

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII
CATEDRA DE BETON ARMAT SI CLADIRI

PATCAS GH. IOAN

CONTRIBUTII LA CALCULUL SI ALCATUIREA
ELEMENTELOR DIN BETON SIMPLU

- TEZA DE DOCTORAT -

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA
BIBLIOTECA CENTRALĂ
Volumul Nr. 406.411
Dulap 132 Lit. D

Conducător științific :

Prof.emerit ing. CONSTANTIN AVRAM
Membru corespondent al Acad. R.S.R.

- 1982 -

TABLA DE MATERII

CAP. 1. INTRODUCERE

- 1.1. Domeniile de aplicare și utilizare economică a betonului simplu în construcții.
- 1.2. Aspecte ale utilizării și alcătuirii elementelor din beton simplu pe plan mondial.
 - 1.2.1. Domeniile de utilizare a elementelor din beton simplu.
 - 1.2.2. Coduri sau norme pentru elementele din beton simplu.
- 1.3. Factorii care influențează rezistențele și deformațiile betonului.
 - 1.3.1. Factori legați de compoziția betonului.
 - 1.3.2. Factori legați de modul și condițiile de punere în operă a betonului.
- 1.4. Procedee tehnologice de îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului.
 - 1.4.1. Tehnologia vibrării betonului.
 - 1.4.3. Tehnologia vibropresării betonului.
 - 1.4.3. Tehnologia vibrovacuumării betonului.
 - 1.4.3. Tehnologia vibrostanțării betonului.
 - 1.4.4. Tehnologia centrifugării betonului.
 - 1.4.5. Tehnologia laminării betonului.
- 1.5. Analiza critică a metodelor de calcul și alcătuire a elementelor din beton simplu.
- 1.6. Obiectul tezei de doctorat.

CAP. 2. STUDII TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE PRIVIND INFLUENȚA REVIBRĂRII ASUPRA PROPRIETĂȚILOR FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI

- 2.1. Considerații generale.
- 2.2. Studii experimentale de laborator, privind comportarea la revibrare a componentilor mineralogici ai cimentului Portland.
 - 2.2.1. Confecționarea, conservarea și încercarea epruvetelor.

- 2.2.2. Rezultate și interpretări.
- 2.2.3. Concluzii.
- 2.3. Studii de laborator privind influența revibrării asupra proprietăților fizico-mecanice ale pastei de ciment întărită.
 - 2.3.1. Cimenturi utilizate, epruvete confecționate și criterii de revibrare.
 - 2.3.2. Rezultate și interpretări.
- 2.4. Studii de laborator privind influența revibrării asupra proprietăților fizico-mecanice ale mortarelor și betoanelor.
 - 2.4.1. Influența criteriilor de revibrare.
 - 2.4.2. Influența compoziției betonului.
 - 2.4.3. Influența caracteristicilor revibrării.
 - 2.4.4. Concluzii.

CAP. 3. APLICAREA TEHNOLOGIEI REVIBRARII BETONULUI
LA EXECUTIA UNOR ELEMENTE DIN BETON SIMPLU

- 3.1. Generalități.
- 3.2. Rezultate obținute pe tronsonul experimental de pe DN. Lugoj-Făget-Ilia.
 - 3.2.1. Studii de laborator.
 - 3.2.2. Rezultate experimentale pe îmbrăcăminți rutiere din beton de ciment.
- 3.3. Execuția tronsonului experimental de pe DN.1A Vălenii de Munte-Bratocea și rezultate obținute.
 - 3.3.1. Studii și cercetări de laborator.
 - 3.3.2. Aplicarea procedurii revibrării betonului la execuția unui tronson experimental.
 - 3.3.3. Verificarea calității betonului din lucrare și prelucrarea statistică a rezultatelor.
 - 3.3.3.1. Prelucrarea statistică a rezultatelor.
- 3.4. Fabricarea tuburilor din beton pentru canalizare, aplicând tehnologia revibrării betonului.
 - 3.4.1. Introducere.
 - 3.4.2. Confecționarea tiparelor.
 - 3.4.3. Stabilirea compoziției, a criteriilor de vibra-re și revibrare a betonului.
 - 3.4.4. Tehnologia de realizare a tuburilor.

3.4.5. Verificarea calității tuburilor.

3.5. Concluzii și propuneri de aplicare a tehnologiei revibrării betonului.

CAP. 4. INFLUENȚA FORȚEI TĂIETOARE ASUPRA CAPACITĂȚII PORTANTE A ELEMENTELOR DIN BETON SIMPLU SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE

4.1. Studiu teoretic.

4.1.1. Starea de eforturi într-un element solicitat la încovoiere cu forță tăietoare.

4.1.2. Calculul momentului de rupere, luând în considerare influența forței tăietoare.

4.1.2.1. Încovoiere cu tăiere redusă.

4.1.2.2. Încovoiere cu tăiere preponderentă.

4.1.3. Stabilirea curbei de interacțiune între M și Q .

4.1.3.1. Cazul încovoierii cu tăiere redusă.

4.1.3.1.1. Determinarea forței tăietoare Q preluată de secțiunea de beton simplu în stadiul de rupere.

4.1.3.1.2. Stabilirea curbei de interacțiune $M-Q$.

4.1.3.2. Cazul încovoierii cu tăiere preponderentă.

4.1.3.2.1. Determinarea forței tăietoare Q preluată de secțiunea de beton simplu în stadiul de rupere.

4.1.3.2.2. Stabilirea curbei de interacțiune $M-Q$.

4.2. Studiu experimental.

4.2.1. Proiectarea și confecționarea elementelor experimentale.

4.2.2. Încercarea elementelor experimentale.

4.2.3. Compararea rezultatelor experimentale cu cele teoretice.

4.3. Concluzii.

CAP. 5. APLICAREA METODEI ELEMENTELOR FINITE LA CALCULUL ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚII DIN BETON SIMPLU

5.1. Generalități.

- 5.2. Aplicarea metodei elementelor finite la calculul structurilor masive din beton simplu.
 - 5.2.1. Determinarea matricei rigidității celor două tipuri de elemente finite $[k]$.
 - 5.2.2. Determinarea matricei de rigiditate $[K]$ a întregii structuri.
 - 5.2.3. Determinarea vectorilor încărcărilor pentru elementele finite direct încărcate.
 - 5.2.4. Determinarea vectorului încărcărilor pentru toată structura $[P]$ și calculul deplasărilor structurii.
 - 5.2.5. Determinarea tensiunilor în elementele finite ale structurii.
- 5.3. Concluzii privind utilizarea metodei elementelor finite la calculul elementelor din beton simplu.

CAP. 6. CONCLUZII GENERALE SI PROPUNERI DE VALORIFICARE A REZULTATELOR CERCETARILOR EFECTUATE

CAP. 1. INTRODUCERE

1.1. Domeniile de aplicare și utilizare economică a betonului simplu în construcții

Avînd în vedere faptul că betonul simplu are rezistențe mari la compresiune și rezistențe mici la întindere, utilizarea lui rațională în construcții este mult limitată; totuși el poate fi utilizat rațional la acele tipuri de elemente de construcții la care nu apar eforturi de întindere, sau la care eforturile de întindere sînt mult mai mici decît rezistența la întindere a betonului.

Betonul simplu poate fi utilizat în mod rațional la realizarea elementelor de construcții solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mică sau medie, la care ruperea se produce prin zdrobirea betonului comprimat / 5 /, / 6 /. Noile norme vest-germane DIN 1045-1972 limitează folosirea betonului simplu pentru excentricități care nu depășesc valoarea $e_{oc} = 0,3 h$ / 6.3 /.

Betonul simplu poate fi utilizat și la realizarea elementelor de construcții solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică cu mare excentricitate, la care ruperea se produce prin cedarea betonului din zona întinsă dacă asemenea elemente sînt rezemate direct pe teren sau pe un pat special amenajat, sau dacă sînt elemente cu solicitări reduse, a căror distrugere nu poate provoca pericole pentru vieți omenești sau valori materiale / 114 /; în asemenea cazuri elementele vor fi calculate numai la acțiunea încărcărilor permanente, asigurîndu-se că nu pot fi solicitate din încărcarea utilă cu oameni sau utilaje (a se vedea normele SNiP-V.1 -72).

În practică elementele de beton simplu se pot prezenta sub formă de :

- elemente liniare pline sau asimilabile cu acestea cum sînt : stîlpi, pile, arce, mai rar grinzi, pereți, plăci, fîșii verticale în ziduri de sprijin etc.;

- elemente masive cum sînt : baraje, capete de ecluze, infrastructuri de poduri, fundații masive etc.

Normele de la noi din țară și alte norme străine limitează utilizarea betonului simplu în construcții chiar și

la elementele mai sus menționate din mai multe motive ca de exemplu :

- din cauză că ruperea betonului simplu are un caracter casant, fără preaviz, elementele avînd deformații de rupere foarte reduse,

- datorită eterogenității sale, proprietățile fizico-mecanice ale betonului simplu depinzînd foarte mult de modul de punere în operă a betonului, rezistențele obținute chiar pe probele de control fiind nesigure și prezentînd împrăstieri foarte mari.

O altă problemă asupra căreia nu există încă o concepție unitară este cea referitor la luarea în considerare, în calcule, a proprietăților plastice și pseudoplastice a betonului din zona întinsă și zona comprimată. Majoritatea normelor naționale din diferite țări, la calculul capacității portante a elementelor din beton simplu țin seama de proprietățile elastico-plastice ale betonului din zona comprimată, în special la elementele comprimate excentric pînă la o excentricitate medie. Pentru zona întinsă majoritatea țărilor nu țin seama de proprietățile elastico-plastice ale betonului (excepție fac cîteva norme printre care și normele românești). În prezent aproape toți cercetătorii sînt de părere că și în zona întinsă apar deformații plastice după depășirea rezistenței de microfisurare R'_0 , însă evaluarea cantitativă este mai greu de precizat pentru că rezistența la întindere este mai puternic influențată de neomogenitatea betonului și pentru că dezvoltarea acestor deformații plastice este influențată de foarte mulți parametri, greu de evaluat în practică. Toate aceste motive au făcut ca mulți cercetători să trateze această problemă cu multe rezerve și cu prudență.

Avînd în vedere cauzele mai sus amintite care conduc la împrăstieri foarte mari în comportarea elementelor de construcții din beton simplu, normele românești prevăd pentru alcătuirea elementelor din beton simplu unele măsuri suplimentare de siguranță. Astfel la elementele din beton simplu se prevăd unele armături suplimentare constructive în următoarele cazuri :

- în zonele de modificare bruscă a dimensiunilor secțiunii (pe o porțiune cu lungimea de cel puțin 1 m);

- în pereții din beton, deasupra și dedesubtul fiecărui gol;
- în elementele de construcții supuse în mod obișnuit la acțiunea unor temperaturi de peste 70°C, sau la solicitări dinamice.

Se recomandă de asemenea să se prevadă armături constructive pe fețele întinse ale elementelor solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică cu excentricitate mare; se permite să se renunțe în întregime la armătură în cazul elementelor de importanță redusă, a căror distrugere accidentală nu poate provoca victime omenești sau pagube materiale.

1.2. Aspecte ale utilizării și alcătuirii elementelor din beton simplu pe plan mondial

Pe baza rezoluției sesiunii plenare CEB de la Londra s-a inițiat o anchetă internațională, pe baza unui chestionar, asupra utilizării betonului simplu în construcții și a existenței unor prevederi cu caracter de norme oficiale privind utilizarea acestui material în construcții.

Această anchetă s-a efectuat sub conducerea tov. Prof.emerit ing. Constantin Avram, m.c. al Acad. RSR. La acest chestionar s-au primit 21 răspunsuri din 13 țări, după cum urmează : Austria (1 răspuns), Belgia (4 răspunsuri), Brazilia (1 răspuns), Danemarca (1 răspuns), Spania (3 răspunsuri), Franța (3 răspunsuri), Grecia (1 răspuns), RFG (1 răspuns), RDG (1 răspuns), România (2 răspunsuri), Suedia (1 răspuns), Cehoslovacia (1 răspuns) și SUA (1 răspuns).

Sintetizând răspunsurile primite se pot trage următoarele concluzii :

1.2.1. Domenii de utilizare a elementelor din beton simplu

Se admit și se utilizează în general elementele din beton simplu liniare (sau asimilabile acestora) care sînt supuse la compresiune excentrică cu mică excentricitate și a căror stare limită ultimă este atinsă prin cedarea betonului comprimat; pereții sînt mai frecvent utilizați decît stîlpii.

Normele naționale ale Europei de Est prevăd, în afara elementelor supuse la compresiune excentrică cu mică excentricitate și elemente solicitate la încovoiere și compresiune excentrică cu mare excentricitate, dar aceasta numai

teoretic pentru că practic aceste elemente nu se utilizează aproape deloc.

Raportul dintre rezistența la compresiune și cea la întindere variază mult de la o țară la alta, de la 15/5 la 45/20. În general rezistența la întindere este neglijată în calcule; în unele țări se ia în considerare rezistența betonului la întindere, valoarea ei de calcul fiind însă limitată la valori de la 2 - 1,2 N/mm² la 1,6 - 0,7 N/mm².

Betonul ușor simplu este de asemenea utilizat în toate țările care au răspuns la anchetă dar numai pentru elemente de tipul pereților sau a panourilor care suportă sarcini verticale, sau a pereților și panourilor de fațadă sau despărțitori.

Betonul simplu se utilizează de asemenea în țările care au trimis răspunsuri și la structuri masive sau la unele elemente ce nu pot fi considerate ca liniare cum sînt : baraje, fundații masive, ziduri de sprijin, lucrări maritime, infrastructuri de poduri ca arce și bolți, îmbrăcămînți rutiere și piste de aviație, tuneluri, dale, tuburi, canale etc.

1.2.2. Coduri sau norme pentru elementele din beton simplu

Toate țările care au răspuns la anchetă posedă norme proprii sau utilizează normele altor țări. Se remarcă în acest sens R.F.Germania prin cel mai mare număr și cele mai complete norme referitoare la calculul și utilizarea betonului simplu.

În ceea ce privește principiile metodelor de calcul folosite pentru dimensionarea elementelor de construcții din beton simplu în diferite țări, acestea sînt foarte diferite. Astfel din cele 13 țări care au răspuns la anchetă, 5 țări utilizează metoda semiprobabilistă de calcul la stări limită, 2 țări metoda deterministă de calcul la rezistențe admisibile și 6 țări ambele metode. Tendința actuală este însă generalizarea metodei de calcul la stări limită.

În toate țările dimensionarea elementelor liniare din beton simplu se face la starea limită ultimă de rezistență, la solicitările normale. Pentru elementele svelte se ține cont în atingerea stării limită ultime de flambaj, dar coeficientul de svelțețe $\lambda = l_f/i$ maxim admis este mai mic decît cel al betonului armat (după DIN 1045-72, de exemplu $\lambda \leq 70$ pentru pe-

reți și $\lambda \leq 40$ pentru stâlpi).

Se poate aprecia că în prezent codul cel mai rațional și în același timp cel mai prudent (avînd în vedere ruperea casantă a betonului simplu) și complet este codul vest-german /62/ /41/ /26/. După aceste norme nu se admite în general folosirea elementelor comprimate excentric cu mare excentricitate și se neglijează acțiunea betonului întins după apariția fisurilor; se consideră că fisura poate pătrunde cel mult pînă la centrul de greutate al secțiunii, ceea ce pentru secțiunea dreptunghiulară aceasta corespunde unei excentricități de calcul $e_{oc} = 0,3 h$. Pentru zona comprimată de beton se admite o diagramă a eforturilor unitare de formă parabolă-dreptunghi, care se poate înlocui pentru o secțiune de formă oarecare cu o diagramă dreptunghiulară cu înălțimea $0,8 x$. Coeficientul global de siguranță este luat egal cu 3 pentru betoanele de marcă B50 - B100 și 2,5 pentru betoanele de marcă B150-B350 (pentru betonul armat același coeficient este luat egal cu 2,1).

Majoritatea normelor și codurilor naționale nu conțin referiri asupra stării limită de oboseală. Normele cehoslovace nu admit această stare limită pentru elementele din beton simplu.

Referitor la coeficienții de siguranță există părerea unanimă că aceștia trebuie să fie mai mari la elementele de beton simplu față de cele din beton armat, avînd în vedere ruperea casantă a betonului simplu și variabilitatea mult mai mare a rezistențelor betonului în comparație cu cele ale oțelului.

1.3. Factorii care influențează rezistențele și deformațiile betonului

Rezistențele și deformațiile betonului la diferite tipuri de solicitări sînt influențate de o serie de factori cum sînt cei legați de compoziția betonului, de modul și condițiile de punere în operă etc. Datorită faptului că la prepararea betoanelor de diferite mărci, există posibilitatea nerespectării condițiilor cerute de normele tehnice, în general se obțin rezistențe cu împrăștiere mari în jurul valorii medii, ceea ce determină o anumită prudență în stabilirea rezistențelor de calcul. Aceste influențe se manifestă mai mult asupra rezistenței la întindere a betonului, neomogenitatea

betonului influențind mai mult această rezistență.

