajutorul unor carcase din oțel beton montate la intersecția axelor în îmbinări. La cota zero s-au folosit centuri din beton armat 4 Ø 12 din oțel beton.

Imbinerea mustăților din oțel beton s-a făcut prin sudură. Panourile de planșeu de la cota zero au avut dimensiunile mai scurte pe embele laterali cu 10 cm, permițând realizarea unei fișii de monolitizare între două planșee vecine, de 16 cm.

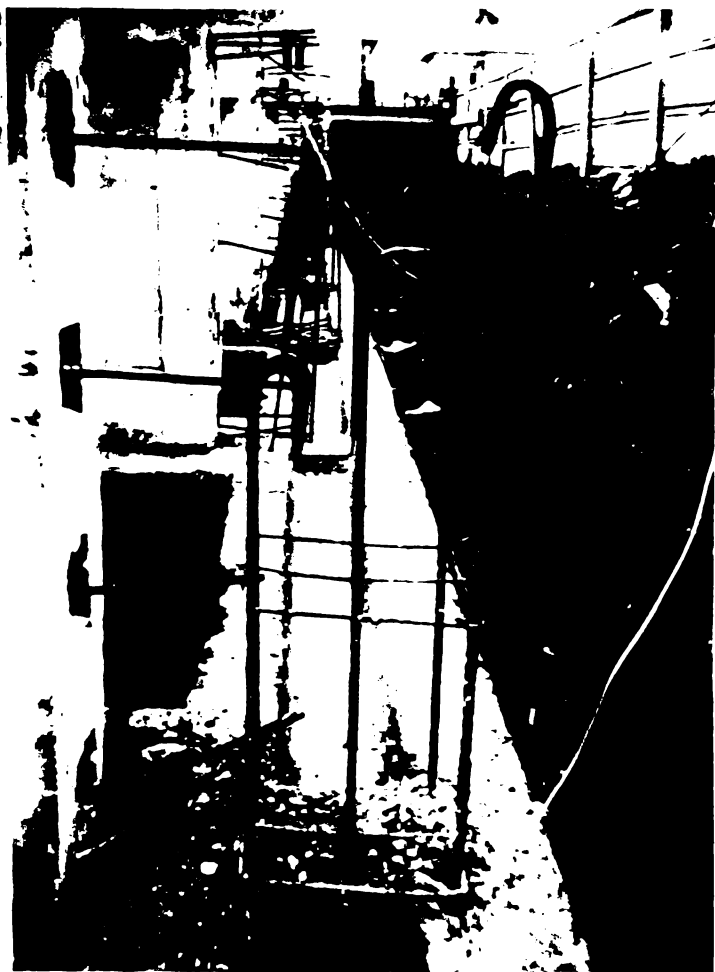


Foto 7.2.

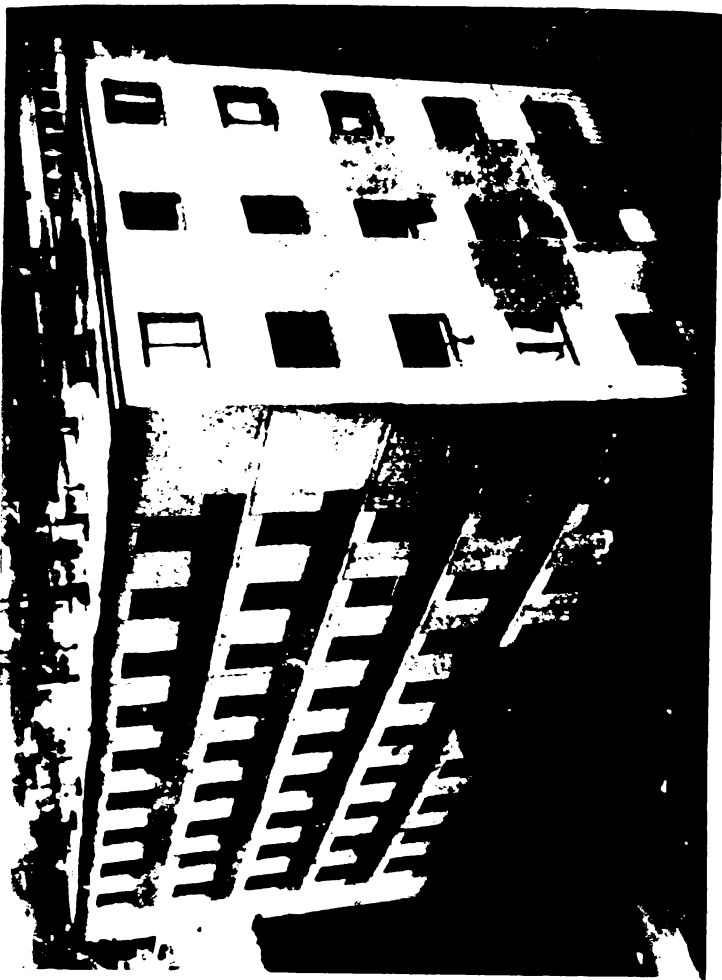


Foto 7.3.

Operațiile de montare, sudura a mustăților și monolitizarea și îmbinărilor s-a făcut de 3 muncitori în 10 zile. Căminul în aspecte economice sînt la pct.7.1.1.

7.1.1. Bloc nr.7 - Hîmboculul Mura

Infrastructura blocului a fost proiectată de autor și executată de către T.C.M. Timișoara, în anul 1974, cu asistență teh-

<sup>κ</sup>) în anexă

nică a autorului.

Infrastructura este alcătuită din talpa monolită, pe care reazemă panouri mari prefabricate casetate de elevație cu plănșee prefabricate la cota zero. Elementele prefabricate s-au îmbinat în lungul axelor transversale și longitudinale folosind soluția nr.2 de îmbinare. Mustățile din oțel beton de pe marginile verticale ale panourilor de pereți, s-au înlocuit cu coliere care se îmbină prin suprapunere, eliminând sudurile, circa 80 % din volumul manoperei folosite anterior. (fig.7.2)\*. Celelalte aspecte economice specificate la pct. 7.1.1, se mențin și în acest caz.

#### 7.1.4. Blocurile nr.4 și nr.5 - Reșița 89 .

Infrastructura blocului a fost proiectată de un colectiv din cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații împreună cu autorul și executat de T.C.L. Reșița, cu asistența tehnică a Catedrei de Drumuri și Fundații.

Conceptul de alcătuire al infrastructurii este același ca în soluțiile anterioare, dar folosind soluția nr. 3 de îmbinare.

În soluția nr. 3 de îmbinare, colierele folosite pentru îmbinare sînt mai scurte decît în soluția nr.2, pentru a simplifica montajul, adăugîndu-se în plus etrieri prefabricați (fig. 7.3)\*.

Inchiderea etrierilor prefabricați se face prin sudură. Diametrul lor este egal cu al buclelor folosite. După montarea panourilor prefabricate de elevație - soclu, se montează etrierii prefabricați, care sînt egali ca număr cu colierele din panouri, continuînd cu montarea carcaselor verticale.

Acest tip de îmbinare prezintă avantajul că simplifică montajul, dar necesită conștiinciozitate din partea montorilor, în a pune toți etrierii prefabricați. Si la această soluție se mențin aspectele economice de la pct.7.1.1.

Sistemul de prefabricare a infrastructurii la clădirile de locuit S + P + 4 E, studiat și aplicat de autor, prezintă o mare flexibilitate la adaptare. Astfel, permite folosirea lui și în cazul structurilor S + P + 4 E cu gosașe la subsol, pentru care autorul a elaborat proiect de execuție, (fig.7.6)\*, reprezentat în anexă



tînd detalii de îmbinare.

#### 7.1.5. Soluții de fundare.

Cunoscînd mărimea stării de solicitare - deformare, rezultată dintr-un calcul de conlucrare, la construcțiile fundate pe terenuri tasabile, s-au recomandat soluții de realizare a infrastructurii blocurilor de locuințe pe terenuri lichifiabile.

Soluțiile care s-au dat privind fundarea pe terenuri lichifiabile în orașul Craiova, constă din modul de realizare și armare a infrastructurii precum și modul de consolidare a terenului de fundare.

#### 7.2. Concluzii privind valorificarea

Din experiența lucrărilor realizate prin prefabricarea pereților subsolului, sau realizarea lor cu ajutorul cofrajelor metalice universale, scot în evidență aspectele tehnico-economice care sînt centralizate în tabelul 7.1 și reprezentate grafic în figura 7.7

În tabelul 7.1 sînt prezentate trei soluții de realizare a infrastructurii clădirilor de locuit (b, c, d), comparativ cu soluția clasică (a):

- a. - soluție monolită în cofraje clasice din material lemnos;
- b. - soluție prefabricată cu pereți de elevație - soclu casetați;
- c. - soluție prefabricată cu pereți de elevație soclu plani;
- d. - soluție monolită realizată cu ajutorul cofrajelor metalice universale.

Analizîndu-le din punct de vedere al consumului de material, constatăm că soluția "d" ce prevede realizarea pereților de elevație soclu în cofraje metalice universale casetate, este cea mai rentabilă, deoarece reduce cu 100 % consumul de material lemnos și 6 % consumul de ciment.

Din fig.7.7-A rezultă un consum de materiale mai mic în soluțiile prefabricate decât în soluția monolită realizată în varianta clasică. Dintre cele patru soluții prezentate se constată că soluția "d" prezintă consumul cel mai mic de materiale.

Din punct de vedere al reducerii consumului de muncă constatăm că soluția "d" prezintă un procent de 60% față de soluția "b" și "c" care prezintă un procent de reducere a muncii de 46,7%.

În fig.7.7.B se arată grafic consumul de muncă pentru soluțiile analizate din care se desprinde că soluția "d" este mai avantajoasă.

Analizând soluțiile din tab.7.1. din punct de vedere al consumului de energie exprimat în kWh/u.m., sau în Kg cc/um, constatăm că soluțiile prefabricate prezintă creșteri ale consumului de energie față de soluția clasică, la ciment și oțel și reduceri la consumul de material lemnos. Din punct de vedere al consumului de energie constatăm că soluția "d" este cea mai rentabilă deoarece reduce consumul de energie la ciment cu 6-7% și la lemn cu 100%.

În fig.7.7.D și E s-a reprezentat grafic consumul de energie exprimat în Kg.cc și kW pentru soluțiile analizate. Din aceste grafice rezultă că soluția "d" are cel mai mic consum de energie în comparație cu soluțiile a, b, c.

Productivitatea muncii constatăm că crește de 3,4 ori în cazul soluțiilor "B" și "C" cu pereți prefabricați, și de 4,4 ori în cazul soluției "d" ce folosește cofraje metalice universale. Din fig.7.7.E rezultă grafic creșterea productivității muncii pentru soluțiile, b, c și d, față de soluția clasică "a".

Durata de execuție a pereților de infrastructură se reduce de 3 ori în cazul soluțiilor "b" și "c" și de 2,6 ori în cazul soluției "d".

În fig.7.7.C se reprezintă grafic reducerea duratei de execuție pe șantier pentru fiecare soluție separat. Din acest grafic rezultă avantajele soluției "b" și "c".

Pe baza rezultatelor teoretice, a experimentărilor practice și a avantajelor economice, soluția propusă a cunoscut o extindere mare, ajungând ca în 1980 în județul Timiș, majoritatea clădirilor de locuit S+P+4E să se execute cu elemente de aceluși tip prefabricate.