1.3.1. Factorii legați de compoziția betonului

Cimentul influențează calitatea betonului în principal prin cantitate sau dozaj și prin natura lui mineralogică.

Așa cum se cunoaște, marca betonului crește aproximativ proporțional cu marca cimentului și cu dozajul de ciment, pînă la un dozaj de 350 - 400 kg/m³, după care influența dozajului este nesemnificativă (fig. 1.1).

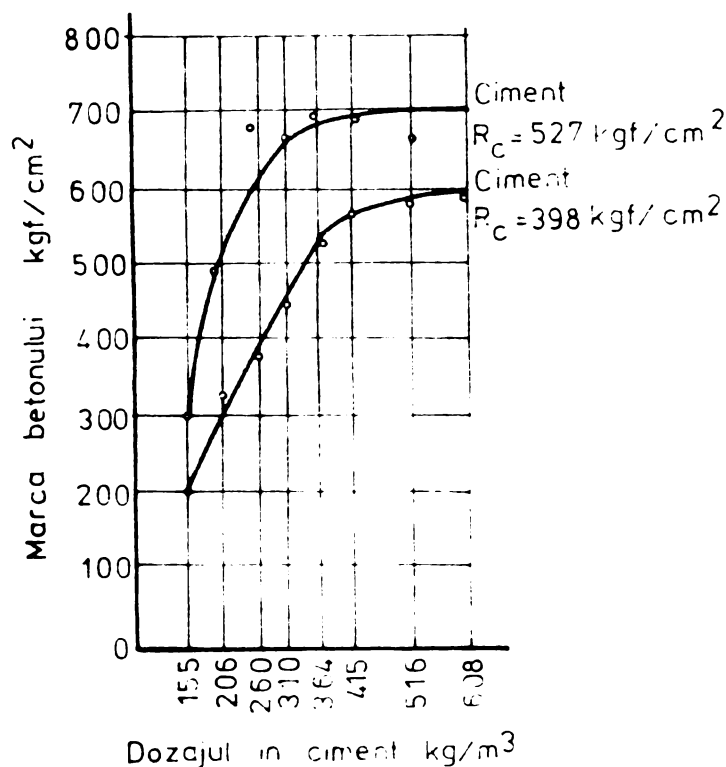
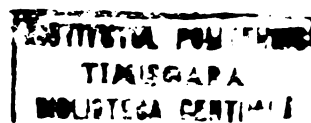


FIG 1.1 Influenta calitatii cimentului asupra marcii betonului

Seikin /101/ demonstrează experimental că rezistența pietrei de ciment și deci și a betonului depinde de natura mineralogică a cimentului prin raportul K dintre volumul componentei cristaline și volumul componentei gelice din structura pietrei de ciment. Astfel pentru K variind între 0,25 și 2, pentru un beton cu raportul A/C = 0,5 se obțin scăderi de rezistență pînă la 25 %.

Apa de amestecare. Calitatea betonului scade odată cu creșterea raportului apă/ciment. Prelucrarea unui număr mare de date experimentale /62/ referitoare la dependența



dintre marca betonului și raportul A/C arată că rezultatele se încadrează într-un domeniu delimitat (fig. 1.2) de curbele avînd expresiile :

$$R' = \frac{1}{2} R_c (c/a)^2 \quad \text{și} \quad R'' = \frac{1}{6} R_c (c/a)^2 \quad (1.1.a \text{ și } b)$$

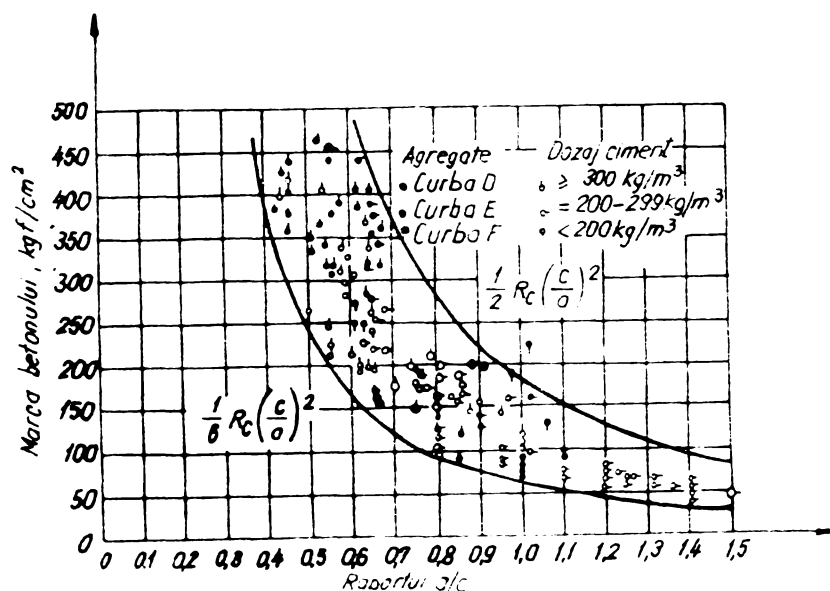


FIG 1.2 Influența raportului apă/ciment asupra mărcii betonului.

Dacă dozajul de ciment și agregat rămîne același și variază numai raportul A/C, deci cantitatea de apă de amestecare, rezistența la compresiune, funcție de raportul A/C variază ca în figura 1.3. Rezistențele maxime se obțin în domeniul betoanelor consistente vîrtoase.

Din aceeași diagramă se poate constata și influența modului de compactare a betonului, precum și faptul că prin vibrare se asigură o compactare optimă la un raport A/C mai mic.

În cazul execuției industrializate a amestecului de beton proaspăt / 4// în special pentru elementele din beton simplu, un rol important îl are precizia consistenței betonului la fabricație, care se verifică cu ajutorul dispersiei datelor de observație, iar reglajul se face prin considerarea poziției valorii medii a distribuției empirice față de media cîmpului de toleranță. Instabilitatea reglajului rezultă de

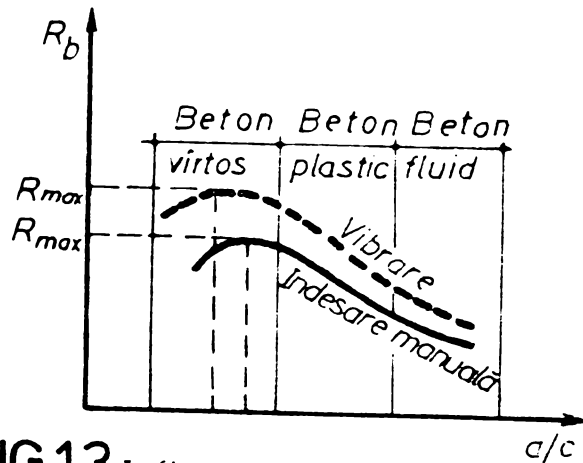


FIG 1.3 Influența raportului apă/ciment și a modului de compactare asupra mărimii betonului.

obicei din incorecta dozare a apei, din neluarea în considerare a umidității naturale a agregatelor sau din lipsa de omogenitate a agregatelor livrate de stația de sortare. Pentru urmărirea acestuia se stabilește diagrama fișiei de control a procesului tehnologic privind stabilitatea dinamică / 26 / conform fig. 1.4.

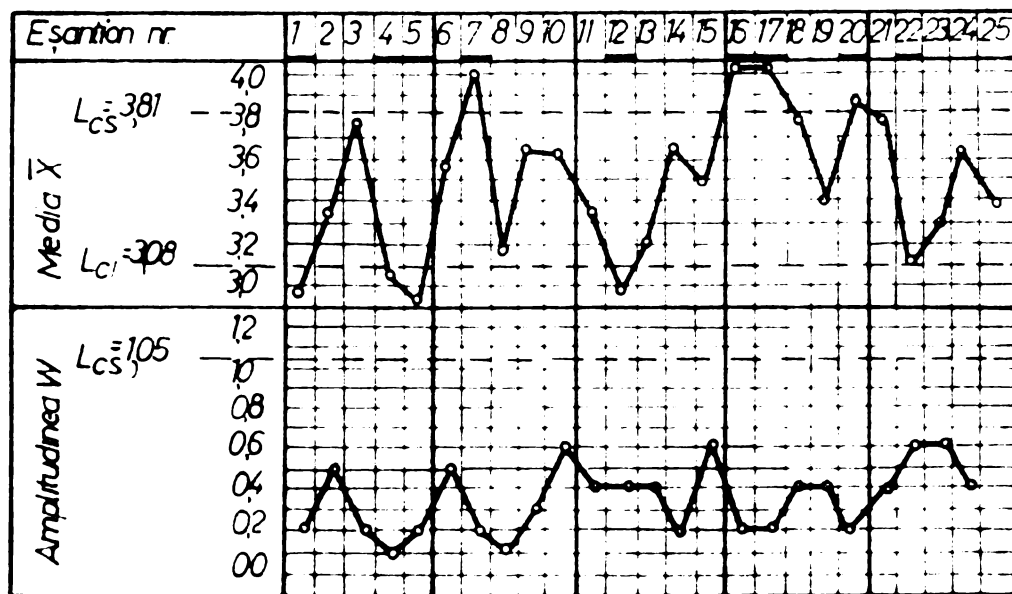


FIG 1.4 Diagrama fișiei de control a procesului tehnologic privind stabilitatea dinamică

După eliminarea cauzelor de instabilitate a procesului tehnologic se determină limitele de control ale consistenței betonului proaspăt conform STAS 5880-72.

Agregatele influențează calitatea betonului prin mai mulți factori, bine cunoscuți cum sînt : granulozitatea agregatelor, forma granulelor, natura suprafeței granulelor, rezistența agregatului și dimensiunea maximă a granulelor. În general, la betoane rezistențele cresc odată cu creșterea dimensiunii maxime a agregatului, cu condiția asigurării unei granulozități și a unei lucrabilități corespunzătoare.

În condițiile actuale a necesității unui volum mare de lucrări de betoane executate industrializat se pune problema obținerii unor mărci superioare de beton, în condiții cît mai economice adică cu un consum cît mai redus de ciment. Pe baza unor studii experimentale ale lui L'Hermite prezentate în detaliu în lucrarea /40/ rezultă că se pot obține betoane de aceeași marcă, cu un consum de ciment redus cu pînă la jumătate dacă se lucrează cu un raport nisip/agregat mare optim, cuprins între niște limite foarte precise (fig. 1.5).

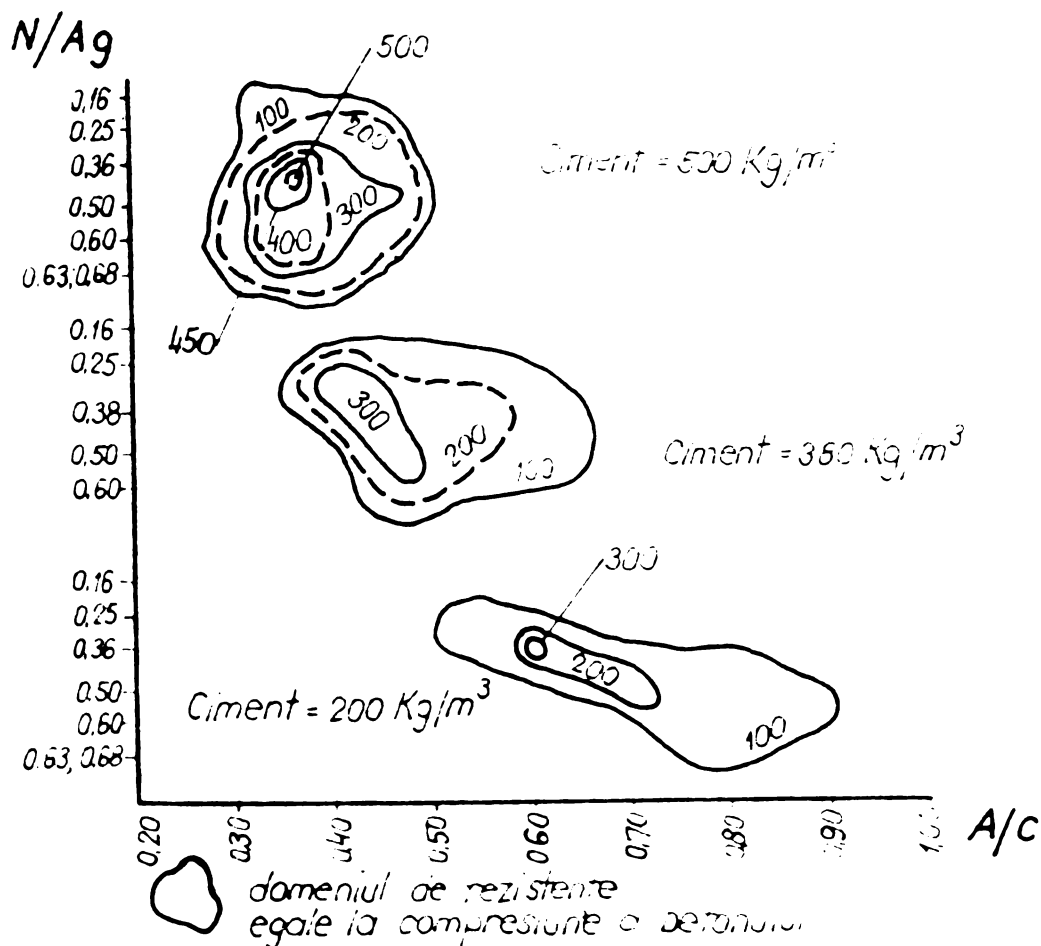


Fig. 1.5 Rezistențele la compresune ale betonului în funcție de dozajul de ciment, de rapoartele A/c și N/Ag .

Adaugurile, influențează în general favorabil calitățile betonului prin posibilitatea reducerii raportului a/c.

1.3.2. Factorii legați de modul și condițiile de punere în operă a betonului

Toate operațiile legate de punerea în operă a betonului cum sînt : depozitarea și pregătirea materialelor, dozarea componentilor, modul și durata de amestecare a betonului, transportul lui, turnarea în cofraje și compactarea contribuie la asigurarea unei calități corespunzătoare a betonului.

Aceste operații se efectuează după legi tehnologice bine stabilite, care să asigure betonului proaspăt calitățile prescrise.

Factorul cel mai important rămîne însă modul de compactare al betonului proaspăt, deoarece el influențează în cea mai mare măsură compactitatea betonului și prin aceasta proprietățile lui fizico-mecanice.

Compactarea prin vibrare conduce la creșterea rezistențelor betonului în comparație cu îndesarea manuală(fig.1.6)

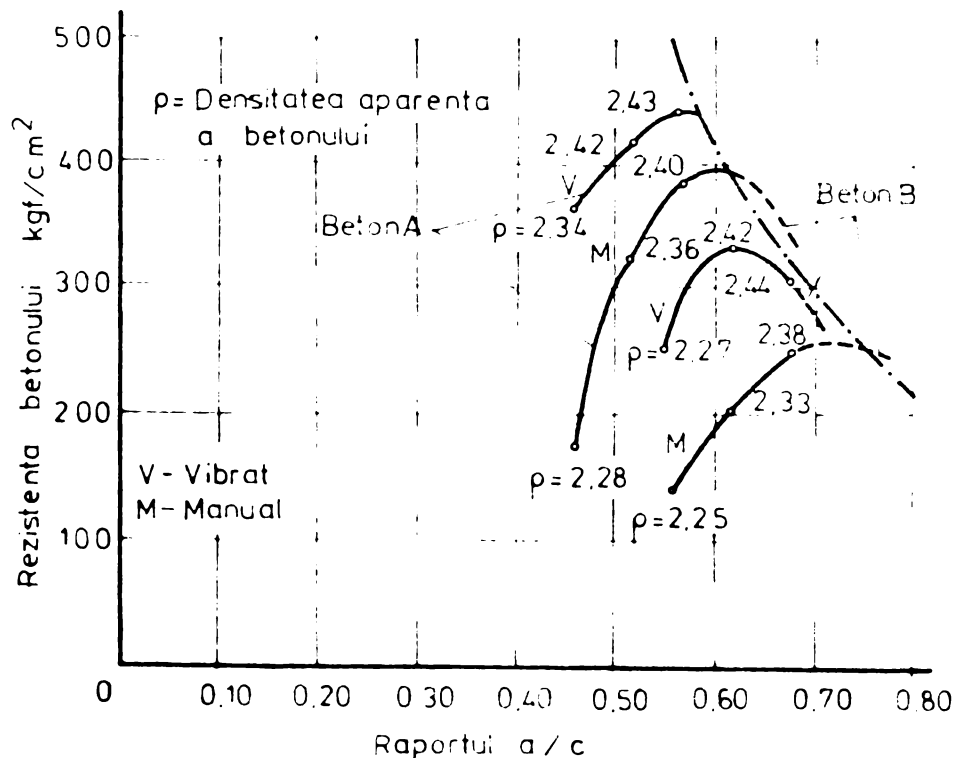


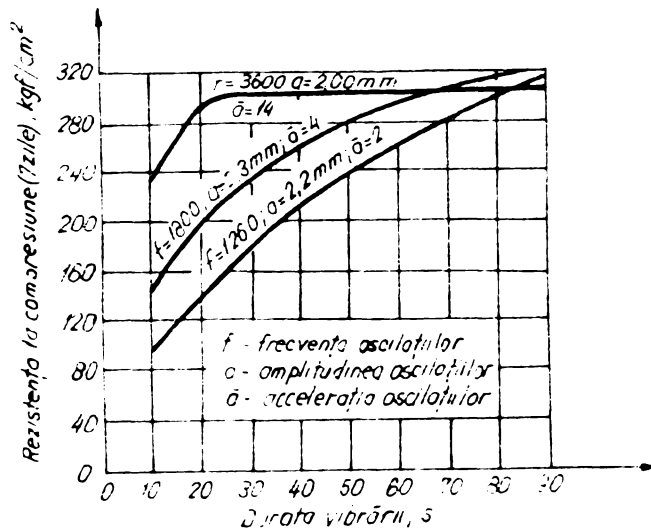
FIG 1.6 Influența vibrației și a raportului apă/ciment asupra rezistenței la compresie a betonului

aceasta avînd un efect mai pronunțat la betoanele cu un raport apă/ciment mai redus / 4 / / 49 /.