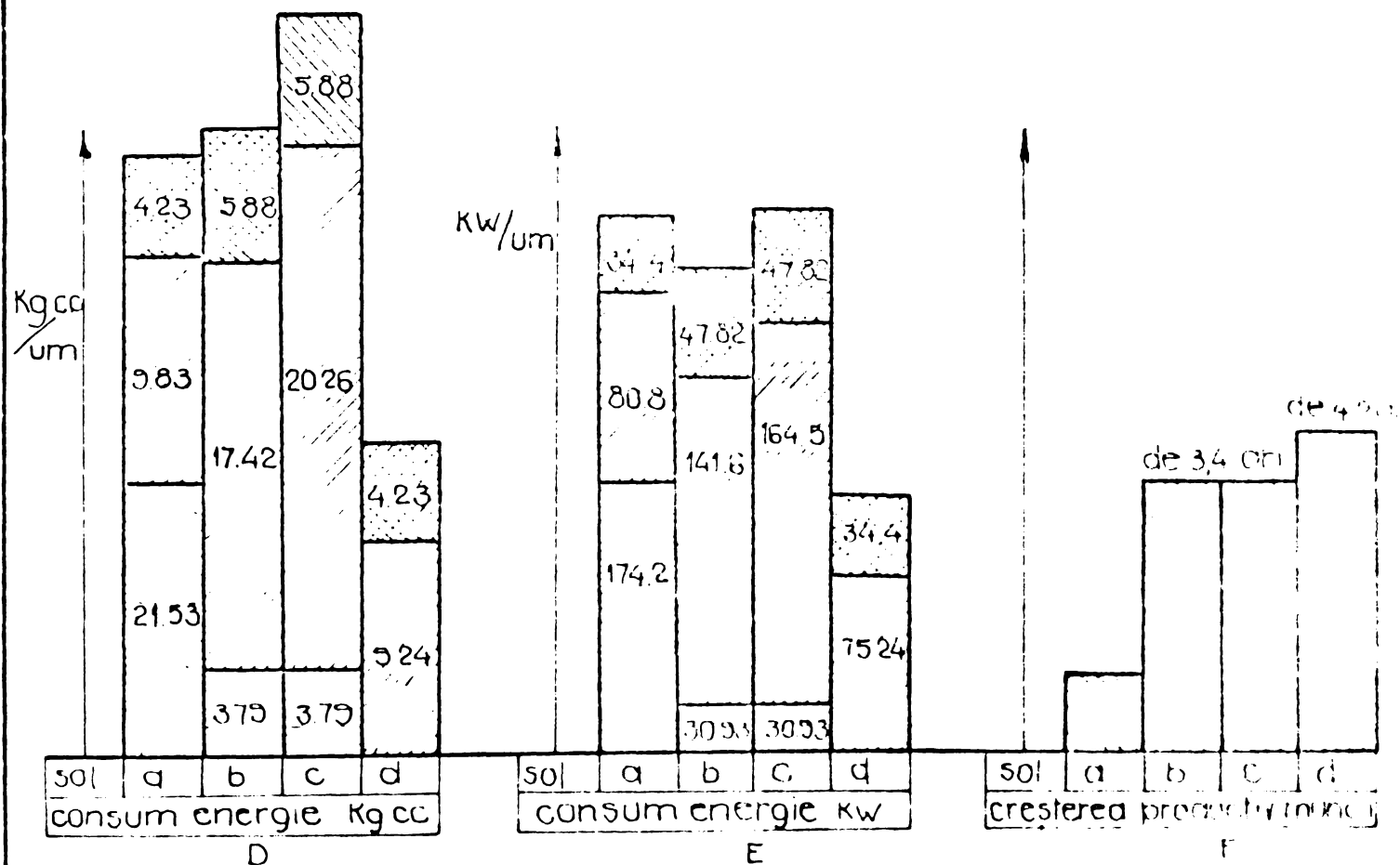
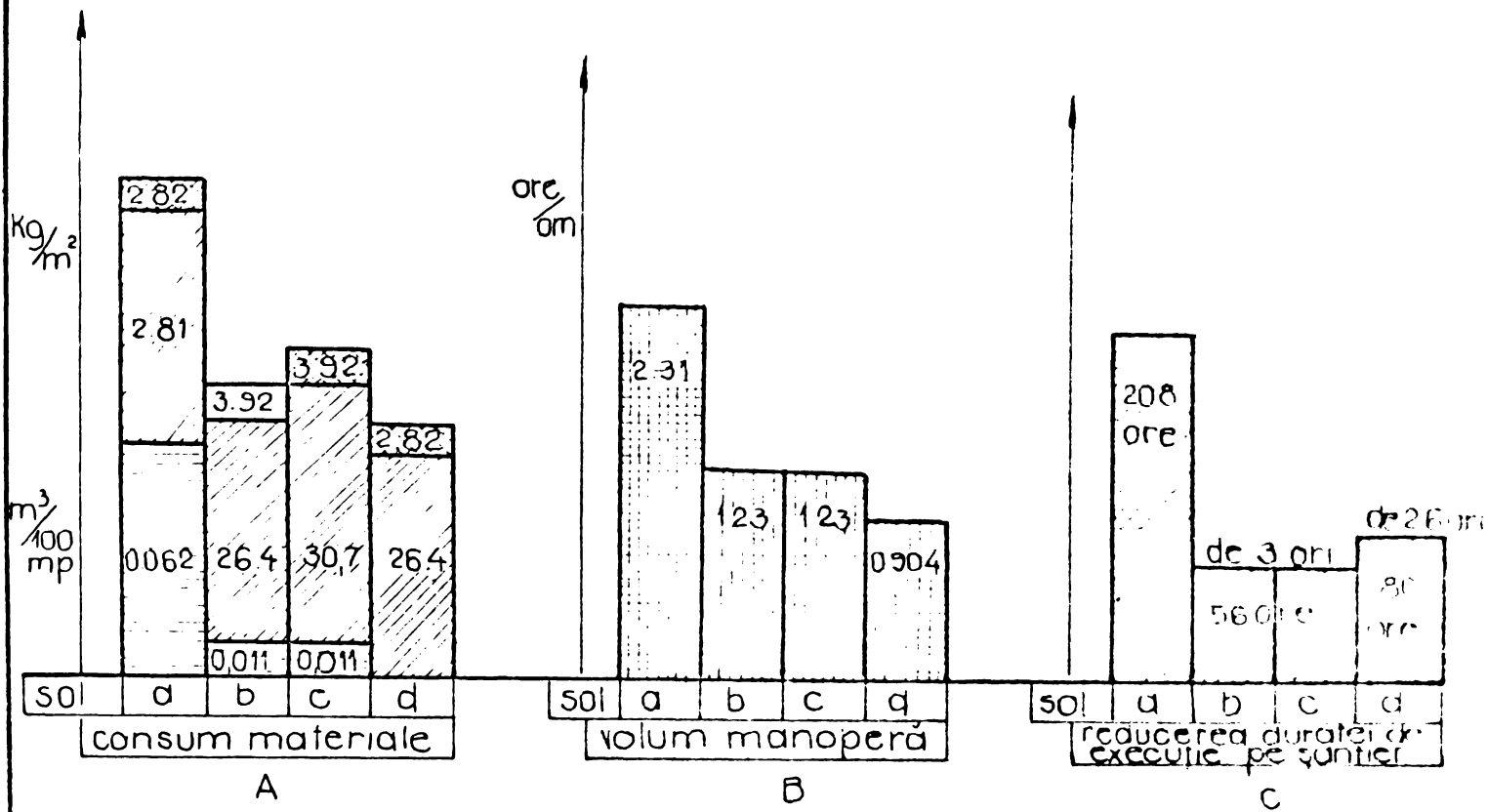
Soluția prezintă o mare flexibilitate, putând fi adoptată pentru orice soluție de proiect tip S+P+4E.

# ASPECTE TEHNICO ECONOMICE PRIVIND REALIZAREA PUNTELILOR INFRASTRUCTURII CLĂDIRILOR DE LOCUINTE S+P+4E

Tabel 74

Nr crt	Indicator	sol UM	a Soluție mono- lita în cofraje clasice din materiale clasice de material lemnos			b Soluție pre- fabricată cu pereți de elevație, so- clu, casetați			c Soluție pre- fabricată cu pereți de elevație sodlu plini			d Soluție, re- alizată în cofrua mo- dulară univ- ersal caseta		
			cantitate	can- titate	cresti %	red. %	can- titate	cresti %	red. %	can- titate	cresti %	red. %		
1	Consum de materiale													
	lemn	m <sup>3</sup>	0.062	0,011	-	8225	0,011	-	8225	0	-	100		
	ciment	Kg/ m <sup>2</sup>	28.1	26.4	-	6,00	30,7	9,25	-	26,4	-	600		
	otel beton	Kg/ m <sup>2</sup>	2.82	3.92	39	-	3.92	39	-	2.82	-	-		
2	Volum muncă manoperă	ore m <sup>2</sup>	2.31	1.23	-	4.67	1.23	46.7		0.504	-	60.8		
	Consum energ.	ore m <sup>2</sup>												
3	lemn m <sup>3</sup> /100 mp	Kgcc um	21,529	3.795	-	824	3.795	-	824	-	-	100		
		Kwh um	174,22	30.91	-	98	30.91	-	98	-	-	100		
	ciment Kg/m <sup>2</sup>	Kgcc um	9.83	17.42	77.0	-	20.26	106	-	9.24	-	6		
		Kwh um	80.8	141.5	75	-	164.55	103	-	75.24	-	7		
	otel beton Kg/m <sup>2</sup>	Kgcc um	4.230	5.88	39	-	5.88	39	-	4.23	-	-		
		Kwh um	34.40	47.82	39	-	47.82	39	-	34.4	-	-		
4	Creșterea productivității muncii	-	-	3.4 ori		3.4 ori			4.42 ori					
5	Reducerea duratei de execuție pe șantier	-	-	3 ori		3 ori			2.6 ori					

# REPREZENTAREA GRAFICĂ A INDICATORILOR TEHNICO ECONOMICI



lemn m³/100 mp  
 ciment kg/mp  
 otel beton kg/mp

volum manoperă  
 creșterea duratei de execuție pe șantier  
 creșterea productivității muncii

8. CONCLUZII, CONTRIBUTII SI RECOMANDARI CU REFERIRE  
=====

LA REALIZAREA CLADIRILOR DE LOCUIT S + P + 4 E CU  
=====

SUPRASTRUCTURA, ELEVATIE SI PLANSEU PREFABRICAT  
=====

Volumul mare de investiții în construcții propus spre realizare în țara noastră, presupune o proiectare sigură și economică, necesitând o cunoaștere perfectă a modului de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, în regim static și dinamic.

Din calculul de conlucrare efectuat de autor pentru clădirile de locuit S + P + 4 E, cu metoda elementelor finite, pentru diferite categorii de terenuri, rezultă modul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren.

Rezultă astfel că la proiectarea și dimensionarea elementelor prefabricate și monolite de la infrastructură, trebuie să se țină seama de fenomenul de conlucrare, obținându-se dimensiunile care asigură durabilitatea necesară construcțiilor, cu minim de forțe și materiale. De aceea se poate afirma că, conlucrarea dintre construcție, fundație și terenul deformabil, constituie un fenomen care trebuie luat în considerare la stabilirea soluțiilor și tehnologiilor de realizare a construcțiilor.

Dintre contribuțiile aduse de autor, la rezolvarea acestei probleme, se menționează următoarele.

8.1. Contribuții privind stabilirea unor soluții  
constructive pentru blocuri de locuințe S +  
+ P + 4 E, cu suprastructură, elevație și  
plânșeu prefabricat

8.1.1. Soluție prefabricată. Principii de realizare.

Sistemul constructiv studiat pentru clădiri de locuit S + P + 4 E prefabricate, a fost adoptat la un sistem de fundare cu elevații - soclu și plânșee peste subsol prefabricate, în următoarea soluție :

- a) talpa fundației este prevătură monolit, turnată direct în săpătură, ceea ce crează o continuitate și o conlucrare cu terenul de fundație și pereții de elevație soclu (fig.3.1);
- b) elevația soclu realizată din panouri mari prefabricate, dispuse în lungul axelor transversale și longitudinale, ceea ce crează o continuitate și o conlucrare cu talpa de fundație și suprastructură (fig. 3.2)\*;
- c) plânșeele prefabricate la cota zero (fig.3.1);
- d) centuri monolite la cota zero ce au rolul de a rigidiza prin îmbinări panourile prefabricate de elevație soclu cu panourile prefabricate de plânșeu de la cota zero, realizând o conlucrare spațială a acestor elemente (fig.3.1);
- e) suprastructura prefabricată conform proiectelor tip.

8.1.2. Soluție prefabricată pentru proiect tip cu subsol tehnic.

În acest caz înălțimea elementelor prefabricate de la infrastructură este de 175 cm (fig.3.7)\*. Principiul de realizare a infrastructurii în această variantă, este cel descris la pct.8.1.1.

\* în anexă

### 8.1.3. Soluție prefabricată pentru proiect tip cu boxe la subsol (fig.3.2\*; 3.3\*; 3.4\*; 3.5)\*.

În acest caz înălțimea elementelor prefabricate de la infrastructură este de 230 cm (fig.3.3)\*. Principiul de realizare a infrastructurii în această variantă este cel descris la pct.8.1.1.

### 8.1.4. Soluții de îmbinare.

Îmbinarea elementelor prefabricate de la pct. 8.1.1 și 8.1.3, s-au conceput a fi realizate în cinci soluții, conform Brevetului nr.63423 din 21.09.1977 (fig.7.1\*; 7.2\*; 7.3\*; 7.4\* și 7.5)\*.

#### 8.1.4.1. Soluția nr.1 de îmbinare.

Panourile prefabricate de infrastructură se îmbină numai în noduri la intersecția axelor longitudinale și transversale. Pentru ca transmiterea eforturilor normale, tangențiale și orizontale să se facă cât mai distribuit, astfel ca îmbinările să fie solicitate în domeniul elastic, s-au prevăzut (fig.7.1)\*:

- secțiunea stâlpilor de îmbinare să fie cuprinsă între 900 - 1200 cm<sup>2</sup>;
- alveole pe marginile verticale la panourile pereți;
- mustăți din oțel beton care se îmbină prin sudură, amplasate la distanțe cuprinse între 30 - 40 cm;
- pentru conlucrarea panourilor prefabricate cu talpa fundației și suprastructură la intersecția axelor s-au prevăzut carcase din oțel beton;
- pentru preluarea forțelor orizontale din cutremur și din împingerea pământului, panourile prefabricate - la partea inferioară - au fost prevăzute cu profilele orizontale ce se rezemă pe profile asemănătoare din talpa fundației;
- pentru conlucrarea spațială a panourilor prefabricate de elevație soclu cu panourile prefabricate de plengeu de la cota zero, s-au prevăzut centuri din beton armat.

**\* în anexă**

#### 8.1.4.2. Soluția nr.2 de îmbinare.

În soluția nr.2 de îmbinare se mențin detaliile de alcătuire și rezemare a elementelor prefabricate din soluția nr.1 de îmbinare, cu următoarele modificări (fig.7.2)\*:

- se înlocuiesc mustățile verticale din oțel beton care se îmbinau prin sudură, cu bucle din oțel beton;
- aceste bucle din oțel beton sînt amplasate la distanța de 30 - 35 cm între ele, și se îmbină prin suprapunere;

#### 8.1.4.3. Soluția nr.3 de îmbinare.

Soluția nr.3 de îmbinare menține detaliile de alcătuire și rezemare a elementelor prefabricate ca în soluția nr.1 de îmbinare, cu următoarele modificări (fig.7.3)\*:

- se înlocuiesc mustățile verticale din oțel beton care se îmbinau prin sudură cu bucle și etrieri prefabricați care se îmbină prin suprapunere;
- buclele din soluția nr.3 se deosebesc de buclele din soluția nr.2 de îmbinare, prin faptul că sînt mai scurte, pentru a simplifica montajul panourilor prefabricate.

#### 8.1.4.4. Soluția nr.4 de îmbinare.

În soluția nr.4 de îmbinare se mențin detaliile de alcătuire și rezemare a elementelor prefabricate din soluția nr.1 de îmbinare, cu următoarele modificări (fig.7.4)\*:

- panourile prefabricate longitudinale au lungimea mai mică cu 35 cm decît distanța dintre axe;
- panourile transversale au lungimea mai mică cu 38 cm decît distanța dintre axe (fig.3.2; 33; 3.4)\*;
- se înlocuiesc alveolele de pe marginile verticale ale panourilor prefabricate din soluția nr.1 de îmbinare, cu profile de adîncime variabilă pe toată înălțimea panourilor;
- se înlocuiesc mustățile din soluția nr.1 de îmbinare, cu bucle ce se îmbină prin suprapunere și sînt ampla-

\* în anexă



sate la distanța de 30 - 35 cm.

#### 8.1.4.5. Soluția nr.5 de îmbinare.

În soluția nr.5 de îmbinare, forma, dimensiunile panourilor prefabricate de elevație soclu sînt aceleași ca și în soluția nr.4 de îmbinare, cu următoarea modificare (fig.7.5) :

- bucelele folosite în această soluție sînt mai scurte, adăugîndu-se etrieri prefabricați, care simplifică montajul.

Soluția cea mai indicată de folosire este soluția a patra, prevăzută cu bucle amplasate la 30 - 35 cm și profile de adîncime variabilă pe marginile verticale. Această soluție reduce volumul sudurilor și mărește conlucrarea spațială a infrastructurii, crește ritmul de execuție și simplifică execuția panourilor prefabricate.

#### 8.1.5. Realizarea pereților de elevație soclu. .

Pereții de elevație soclu se pot realiza prefabricat în poligoane, sau monolit pe șantier cu ajutorul unui set de cofraje metalice universale. (fig.3.8)\*. Executarea pe șantier a elevațiilor soclu monolit se face prin montarea cofrajelor metalice în lungul axelor longitudinale și transversale, permițînd executarea concomitentă a acestora.

#### 8.1.6. Realizarea cofrajelor metalice universale.

Cofrajele metalice universale au fost concepute, calculate și dimensionate pentru a prelua împingerea din beton, pentru a avea stabilitate la montaj și pentru a permite circulația muncitorilor pe podini la partea superioară (fig.3.8)\*, conform hotărîrii de acceptare a Brevetului nr.410 din 30.06.1977.

### 8.2. Contribuții privind efectuarea calculului de conlucrare

Din cercetările și studiile efectuate, rezultă că efectuarea unui calcul de conlucrare între construcție, fundație și  
**\* în anexă**

teren, care să țină seama de parametri și factorii care influențează acest calcul, de redistribuire a stării de sollicitare - deformare, trebuie să se bazeze pe o metodă și aceasta este metoda elementelor finite, ce folosește calculatoarele electronice.

Pentru a analiza teoretic și experimental starea de eforturi și deformații în elementele prefabricate de la infrastructură, se impune :

- găsirea unor metode de calcul clasic a elementelor prefabricate și aceasta s-a făcut prin adaptarea metodei cadrelor pentru infrastructură (cap.4);
- găsirea unei metode de calcul de conlucrare a ansamblului construcție, fundație și teren, aceasta făcându-se prin aplicarea metodei elementelor finite, la structurile în diafragme (cap.5).

#### 8.2.1. Adaptarea metodei cadrelor.

Deoarece elementele prefabricate de la infrastructură sînt de datp recentă și nefiind o metodă de calcul a lor, pe baza studiilor efectuate s-a adaptat metoda cadrelor pentru infrastructură la blocurile S + P + 4 E. Această metodă a fost dezvoltată în capitolul 4, pct.4.2.4, tabelele 4.1\* 4.2\* 4.3\* 4.4\* 4.5\* 4.6\* și 4.7\*, figurile 4.7\* și 4.8\*.

Metoda cadrelor este o metodă de calcul convențional, fără a ține seama de conlucrarea structură, fundație și teren.

Din calcul rezultă că :

- momentele încovoietoare în diafragmele pline de la infrastructură sînt maxime, prezentînd o continuitate pe întreaga construcție (fig.4.6)\*;
- momentele încovoietoare în diafragmele cu goluri de la infrastructură la nivelul tălpilor fundațiilor, sînt de circa 3 ori mai mari decît momentele încovoietoare de la cota zero (fig.4.7\* și 4.8)\*.

#### 8.2.2. Aplicarea metodei elementelor finite.

Din graficele deplasărilor și solicitărilor, determinate cu metoda elementelor finite, în diferite categorii de terenuri, rezultă modul de conlucrare al ansamblului construcție - teren.

\* în anexă

8.2.2.1. Analiza deplasărilor diafragmei transversale în cazul când construcția este fundată pe teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea.

a) Din analiza graficelor de deformare, din capitolul 5.3.1, ale diafragmei transversale, din încărcări permanente, vânt și cutremur, rezultă deplasările nodurilor elementelor finite la nivelul secțiunilor considerate (fig.5.3\* și fig.5.4)\*.

b) Din acțiunea încălzirilor orizontale, vânt și cutremur, deplasările sînt maxime în axul "c" care dau o înclinare construcției. Înclinarea suprafeței de contact dintre clădire și teren și a secțiunii de la cota +13,36 m, nu este aceeași, datorită deformării elementelor finite (construcției) dintre cele două nivele, fapt ce duce la redistribuirea stării de solicitare în construcție. Talpa fundației fiind turnată direct în săpătură, creează o continuitate cu terenul, avînd în zonele de contact laterale aceleași deplasări rezultînd o conlucrare cu un tot unitar, între talpa fundației și teren (fig.5.3\* și fig.5.4)\*.

c) Pămîntul de umplutură din zona de contact a elevațiilor nu are aceeași deplasare ca și construcția, nefiînd o conlucrare între cele două medii (tabelele 1 și 3 din anexă).

d) Urmărind modul de desfășurare a deplasărilor în teren, se constată că ele se propagă pe o zonă exterioară suprafeței de contact, de o treime în cazul solicitărilor statice și mult mai mare, de circa două treimi în cazul solicitărilor seismice (fig.5.3\* și fig.5.4)\*.

e) Deplasările orizontale după direcția "y" sînt maxime la nivelul patru și minime la nivelul infrastructurii (tabelul 4 din anexă și fig.5.4)\*.