Calitățile betonului compactat prin vibrare sînt influențate de durata de vibrare, frecvența vibrării, amplitudinea și accelerația oscilațiilor.

S-a constatat, așa cum rezultă din diagramele prezentate în fig. 1.7, că după o durată de vibrare de 60 - 70 sec., rezistențele cresc puțin în continuare mai ales pentru frecvențe ridicate / 62 /.

FIG 1.7 Influența duratei de vibrare asupra rezistenței la compresiu-ne a betonului.



Un efect favorabil asupra rezistenței betonului și în general asupra calității betonului îl are vibrarea repetată sau revibrarea.

În decursul mai multor ani, în cadrul laboratorului de Beton armat al Institutului Politehnic "Traian Vuia" din Timișoara și pe tronsoane experimentale de îmbrăcăminți rutiere, autorul a efectuat sistematic studii teoretice și experimentale asupra îmbunătățirii proprietăților fizico-mecanice ale betonului prin revibrare și tehnologiei de aplicare a revibrării. Toate aceste studii au dovedit că prin aplicarea procedurii revibrării betonului în perioada de priză a cimentului, în afară de asigurarea compactității maxime, se realizează o anulare a tensiunilor interne generate de contracția inițială a pietrei de ciment, intensificându-se procesul de

hidratare, toate acestea avînd ca efect îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului. Ca și contribuție originală a autorului, în capitolul 2 al lucrării se va prezenta, în detaliu, studiile teoretice și experimentale efectuate, precum și procedeul tehnologic de aplicare a revibrării.

O influență mare asupra calităților finale ale betonului simpu o are umiditatea mediului exterior, deoarece în mediu umed hidratarea continuă un timp îndelungat (s-au înregistrat creșteri de rezistențe chiar pînă la 30 de ani) iar deformațiile din contracție sînt mai reduse.

Așa cum este cunoscut rezistențele betonului cresc în timp, cu viteză mai mare la început și apoi cu o viteză din ce în ce mai mică. Viteza de creștere a rezistenței betonului depinde de viteza de întărire a pietrei de ciment și prin aceeașta de natura mineralogică a cimentului, de compoziția amestecului proaspăt, tratarea betonului după punerea lui în operă etc.

Pentru aprecierea rezistenței și deformațiilor betonului în timp față de marca prescrisă, respectiv față de deformația betonului la un anumit timp au fost propuse în literatura de specialitate diferite legi logaritmice și exponențiale.

1.4. Procedeș tehnologice de îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului depind în mare măsură de modul și condițiile de punere în operă ale betonului. In ultimul timp această problemă a fost studiată detaiat de o serie de cercetători din întreaga lume, căutîndu-se procedee de perfecționare a proceselor tehnologice existente, introducerea unor procedee tehnologice noi, pentru îmbunătățirea calității betonului în condițiile unui consum cît mai redus de ciment și energie .

Dintre procedeele tehnologice cunoscute amintim următoarele :

- Tehnologia vibrării betonului
- Tehnologia vibropresării betonului
- Tehnologia vibrovacuumării betonului
- Tehnologia vibrostanțării betonului
- Tehnologia centrifugării betonului

- Tehnologia laminării betonului.

1.4.1. Tehnologia vibrării betonului

Intre proprietățile fizice ale betonului proaspăt și parametrii vibrării există o interdependență strînsă care trebuie cunoscută și bine stăpînită pentru a putea obține o compactare eficientă a betonului proaspăt. Frațiunile fine ale nisipului 0,2 - 1 mm conferă betoanelor calității remarcabile de omogenitate, maleabilitate, păstrarea formei la decofrarea imediată, impermeabilitate și rezistență, cu condiția să se respecte o proporție adecvată de nisip fin, ținînd seama de dozajul de ciment și de granulozitatea întregului agregat.

În cazul rezolvării judicioase a problemei, prin corelarea proprietăților reologice ale betonului (pe baza alegerii unei compoziții adecvate) cu parametrii vibrării, se creează toate condițiile pentru a obține un beton compact, sub aspectul calității și a durabilității lui.

Calitatea compactării mai este influențată, în afară de caracteristicile betonului și de parametrii vibrării : amplitudinea și frecvența vibrațiilor, direcția lor și mărimea forței de vibrare.

În vederea obținerii unui efect maxim al vibrării, frecvența sistemului trebuie să se apropie cît mai mult de frecvența proprie a masei de beton, respectiv de frecvența granulelor din compoziția acestuia. Frecvența proprie a granulelor se mărește pe măsura micșorării dimensiunilor acestora. De aceea vibrațiile cu frecvență ridicată acționează mai eficient asupra granulelor fine din beton, iar cele de frecvență mijlocie, asupra granulelor mari. Din această cauză frecvența vibratoarelor trebuie astfel aleasă încît să acționeze în mod corespunzător asupra ambelor tipuri de granule din beton, iar accelerațiile corespunzătoare să fie suficiente pentru a învinge vîscozitatea și frecările interne din masa betonului. Acesta este motivul pentru care Rebut / 94 / de exemplu recomandă folosirea vibratoarelor cu două frecvențe, una mai joasă pentru umplerea mai rapidă a tiparelor și o primă îndesare a betonului și a doua mai ridicată pentru terminarea compactării prin fluidificarea și compactarea mortarului.

Ca și direcție de vibrare se recomandă cea verticală deoarece impulsul vertical care acționează de jos în sus asu-

446.411
132 D

pra granulelor de la bază, se transmite aproape integral la elementele superioare avînd un efect de compactare mult mai mare.

Problema teoriei vibrării betonului proaspăt a fost studiată de A.E.Desov /49/ și mai recent de I.Stork /100/ în lucrările lor redîndu-se în detaliu parametrii vibrării și modul de verificare a utilajelor de vibrare, pentru obținerea unor betoane compacte de calitate superioară, cu rezistența și durabilitatea mare.

1.4.2. Tehnologia vibropresării betonului

Indesarea betoanelor vîrtoase numai prin presare necesită un consum mare de energie, ceea ce a condus la utilizarea, pentru aceste tipuri de betoane a vibro-presării. Această tehnologie permite folosirea vibratoarelor de capacitate mai redusă și uneori grade de compactare superioare tehnologiei vibrării. Această tehnologie poate fi aplicată numai la executarea elementelor prefabricate.

1.4.3. Tehnologia vibrovacuumării betonului

Aplicarea acestui procedeu este recomandată la execuția elementelor de suprafață mare (plăci, îmbrăcămînți rutiere din beton, piste de aviație etc.) cînd se lucrează pe platforme deschise. O extindere industrializată a procedului o reprezintă utilizarea matriței vibroabsorbante.

Prin vibrovacuumare se obțin betoane de calitate superioară, deoarece după vibrare și vacuumare crește coeziunea amestecului de beton datorită extragerii apei în exces din beton obținîndu-se astfel betoane foarte vîrtoase și compacte, putîndu-se realiza chiar și decofrări imediate la unele elemente.

În cazul folosirii acestui procedeu tehnologic pentru a obține aceeași marcă de beton se poate reduce consumul de ciment cu pînă la 30 - 35 %.

1.4.4. Tehnologia vibrostanțării betonului

Acest procedeu se folosește în general la realizarea elementelor prefabricate din beton simplu sau armat.

Ca elemente de vibrostanțare și de presare se folosesc părțile superioare ale tiparelor sub forma unor vibrostanțe, ce asigură formarea profilului superior al elementului ce se formează.

Si în cazul folosirii acestui procedeu, parametrii de vibrare și de presare se stabilesc în funcție de proprietățile reologice ale betonului ce urmează să fie pus în operă / 4 / /.

1.4.5. Tehnologia centrifugării betonului

În cazul elementelor din beton simplu acest procedeu se folosește la acele elemente care au un gol circular interior (tuburi, tronsoane de canal etc.). Îndesarea betonului depinde de mărimea forței centrifuge, care este proporțională cu masa fiecărei părți componente ale amestecului de beton. Din această cauză tendința pietrișului și a nisipului mare este de a se plasa înspre exteriorul suprafeței elementului centrifugat. Apa în exces se va separa din beton și se va colecta în interiorul tiparului. Gradul de îndesare a betonului prin centrifugare este 15 - 20 % mai mare decât la celelalte procedee, obținându-se ca urmare betoane foarte compacte, cu rezistențe în special la întindere mari.

Teoria centrifugării betonului și parametrii care influențează gradul de îndesare al betonului sînt prezentate cu suficiente detalii în lucrările / 4 / / 104 /.

1.4.6. Tehnologia laminării betonului

Procedeu tehnologic al laminării se folosește pentru executarea elementelor prefabricate sub formă de plăci nervurate, dar poate fi folosit și la realizarea elementelor liniare.

În general acest procedeu nu se folosește la realizarea elementelor din beton simplu.

Cu acest procedeu tehnologic elementele se formează prin vibrare-presare și laminare utilizînd betoane foarte vîrtoase cu un raport apă/ciment = 0,30 - 0,35.

1.5. Analiza critică a metodelor de calcul și alcătuire a elementelor din beton simplu

Din cele prezentate în paragrafele 1.1 și 1.2 rezultă că la ora actuală problema calculului elementelor din beton simplu este mult controversată pe plan mondial și că nu există o metodă de calcul unitar acceptată. Majoritatea normelor naționale de calcul nu țin seama de proprietățile reale ale betonului simplu și de comportarea acestuia la diferite solicitări în regim static și dinamic. Chiar și în acele nor-

me în care se ține seama într-un fel sau altul de comportarea elementelor din beton simplu și în domeniul post-elastic prin intermediul unor coeficienți stabiliți experimental, aceștia nu au o fundamentare riguros științifică rezultată dintr-un calcul statistic, fie din cauza unor insuficiente date concludente, fie din cauza împrăștiilor foarte mari a rezultatelor ce se obțin la cercetările experimentale datorită eterogenității betonului.

De asemenea în practică, de cele mai multe ori nu se respectă în mod riguros prevederile tehnologice, este neglijat controlul riguros și permanent la elaborarea și punerea în operă a betonului, ceea ce conduce la apariția unor defecte în structura betonului.

Nu sînt pînă în prezent studii teoretice și experimentale suficiente referitor la comportarea betonului simplu la solicitări complexe (influența forței tăietoare, a momentului de torsiune, a unor încărcări dinamice etc.).

Deși de multe ori unele solicitări sînt apreciate ca fiind secundare, ele influențează în măsură apreciabilă comportarea elementelor de beton simplu atît în exploatare cît și la rupere.

La încărcările statice de lungă durată majoritatea cercetărilor au fost efectuate pe elemente din beton simplu solicitate la compresiune, fiind foarte puține studiile efectuate pe elemente de beton simplu solicitate la încovoiere, la compresiune excentrică cu mare excentricitate, referitor la influența forței tăietoare sau a momentelor de torsiune.

Studiile teoretice și experimentale sînt și mai contradictorii, referitor la calculul la starea limită de stabilitate, motiv pentru care calculul la această stare limită este prezentată diferit în normele naționale și internaționale, cu o prudență exagerată chiar în unele norme.

Toate aceste lipsuri au făcut ca în normele naționale și internaționale, problemei calculului și alcătuirii elementelor din beton simplu să i se acorde spații reduse, unele indicații fiind date numai cu caracter general.

O problemă destul de dificilă, care a fost puțin studiată pînă în prezent este cea referitor la capacitatea de deformare plastică a betonului în domeniul post-elastic, proble-

mă deosebit de importantă la solicitările alternante de tip seism.

În prezent, problema ductilizării structurilor din beton armat se pune aproape în exclusivitate pe seama armăturilor, deoarece nu se cunoaște capacitatea de absorbție a energiei la elementele din beton simplu și posibilitățile de ductilizare a acestuia. Din încercările efectuate pînă în prezent apare o contradicție între creșterea mărcii betonului și capacitatea lui de deformație plastică; în general, odată cu creșterea mărcii betonului, comportarea lui devine tot mai pronunțat elastică.

Prof.emerit ing. C.Avram / 8 / arată de exemplu că prin extrapolare s-ar obține o comportare perfect elastică pentru o marcă de beton B1450 (practic nefiind posibil încă realizarea acestei mărci).

Considerăm însă că în viitor, în special în regiunile seismice este necesar a se lucra cu betoane de asemenea mărci, care să asigure atît o rezistență corespunzătoare elementelor din beton simplu, cît și o capacitate de deformație plastică minimă necesară. Aceasta se poate realiza prin folosirea la elementele din beton simplu, a unor mărci de betoane nu prea mari, urmărindu-se îmbunătățirea capacității lor de deformație plastică, prin folosirea unor adausuri ieftine, care să îmbunătățească această proprietate a betonului.

Problema ductilizării betonului simplu este însă ceva mai complicată pentru că plasticizarea betonului simplu mai depinde și de alți parametri importanți (înălțimea secțiunii transversale, forma elementului, schema de încărcare etc.).

Studii mai ample în acest sens au fost efectuate, cu mai mulți ani în urmă, la laboratorul de Beton armat al Facultății de Construcții din Timișoara, sub conducerea Prof.dr.doc. I.Filimon, pentru calculul capacității portante a elementelor din beton simplu solicitate la încovoiere și compresiune excentrică. Pe baza acestor studii s-a ajuns la concluzia că plasticizarea zonei întinse a betonului depinde de o serie de factori cum sînt : calitatea betonului, înălțimea și forma secțiunii transversale, schema de încărcare etc. S-au stabilit astfel niște coeficienți de corecție cu care se corectează capacitatea portantă în ipoteza betonului întins plasticizat complet, aceas-

tă metodologie de calcul fiind acceptată de normele noastre naționale /114/.

Studii mai recente privind comportarea pînă la rupe-
re a elementelor de beton simplu solicitate la încovoiere, cu
secțiuni transversale de formă diferită și scheme de încărcă-
re diferite au fost efectuate de C.Desrosier /50/ în lucra-
rea sa de doctorat.

Apreciem că în prezent, prin introducerea metodelor
moderne de calcul se poate face un studiu biografic complet
al elementelor din beton simplu la diferite solicitări și în
special la solicitări complexe.

Metoda elementelor finite permite evaluarea capacită-
ții portante a elementelor din beton simplu, cedarea elementu-
lui producîndu-se prin acumulări progresive ale ruperilor lo-
cale în zonele mai solicitate, metoda putînd fi aplicată la
toate tipurile de elemente, inclusiv la elementele masive din
beton simplu.

Considerăm de asemenea că odată cu dezvoltarea cerce-
tărilor, a metodelor moderne de calcul și a tehnologiilor mo-
derne se va putea rezolva în viitor o serie de probleme necla-
rificate pînă în prezent, referitor la elementele din beton
simplu și că această lucrare de doctorat reprezintă și ea un
pas înainte în acest sens.

1.6. Obiectul tezei de doctorat

Lucrarea de doctorat prezentată urmărește prin conți-
nutul ei să se încadreze în tematica deosebit de actuală pe
plan național și internațional, legată de utilizarea betonului
simplu la diferite elemente de construcții în condiții econo-
mice, de siguranță și durabilitate sporită, înscriindu-se ast-
fel pe linia cercetărilor menite să răspundă imperativelor
majore ale progresului economic și social din țara noastră.

Pentru realizarea acestui deziderat și a celor men-
ționate în paragrafele anterioare, autorul a desfășurat un bo-
gat program de studii teoretice și experimentale prin care s-a
urmărit :

1. Introducerea unei tehnologii noi pentru îmbunătă-
țirea proprietăților fizico-mecanice ale betonului, utilizînd
procedeul revibrării acestuia în perioada de priză a cimentu-
lui. Efectuînd, cu rezultate bune, studii teoretice și de la-

borator privind comportarea la revibrare a componentelor mineralogici ai cimentului, a pastei de ciment întărită și a betonului, stabilindu-se parametrii optimi ai revibrării, procedeul a fost aplicat pe baza unor contracte de colaborare cu producția, pe tronsoane experimentale de îmbrăcăminti rutiere din beton de ciment, elaborându-se în final instrucțiuni tehnice de aplicare a procedurii.

2. Perfecționarea metodelor de calcul a elementelor din beton simplu, cu luarea în considerare a proprietăților reale ale betonului și introducerea unor metode moderne de calcul, studiindu-se :

- influența forței tăietoare asupra capacității portante a elementelor din beton simplu solicitate la încovoiere, ajungându-se în final la stabilirea unor curbe de interacțiune ușor de utilizat în practică;

- calculul capacității portante a elementelor din beton simplu supuse la diferite solicitări;

- aplicarea metodei elementelor finite la calculul elementelor de construcții din beton simplu.

Lucrarea se încheie cu concluzii și propuneri de valorificare a cercetărilor efectuate de autor.

Lucrarea cuprinde 6 capitole din care în primul capitol "Introducere" sînt redată, în mod sintetic aspecte și direcții de cercetare din literatura de specialitate, în domeniul calculului, alcătuirii și utilizării elementelor din beton simplu în construcții. În celelalte capitole sînt prezentate contribuțiile originale teoretice și experimentale ale autorului, în domeniul calculului și alcătuirii elementelor de construcții din beton simplu.

CAP. 2. STUDII TEORETICE SI EXPERIMENTALE PRIVIND
INFLUENTA REVIBRARI ASUPRA PROPRIETATILOR
FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI

2.1. Considerații generale

Volumul mare de construcții din țara noastră, în permanentă creștere, pune în fața lucrătorilor din construcții probleme din ce în ce mai importante privind îmbunătățirea calității materialelor, creșterea productivității muncii, reducerea prețului de cost etc.

Betonul este unul din materialele de bază folosit la realizarea construcțiilor de toate genurile.

Vibrarea betonului a făcut obiectul a numeroase studii, această tehnică fiind considerată ca una din metodele de compactare cele mai apreciate și mai răspândite / 71 / / 72 / / 94 /. Vibrarea repetată a betonului este în schimb mai puțin cunoscută, unii cercetători fiind chiar de părere că nu se poate revibra betonul în perioada de după turnare, respectiv în perioada de priză a cimentului.

Primele încercări sistematice de revibrare a betonului au fost efectuate în SUA cu ocazia fabricării de cargouri din beton armat în anul 1942. De atunci procedeul nu a mai fost utilizat decât sporadic, cercetările publicate, puține la număr, conținând date contradictorii în special referitor la parametrii vibrării și compoziția betonului. Astfel după cercetătorul american C.A.Vollick / 107 / intervalul optim de revibrare este considerat la 1-2 ore după turnare, iar după cercetătorul francez M.Duriez / 51 / la 3-4 ore după turnare.

Cu toate acestea, cercetările făcute în această direcție, în ultimele decenii în SUA, URSS, R.P.Polonă, Franța etc. au arătat că revibrarea este o metodă modernă în tehnologia executării lucrărilor de beton și că se poate conta la betoanele revibrate pe o creștere a rezistenței la compresiune cu 10-50 %.

Astfel, în Franța, Duriez / 51 / a constatat că revibrarea aplicată betoanelor plastice la 1 $\frac{1}{2}$ - 2 ore după prima vibrare face ca rezistențele mecanice ale betonului să crească în medie cu 15-20 %, iar dacă se folosesc adausuri plasti-

fiante întârziatoare de priză revibrarea se poate face după 4 ore de la turnare, sporurile de rezistențe în acest caz fiind de 30-40 %. În SUA, cercetătorul Vollick /107/ a obținut la un beton revibrat după 2½ ore de la turnare un spor al rezistenței la compresiune de 16% iar în cazul unui beton cu 2% adaus plastifiant revibrat după 3½ ore de la turnare un spor al rezistenței de 35%.

În Polonia, Kaladinski obține în laborator un spor de rezistență de 21-24% pentru probele revibrate și pe șantier rutiere, după 3 ani de exploatare un spor de 52% pentru stratul inferior de rezistență și 22% pentru stratul superior de uzură.

În Cehoslovacia, cercetătorii Valenta și Weiner /105/ au constatat că eficacitatea revibrării depinde de parametrii vibrației și de lucrabilitatea betonului, eficacitatea maximă fiind obținută pentru betoane preparate cu un raport A/C = 0,4 și revibrate după 1-4 ore de la turnare. În Franța revibrarea betonului a fost făcută oficială într-un caiet de norme generale al lucrărilor de poduri și șosele încă din anul 1955.

Consultând literatura străină de specialitate, constatăm că majoritatea cercetătorilor străini au efectuat o singură revibrare la un anumit interval de timp de la vibrarea inițială, scopul principal al revibrării rezumându-se doar la mărirea compactității betonului.

La cel de-al III-lea Congres Internațional de beton și prefabricate (Stockholm 1960 /109/) și la Conferința asupra tehnicii de compactare a betonului prin vibrație (Budapesta 1963 /110/), unde s-a discutat printre altele și problema revibrării, s-au reafirmat constatările și concluziile la care ne-am referit.

Opinia predominantă exprimată la cele două manifestări științifice internaționale a fost aceea că revibrarea betonului este un procedeu modern în tehnologia lucrărilor de beton care oferă multiple avantaje, dar că pentru aplicarea lui în practica curentă sînt încă necesare cercetări sistematice suplimentare.

Luînd în considerare rezultatele bune obținute pe plan mondial și recomandările făcute în cadrul manifestărilor

științifice internaționale amintite, la Timișoara, în cadrul laboratoarelor comune ale Catedrei de Beton armat din Institutul Politehnic și ale secției de materiale de construcții a Academiei RSR s-au efectuat încă din anul 1962 studii și cercetări experimentale sistematice referitor la noul procedeu tehnologic de revibrare.

Sub conducerea și îndrumarea competentă a Prof.emerit ing. Avram Constantin, M.C. al Acad.RSR studiile și cercetările experimentale au fost axate din punct de vedere teoretic pe elucidarea anumitor aspecte ale formării structurii pietrei de ciment sub acțiunea vibrării repetate (revibrării) în perioada de priză a cimentului și din punct de vedere practic pe obținerea unor betoane de mare rezistență și durabilitate, concomitent cu reducerea deformațiilor sub sarcini de scurtă și lungă durată.

Abandonând criteriile de revibrare stabilite arbitrar, cercetările inițiate la Timișoara au urmărit ca prin revibrare să se realizeze nu numai mărirea compactității ci și eliminarea (diminuarea) tensiunilor ce apar în sistemul piatră de ciment - agregate ca urmare a contracțiilor mari ce se produc în perioada de priză, atingând valori de 1-5 mm/m/16 / Chiar în timpul prizei dezvoltarea contracției inițiale este împiedecată de scheletul cristalin al fazei hidratate, de nucleele nehidratate ale granulelor de ciment și în cazul betoanelor de agregate. Rezultă că în structura pietrei de ciment sau a betonului iau naștere importante solicitări inițiale care exercită o influență negativă asupra proprietăților ulterioare ale betoanelor. Amintim în sprijinul acestei afirmații fisurarea observată adesea la betoanele foarte tinere.

Dacă în perioada de priză se acționează prin anumite procedee în direcția anulării tensiunilor inițiale se poate obține o ameliorare esențială a proprietăților fizico-mecanice a pietrei de ciment și respectiv a betonului. Cercetările efectuate au arătat că acest lucru se poate realiza prin vibrarea repetată (revibrarea) a betonului în perioada de priză a cimentului. Cercetările efectuate au arătat de asemenea că la același grad de sporire a compactității efectul revibrării este sensibil mai mare pentru cimenturile care au contracții inițiale mai mari.

Avînd la bază premizele teoretice enunțate, urmărind ca în final procedeul tehnologic de revibrare a betonului să fie corect aplicat în producție, cercetările noastre experimentale pe care le vom prezenta în continuare s-au desfășurat sistematic și cu continuitate referindu-se la influența revibrării în perioada de priză a cimentului, asupra proprietăților componentilor mineralogici ai cimentului, asupra pastei de ciment întărită și în final asupra betonului.

2.2. Studii experimentale de laborator privind comportarea la revibrare a componentilor mineralogici ai cimentului Portland

Eficacitatea revibrării depinde de un număr mare de parametri, unul dintre aceștia fiind și compoziția mineralogică a cimentului.

Pentru a cunoaște mai bine influența compoziției mineralogice a cimentului Portland și criteriile optime de revibrare s-a studiat în cadrul laboratorului modul în care se comportă la revibrare fiecare component mineralogic pur (C_3S , C_2S , C_3A și C_4AF) variind criteriile revibrării. Componentii mineralogici puri au fost pregătiți în laborator, gradul lor de puritate fiind verificat prin metode microscopice și difractografice / 9 /.

2.2.1. Confecționarea, conservarea și încercarea epruvetelor

Din fiecare component mineralogic pur, pulverizat în așa fel încît să treacă în întregime prin sita cu 4900 ochiuri / cm^2 s-au preparat paste cu consistența normală și s-au turnat cuburi cu latura de 14,1 mm.

Apa pentru consistența normală și timpii de priză pentru fiecare component mineralogic sînt date în tabelul 2.1.

TABELUL 2.1.

Component	Apa pentru consistența normală %	Timpii de priză	
		Inceput ore-min.	Sfîrșit ore-min.
C_3S	33,0	2 - 15	3 - 15
C_2S	26,7	1 - 15	2 - 15
C_3A	73,3	0 - 18	0 - 28
C_4AF	42,0	0 - 17	0 - 38

Pentru fiecare component mineralogic s-au confecționat 17 serii de câte 4 epruvete după cum urmează :

a) seria martor nevibrată, epruvetele fiind compactate manual N^o 1 (seria N),

b) seriile martori vibrate N^o. 2, 6, 10 și 14 : epruvete vibrate la punerea în operă timp de 1, 2, 4 și 6 minute (seriile V),

c) seriile revibrate la începutul prizei N^o 3, 7, 11 și 15 : epruvete vibrate la punerea în operă timp de 0,5, 1, 2 și 3 minute și revibrate la începutul prizei timp de 0,5, 1, 2 și 3 minute (seriile RV - IP),

d) seriile revibrate la mijlocul prizei N^o 4, 8, 12 și 16 : epruvete vibrate la punerea în operă timp de 0,5, 1, 2 și 3 minute și revibrate la mijlocul prizei timp de 0,5, 1, 2 și 3 minute (seriile RV - MP),

e) seriile revibrate la sfârșitul prizei N^o 5, 9, 13 și 17 : epruvete vibrate la punerea în operă timp de 0,5, 1, 2 și 3 minute și revibrate la sfârșitul prizei timp de 0,5, 1, 2 și 3 minute (seriile RV - SP).

Vibrarea și revibrarea epruvetelor au fost efectuate cu ajutorul unei mese vibrante de laborator, tipul ST300, având caracteristicile următoare : frecvența $f = 150$ Hz, amplitudinea $A = 0,033$ mm și accelerația $a = 3$ g.

Toate epruvetele au fost păstrate timp de 24 ore în tipar, ulterior cele din C_3S și C_4AF într-o cutie cu aer umed, iar cele din C_2S și C_3A în apă pînă în momentul încercării, la o temperatură medie de 20°C.

Epruvetele au fost încercate la compresiune la 3, 7 și 28 zile. Valorile medii ale rezistențelor la compresiune R_c sînt date în tabelele 2.2.

Pentru a efectua analizele termodiferențiale și termogravimetrice, resturile epruvetelor încercate la 28 de zile la compresiune au fost măcinate în așa fel încît să treacă prin sita de 4900 ochiuri/cm² și păstrate într-un amestec de alcool pur și eter, pentru a împiedeca hidratarea componentelor mineralogici. Pentru aceste analize s-a folosit un derivatograf sistem Paulik - Erdey (Ungaria). Cu ajutorul acestui derivatograf s-a urmărit :

- curba termodiferențială (DTA) care dă viteza proce-

sului de absorbție a căldurii (efectul endotermic) în funcție de temperatura (T);

- curba termogravimetrică (TG) care dă pierderea greutatei în funcție de temperatura (T).

2.2.2. Rezultate și interpretări

2.2.2.1. Rezistența la compresiune (vezi tabelele 2.2)

TABELUL 2.2.a

Se- ria nr.	Simbol	Momen- tul revi- brării	R _c /kgf/cm ² / la :					
			3 zile		7 zile		28 zile	
			R _c	%	R _c	%	R _c	%
1	N	-	366	-	633	-	1160	-
2	V ₁	-	310	-	665	-	995	-
3		IP	358	+15,5	743	+11,7	1133	+13,9
4	V _{0,5} +RV _{0,5}	MP	360	+16,1	820	+23,3	1340	+34,6
5		SP	368	+18,7	723	+ 8,7	1375	+38,2
6	V ₂	-	333	-	605	-	950	-
7		IP	405	+21,6	716	+18,4	1416	+49,0
8	V ₁ +RV ₁	MP	373	+12,0	725	+19,8	1096	+15,4
9		SP	281	-15,6	700	+15,7	1246	+31,2
10	V ₄	-	338	-	596	-	1081	-
11		IP	359	+ 6,-	778	+30,5	1225	+13,3
12.	V ₂ +RV ₂	MP	376	+11,2	760	+27,5	1325	+22,6
13		SP	383	+13,3	658	+10,4	1304	+22,4
14	V ₆	-	322	-	596	-	1059	-
15		IP	374	+16,1	853	+43,0	1540	+45,0
16	V ₃ +RV ₃	MP	479	+48,5	827	+38,8	1278	+20,6
17		SP	350	+ 8,7	882	+48,0	1120	+ 5,8

- Componentul mineralogic C₃S

Pentru seriile vibrare la punerea în operă (V) mărirea duratei de vibrare de la 1 la 6 minute nu este justificată pentru că sporurile de rezistență nu sînt semnificative (uneori înregistrîndu-se chiar rezistențe mai mici). Comparînd seria martor 2 și seriile revibrate 3, 4 și 5 se constată că pentru încercările la 3 și 7 zile creșterile rezistenței la compresiune sînt relativ mici (12-23 %) oricare ar fi momentul aplicării revibrării, în schimb pentru încercarea la

28 zile se constată creșteri mari de rezistențe pentru epruvetele revibrate la mijlocul și la sfârșitul perioadei de priză (35-38%). Mărind durata revibrării de la 0,5 min. la 3 minute se constată că se obțin creșteri mai importante de rezistențe pentru probele revibrate la începutul prizei..

In general se poate spune că pentru acest component mineralogic al cimentului portland duratele scurte de revibrare, aplicate la mijlocul sau la sfârșitul prizei sînt cele mai eficace, pentru că se obțin creșteri de rezistențe importante cu un consum de energie redus.

C_3S este componentul mineralogic al cimentului Portland care dă cele mai mari rezistențe mecanice, fiind în același timp foarte sensibil la revibrare.

- Componentul mineralogic C_2S

In acest caz durata vibrării (de la 1 min la 6 min.) nu are practic nici o influență asupra valorii rezistențelor la compresiune, oricare ar fi perioada la care se efectuează încercarea; se poate deci utiliza timpul minim de vibrare. Revibrarea duce la diminuarea rezistenței la compresiune în toate cazurile, indiferent de momentul aplicării, de durata ei sau de momentul încercării.

Probabil că în cazul componentului mineralogic C_2S , revibrarea produce perturbări în structura de rezistență, ea nefiind indicată.

In ceea ce privește evoluția rezistențelor mecanice în timp, C_2S prezintă o comportare total diferită față de C_3S . Pentru C_2S rezistențele cresc încet dar continuu crescînd practic proporțional cu timpul. Această comportare diferită a celor doi componenți mineralogici se poate explica că, contracția inițială și tensiunile interne sînt mult mai mari pentru C_3S ; în timp ce componentul C_3S este foarte sensibil la revibrare, aceasta nu este indicată pentru C_2S .

Rezultatele unor încercări efectuate pe probe confecționate din pastă de ciment Portland bogat în C_3S și sărac în C_2S au confirmat această concluzie / 10 /.

Așadar cimenturile Portland belitice nu sînt indicate pentru revibrare.

TABELUL 2.2.b
Rezistența la compresiune R_c , pentru C_2S

Se- ria nr.	Simbol	Momen- tul revi- brării	R_c /kgf/cm ² / la :					
			3 zile		7 zile		28 zile	
			R_c	%	R_c	%	R_c	%
1	N	-	17,5	-	50,0	-	222	-
2	V_1	-	20,0	-	52	-	221	-
3		IP	16,5	-17,5	37	-28,8	153	-30,8
4	$V_{0,5}+RV_{0,5}$	MP	17,0	-15,0	38	-26,9	182	-17,6
5		SP	18,0	-10,0	46	-11,5	185	-16,3
6	V_2	-	19,0	-	50	-	244	-
7		IP	17,0	-10,5	35	-30,0	150	-38,5
8	V_1+RV_1	MP	17,5	- 7,9	41	-18,0	176	-27,9
9		SP	19,5	- 2,6	46	- 8,0	197	-19,3
10	V_4	-	22	-	54	-	243	-
11		IP	18	-18,2	40	-26,0	168	-30,9
12	V_2+RV_2	MP	18,5	-15,9	41	-24,1	176	-27,6
13		SP	20	- 9,1	48	-11,1	211	-13,2
14	V_6	-	23	-	54	-	261	-
15		IP	18	-21,7	38	-29,6	164	-37,2
16	V_3+RV_3	MP	21	- 8,7	45	-16,7	189	-27,6
17		SP	22	- 4,3	46	-14,8	215	-17,6

- Componentul mineralogic C_3A

Vibrarea de lungă durată (4 sau 6 minute) dă rezistențe mai mici decât vibrarea de scurtă durată (1 sau 2 minute), în special în cazul încercărilor la 3 și 7 zile; hidratarea componentului C_3A este foarte rapidă și se pare că pierderea suplimentară de apă pentru o vibrație de lungă durată diminuează capacitatea de lucru a pastei.