8.2.2.2. Analiza deplasărilor diafragmei transversale în cazul când construcția este fundată pe teren slab care include în el lentile de teren foarte slab.

a) Din graficele de deformare pe diafragma transversală, fundată pe teren slab, din capitolul 5.3.2, care includ în  
**\* în anexă**

el lentile de teren foarte slab, din încărcări permanente, vînt și cutremur, rezultă deplasările nodurilor elementelor finite la nivelul secțiunilor considerate (fig.5.5)\*. Deplasările maxime sînt înclinate spre axul "A", datorită lentilei de teren foarte slab. Tășirile n uniforme a suprafeței de contact dau naștere la o înclinare și o ușoară încovoiere a diafragmei ce duce la redistribuirea stării de solicitare - deformare a construcției (fig.5.5)\*.

b) Deplasările diafragmei în această variantă de fundare sînt cu circa 216 % mai mari decît în situația fundării pe un teren normal, solicitat și calculat în aceleași condiții (fig. 5.5)\*. Analizînd zonele vecine ale suprafeței laterale a tălpii fundațiilor, **se observă o conlucrare** ca un tot unitar între acestea (fig.5.5)\*.

c) Urmărind modul de desfășurare a deplasărilor în teren, se constată că ele se propagă pe orizontală pe o zonă foarte mare de unde se necesită o consolidare în afara suprafeței de contact, pe o distanță de cel puțin o treime din suprafața de rezemare dintre construcție și teren (fig.5.5)\*.

d) În adîncime, deplasările se propagă pe o zonă foarte mare, datorită terenului slab (fig.5.5)\*.

e) Din cauza lentilei centrale de teren foarte slab, rezultă o încovoiere a tălpii fundațiilor, necesitînd armarea lor în funcție de mărimea solicitărilor (tabelul 5 din anexă).

f) Deplasările după direcția "y" sînt neuniforme pe suprafața de contact (datorită încărcărilor orizontale), ele se transmit prin intermediul forțelor tangențiale, ce au fost reprezentate grafic în capitolul 5.4.2; (fig.5.18)\*.

### 8.2.2.3. Analiza deplasărilor diafragmelor longitudinale în cazul cînd construcția este fundată pe un teren al cărui modul de deformare crește cu adîncimea.

a) Din graficele deformațiilor din capitolul 5.3.3, a diafragmei centrale longitudinale fundată pe teren normal, al cărui modul de deformare crește cu adîncimea, constatăm conlucrarea unitară, dintre construcție, fundație și teren, atît în plan orizontal, cît și vertical (fig.5.7)\*.

\* în anexă

b) Datorită forțelor orizontale, vînt și cutremur, tăsările sînt maxime în axul extrem "8" și minime în axul "1", (fig.5.7)\*.

c) Din cauza înclinării fundației, ia naștere o modificare a stării de solicitare - deformare a construcției în spațiile marginali, fapt ce trebuie luat în considerare în proiectarea construcției (fig.5.21)\*.

d) Datorită înclinării construcției, are loc o perturbare a stării de eforturi în teren, de care trebuie ținut seama la dimensionarea infrastructurii (fig.5.21)\*.

#### 8.2.2.4. Analiza eforturilor de calcul la clădirile S + P + 4 E din panouri mari prefabricate folosind metoda elementelor finite într-un calcul de conlucrare.

Metoda elementelor finite ne dă eforturile unitare principale maxime și minime, eforturile unitare tangențiale, precum și eforturile unitare verticale și orizontale, în centrul elementelor finite. Aceasta ne permite să cunoaștem perfect starea de solicitare pentru fiecare caz de încărcare separat. La stabilirea elementelor finite, s-au considerat secțiuni prin construcție, fundație și teren, pentru a urmări starea de conlucrare a ansamblului (cap.5.4).

#### 8.2.2.5. Analiza valorilor tensiunilor în diafragmele transversale, în cazul cînd construcția este fundată pe un teren al cărui modul de deformare crește cu adîncimea.

a) În tabelele și graficele din capitolul 5.4.1, se redă starea de tensiune a diafragmei transversale, fundată pe teren normal, al cărui modul de deformare crește cu adîncimea, rezultînd eforturi neuniforme la nivelele calculate în construcție, fundație și teren (tabelele 11 la 20 din anexă; fig.5.8\* la 5.15)\*.

b) Pe suprafața de contact dintre clădire și teren, eforturile au formă de ga și sînt maxime în marginile exterioare ale diafragmelor. Valorile eforturilor marginale sînt cu minimum 150 % mai mari decît valoarea eforturilor centrale, pentru încărcări  
**\* în anexă**

permanente; cu 170 % pentru încălcări permanente și vînt și cu minimum 230 % pentru încălcări permanente, vînt și cutremur (fig.5.8\*; 5.9\* și 5.10)\*.

c) Metoda elementelor finite permite cunoașterea stării de solicitare în fiecare element finit din panourile prefabricate de la infrastructură, ceea ce nu ne permite metodele de calcul convențional. Din graficele de repartizare a stării de solicitare în elementele prefabricate de la infrastructură, rezultă că eforturile sînt concentrate în zonele de îmbinare marginale (fig.5.11\*; 5.12\*; 5.13\* și 5.14)\*.

d) Eforturile în zonele de îmbinare date în  $\text{daN/cm}^2$ , sînt de cîteva ori mai mari decît în cîmp, ceea ce justifică pe deplin adaptarea forței casetate, pentru panourile prefabricate (fig.5.11\* la 5.14)\*.

e) Analizînd modul de repartizare a tensiunilor în buiandrugii de la suprastructură și infrastructură, se observă că ei sînt puternic solicitați în regiun seismic, impunînd necesitatea armării simetrice a lor (fig.5.11\* la 5.14)\*.

f) Din repartizarea stării de solicitare a eforturilor în teren, se desprinde ideea conlucrării zonelor de teren laterale exterioare construcției, de minimum o treime din deschiderea diafragmei și amortizarea eforturilor în teren pe aproximativ adîncimea zonei active.

Eforturile  $\sigma_{\min}$  și  $\sigma_z$  pe suprafața de contact, sînt aproximativ egale, ceea ce înseamnă că eforturile maxime în valoare absolută sînt aproximativ normale la suprafața de contact. Eforturile unitare tangențiale au valori mari la marginile exterioare suprafeței de contact, iar în centrul diafragmei sînt neglijabile (fig.5.8\*; 5.9\* și 5.10)\*.

g) Cunoașterea modului de distribuire și mărimea eforturilor în teren, are o importanță destul de mare în consolidarea terenului de fundare cu piloți din balast, pămînt, etc, precum și la proiectarea infrastructurii.

#### 8.2.2.6. Analiza tensiunilor în diafragmele transversale în cazul cînd construcția este fundată pe un teren slab care include în el lentile de teren foarte slab.

a) În cazul fundării construcțiilor pe terenuri slabe cu  
**\* în anexă**

lentele de teren foarte slab, constatăm că distribuția eforturilor în teren este sub formă de ga, dar cu mult mai pronunțată decât în cazul terenurilor normale (tabelele 22 la 26 din anexă și fig.5.17\* și 5.18)\*.

b) Din capitolul 5.4.2 - în tabelele de eforturi și din graficele respective - rezultă că eforturile maxime în valoare absolută pe suprafața de contact dintre construcție și teren - în zonele marginale - sînt cu 340 % mai mari decât în zonele centrale, din încălziri permanente plus vînt, plus cutremur (fig.5.17\* și 5.18)\*.

c) Tot din aceleași grafice și tabele, rezultă că în elementele prefabricate de la infrastructură, eforturile sînt concentrate în zonele de îmbinări marginale, ele fiind cu 250 % mai mari decât cele din zonele centrale - pentru încălziri permanente - și cu 300 % pentru încălziri permanente plus vînt, plus cutremur de gradul 7 (fig.5.17\* și 5.18)\*.

d) În cazul terenurilor slabe de fundare, se constată o conlucrare a zonelor de teren laterale exterioare construcției, de minimum o treime din deschiderea diafragmei și amortizarea lor în teren pe o adîncime destul de mare (fig.5.17)\*.

e) La marginile suprafeței de contact, unde eforturile sînt maxime, trebuie luate în considerare - la proiectare - și eforturile tangențiale (fig.5.17\* și 5.18)\*, care de asemenea au valori maxime.

f) Datorită solicitărilor orizontale, se constată o ușoară înclinare a construcției, care nu se menține pe verticală, fapt ce duce la deformarea elementelor finite ale construcției și la modificarea stării de solicitare (crește) în galeții marginali ai construcțiilor (tabelul 23 și 24 - din anexă).

#### 8.2.2.7. Analiza tensiunilor în diafragma longitudinală în cazul cînd construcția este fundată pe un teren al cărui modul de deformare crește cu adîncimea.

Din analiza graficelor și tabelelor de eforturi din capitolul 5.4.3, cu privire la diafragma longitudinală centrală, fundată în condiții normale de teren, unde modulul de deformare crește cu adîncimea, constatăm că starea de tensiune pe suprafața  
**\*în anexă**

de contact este distribuită sub formă de ga. Eforturile maxime sînt înregistrate în axele extreme "1" și "8". În teren, efortul maxim în valoare absolută este cu circa 170 % mai mare decît în zona centrală din încărcări permanente și cu 194 % din încărcări permanente plus vînt plus cutremur. Studiind modul de variație al eforturilor în elementele prefabricate de la infrastructură, constatăm că ele sînt concentrate în îmbinările marginale ale axelor "1" și "8", unde efortul maxim în valoare absolută este cu 300 % mai mare decît cel din zona centrală, din încărcări permanente, iar din încărcări permanente plus vînt plus cutremur, efortul maxim este cu 190 % mai mare decît eforturile din zonele centrale (tabelele 27 la 33; fig. 5.19\* 5.20\* 5.21\* și 5.22)\*.

#### 8.2.2.8. Studiul distribuției solicitărilor pe suprafața de contact dintre construcție și teren.

Modul de distribuție al stării de solicitare în teren, conduce la mărirea suprafețelor de rezemare a structurilor spre capetele clădirilor și la o micșorare la mijloc. În acest fel se uniformizează distribuția presiunilor reactive pe suprafața de contact dintre construcție și teren, îmbunătățind conlucrarea ansamblului clădire - teren (fig.5.5\* 5.8\* 5.10\* 5.17\* 5.18\* și 5.19)\*.

#### 8.2.2.9. Studiu comparativ privind determinarea stării de solicitare - deformare folosind metoda cadrelor și metoda elementelor finite.

În capitolul 5.5 și capitolul 5.6, se prezintă un studiu comparativ privind determinarea stării de solicitare - deformare în clădire, folosind cele două metode de calcul "metoda cadrelor" și "metoda elementelor finite". (fig.5.23\* tabelul 5.1)\*.

Metoda care ne permite cunoașterea reală a stării de solicitare - deformare a ansamblului construcție - fundație - teren, este "metoda elementelor finite".

**\*în anexă**



### 8.3. Stabilirea unor recomandări pentru proiectant

Din rezultatele calculului pentru conlucrare dintre construcție, fundație și teren (cap.5), din proiectarea panourilor mari prefabricate pentru infrastructură (cap.3), din conceperea tipurilor de îmbinări (cap.7), din executarea încercărilor experimentale (cap.6) și din realizarea mai multor blocuri de locuințe cu S + P + 4 E din elemente prefabricate (cap.7), se desprind următoarele recomandări.