Revibrarea conferă epruvetelor de C_3A creșteri mari de rezistență, care pot merge pînă la 95% pentru o revibrare de 1 minut la sfîrșitul prizei.

În ceea ce privește corelația momentului de aplicare a revibrării cu durata ei, se constată că pentru revibrarea la început și mijloc de priză, duratele lungi de revibrare sînt mai eficiente; pentru revibrarea la sfîrșitul prizei creșterea duratei de revibrare de la 0,5 la 3 minute nu duce la

TABELUL 2.2.c
Rezistența la compresiune R_c , pentru C_3A

Se- ria nr.	Simbol	Momen- tul revi- brării	R_c /kgf/cm ² / la :					
			3 zile		7 zile		28 zile	
			R_c	%	R_c	%	R_c	%
1	N	-	57	-	64	-	52	-
2	V_1	-	58	-	65	-	46	-
3		IP	66	+13,8	71	+ 9,2	39	-15,2
4	$V_{0,5}+RV_{0,5}$	MP	79	+36,2	80	+23,0	56	+21,8
5		SP	81	+39,6	86	+32,3	69	+50,0
6	V_2	-	60	-	69	-	39	-
7		IP	81	+35,0	68	- 1,5	46	+17,9
8	V_1+RV_1	MP	68	+13,3	70	+ 1,5	56	+43,6
9		SP	84	+40,0	80	+16,0	76	+95,0
10	V_4	-	50	-	46	-	44	-
11		IP	83	+66,0	71	+54,5	49	+11,4
12	V_2+RV_2	MP	73	+46,0	82	+78,3	70	+59,2
13		SP	71	+42,0	77	+67,5	73	+66,0
14	V_6	-	51	-	49	-	66	-
15		IP	73	+43,2	70	+42,8	62	- 6,1
16	V_3+RV_3	MP	86	+68,8	82	+67,4	80	+21,2
17		SP	83	+62,8	71	+45,0	75	+13,6

creșteri importante de rezistență. Rezultă deci că, componen-
tul C_3A este foarte sensibil la revibrare, rezultînd printr-o
singură revibrare creșteri curente de rezistență de 30-70%.

Analizînd evoluția rezistențelor în timp se constată
că C_3A prezintă un comportament diferit de cel al lui C_3S și
 C_2S . Rezistențele cresc rapid în primele zile, hidratarea
fiînd foarte rapidă, dar valorile lor rămînînd moderate. De la
3 la 7 zile rezistențele cresc cu 1-15%. La 28 de zile inter-
vin în general căderi importante de rezistențe, pînă la 70% în
raport cu încercările la 3 zile. Descreșterea rezistențelor me-
canice, se datorește fenomenelor de recristalizare care se
produc în structura pastei de C_3A întărită / 99 /.

- Componentul mineralogic C_4AF

Situația componentului C_4AF este comparabilă cu cea a

TABELUL 2.2.d
Rezistența la compresiune R_c , pentru C_4AF

Se- ria nr.	Simbol	Momen- tul revi- brării	R_c /kgf/cm ² / la :					
			3 zile		7 zile		28 zile	
			R_c	%	R_c	%	R_c	%
1	N	-	52	-	92	-	49	-
2	V_1	-	53	-	101	-	50	-
3		IP	61	+15,1	83	-17,8	68	+36,0
4	$V_{0,5}+RV_{0,5}$	MP	56	+5,6	60	-40,6	34	-32,0
5		SP	43	-18,8	20	-80,2	85	+70,0
6	V_2	-	54	-	79	-	25	-
7		IP	58	+7,4	88	+11,4	44	+76,0
8	V_1+RV_1	MP	66	+22,2	61	-22,8	37	+48,0
9		SP	14	-74,0	16	-79,6	72	+188,0
10	V_4	-	52	-	79	-	22	-
11		IP	62	+19,2	72	-8,9	40	+82,0
12	V_2+RV_2	MP	67	+29,0	43	-45,5	38	+72,8
13		SP	16	-69,3	13	-83,7	47	+114,0
14	V_6	-	58	-	96	-	41	-
15		IP	63	+8,6	94	-2,1	54	+31,7
16	V_3+RV_3	MP	65	+12,1	71	-26,1	52	+26,8
17		SP	27	-53,5	15	-84,5	52	+26,8

lui C_3A ; hidratarea este rapidă pînă la 7 zile, cînd se obțin rezistențe maxime indiferent de criteriile de vibrare (durată și moment de aplicare), după care ele descresc considerabil pînă la 28 zile.

Revibrarea aduce de cele mai multe ori căderi de rezistență în afară de încercarea la 28 de zile. Pentru încercarea la 3 zile creșterea duratei de vibrare de la 1 min. la 6 min. nu determină creșteri de rezistență; pentru încercările la 7 zile și 28 de zile se constată o descreștere a rezistențelor cînd durata de vibrare crește.

Dată fiind dispersia mare și neconcordanța rezultatelor, este greu de a le interpreta în funcție de criteriile de vibrare.

In schimb influența mediului de păstrare a epruvete-

lor este foarte evidentă : în comparație cu rezistențele epruvetelor păstrate în aer umed (tabelul 2.2.d), rezistențele la compresiune cresc foarte mult în cazul păstrării la aer uscat și devin practic neglijabile în cazul păstrării lor în apă (tabelul 2.3).

TABELUL 2.3.

Rezistența la compresiune R_c , pentru C_4AF

Incer- care la :	R_c /kgf/cm ² / pentru probe păstrate în :			
	apă		aer uscat	
	V_2	V_{1+RV_1} MP	V_2	V_{1+RV_1} MP
3 zile	5,3	4,6	107,3	111,5
	%	-12,8	%	+3,0
7 zile	7,5	7,6	170,4	157,6
	%	+ 1,6	%	-7,5
28 zile	9,7	9,3	161,5	171,0
	%	- 4,0	%	+5,9

2.2.2.2. Analiza termodiferențială și termogravimetrică

- Componentul mineralogic C_3S

În figura 2.1 sînt prezentate curbele termodiferențiale DTA, iar în figura 2.2 curbele termogravimetrice TG ale epruvetelor seriilor : 1 (nevibrate); 2, 6, 10 și 14 (vibrate la punerea în operă); 4, 8, 12 și 16 (revibrate la mijlocul prizei și 15 (revibrate la începutul prizei).

Se constată pentru toate epruvetele, trei efecte endotermice importante a căror intensitate maximă este caracterizată prin vîrfurile curbelor DTA : primul efect (160-170 °C), al doilea efect (545-560 °C) și al treilea efect (800-850 °C).

Comparînd curbele DTA a epruvetelor vibrate și a celor revibrate se constată în principiu aceleași efecte termice, decalate în intervale relativ mici de temperatură. Rezultă că prin revibrare nu se modifică compoziția neoformațiilor hidratate, dar se accelerează viteza lor de hidratare și de întărire. Pentru a ilustra această concluzie s-a prezentat și curbele termogravimetrice (TG), iar în tabelul 2.4 se dă valorile pierderilor parțiale de greutate în timpul

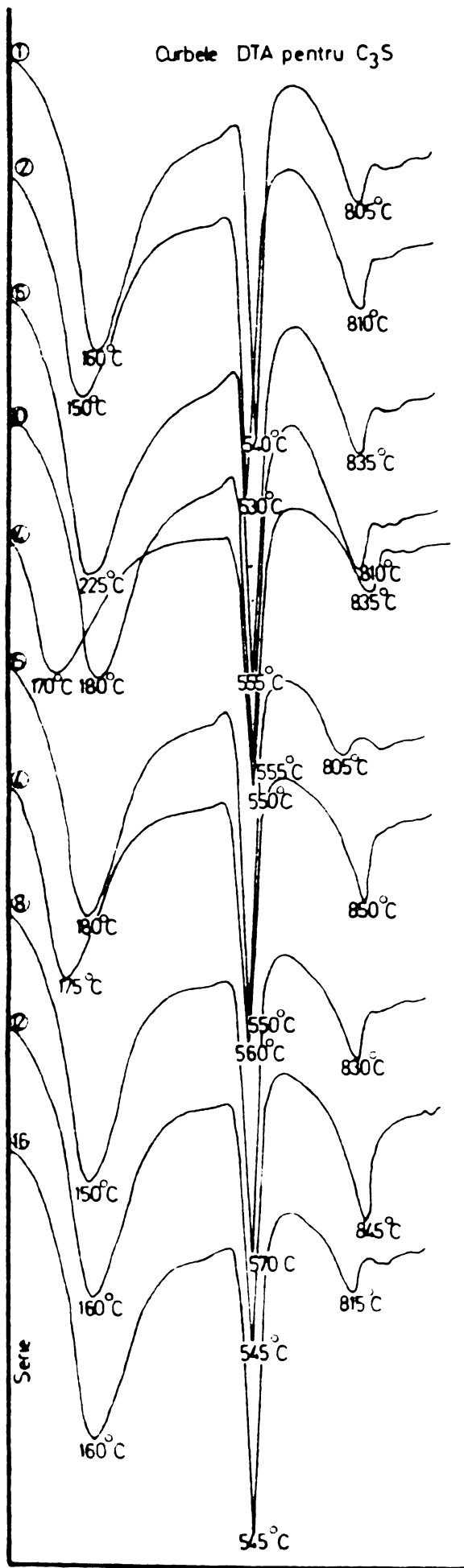


FIG 2.1

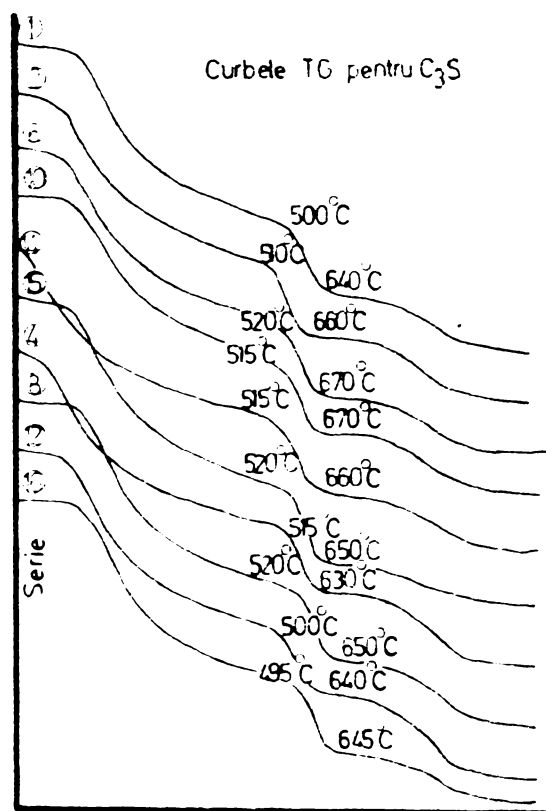


FIG 2.2

Curbele DTA pentru C₂S

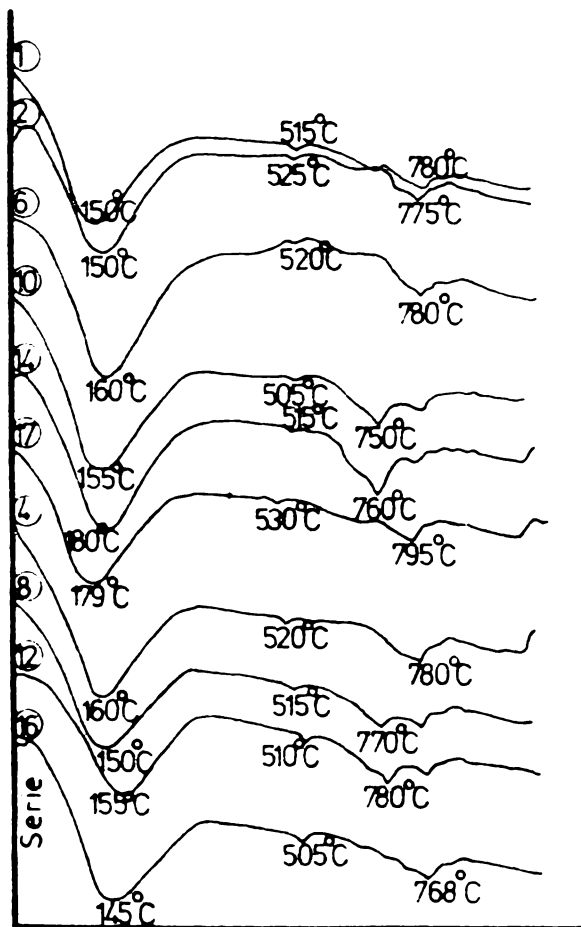


FIG 2.3

Curbele TG pentru C₂S

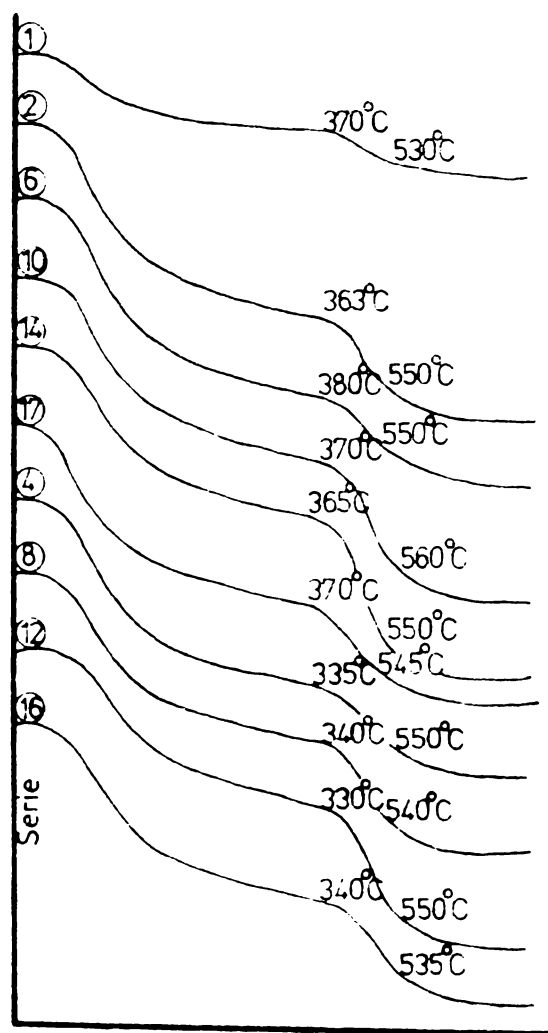


FIG 2.4

celor trei efecte endotermice și a celor totale.

TABELUL 2.4.

Analiză termogravimetrică: pierderi de greutate a produșilor de hidratare a componentului mineralogic C_3S

Se- ria	Epruveta	R_c /kgf/cm ² /	Pierderi de greutate %			
			Efect 1	Efect 2	Efect 3	Total
1	N	1160	12,0	4,7	3,3	20,0
2	V ₁	995	11,3	4,7	4,3	20,3
6	V ₂	950	12,0	4,7	3,7	20,4
10	V ₄	1081	11,3	3,8	4,3	19,4
14	V ₆	1059	11,3	4,8	3,3	19,4
4	V _{0,5} ^{+RV} MP	1340	11,7	4,5	4,8	21,0
8	V ₁ + RV ₁ MP	1096	12,3	4,7	4,3	21,3
12	V ₂ + RV ₂ MP	1325	12,0	4,3	5,7	22,0
15	V ₃ + RV ₃ IP	1540	12,3	5,0	2,7	20,0
16	V ₃ + RV ₃ MP	1278	12,3	4,7	3,0	20,0

- Componentul mineralogic C_2S

În figurile 2.3 și 2.4 sînt prezentate curbele termodiferențiale DTA și respectiv curbele termogravimetrice TG, ale seriilor 1, 2, 6, 10, 14, 4, 8, 12, 16 și 17.

Ca și în cazul componentului C_3S , și în acest caz se constată trei efecte endotermice, a căror intensitate este diferită (figura 2.3) : primul efect este puternic (150-180°C), al doilea este foarte slab (505-530°C) și al treilea de asemenea destul de redus (750-780°C).

Pierderile de greutate a produșilor de hidratare sînt de asemenea mult mai reduse, în comparație cu cele ale componentului C_3S , așa cum rezultă din figura 2.4 și tabelul 2.5.

Acest lucru se explică prin hidratarea foarte lentă a componentului C_2S .

TABELUL 2.5.