8.3.1. Datorită continuității stării de solicitare - deformare (fig.5.11<sup>\*</sup>; 5.12<sup>\*</sup> și 5.3)<sup>\*</sup>, infrastructura trebuie astfel concepută încât să se realizeze o conlucrare spațială care să poată prelua solicitările orizontale, verticale cât și cele provenite din tasările inegale a suprafeței de contact.

8.3.2. Conforma distribuției stării de eforturi (fig.5.17<sup>\*</sup>; 5.18<sup>\*</sup> și 5.19)<sup>\*</sup>, talpa fundației trebuie să realizeze o conlucrare unitară cu terenul de fundație, să prezinte o continuitate după ambele direcții.

8.3.3. În cazul fundării pe terenuri slabe (fig.5.3)<sup>\*</sup>, care produc deformații de încovoiere în talpa fundației, acestea se vor urma funcție de mărimea solicitărilor (fig.5.18<sup>\*</sup> și 5.17)<sup>\*</sup>.

8.3.4. Datorită eforturilor mari la marginile tălpilor (fig.5.12<sup>\*</sup>; 5.18<sup>\*</sup> și 5.19)<sup>\*</sup>, acestea se vor verifica și urma în consecință la eforturile din talpa fundației, funcție de mărimea solicitărilor.

8.3.5. Concentrarea solicitărilor în zona îmbinărilor (fig.5.11<sup>\*</sup>; 5.12<sup>\*</sup>; 5.17<sup>\*</sup>; etc), impune ca elevațiile soclu să fie de formă casetată pe ambele fețe, executate prefabricat sau monolit, cu ajutorul cofrajelor metalice universale casetate, din beton de marcă B 200.

8.3.6. Datorită continuității stării de solicitare - deformare în ansamblul construcție - teren (fig.5.3<sup>\*</sup>; 5.11<sup>\*</sup> și 5.12)<sup>\*</sup>,  
**\* în anexă**

și concentrări de eforturi în zona îmbinărilor, se vor prevedea carcuse din oțel beton la intersecția axelor, ce realizează conlucrarea suprastructurii - infrastructură.

8.3.7. Pentru redistribuirea stării de solicitare - deformare a structurii (fig.5.12\* ; 5.11\* ; 5.3)\*, datorită conlucrării ansamblului construcție - teren la cota zero, în lungul axelor longitudinale și transversale, se vor prevedea centuri pentru zonele seismice. Aceste centuri vor fi incluse în panourile prefabricate sau se vor monta la fața locului.

8.3.8. Panourile prefabricate de infrastructură cu goluri de uși se vor prevedea cu buiandrugi la partea superioară, pentru realizarea conlucrării spațiale (fig.5.15\* și 5.13)\*.

8.3.9. Folosirea panourilor prefabricate casetate pentru infrastructură, realizează o conlucrare mărită între acestea și un consum de beton mai mic cu (15 - 18) % față de soluția folosirii elevațiilor din panouri prefabricate de formă plană (cap.3).

8.3.10. Din cauza concentrării eforturilor în zonele de îmbinare (fig.5.11\* și 5.12)\*, marginile exterioare ale panourilor prefabricate de elevație soclu vor fi prevăzute cu profile de formă variabilă (soluția nr.4 de îmbinare), și cu armături sub formă de bucle ancorate în panouri pe circa 100 cm.

8.3.11. Armăturile de montaj de la partea superioară a panourilor de elevație soclu trebuie calculate astfel ca după montarea panourilor acestea să aibe rolul de centuri pentru redistribuirea solicitărilor.

8.3.12. Cunoscând modul de repartizare a eforturilor în elevațiile soclu și în talpa fundației (fig.5.17\* ; 5.18\* ; 5.20\* și 5.21)\*, îmbinarea între elementele prefabricate de elevație soclu și talpa fundației se realizează prin crearea la partea inferioară a panourilor prefabricate a unui profil de formă trapezoidală ce se reazemă pe un profil asemănător din talpa fundațiilor. Sistemul propus permite rotiri ale panoului prefabricat la partea inferioară, micșorând momentele încovoietoare din panouri  
**\* în anexă**

și lungimea de flambaj a acestora. Un alt avantaj al acestui sistem de rezemare îl constituie eliminarea excentricităților din montaj a panourilor prefabricate de infrastructură și preluarea în bune condiții a solicitărilor horizontale de împingere a pământului din sarcini seismice.

8.3.13. Distribuția continuă a solicitărilor (fig.5.14\* și 5.15)\*, impune ca panourile verticale de infrastructură să fie legate la partea superioară prin centuri, transversale și longitudinale. Aceste centuri trebuie să fie capabile de redistribuirea solicitărilor în cazul ieșirii din lucru a unor panouri, ca urmare a unor deficiențe de execuție sau alte cauze.

#### 8.4. Studierea eficienței economice la cercetările făcute

Folosirea calculului de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, dă posibilitatea cunoașterii reale a stării de solicitare - deformare, permițând realizarea unei proiectări economice a elementelor prefabricate pentru infrastructură. Dintre aspectele economice rezultate prin introducerea prefabricatelor la infrastructură, pentru clădiri de locuit cu S + P + 4 E, amintesc următoarele.

8.4.1. Reducerea consumului de material lemnos folosit la cofraje este de 80 %, iar susținerile pentru planșee sînt de 100 %.

8.4.2. Reducerea volumului de beton prin folosirea formelor casetate, la panourile prefabricate, cu 10 - 15 %, față de soluția clasică.

8.4.3. Productivitatea muncii pe șantier crește de 3 - 4 ori, prin reducerea consumului de manoperă cu 70 % față de soluția clasică.

8.4.4. Reducerea duratei de execuție de aproximativ trei ori, ceea ce corespunde la un tronson de 20 apartamente, cu 18 schimburi.

\* în anexă

8.4.5. Continuarea lucrărilor de realizare a infrastructurii și în condiții meteorologice nefavorabile.

8.4.6. Creșterea calității lucrărilor prin posibilitatea aplicării unui control riguros asupra elementelor prefabricate în poligon.

8.4.7. Deoarece greutatea elementelor prefabricate nu depășește 5 tf, rezultă o folosire mai eficientă a macaralelor folosite pentru montare la suprastructură.

8.4.8. Folosirea fundațiilor prefabricate pentru infrastructură, duce la creșterea consumului de armătură rezultat din condiția de transport și manipulare a panourilor mari prefabricate. Soluția clasică prevedea infrastructura din beton simplu, utilizând armătură numai la intersecția axelor sub formă de carcasa.

8.4.9. Eliminarea creșterii consumului de armătură, menționat la pct. 8.4.8, a cheltuielilor de manipulare și îmbinare, rezultate din folosirea elementelor prefabricate, se realizează prin conceperea unui set de cofraje metalice universale, acceptat pentru brevetare cu nr. 410 din 30.06.1977.

8.4.10. Cofrajele metalice universale permit realizarea monolită la fața locului a elevațiilor - soclu, pentru blocuri de locuințe S + P + 4 E, concomitent cu diafragmale longitudinale cu cele transversale.

8.4.11. Lățimea cofrajelor metalice universale este mai mică cu 30 cm, decât distanța dintre axe, permițând folosirea lor pe timp friguros în poligoane pentru realizarea panourilor mari.

8.4.12. Cofrajele metalice universale permit realizarea lor la fiecare 24 ore de la execuția betonării, ceea ce nu se realizează cu procedeele industrializate ce folosesc cofraje din material lemnos.

8.4.13. Rigiditatea unui set de cofraje metalice permite o utilizare la un ciclu cuprins între 600 - 1000 de folosiri, ce

nu permite cofrajele din material lemnos.

8.4.14. Folosirea cofrajelor metalice casetate pentru realizarea pereților de la infrastructură pe șantier, duce la eliminarea manipulărilor panourilor mari prefabricate din poligon și de pe șantier:

- eliminarea armăturii panourilor prefabricate rezultă din condiția de montaj și transport;
- eliminarea îmbinărilor elementelor prefabricate pe șantier;
- realizarea unui grad ridicat de monolitism cu o comportare spațială mai avantajoasă decât a elementelor prefabricate.

8.4.15. Din calculul eficienței economice efectuat pentru același tip de proiect, realizate în cofraje metalice casetate și în soluția clasică (ex. : Proiect nr.6296/1973 elaborat de I.P.J. Bihor), rezultă următoarele efecte economice calculate la nivelul anului 1975 :

- economiile de manoperă și materiale rezultate prin folosirea unui set de cofraje la 20 apartamente este de 8.617,60 lei;
- economisirea de material lemnos ce se realizează prin folosirea unui set de cofraje pe durata de viață economică, este de 2.815,00 mc;
- efect economic net pe durata de viață economică de folosire a setului de cofraje la un ciclu de 660 utilizări, este de 4.827.737 lei.

### 8.5. Valorificarea cercetărilor prin aplicarea în producție

8.5.1. Pe baza studiilor și calculurilor teoretice, încercărilor experimentale, s-au definitivat soluțiile constructive, detaliile și tehnologia de execuție, privind industrializarea infrastructurii clădirilor de locuit din panouri mari cu 3 + 2 + 4 B (cap.7.1).

8.5.2. Pe baza comenzilor înaintate de unitățile de execuție la Catedra de Drușuri și Fundații din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara, am întocmit documentația de execuție prototip privind realizarea infrastructurii blocurilor de locuințe S + P + 4 E, pe fundații din tulpă monolită, elevație - soclu și planșee prefabricate, pe grade de confort (cap.7). În anul 1974, pe baza proiectelor prototip, s-au executat următoarele blocuri cu asistența tehnică a autorului:

- Bloc 102 garsoniere str. Dîmbovița - Timișoara (cap. 7.1.2);
- Bloc 10 Calea Săgului - Timișoara Vest, (cap.7.1.1);
- Bloc nr.5 Sînicolaul Mare jud. Timiș (cap.7.1.3);
- Blocurile nr.4 și 5 - Reșița, (cap.7.1.4).

8.5.3. Trustul de Construcții Montaj Timișoara, titularul Brevetului nr.63423/1978 94, a asimilat în execuția curentă acest sistem. În capitolul 7.1, am arătat câteva blocuri realizate de Grupul nr.4 de Șantiere din cadrul T.C.M. Timișoara. În acest sistem s-au realizat blocuri de locuințe și de alte grupuri de șantiere din cadrul T.C.M.T.

8.5.4. Rezultatele obținute pe cale teoretică și experimentală, s-au folosit la elaborarea instrucțiunilor tehnice privind "Executarea lucrărilor de fundații prin prefabricare la pereți portanți pentru clădiri civile, 2/1979".

8.5.5. Cunoașterea mărimii stării de solicitare - deformare, rezultată dintr-un calcul de conlucrare la construcții fundate pe terenuri slabe (cap.5), a permis recomandarea de soluții privind realizarea infrastructurii blocurilor de locuințe pe terenuri lichifiabile în orașul Craiova, constînd din modul de realizare și armare a infrastructurii, precum și a modului de consolidare a terenului de fundare.

8.5.6. Pe baza încercărilor, studiilor efectuate și a blocurilor prototip realizate, Institutul de Proiectări Timișoara "IPROTH", le-a asimilat în proiectarea curentă, menținînd conceptul de realizare a infrastructurii blocurilor de locuințe (cap.3), și detaliile de îmbinare elaborate de autor, înlocuind

forma casetată a panourilor de elevație soclu cu forma plană.

3.5.7. Cunoșcând modul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, se pot proiecta cofraje metalice universale plane pentru talpa fundațiilor.

3.5.7.1. Variația lățimii fundațiilor, funcție de natura terenului se poate realiza cu ajutorul traverselor metalice ce fixează față în față aceste cofraje.

3.5.7.2. Folosirea cofrajelor metalice plane pentru talpa fundațiilor se poate aplica în varianta când se realizează săpătura generală cu buldozerul.

B I B L I O G R A F I E

1. AGENT, R., - Bazele teoretice și aplicațiile utilizării distorsiunilor în calculul cadrelor etajate, Revista Construcțiilor și Mat. de construcții nr. 10/1968.
2. AGENT, R., - Calculul rigidităților diafragmelor pline și cu goluri la clădiri etajate. Broșura Inst. de Construcții 1975.
3. ARUTINIAN, M. K. H., - Some problems in the Theory of Creep Pergamon Press, London 1966, p. 108-216.
4. BALAN, St., IFRIM, M., PACSTE, C., - Analiza antiseismică a structurilor utilizând metodele echivalente, Buletinul Științ. al Inst. Constr. București, nr. 1-2/1971.
5. BALAN, St., ARCAN, M., - Incercarea construcțiilor, Editura Tehnică București, 1965.
6. BARBERIS, V., - Propagations des pressions dans les sols. Roma-Italy, 1969.
7. BELES, A., MIHAILESCU CLEMENSA, MIHAILESCU St., - Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile. Interacțiunea structură-fundație-teren, Edit. Academiei RSR, București, 1977.
8. BIERNATOWSKI, K., - Lucrul în comun al clădirilor cu terenul de fundare, exemplificat printr-o clădire prefabricată, Inżynieria i Budownictwo (R.P.P.) august 1972, No. 8, p. 284-288.
9. BOTEA, E., MANOLIU, T., - Considerații privitoare la problema extinderii tasării construcțiilor, Comunicare 1964.
10. BOUSSINESQ, Y., - Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Gauthier Villars, Paris, 1975.
11. BRINZAN, I., BARBAIANI, M., - Calculul și alecătuirea structurilor etajate cu diafragme, Editura Tehnică, București, 1976.
12. BRINZAN, I., ș. a., - Metode de calcul ale diafragmelor din beton armat cu un șir de goluri rectangulare, Revista Constr. și Mater. de Constr. nr. 2/1968.
13. BRINZAN, I. ș. a., - Unele probleme privind calculul și alecătuirea diafragmelor verticale din panouri mari, Autoreferatul tezei de doctorat, Timișoara, 1964.
14. BRINCH, HANSEN, LUNDAGRE, - Hauptprobleme der Bodenmechanik, Berlin 1960.
15. CARACOSTEA, A., ș. a., - Manual pentru calculul construcțiilor, Vol. I, Editura Tehnică, București, 1977.
16. CAPATINA, D., - Calculatorul în ajutorul proiectării construcțiilor Editura Tehnică București, 1976.
17. CHAMECKI, S., - Calcul des tassements progressifs des fondations, en terrain compte de l'interaction des structure et du sol, Université Parma- Brasilia, 1968.
18. CHAMECKI, S., - Structural Rigidity in calculating settlements, Proc. ASCE, 82, Journ. of soil. Mechn. and Found. Yunt, 865-1956.
19. CHAMECKI, S., - Calcul des tassements progressifs des fondations, en tenant compte de l'interaction des structures et du sols. AITBTB, 261, Sept. 1969. Paris.
20. CHI-MLIN, LIM - Dumping effect of the structure foundations interaction, 525, Lancaster Avenue Reading, Pennsylvania, SUA, 1969.
21. CIONGRADI, I., - Contribuții la determinarea răspunsului seismic nelinier al structurilor în cadre. Teză de doctorat, IP Iași, 1971.



22. CISMIGIU, A., BADEA, D., POPP, T. - Structură antiseismică celulară pentru blocuri de locuințe multietajate. Revista Construcțiilor și Materialele de construcții, nr.2/1961.
23. DAVID MORRIS. - Interaction of continuous frames and soil media. Proc. ASCE, Journal Struct. Div. St. 5. Oct. 13-14, 1966.
24. DE BEER, E., GRASSHOFF, H., KANY, M. - Die Berechnung elastischer Gründungsbolzen auf nachgiebigen Untergrund, Vestdeutscher Verlag, Köln und Opladen, 1966.
25. DE BEER, E. - Influența lățimii unei fundații asupra distribuției longitudinale a presiunilor pe teren, Londra, 1957.
26. FILONENKO, M. M., BORODICI, I. - Unele teorii aproximative asupra fundațiilor elastice. Uch. zap. Moskva, Gosudarst. Mech. 46-1940.
27. FLORIN, V. - Calculul diafragmelor cu goluri cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice, Rev. Construcțiilor și a mater. de construcții, nr. 11, 1967.
28. FLORIN, V. - Contribuții privind calculul la forțe orizontale a structurilor alcătuite din diafragme. Studii și cercetări de Mecanică aplicată, nr. 6, 1964.
29. FLORIN, V. - Contribuții privind calculul diafragmelor cu goluri al diafragmelor cuplate și al cadrelor-diafragme. In Studii și cercetări de Mecanică aplicată, nr. 6/1965 și nr. 1/1966.
30. FLÜGGE, W. - Viscoelastizität, Ed. II, Springer Verlag, Berlin-Heidelberg - New York, 1975.
31. GIDEA, A., PAUNESCU, M., GURESCU, D., ROSENAUER, I., SCHEIN, T. - Evoluția tasărilor la câteva tipuri de clădiri din Timișoara, Rev. Construcțiilor și a mater. de construcții, Buc. nr. 6/1969.
32. GAMAL SERIFF - Măsurători de tasare la construcții civile și industriale și analiza lor. Teză de doctorat.
33. GHERSEVANOV, N. M. - Functionalnîe prerivatchi i ih primeneniie v stroitelnoi mehanika sbornik, Vios. No. 1-2 ONTI, Gosstr. 1934.
34. GHERSEVANOV, N. M., MACERAT, A. K. - Voprosu o baseonecino dlinoi bolke na uprugoi povve negrujennoi siloi. bb. Trudov fundament-stroia 8, Gostroiizdat, 1937.
35. GIBSON, R. E., NAMEE, W. H. - The consolidation settlement of a Load Uniformly distributed over a Rectangular Area, England, 1957.
36. GIURGEA, T. ș. a. - Executarea fundațiilor prin metode industriale CDCAS București, 1974, p. 1-19.
37. GORBUNOV-POSADOV, M. I. - Calculul construcțiilor pe mediu elastic. Edit. Tehnică, București, 1960.
38. GOSCHY BELA, - Problema fundațiilor la clădirile din panouri mari. Magyar Eptö Ipar, RPU, nr. 7-8/1969.
40. GOSPODINOV, M. ș. a. - Posibilități de industrializare a execuției fundațiilor halelor industriale, IPC, Proiect nr. 3098 Studiu, București, 1972.
41. GRASSHOFF, H. - Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung elastisch Gebetteter Balken, Die Bautechnik, Juni und August 1951.
42. GRASSHOFF, H. - Influence on Flexural Rigidity of superstructure on the Distribution of Contact Pressure and Bending Moments of on Elastic, Combined Footing Proc. Int. Conf. soil Mech. Found. Eng. 4, 1957, pp. 300-306.
43. GURESCU, D. - Contribuții la măsurarea tasărilor prin nivelment geometric. Compararea tasărilor evaluate cu cele măsurate. Teză de doctorat, 1972.

44. HOLZLOHNER ESSEN - Calculul proceselor de consolidare prin metoda elementelor finite. Der Bauingenieur, 1971.
45. IFRIM, M. - Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică. Edit. Didactică și Pedagogică, București, 1973.
46. IONESCU, C. - Contribuții la determinarea răspunsului seismic al structurilor în cadru în interacțiune cu terenul de fundație Teză de doctorat. I.P. Iași, 1973.
47. IVANOV, V. - Fundații prefabricate pentru clădiri de locuit din panouri mari, In Jiliaceneo stroistve, Nr.7/1969.
48. JAPPELLI, R. - Etudes sur les tassements des quelques structures en Italie de Sud. Palermo - Italia, 1965.
49. JEMOCIKIN, B. N., SINITIN, A. P. - Prakticheskie metodî rascieta fundamentih balok i plitna uprugon osnovanii, Gostroizdat, 1962.
50. KAWAKAMI, F., OGAWA, S. - Mechanical properties of soil subjected to repeated strass Application, Soc. Asian Reg. Conf. on soil Mech. and Foundation Engineering, 1963.
51. KNINTZEL, E. - Calculul simplificat al diafragmelor cu goluri ne-simetrice la sarcini orizontale, Rev. constr. și mater. de constr. nr.3/1968.
52. KNINTZEL, E. - Calculul spațial al construcțiilor multietajate ținând seama de rigiditatea de răsucire a elementelor structurale. Rev. Construcțiilor nr.12/1973.
53. KNINTZEL, E. - Un calcul spațial simplificat al construcțiilor multietajate. Rev. Constr. și a mater. de construcții, nr.3/1970.
54. KNINTZEL, E. - Metode simplificate pentru calculul construcțiilor multietajate. Editura Tehnică, București, 1975.
55. KLEPIKOV, S. N. ș. a. - Analiza interacțiunii între radierale de fundații și suprastructură, In lucr. celui de al VII-lea Congr. Intern. de Mec. a Pământ. și lucr. de fundații, Moscova, aug. 1973, Vol. II. p. 127-132
56. KLEPIKOV, S. N. - Rasciot konstrukții na uprugon osnovanii, Budivelnik, Kiev, 1967.
57. KONING, N. - Stress Distribution in a homogeneous, anisotropic, elastic semi-infinite solid. Delft, Netherlands, 1957.
58. KORCINSKI, L. ș. a. - Bazele proiectării clădirilor în regiuni seismice, Trad. din l. rusă. Ed. Tehnică, București, 1964.
59. KOSITIN, B. A. - Caracteristicile de rigiditate ale elementelor de construcție portante ale clădirilor din panouri mari. Culegeroa "Calculul static al clădirilor din panouri mari". Edit. de Stat pentru construcții, Moscova, 1963 (Trad. din l. rusă).
60. KOSITIN, B. A., GORBUNOV, V. P., RYKVSKAIA, V. F. - Studiu experimental al stării de tensiune a clădirilor din panouri mari pe modele mici, Culegeroa: Calculul static al clădirilor din panouri mari" (Trad. din l. rusă). Edit. de Stat pt. construcții, Moscova, 1963.
61. ANOVIC, S. - Influence de la continuité de la rigidité sur le calcul des constructions et des constructions et des putres continues de fondation, Annales des Travaux Publics de Belgique, 1955, pp. 108.
62. KULCITCHI G. B. - Despre problema stratului compresibil la inițierea fundațiilor în terenuri cu modul de deformare care crește cu adâncimea. Osnov. fundam. i meoh. gruntov. Nr.4/1971, pp. 11-22.
63. LEM, E. N. - Viscoelasticity in the handbook of engineering mechanics Edited by Wilhelm Flugge.