Analiză termogravimetrică : pierderi de greutate a produșilor de hidratare a componentului mineralogic C₂S

Se- ria	Epruvete	R _c /kgf/cm ² /	Pierderi de greutate în : %			
			Efect 1	Efect 2	Efect 3	Total
1	N	222	4,5	0,7	2,8	8,0
2	V ₁	221	4,4	0,7	2,8	7,9
6	V ₂	224	4,5	0,7	2,3	7,5
10	V ₄	243	4,1	0,7	3,7	8,5
14	V ₆	261	3,9	0,7	4,3	8,9
4	V _{0,5} ^{+RV} MP	182	4,0	0,8	2,5	7,3
8	V ₁ + RV ₁ MP	176	3,7	0,7	3,2	7,6
12	V ₂ + RV ₂ MP	176	3,2	0,8	3,9	7,9
16	V ₃ + RV ₃ MP	189	4,0	0,7	2,8	7,5
17	V ₃ + RV ₃ SP	215	4,0	0,7	2,7	7,4

- Componentul mineralogic C₃A

În figurile 2.5 și 2.6 sînt prezentate curbele termodiferențiale DTA și respectiv curbele termogravimetrice TG, ale seriilor de epruvete 1, 2, 6, 10, 14, 4, 5, 8, 12 și 16, iar în tabelul 2.6 se dă pierderile de greutate ale produșilor de hidratare.

În acest caz se constată patru efecte endotermice, marcate de vîrfurile curbelor DTA : primul efect (205-220°C), al doilea (330-340°C), al treilea (520-530°C) și al patrulea (790-840°C).

Din analiza curbelor termodiferențiale DTA și tabelul 2.6 se constată că al doilea efect este foarte puternic în comparație cu celelalte trei efecte endotermice.

Comparînd valorile din tabelale 2.4, 2.5 și 2.6 se constată că, componentul mineralogic C₃A, hidratat prezintă cea mai mare pierdere de greutate în comparație cu componenții

Curbele DTA pentru C₃A

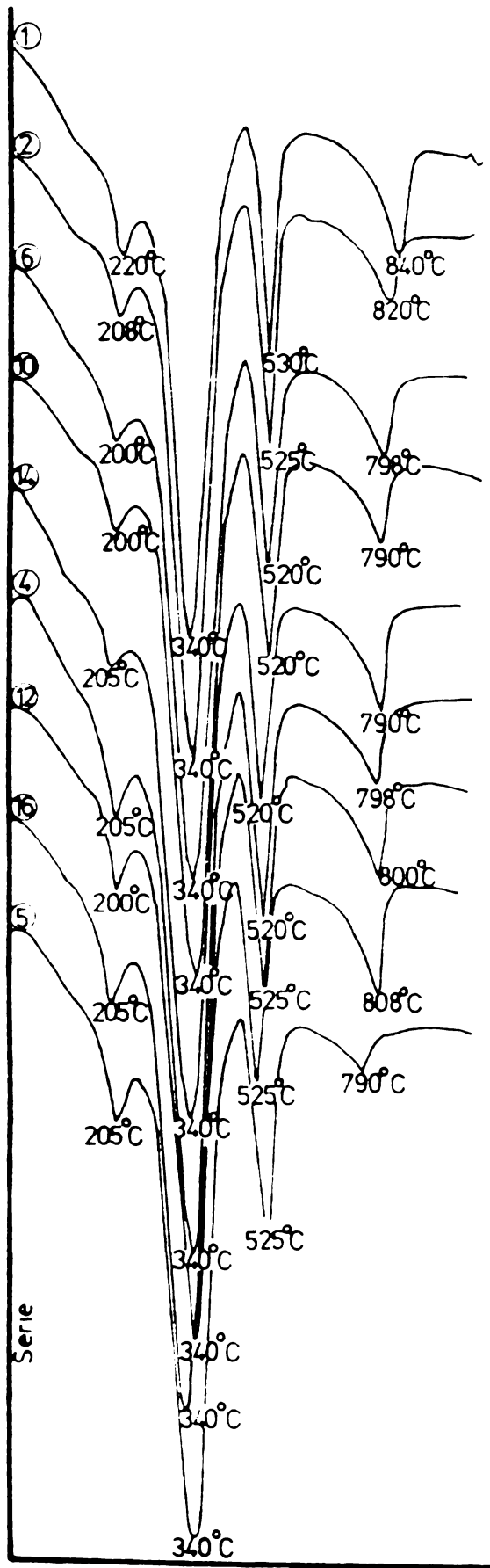


FIG 2.5

Curbele TG pentru C₃A

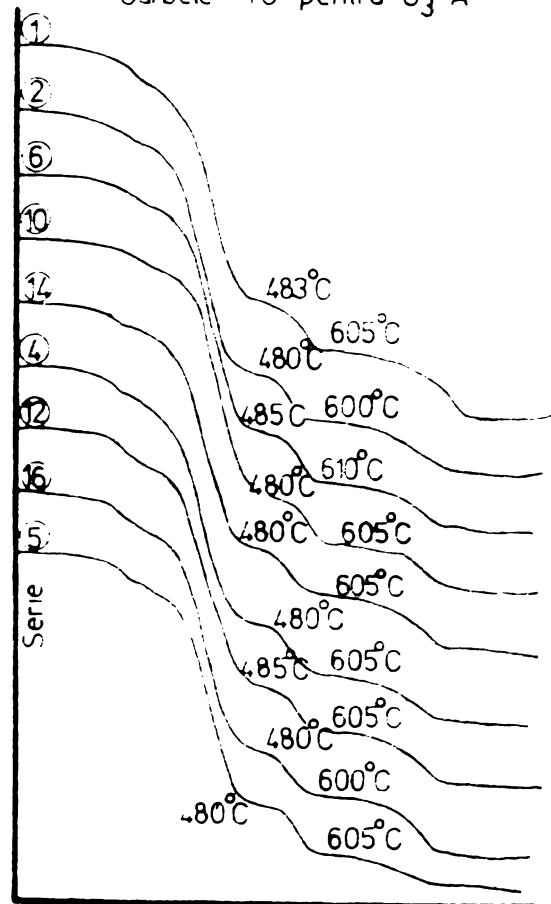


FIG 2.6

mineralogici C_3S și C_2S . Acest lucru se poate explica prin faptul că, componentul mineralogic C_3A necesită o cantitate mai mare de apă pentru pasta de consistență normală, cantitatea de apă legată chimic fiind de asemenea mai mare.

Si în cazul acestui compus mineralogic al cimentului se constată că revibrarea nu modifică compoziția produșilor hidratați, accelerînd însă viteza de întărire a pastei.

TABELUL 2.6.

Analiză termogravimetrică : pierderi de greutate a produșilor de hidratare a componentului mineralogic C_3A

Se- ria	Epruvete	R_{c_2} /kgf/cm ² /	Pierderi de greutate în %				Total
			Efect 1	Efect 2	Efect 3	Efect 4	
1	N	52	4,3	17,1	3,6	5,4	30,4
2	V_1	46	3,1	18,6	4,0	4,0	29,7
6	V_2	39	2,5	19,0	3,8	4,0	29,3
10	V_4	44	2,8	18,7	3,8	4,2	29,5
14	V_6	66	2,5	18,7	3,5	4,7	29,4
4	$V_{0,5}^{+RV}$ MP	56	3,5	18,7	4,1	4,0	30,3
5	$V_{0,5}^{+RV}$ SP	69	3,5	18,0	4,0	2,8	28,3
8	$V_1 + RV$ MP	56	3,5	18,1	3,8	5,0	30,4
12	$V_2 + RV$ MP	70	3,5	18,7	3,7	4,6	30,5
16	$V_3 + RV$ MP	80	3,1	18,6	4,0	4,0	29,7

- Componentul mineralogic C_4AF

În figurile 2.7 și 2.8 sînt date curbele termodiferențiale DTA și respectiv curbele termogravimetrice TG, ale seriilor de epruvete 1, 2, 6, 10, 14, 4, 8, 12 și 16 (păstrate în aer umed) 6 și 8 (păstrate în aer uscat sau apă), iar în tabelul 2.7 se dă pierderile de greutate ale produșilor de hidratare.

În cazul acestui component mineralogic se constată cinci efecte endotermice marcate de vîrfurile curbelor LTA :

Curbele DTA pentru C₄ AF

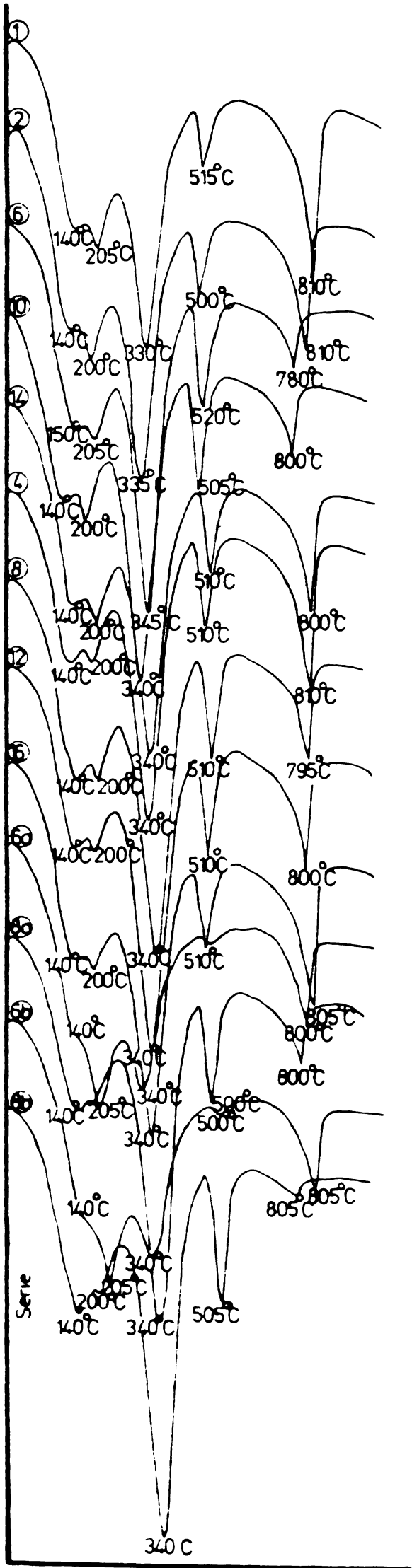


FIG 2.7

Curbele TG pentru C₄ AF

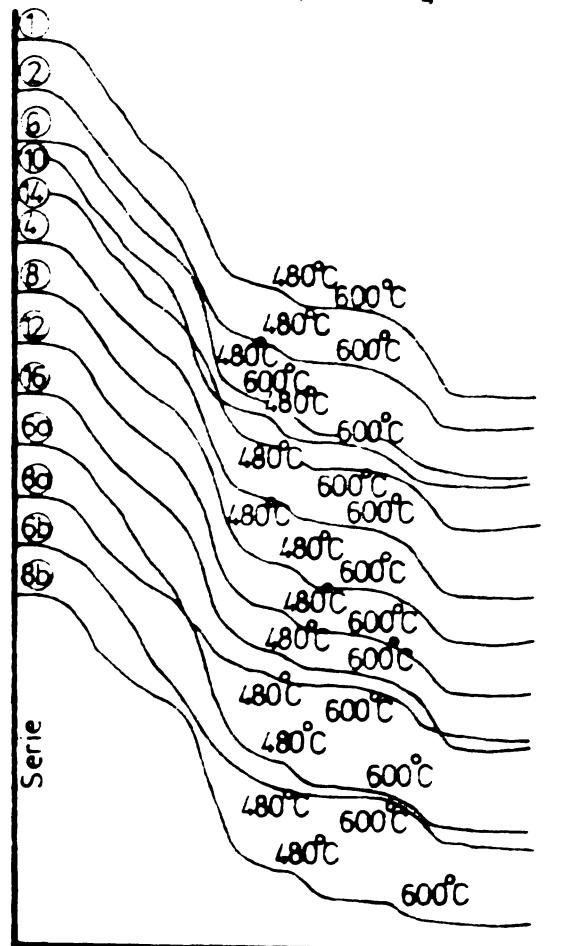


FIG 2.8

primul efect (140-150°C), al doilea (200-205°C), al treilea (330-345°C), al patrulea (500-520°C) și al cincilea (750-820°C).

În comparație cu componentul mineralogic C₃A, în acest caz se constată un efect endotermic suplimentar la (140-150°C) iar pierderile de greutate ale produșilor de hidratare sînt ceva mai mici (vezi tabelele 2.6 și 2,7).

TABELUL 2.7.

Analiză termogravimetrică : pierderi de greutate a produșilor de hidratare a componentului mineralogic C₄AF

Me- diu	Se- ria	Epruvete	R kgf/cm ²	Pierderi de greutate în %					Total
				Efect 1	Efect 2	Efect 3	Efect 4	Efect 5	
	1	N	49	6,2	3,5	9,2	1,4	6,9	27,2
	2	V ₁	50	5,8	3,9	9,4	1,8	5,0	25,9
	6	V ₂	25	5,8	3,1	11,1	1,9	3,1	24,8
	10	V ₄	22	5,8	3,5	10,8	1,9	3,1	25,1
Aer u- med	14	V ₆	41	6,2	3,5	10,0	1,5	4,6	25,8
	4	V _{0,5} ^{+RV} MP	34	6,2	2,7	10,8	1,9	5,8	27,4
	8	V ₁ ^{+RV} MP	37	6,1	2,7	11,9	1,9	4,2	26,8
	12	V ₂ ^{+RV} MP	38	5,8	2,7	11,9	1,9	5,0	27,3
	16	V ₃ ^{+RV} MP	52	5,8	2,7	11,2	1,5	5,2	26,4
Aer us- cat	6a	V ₂	161	4,8	6,9	6,6	0,8	4,0	23,1
	8a	V ₁ ^{+RV} MP	171	5,0	6,2	6,9	0,8	3,9	22,8
Apă	6b	V ₂	9,7	6,5	1,9	12,7	2,3	1,9	25,3
	8b	V ₁ ^{+RV} MP	9,3	5,4	1,9	12,7	1,9	3,5	25,4

2.2.3. Concluzii

Pe baza rezultatelor experimentale prezentate anterior putem trage următoarele concluzii :

Silicatul tricalcic (C₃S) este un component mineralogic al cimentului Portland sensibil la revibrare. Duratele

scurte de revibrare la sfârșitul prizei sînt cele mai eficace, obținîndu-se creșteri importante de rezistențe, cu cel mai scăzut consum de energie. Creșterea duratei de vibrare de la 1 min. la 6 min. nu este eficace pentru că sporurile de rezistență nu justifică consumul suplimentar de energie. În concluzie este suficientă o vibrare timp de 1 minut la punerea în operă și o revibrare timp de 1 minut spre sfârșitul perioadei de priză.

Silicatul bicalcic (C_2S) nu se pretează la revibrare din cauza evoluției foarte lente a contracției inițiale și respectiv a tensiunilor inițiale interne din piatra de ciment în perioada de priză. Incercările experimentale prezentate au arătat că prin revibrare se obțin chiar scăderi de rezistențe.

Aluminatul tricalcic (C_3A) are un comportament asemănător cu cel al silicatulului tricalcic. Se pretează cel mai bine la revibrare, dînd cele mai mari sporuri de rezistențe în raport cu vibrarea inițială. Duratele mici de revibrare aplicate spre sfârșitul prizei sînt cele mai eficiente.

Feroaluminatul tetracalcic (C_4AF) are un comportament similar cu aluminatul tricalcic, dar cu o sensibilitate mai redusă la revibrare.

Pentru cele două aluminate hidratate se constată scăderi ale rezistențelor în timp atît pentru epruvetele vibrare cît și pentru cele revibrate.

Analizele termodiferențiale (DTA) și termogravimetrice (TG) evidențiază efecte termice diferite în funcție de natura mineralogică a componentilor (silicați sau aluminați).

Componentii C_3S și C_2S prezintă în general aceleași efecte endotermice, dar cu intensități diferite din cauza vitezei diferite de întărire. Pentru C_3A și C_4AF efectele endotermice sînt de asemenea asemănătoare, cu excepția unui efect suplimentar pentru C_4AF .

Revibrarea nu modifică compoziția produșilor hidratați (efectele termice sînt aceleași ca și pentru epruvetele martor vibrare), în schimb revibrarea accelerează viteza de hidratare și întărire a pastei.

Pentru practică se poate trage o concluzie importantă, că există o corelație directă între eficacitatea revibrării și compoziția mineralogică a cimentului Portland, dată de

raportul :

$$K = \frac{C_3S + C_3A}{C_2S + C_4AF}$$

Eficacitatea revibrării este cu atât mai semnificativă cu cât raportul K este mai mare, respectiv cu cât valorile contracțiilor și a tensiunilor interne inițiale sînt mai ridicate. Anularea efectelor contracției inițiale și a tensiunilor inițiale interne, ca și refacerea structurii pastei proaspete prin revibrare, se reflectă în final în ameliorarea caracteristicilor fizico-mecanice ale pastei de ciment întărită.

2.3. Studii de laborator, privind influența revibrării asupra proprietăților fizico-mecanice ale pastei de ciment întărită

Cercetările efectuate asupra pastei de ciment au avut ca scop, elucidarea proceselor de formare a structurii pietrei de ciment în perioada inițială de întărire sub efectul vibrării și revibrării, precum și stabilirea criteriilor optime de revibrare în funcție de compoziția mineralogică a cimenturilor, de contracție și solicitările interne inițiale / 10 /.

2.3.1. Cimenturi utilizate, epruvete confecționate și criterii de revibrare

Pentru a scoate în evidență influența compoziției mineralogice a cimentului asupra eficacității revibrării s-au utilizat șase tipuri de ciment după cum urmează :

- A - ciment portland alitic
- P - ciment portland normal
- Az - ciment portland alitic cu zgură
- At - ciment portland alitic cu trass
- M - ciment metalurgic
- Pz - ciment portland cu zgură

Caracteristicile cimenturilor utilizate sînt date în tabelele 2.8 și 2.9.

TABELUL 2.8.

Compoziții mineralogice ai cimenturilor

Ciment	Compoziții mineralogice în %			
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
A	66	10	1	19
P	40	35	2	18

Notă :

Cimenturile Az și At provin din cimentul A cu un adaus de 15% zgură și respectiv 15% trass.

Cimenturile Pz și M provin din cimentul P cu un adaus de 15% și respectiv 30% zgură.

TABELUL 2.9.

Caracteristicile fizico-mecanice ale cimenturilor utilizate

Nr.Ciment	No- ta- ții	Rezi- diu pe sita cu och. cm ²	Supr. spe- cifi- că cm ² g	Apa de con- sist. norm. %	Timp de priză		Rezist.la compre- siune (R _c) în			
					Ince- put h-min	Sfir- șit h-min	kg/cm ²	la	în	
							3zile	7zile	28zile	
1	Alitic	A	3,0%	2880	28,5	1-15	2-15	300	420	503
2	Alitic cu zgură	Az	5,0%	2480	27,4	2-45	3-45	230	310	460
3	Alitic cu trass	At	4,5%	2400	30,3	2-15	4-30	217	306	407
4	Port- land	P	3,1%	2850	27,0	2-15	5-30	230	306	440
5	Port- land cu zgură	Pz	13,0%	2560	26,0	3-00	4-00	190	355	415
6	Meta- lurgic	M	5,9%	2380	25,3	2-30	4-15	270	250	395

Din cele șase tipuri de ciment s-au preparat paste de consistență normală din care s-au confecționat :

- cuburi cu latura de 5 și 7,07 cm pentru determinarea rezistenței la compresiune R_c , a vitezei ultrasunetelor și a densității aparente f_a ;

- cuburi cu latura de 20 cm pentru determinarea tensiunilor interne;

- dale de 50 x 50 x 25 cm pentru determinarea conținutului de apă și a densității aparente;

- prisme de 10 x 10 x 30 cm pentru determinarea contracției inițiale.

În cadrul programului de cercetări s-au efectuat două grupe de experimentări :

Grupa I de experimentări

S-au utilizat cimenturile : A, P, Az și M, turnîn-

du-se patru serii de cuburi cu latura 7,07 cm, menținându-se constanți următorii parametri :

- durata vibrării la punerea în operă 2 minute
- utilajul de vibrare (masă vibrantă avînd $f = 50$ Hz și $A = 0,8$ mm
- durata și intervalul de revibrare (0,5 minute la fiecare 30 minute).

Seria 1 a constituit-o seria martor, fără revibrare.

Revibrarea a fost efectuată în perioadele :

- punere în operă - sfîrșit de priză P.O.-S.P.(seria 2)
- început de priză - sfîrșit de priză I.P.-S.P.(seria 3)
- punere în operă - început de priză P.O.-I.P.(seria 4).

Grupa II de experimentări

În cadrul acestei grupe s-a cercetat dublul efect al compoziției mineralogice a cimenturilor și caracteristicile vibrării-revibrării.

S-au folosit cimenturile A, A₂ și M, epruvetele fiind confecționate cu pastă de consistență normală.

S-a utilizat o masă vibrantă avînd următoarele caracteristici : $f = 80 \dots 300$ Hz, $A = 0,03 \dots 1,00$ mm, $a = 1 \dots 50$ g.

Toate epruvetele au fost vibrare la turnare timp de 2 minute; jumătate din numărul total de epruvete a fost revibrate 0,5 minute, tot la interval de 30 minute în perioada punere în operă-sfîrșit de priză (P.O.-S.P.). Epruvetele au fost păstrate timp de 24 ore în tipare, apoi în laborator la o temperatură $t = 20^{\circ}\text{C}$ și o umiditate relativă $\theta \% = 50 \%$ pînă la vîrsta de 7 zile, după care au fost încercate la compresiune.

2.3.2. Rezultate și interpretări

- Rezistența la compresiune R_c

În tabelul 2.10 sînt date, densitatea aparentă ρ_a și rezistența la compresiune R_c la 28 de zile pentru grupa I de încercări, de unde se pot trage următoarele concluzii :

1 - Pentru toate tipurile de cimenturi folosite, revibrarea conduce la o sporire substanțială a rezistenței la

compresiune (tabelul 2.10). Indiferent de compoziția mineralogică a cimentului, sporul maxim de rezistență s-a obținut la epruvetele seriei 2, revibrate în intervalul punere în operă-sfârșit de priză. Acest lucru este explicabil pentru că la această serie s-a cumulat durata cea mai mare de revibrare, tensiunile interne fiind reduse în mai mare măsură.

TABELUL 2.10.

Densitatea aparentă f_a și rezistența la compresiune R_c la 28 de zile

Ciment	Seria	f_a		R_c	
		kg/m ³	Δ %	kg/cm ²	Δ %
A	1	2300	-	422	-
	2	2410	+4,8	759	+79
	3	2405	+4,6	680	+61
	4	2380	+3,5	590	+39
P	1	2260	-	416	-
	2	2370	+4,9	629	+51
	3	2310	+2,2	542	+30
	4	2370	+4,9	530	+27
Az	1	2290	-	410	-
	2	2350	+2,6	594	+45
	3	2360	+3,0	539	+32
	4	2375	+3,6	518	+26
M	1	2190	-	400	-
	2	2270	+3,7	558	+40
	3	2285	+4,4	485	+21
	4	2290	+4,6	445	+11

2 - Epruvetele din seria 3, revibrate în intervalul început de priză-sfârșit de priză, au dat rezistențe mai mari decât cele din seria 4, revibrate în intervalul punere în operă-început de priză, deși numărul de revibrări a fost mai mare la epruvetele din seria 4, deoarece în perioada început-sfârșit de priză valorile contracțiilor și tensiunilor interne sînt mai mari decât în intervalul punere în operă-început de priză.

3 - Sporul de rezistențe depinde și de compoziția mineralogică a cimentului; cimentul Portland alitic - A, bo-

gat în C_3S , avînd cele mai mari contracții inițiale (fig. 2.9) și cele mai mari eforturi inițiale (fig. 2.10), dă și cele mai mari creșteri de rezistențe (tabelul 2.10). Aceste rezultate sînt importante pentru că scot în evidență faptul că sporurile de rezistențe prin revibrare se datoresc nu numai creșterii compactității ci și anulării efectelor negative ale contracțiilor și tensiunilor interne inițiale.

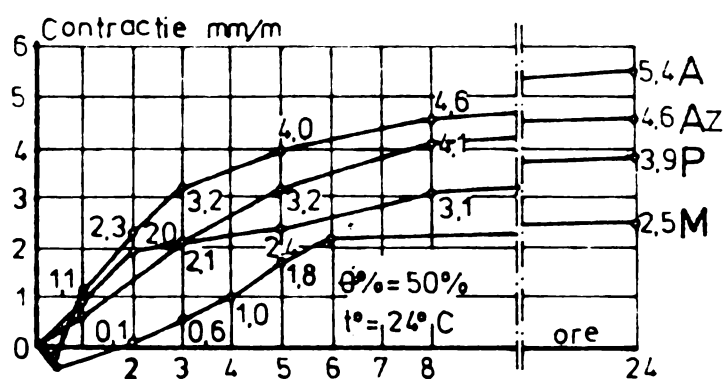


FIG 2.9.a

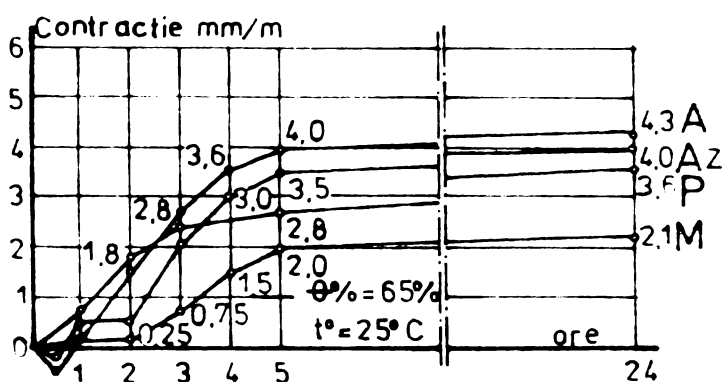


FIG 2.9.b

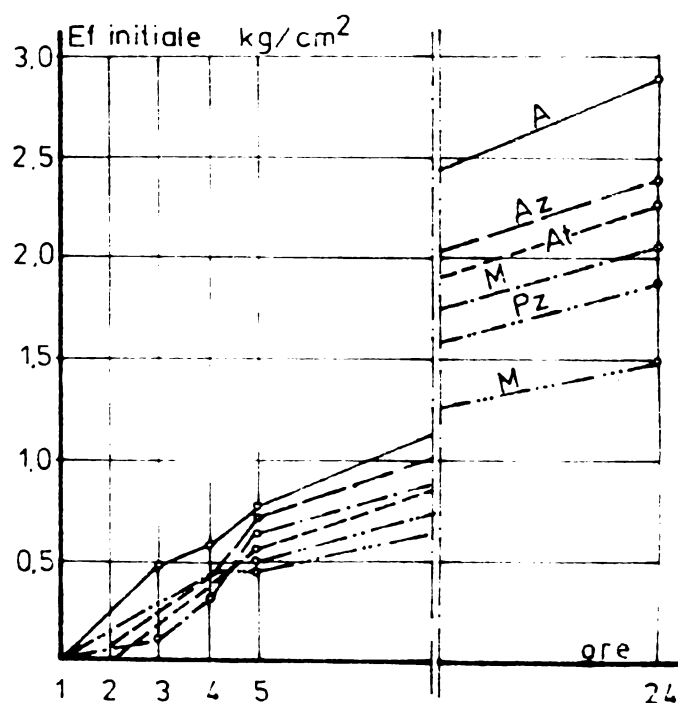


FIG 2.10

Influența naturii mineralogice a cimentului rezultă și din încercările grupei II de experimentări. Astfel în condiții egale de vibrare-revibrare, cimenturile alitice dau cele mai mari sporuri de rezistențe prin revibrare (tabelul 2.11).

Deși pentru clarificarea influenței caracteristicilor vibrării mai e necesar a se efectua studii suplimentare, din analiza rezultatelor prezentate în tabelul 2.11 se pot trage concluziile :

- pentru aceeași frecvență "f" creșterea relativă a rezistenței este mai mare cînd amplitudinea "A" și accelerația "a" scad;

- cele mai mari sporuri de rezistențe s-au obținut pentru vibrații de $f \approx 100$ Hz și $a = 1-2$ g.

TABELUL 2.11.

Sporul relativ a rezistențelor la compresiune prin revibrare, în funcție de natura mineralogică a cimenturilor și de caracteristicile vibrații-revibrării

Nr. Ciment	Caracteristicile vibrații-revibrării			100 $\frac{R_{CRV} - R_{CV}}{R_{CV}}$ %	
	f în Hz	A în mm	a în g		
1	A	80	0,50	12,80	37
2	A	80	0,30	9,60	41
3	A	80	0,05	1,28	63
4	A	80	0,03	0,96	78
5	A	100	0,05	2,00	73
6	A	100	0,03	1,20	109
7	A	150	0,30	27,00	46
8	A	150	0,12	10,80	53
9	A	200	0,07	11,20	83
10	A _t	100	0,05	2,00	54
11	A _t	150	0,30	27,00	43
12	A _t	200	0,07	11,20	58
13	M	100	0,30	12,00	25
14	M	100	0,05	2,00	65
15	M	200	0,07	11,20	27
16	M	200	0,05	8,00	36

- Contractia inițială

Deformațiile din contracție au fost urmărite în primele 24 de ore după amestecarea cu apă. Valorile contracției inițiale pentru cele patru tipuri de cimenturi, în funcție de temperatura $t^{\circ}\text{C}$ și umiditatea relativă a aerului $\theta\%$ sînt date în fig. 2.9. Rezultă că cimenturile bogate în C_3S au o contracție inițială mult mai mare decît cimenturile cu conținut moderat de C_3S , adausurile determinînd o reducere a contracției.

Măsurătorile efectuate pe epruvetele folosind cimenturile A, P și M revibrate conform indicațiilor referitoare la seriile 2 și 3 din grupa I de experimentări demonstrează că prin revibrare se obțin reduceri importante ale deformațiilor

din contracție (fig. 2.11).

Reducerea contracțiilor este în funcție de compoziția mineralogică a cimenturilor și în cazul nostru descrește în succesiunea cimenturilor A-P-M.

Comparând rezultatele prezentate în figurile 2.11 și tabelul 2.10, se remarcă o bună concordanță între sporurile de rezistențe prin revibrare și scăderile deformațiilor din contracție (fig. 2.11 și tabelul 2.10).

- Eforturi inițiale interne

Din cauza legăturilor care există în sistem, contracția inițială, în timpul și după priza cimentului, dă naștere la importante eforturi interne. Determinarea acestor eforturi inițiale interne s-a făcut cu ajutorul a trei tipuri de captori / 10 /. Rezultatele măsurătorilor sînt date în fig. 2.10.

Comparînd valorile eforturilor interne se observă buna lor concordanță cu compoziția mineralogică a cimenturilor și cu contracția lor inițială, cele mai mari valori fiind înregistrate pentru cimenturile bogate în C_3S .

În tabelul 2.12 sînt date valorile contracțiilor inițiale și ale eforturilor interne, măsurate după 5 ore de la amestecarea cimentului cu apa.

TABELUL 2.12.

Valorile contracțiilor inițiale și ale eforturilor interne după 5 ore de la amestecarea cu apă

Ciment		A	A _z	A _t	P	P _z	M	RIM
Contracție	mm/m	4,70	4,30	4,10	4,48	-	3,10	-
Eforturi	kg/cm ²	0,76	0,61	0,58	0,54	0,53	0,43	0,78

Eforturile interne mari ale cimenturilor alitice cu adaus de zgură sau tras, în comparație cu cele ale cimentului Portland normal sînt determinate de diferența între compozițiile mineralogice ale cimenturilor.

În studiile anterioare s-a stabilit o corelație directă între eficacitatea revibrării și compoziția mineralogică a cimentului dată de raportul :

$$K = \frac{C_3S + C_3A}{C_2S + C_4AF}$$

Eficacitatea revibrării este cu atît mai mare cu cît

FIG 2.11.a

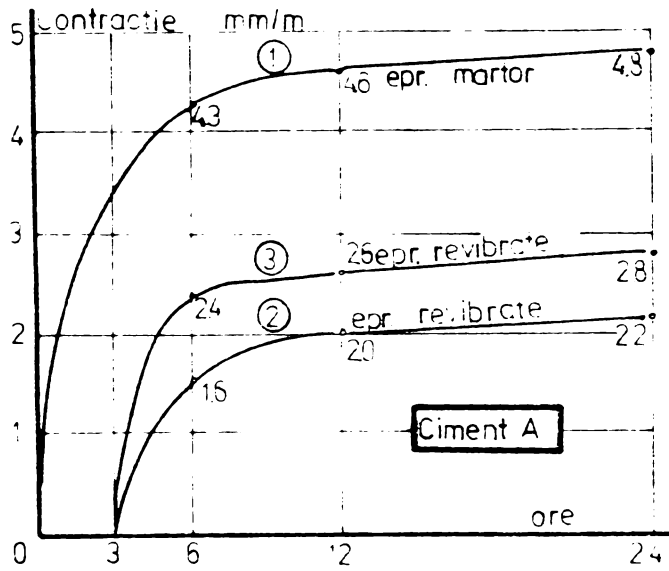


FIG 2.11. b

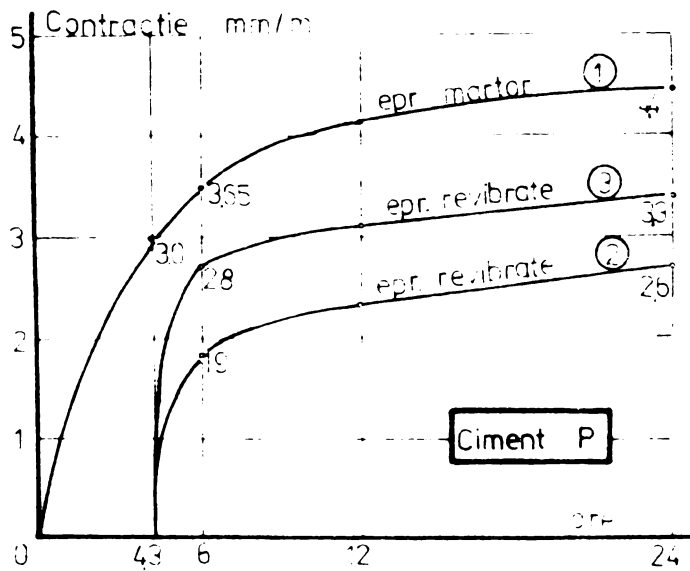
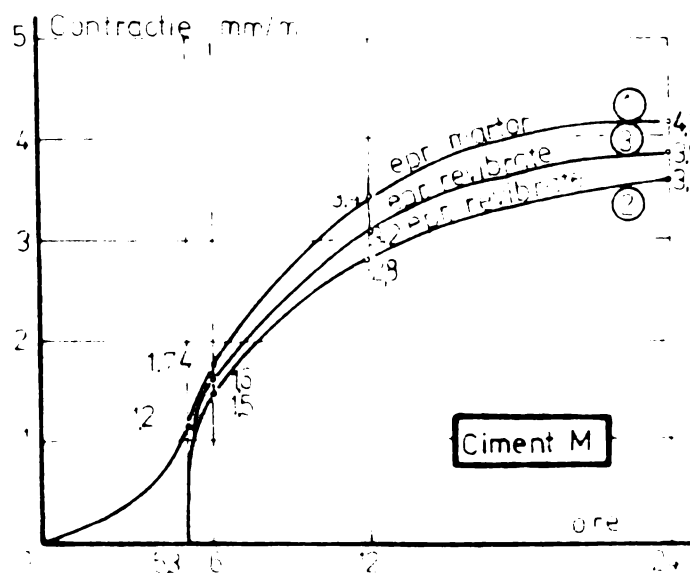


FIG 2.11.c



raportul K este mai mare, respectiv valorile contracției inițiale și ale eforturilor interne se reflectă în ameliorarea caracteristicilor fizice și mecanice ale betonului întărit.