64. LEHR, H.- Fundații, exemple de calcul. Edt. tehn. București, 1967.
65. LEHR, H.- Metode noi în proiectarea și executarea fundațiilor, Editura tehnică, București, 1963.
66. LERNER, F.- Calculul diafragmilor la acțiuni seismice. Rev. Constr. și Materialele de construcții, Nr.2/1968.
67. LISAK, V.I.-Calculul clădirilor din panouri mari la tasări neuniforme ale terenului de fundație cu luarea în considerare a factorului timp. Culegerea "Comportarea sub sarcină a elementelor de construcție de dimensiuni mari ale clădirilor de locuit". Vol.2, (Trad.din l.rusă).Ed.de Stat pt.Construcții, Moscova, 1965.
68. LISAK, V.I.-Caracteristicile de rigiditate și starea de tensiune a clădirilor din panouri mari, la tasări neuniforme a terenului de fundație. Culegerea "Probleme privind proiectarea clădirilor și construcțiilor pe terenuri de fundație deformate din cauza săpăturilor subterane nuniesso"(Trad.din l.rusă).Moscova, 1962.
69. LISAK, V.I.-Despre determinarea eforturilor în elementele de construcție ale clădirilor din panouri mari, provocate de tasări neuniforme ale terenurilor de fundație (Trad.din l.rusă).Edit.de Stat pt.Constr., Moscova, Fundații și mecanica pământ. nr.5/1965.
70. LISAK, V.I.-Unele particularități ale comportării sub sarcină a elementelor de construcție ale clădirilor din panouri mari, la tasări neuniforme, după date experimentale. Culegerea "Comportarea sub sarcină a elementelor de construcție de dimensiuni mari ale clădirilor de locuit"(Trad.din l.rusă).Edit.de Stat pt.Construcții Moscova, 1965.
71. LISAK, V.I.-Unele probleme privind calculul elementelor de construcție ale clădirilor din panouri mari, la tasări neuniforme ale terenului de fundație. Culegerea "Comportarea sub sarcină a elementelor de construcție de dimensiuni mari ale clădirilor de locuit"(Trad. din l.rusă).Edit.de Stat pt.Construcții, Moscova, 1963.
72. LO, K.Y.-Secondary Compression of Clays, Journ.of soil Mech.and Found. Div.ASCE, August 1961, p.61-87.
73. MAIOR, N., PAUNESCU, M.-Geotehnică și fundații, Ed.did.și pedag. București, 1973.
74. MASSONET, Gh.ș.a.-Calculul structurilor la calculatoare electronice Editura Tehnică, București, 1972.
75. MNYERNHOFF, G.G.- The settlements Analysis of Building Frames, Structural Engineer, 25, 1957.
76. MNYERNHOF, G.G.- The Bearing capacity of Foundations under Excentric and Inclined Loads, C.R.3<sup>o</sup> Congr.Intern.de Mechanique des sols et des Travaux de Foundations, Vol.I.Zürich, pp.440, 1955.
77. - Analiza dinamică a structurilor în ingineria seismică, tactică și Pedagogică, București, 1973.
78. MIHAILESCU, C., CHIRIAC, P.-Influența modului de deformabilitate a masivului de pământ asupra interacțiunii structură-teren, A.IV-a Conf.de Mec.a pământ și fundații 18-20 dec.1975, București.
79. MIHAILESCU, C., MIHAILESCU St., - Interacțiunea S.F.T. cu luarea în considerare a comportării viscoelastice a structurii de beton și masivelor de pământ. A IV-a Conf.de mecanică, București 18-20 dec.1975
80. MILOVIC, D.M.- Tensiuni și deplasări produse de o fundație inelară Proc.of the Wighth Intern.Conf.on soil Mech.and Found.Eng. URSS nr.3/1973.

81. MIRSU, O., VUC, L.-Metode de calcul al diagramelor la secțiuni seismice. Rev.Construcțiilor și a materialelor de constr.nr.6/1968
82. MUKHTAR HUSSEIN KHAN- Metode elementelor finite în domeniul neliniar. Bullot. Technique de la Suisse Romande, 97, 1971.
83. MUSTAFAER A.A.,-Calculul conlucrării clădirii cu terenul de fundație, din pământ tasabil complex. manuscris, Cap.VII. Bacu, 1974.
84. NEDEALKOV, H.,-Influența terenului de fundație asupra caracteristicilor dinamice ale clădirilor executate pe fundații continue. Stroitelstvo, nr.4 URSS, pp.20-23.
- 84a. PASCU, P.- Fundații și elevații prefabricate la un bloc P4E în cartierul de locuințe Hipodrom- Sibiu. CBCAS, BIT, Contr.inginerescă nr.9/1973.
85. PASTERNAK, P.L.- Asupra unei noi metode de analiză a unei fundații elastice cu ajutorul a doi coeficienți de pat (In l.rusă). Construcții vennoe izdatelstvo Literatură pe stroitelstru i Arhitektura. Mosc 1954.
86. PAUNESCU, M., IZDRAILA, V., GUTESCU, D., MIHAILESCU, A.- Cercetarea terenului de fundație și urmărirea tasărilor la corpul înalt-Universitatea Timișoara, Rev.Const. și a Mater. de constr. București, nr.11/1967
87. PAUNESCU, M. ș.a.- Geotehnică și fundații, Exemple de calcul. Timișoara, 1970.
88. PAUNESCU, M., TUDOR, V.,-Comportarea unor clădiri realizate pe fundații prefabricate, în "Comportarea în situ a construcțiilor". Materialele schimbului de experiență de la Călimănești. INCORP nr. 7
89. PAUNESCU, M., TUDOR, V., CIOCOCOS, T., KORNICK, I.,- Fundație prefabricată pentru clădiri de locuit și procedeu de realizare. Posar invent nr.63423/1978.
90. PAUNESCU, M., ș.a.-Fundații continue sub talpă și elevație prefabricate. A.IV-a Conf.de geotehnică și fundații Iași 3-5 sept.1979.
91. POLSHIN, D.D., TOKAR, R.A.- Tasare inegală maximă admisibilă pentru construcții, Moscova, 1957.
92. POP, V., PATRINICHE M.,-Conlucrarea în cazul fundațiilor de suprafețe, a III-a Conf.de geotehnică și fundații, Timișoara 8-10 sept.1975
93. RABINOVICI, A.,-Action reciproque entre la structure et le sol de fondation, Bull.Techn.de la Suisse Romande, 2 Mai 1970, nr.2.
94. RAJAGAPALAN, K.- Comportarea viscoasă a solurilor. The Indian engineer, 1970.
95. RESENSCHEIN D., ș.a.- Fundații prefabricate din beton de ciment și pământ. Din Silisocce stroitelstvo, URSS, nr.5/1969.
96. SAVINOV, O.A.-Fundamentei pod magazin. Leningrad, 1955.
97. SACHIN P.P., - Rezistența și stabilitatea clădirilor de locuit fără carcasă, din elemente prefabricate, executate pe terenuri puternic și neuniform compresibile, (Trad.din l.rusă). Edit.de Stat pentru construcții, 1961, Moscova.
98. SILION, T.-Conlucrarea dintre structură fundație și terenul de fundație, CBCAS, noiembrie 1971.
99. SILION, T.-Geologie, geotehnică și fundații, I.P.Iași vol.1,2,3/1971
100. SILION, T., UNGUREANU, N.- Aspecte ale conlucrării fundațiilor sub formă de tălpi continue cu structurile în cadre. Comunicare la sesiunea științifică a cadrelor didactice, I.P.Iași, iulie 1970.
101. SILION, T., UNGUREANU, N., CLONCADI, I.-Cadre plane pe fundații izolate în conlucrarea cu terenul de fundare, A III-a Conf.de geotehnică și fundații. Timișoara 8-10 sept.1975.

102. SMITH, I.M. - A finite element approach to elastic soil structure interaction. Canadian Geotechnical Journal, 1970.
103. SEMONS, H. - Settlement studies on two structures in Norway. Postę, 1957.
104. SEMVULIDI I.A. - Calculul construcțiilor pe terenuri deformabile. Vișea Scola, Moscova, 1973.
105. SMAZENYI, A.M. - Fundații din elemente de construcții uniformizate, Bauzeitung, R.D. Germană, 22, No.1/1968.
106. SUKLJE, L., SOVINIĆ, I. - In applied analysis of Distorsional Displacements of Normally Consolidated clays, Ljubljana-Jugoslavia, 1965.
107. SUTOV, M. - Tip de fundații complet prefabricate pentru casele de locuit din panouri mari, Stroitelstvo i Arhitektura, Nr.9/1971, pp 33-34.
108. SCHULTZE E. - Metode de teren pentru determinarea deformabilității solurilor sub solicitare statică. Proc. of the Intern. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Moscova, 1973.
109. SERAN, A. - Determinarea perioadelor proprii ale construcțiilor din panouri mari, Buletinul I.P. București, nr.10/1963.
110. SZECKY K. - Alapás II Követ Műszakikö ujkidó, Budapest 1961.
111. TANAKOV, M., ZALITANSKAYA, R., KILMAN V. - Svoñnie fundamenti i na stroikah novokuznetkaiu jilisznoe stroitelstvo, Moskva, nr.6/1968.
112. TERZAGHI, K., PECK, R.B. - Soil Mechanics, Engineering Practice, Second Edition, John Wiley, New York, 1968.
113. TUDOR, V. - Aspecte ale conlucrării clădirilor din panouri mari, cu terenul de fundație neuniform compresibil în regim static. In "Comportarea în situ a construcțiilor". Materialele Schimbului de experiență de la Oradea, INCERC, 30. Nov. 1976.
114. TUDOR, V. - Cofraje metalice universale pentru realizarea elevațiilor orizontale la blocuri de locuințe P+4E, în Institutul Pedagogic Oradea. Lucrări științifice Seria A. Matematică-Fizică, 1975.
115. TUDOR, V., TARAU, O. - Cofraje metalice universale pentru fundații la clădiri de locuit P+4E. Brevet de invenție, 1977.
116. TUDOR, V. - Calcul, teorii și prescripții privind alcătuirea și fabricarea diaframelor din beton armat, Referat nr.2/1976 (nepublicat).
117. TUDOR, V. - Industrializarea lucrărilor de fundații; încercări. Materialele schimbului de experiență de la Oradea, INCERC 30. III.
118. TUDOR, V. - Metode de calcul în regim static și dinamic a sistemelor de fundare directă. Teorii și prescripții (cu luarea în considerare a conlucrării dintre construcție și teren). Referat nr.1/1977 (nepublicat).
119. TUDOR, V. - Conlucrarea structurilor în diafragme cu terenul de fundație în regim static. Institutul Pedagogic Oradea. Lucrări științifice. Seria A. Matematică-Fizică, 1975.
120. TUDOR, V. - Un nou sistem de realizare a infrastructurii blocurilor de locuințe P+4E, I.P. Cluj-Napoca, Sesiunea Științifică, Oct. 1976.
121. TITARU E., CISMIGIU, A. - Calculul dinamic și spațial al construcțiilor la cutremur și la alte acțiuni laterale. Rev. Constr. și a mater. de constr. nr.12/1959.
122. TITOVICI, N.A., ZARMSKY Ju.K., (1969) - Dezvoltarea teoriei consolidării solului în Uniunea Sovietică în perioada 1917-1967. In Proc. of the eighth Intern. Conf. on soil Mech. and Found. Eng. USSR 1973. Nr.3, pp.47-92.

123. UNGUREANU, M., CIONGRADI, I. - Conlucrarea dintre terenul de fundare și cadrele plane rezomate pe tălpi continue, A.III-a Conf. de geotehnică și fundații, Timișoara, 8-10 sept. 1975.
124. VAICUM, A., MIHAILESCU Cl., BRATOSIN, D., BORCIA E. - Calculul capacității portante a deformațiilor masivelor de pământ, ținând seama de comportarea lor neelastică și de interacțiunea structură-fundație-teren. Sedință de comunicări. Centrul de Mecanică a solidelor (CMS) București, iulie 1974.
125. VESIC, A. B. - Dooms on Elastic Subgrade an the Winkler is Hypotesis. Proceedings Intern. Conf. on soil. Mech. and Found. Eng. Paris, 1961.
126. WEINER, A., SILION T., RAILEANU, P. - Influența rigidității grinzii și a compresibilității terenului de fundație asupra modului de distribuție a presiunilor reactive pentru scheme uzuale statice, folosite în proiectarea construcțiilor de locuințe din orașul Iași, Comunicare la Sesiunea Științifică a Cadrelor Did. I. P. Iași, 1970.
127. WIEGHARDT, K. - Über der Balken auf nachgiebiger Unterlage. Zeitschrift für angewante Mathematik und Mechanik, Berlin, vol. II. 1922 pp. 165-184.
128. WINKLER, E. - Die Lehre von Elastizität und Festigkeit, Praga H. Domini, 1967, Curs, pp. 182-184.
129. ZIENKIEWICZ A. C., CHEUNG, I. K. - The Finite Element Method in structural and Continuum Mechanics, McGraw-Hill, 1967.
130. x<sup>x</sup> - Execuția clădirilor de locuit cu ajutorul cofrajelor metalice, plane universale, CDCAS, București, 1970.
131. x<sup>x</sup> - Indicații provizorii pentru proiectarea structurilor cu diafragme mari prefabricate, la clădiri etajate, Proiect P.T. 916-9 ISART București, 1971.
132. x<sup>x</sup> - Indrumător pentru calculul structurilor multietajate din beton armat la acțiunea sarcinilor seismice. Proiect IPCT, Nr. 4203/III-1967.
133. x<sup>x</sup> - Recomandări internaționale unificate CEB, CIS, UEAT, pentru calculul și executarea structurilor din panouri monolitizate (Trad. din l. franceză) CDCAS 1971.
134. x<sup>x</sup> - Normativ P.7-77. Proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe terenuri slabe.
135. x<sup>x</sup> - Normativ p.10-77. Proiectarea și executarea lucrărilor de fundații direct la construcții.
136. x<sup>x</sup> - Normativ P.100-78 - privind proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale, 1967.
137. x<sup>x</sup> - STAS 3.300-77 - Calculul deformațiilor posibile.
138. x<sup>x</sup> - Proiect tip T 772/1/1978 - pentru clădirile de locuit din panouri mari cu P+GE, grad de seismicitate 8.

C U P R I N S

	Pag.
1.ASPECTE PRIVIND REALIZAREA FUNDATIILOR PREFABRICATE PENTRU CONSTRUCTII DE CLADIRI	
1.1.Importanța industrializării lucrărilor de fundații	
1.2.Sisteme constructive privind industrializarea lucrărilor de fundații în alte țări, pentru blocuri de locuințe S+P+4E.	
1.3.Sisteme constructive privind industrializarea lucrărilor de fundații în țară pentru blocuri de locuințe S+P+4E	
1.4.Concluzii asupra celor prezentate anterior	
2.ASPECTE PRIVIND CONLUCRAREA DINTRE CONSTRUCȚIE, FUNDATIE SI TEREN	
2.1.Aspecte generale	
2.2.Preocupări în timp privind realizarea unui calcul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren	
2.2.1.Conlucrarea dintre construcție, fundație și teren. Metode de calcul.	
2.2.2.Starea de eforturi și deformații în terenurile de fundare, luându-se în considerare conlucrarea dintre suprastructură, infrastructură și teren.	
2.2.3.Cercetări și studii de tasări și compresibilitate	
2.3.Modele de calcul a fundațiilor.	
2.4.Factorii care influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și teren în regim static.	
2.4.1.Structura terenului de fundare și comportarea lui sub sarcină.	
2.4.2.Influența dimensiunilor, formei fundațiilor, a adâncimii de fundare și a distanței dintre fundații.	
2.4.3.Influența rigidității suprastructurii, infrastructurii și terenului și a gradului de nedeterminare statică a construcției asupra stării de solicitare și deformare.	
2.4.4.Influența curgerii lente a betonului	
2.5.Factorii care influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și teren în regim dinamic	
2.5.1.Generalități	
2.5.2.Factorii care influențează mărimea forțelor seismice	
2.5.3.Determinarea încălzărilor seismice de calcul	
2.6.Concluzii	

3.SOLUTII DE REALIZARE A FUNDATIILOR DIN ELEVATII-SOCLU SI PLANSEE PREFABRICATE, RESPECTIV STUDIUL UNOR CONFRAJE METALICE PENTRU REALIZAREA ACESTORA

Pag.

3.1.Prezentarea soluției de fundare elevației-soclu și planșee prefabricate

3.2.Procedeu de cofrare pentru realizarea infrastructurii prefabricate la blocurile de locuințe

3.2.1.Descrierea soluției

3.2.2.Avantajele folosirii cofrajelor metalice universale

3.2.3.Extrase din calculul eficienței economice

3.3.Probleme de studiu teoretic și experimental pentru soluția propusă

4.CALCULUL CONSTRUCTIILOR CU S+P+4E REALIZATE PRIN PREFABRICARE(FARA LUAREA IN CONSIDERARE A CONLUCRARIII)

4.1.Considerații generale

4.2.Metode de calcul

4.2.1.Metoda deformatelor impuse

4.2.2.Metoda rigidității relative de nivel

4.2.3.Metoda structurii continue echivalente

4.2.4.Metoda cadrelor

5.METODA ELEMENTELOR FINITE APLICATA LA CALCULUL CONSTRUCTIILOR CU S+P+4E(prefabricată)CU LUAREA IN CONSIDERARE A CONLUCRARIII

5.1.Etapele efectuării unui calcul de conlucrare prin metoda elementelor finite

5.2.Eșalonarea calculelor privind aplicarea metodei elementelor finite.

5.3.Stabilirea modului de deformare la clădirile S+P+4E realizate din panouri mari prefabricate pe baza calculului de conlucrare

5.3.1.Varianta diafragmei transversale fundată pe teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea

5.3.2.Varianta diafragmei transversale fundată pe teren slab care include în el lentile de teren foarte slab

5.3.3.Varianta diafragmei longitudinale fundată pe teren a cui modul de deformare crește cu adâncimea

5.4.Stabilirea solicitărilor de calcul la clădirile cu S+P+4E realizate din panouri mari prefabricate pe baza calculului de conlucrare,folosind metoda elementelor finite



- 5.4.1. Varianta diafragmei transversale fundate pe teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea
- 5.4.2. Varianta diafragmei transversale fundate pe teren slab care include în el lentile de teren foarte slab
- 5.4.3. Varianta diafragmei longitudinale fundată pe teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea
- 5.5. Studiu comparativ privind determinarea deplasărilor folosind metoda cadrului echivalent și metoda elementelor finite, la diafragmele transversale
- 5.6. Studiu comparativ privind determinarea eforturilor folosind metoda cadrului echilibrat și metoda elementelor finite
6. INCERCĂRI EXPERIMENTALE ȘI CORELAREA REZULTATELOR
- 6.1. Descrierea soluției
- 6.2. Calculul și proiectarea structurii considerate
- 6.3. Programul încercărilor
- 6.4. Efectuarea încercărilor
- 6.4.1. Încercarea îmbinărilor la colț
- 6.4.2. Încercarea îmbinărilor în "T"
- 6.4.3. Încercarea sistemului de îmbinare a panourilor prefabricate de elevație-soclu cu talpa fundației
- 6.5. Interpretarea rezultatelor
- 6.6. Concluzii
7. CONSTRUCȚII ȘI CLADIRI REALIZATE CU SOLUȚIA STUDIATA
- 7.1. Blocuri de locuințe proiectate de autor și realizate
- 7.1.1. Bloc nr.10 Calea Sagului, Timișoara Vest, confort III
- 7.1.2. Bloc 102 garsoniere, confort II
- 7.1.3. Bloc nr.5 Sfinnicolaul Mare
- 7.1.4. Bloc nr.4 și 5, Roșița
- 7.1.5. Soluții de fundare
- 7.2. Concluzii cu privire la valorificare
8. CONCLUZII, CONTRIBUȚII ȘI RECOMANDĂRI CU REFERINȚĂ LA REALIZAREA CLADIRILOR DE LOCUIT S+P+4E CU SUPRASTRUCTURA, ELEVATIE ȘI PLANȘEE PREFABRICATE
- 8.1. Contribuții privind stabilirea unor soluții constructive pentru blocurile de locuințe S+P+4E cu suprastructură, elevație și planșee prefabricate.
- 8.1.1. Soluție prefabricată- principiu de realizare.
- 8.1.2. Soluție prefabricată pentru proiect tip cu subsol tehnic.

- 8.1.3. Soluția prefabricată pentru proiect tip cu boxe de subsol
- 8.1.4. Soluții de îmbinare
- 8.1.5. Realizarea pereților de elevație-soclu
- 8.1.6. Realizarea cofrajelor metalice universale
- 8.2. Contribuții privind efectuarea calculului de conlucrare
  - 8.2.1. Adaptarea metodei cadrelor
  - 8.2.2. Aplicarea metodei elementelor finite
    - 8.2.2.1. Analiza deplasărilor diafragmei transversale în cazul când construcția este fundată pe teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea
    - 8.2.2.2. Analiza deplasărilor diafragmei transversale în cazul când construcția este fundată pe teren slab care include în el lentile de teren foarte slab.
    - 8.2.2.3. Analiza deplasărilor diafragmelor longitudinale în cazul când construcția este fundată pe un teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea
    - 8.2.2.4. Analiza eforturilor de calcul la clădirile S+P+M realizate din panouri mari prefabricate folosind metoda elementelor finite într-un calcul de conlucrare
    - 8.2.2.5. Analiza valorilor tensiunilor în diafragmele transversale, în cazul când construcția este fundată pe un teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea
    - 8.2.2.6. Analiza tensiunilor în diafragmele transversale în cazul când construcția este fundată pe un teren slab care include în el lentile de teren foarte slab
    - 8.2.2.7. Analiza tensiunilor în diafragmele longitudinale în cazul când construcția este fundată pe un teren al cărui modul de deformare crește cu adâncimea
    - 8.2.2.8. Studiul distribuției solicitărilor pe suprafața de contact dintre construcție și teren
    - 8.2.2.9. Studiul comparativ privind determinarea stării de solicitare-deformare folosind metoda cadrelor și metoda elementelor finite.
- 8.3. Stabilirea unor recomandări pentru proiectant
- 8.4. Studiarea eficienței economice la cercetările făcute
- 8.5. Valorificarea cercetărilor prin aplicarea lor în producție.