- Intensificarea proceselor de hidratare și de întărire

Din încercările efectuate s-a constatat că revibrarea determină intensificarea proceselor de hidratare a cimentului și întărire a pastei de ciment, ca rezultat a reducerii raportului A/C, a creșterii gradului de dispersie a cimentului și a rupturii peliculelor de gel care înconjoară granulele de ciment, favorizând astfel accesul apei spre nucleele nehidratate ale cimentului.

Acest fenomen a fost pus în evidență prin estimarea cantității de apă legată chimic și prin măsurătorile ultrasonice.

Cantitatea de apă legată chimic a fost determinată prin calcinarea epruvetelor pînă la greutate constantă. Epruvetele revibrate au dat cantități mai mari de apă la aceeași vîrstă, decît epruvetele martor.

Pe baza măsurătorilor efectuate la fiecare oră în primele 24 de ore, s-au calculat vitezele ultrasonice pentru epruvetele revibrate și vibrato, confecționate cu cimenturile A, A₂, P și M. In fig. 2.12 se prezintă diagramele v-t pentru

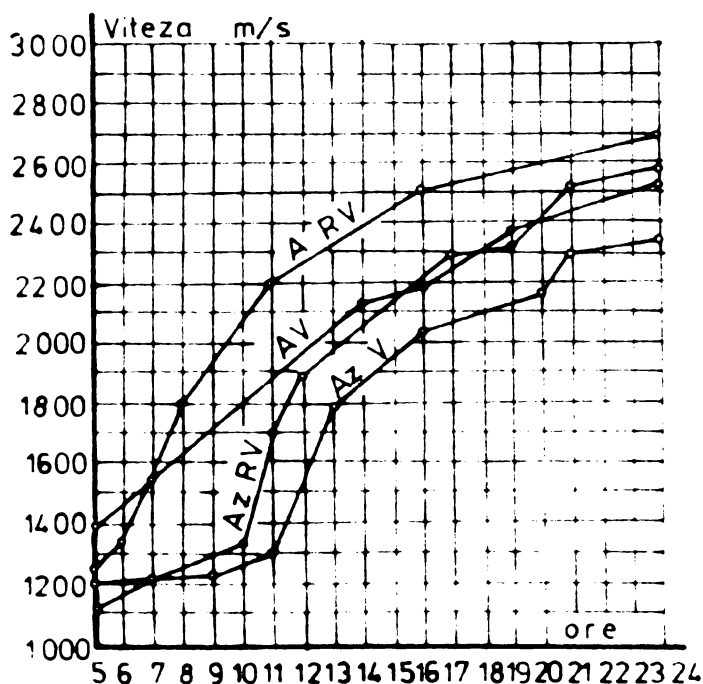


FIG 2.12a

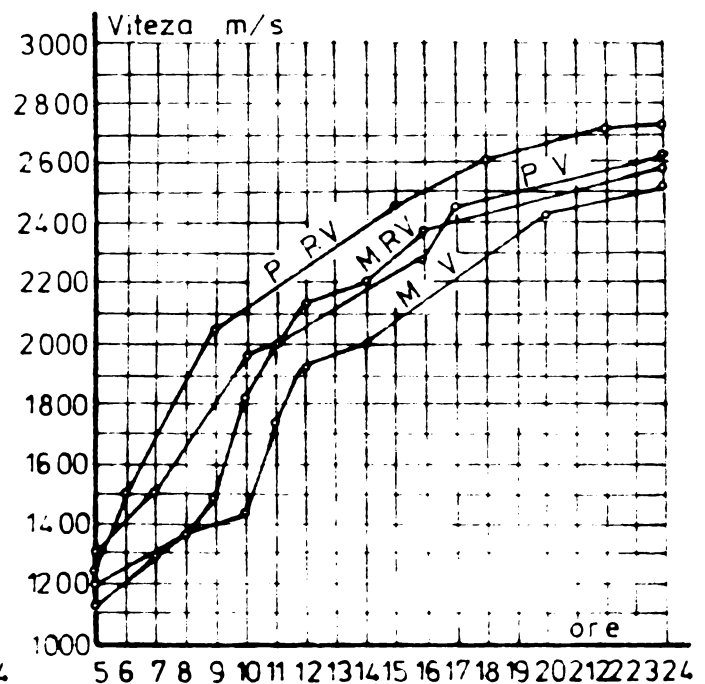


FIG 2.12b

primele 24 de ore după amestecarea cimentului cu apa, constatându-se cu ușurință un decalaj evident a curbelor pentru epruvetele vibrată și revibrată.

Prin corelarea aspectului curbelor viteză ultrasonică-timp ($v-t$) cu procesul de hidratare și de întărire, în lucrările / 11 / / 12 / s-au făcut interpretări interesante asupra dinamicii acestor fenomene în funcție de compoziția mineralogică a cimenturilor și de modul de compactare (vibrare-revibrare).

Se constată că în prima perioadă de $5\frac{1}{2}$ - 8 ore după malaxare epruvetele revibrată posedă o rigiditate mai redusă decât epruvetele martor vibrată, din cauza perturbației structurii prin revibrare și deci viteze ale ultrasunetelor mai mici.

După un anumit timp, care variază în funcție de natura cimentului structura epruvetelor revibrată se consolidează mai repede, ceea ce determină intersecția și depășirea curbelor $v-t$ a epruvetelor vibrată.

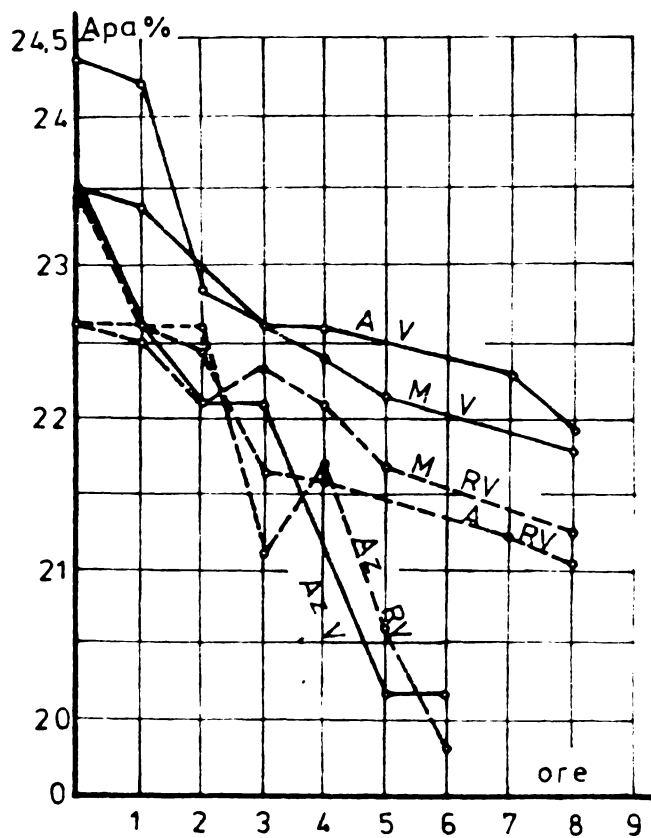
Este interesant de remarcat faptul că decalajul curbelor epruvetelor vibrată și revibrată este în concordanță cu sensibilitatea cimenturilor la revibrare / 13 / / 16 /; succesiunea este aceeași A, P, A_Z și M, decalajul mediu fiind de 10,2 %, 8,4 %, 6,4 % și 4,8 %.

Se poate de asemenea remarca faptul că diferențele de viteze nu sînt în concordanță cu creșterile de rezistențe ci cu creșterile densității aparente care sînt în medie de 3 - 4 %. Aceste rezultate sînt normale pentru că diferențele mari de rezistențe ale epruvetelor vibrată și revibrată se datoresc în cea mai mare măsură anulării tensiunilor interne, provocate de contracția inițială.

- Reducerea raportului A/C prin revibrare

Determinarea conținutului de apă s-a făcut la fiecare oră în primele 8 ore și la 24 de ore în primele 14 zile, cu ajutorul unui umidometru de suprafață cu neutrozi rapizi / 12 /. Variația conținutului de apă (în procente din greutatea cimentului) pentru epruvetele vibrată și revibrată este dată în fig. 2.13.

Se constată că revibrarea reduce raportul A/C. Indiferent de natura cimentului folosit, pentru epruvetele vibra-



Originea 0 reprezinta sfirsitul revibrarii

FIG 2.13a

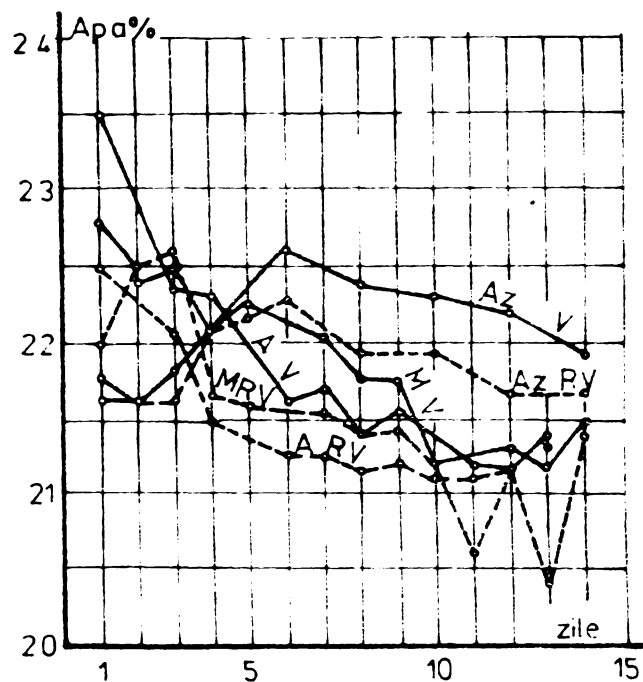


FIG 2.13b

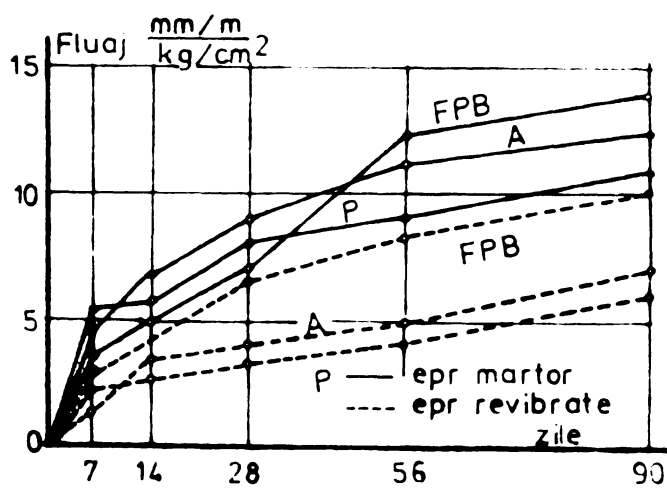


FIG 2.14

te și revibrate, diferențele raportului A/C sînt sensibile deși inițial epruvetele vibrare și revibrate au fost confecționate cu același raport A/C pentru fiecare tip de ciment (apa necesară pastei de consistență normală).

- Reducerea deformațiilor de durată prin revibrare

În figura 2.14 sînt reprezentate valorile deformațiilor de durată (fluaj) pînă la 90 de zile pentru epruvetele martor, vibrare (seria 1) și pentru epruvetele revibrate (seria 2) din grupa I de experimentări, confecționate cu trei tipuri de cimenturi : A, P și FPB.

Din diagrama prezentată se constată că valorile deformațiilor de durată sînt mai reduse la probele revibrate față de probele martor vibrare cu 40 - 90 % pentru cimentul A, cu 30 - 40 % pentru cimentul P și cu 15 - 20 % pentru cimentul FPB. Reducerea deformațiilor de durată prin revibrare este în concordanță cu ipotezele noastre anterioare.

2.4. Studii de laborator, privind influența revibrării asupra proprietăților fizico-mecanice ale betoanelor și mortarelor

Pe baza rezultatelor obținute la pasta de ciment, s-au extins cercetările asupra mortarelor și betoanelor, folosind revibrarea pentru îmbunătățirea proprietăților fizico-mecanice ale acestora / 10 /.

În acest scop s-au efectuat mai multe serii de încercări destinate să stabilească :

- influența criteriilor de revibrare (intervalul, numărul și durata revibrărilor),
- influența compoziției betonului,
- influența caracteristicilor revibrării (frecvență, amplitudine, accelerație).

2.4.1. Influența criteriilor de revibrare

Influența duratei, a numărului și a intervalului optim de revibrare a fost studiată pe trei serii de epruvete.

Epruvetele au fost vibrare la punerea în operă și apoi revibrate în intervalele :

- punere în operă-început de priză (P.O.-I.P.)
- început de priză-sfîrșit de priză (I.P.-S.P.)
- punere în operă-sfîrșit de priză (P.O.-S.P.).

Sintetic, rezultatele sînt date în tab.2.13,2.14,2.15.

TABELUL 2.13.

Influența intervalului de revibrare asupra rezistențelor la compresiune a betonului
(SERIA I)

Rezistențe	V-2 min (martor)	V-2 min 5RV- 1/2 min P.O.-I.P.	V-2 min 4RV-1/2 min I.P.-S.P.	V-2 min 8RV-1/2 min P.O.-S.P.
R_b /kg/cm ² /	150	240	280	298
ΔR_b %	-	60 %	86 %	99 %

Compoziția betonului : ciment P500 - 250 kg/m³

raport A/C = 0,40

granulozitate agregat :

nisip 0-3 mm - 25 %

piatră de carieră 3-7 mm - 25 %

piatră de carieră 7-15mm - 50 %

Epruvete : cuburi cu latura de 20 cm

Utilaj de vibrare : masă vibrantă cu $f = 50$ Hz și

$A = 0,60$ mm

Regim de conservare : mediu umed

Vîrsta la încercare : 14 zile

Analizînd rezultatele constatăm că intervalul optim de revibrare pentru majoritatea epruvetelor este intervalul : pînere în operă-sfîrșit de priză (P.C.-S.P.). Creșterile maxime ale rezistențelor, pentru acest interval, au variat în funcție de compoziția betonului : 99 % (tabelul 2.13); 41,1 % (tabelul 2.14); 39,8 % (tabelul 2.15).

Rezultate apropiate s-au obținut pentru revibrare în intervalul început de priză-sfîrșit de priză (I.P.-S.P.) dar pentru un număr mai redus de revibrări : 86 % (tabelul 2.13); 40,7 % (tabelul 2.14); 44,8 % (tabelul 2.15).

Pentru aceeași durată totală de revibrare, revibrarea efectuată în perioada imediat următoare punerii în operă a betonului este mult mai puțin eficace decît revibrarea aplicată în intervalul (P.O.-S.P.) sau (I.P.-S.P.), vezi tabelul 2.14.

Revibrarea în intervalul P.O.-I.P. dă rezistențe mai mici decît în intervalul I.P.-S.P., chiar cu un număr mai mare

TABELUL 2.14.

Influența intervalului de revibrare asupra rezistențelor la compresiune
a betonului

(SERIA II)

Rezistențe	V-2 min (martor)	V-2 min RV-5 min la I.P.	V-2 min RV-5 min la S.P.	V-2 min 6RV-1/2 min P.O.-30 min	V-2 min 6RV-1/2 min I.P.-S.P.	V-2 min 1ORV-1/2 min P.O.-30 min	V-2 min 1ORV - 1/2 min P.O. - S.P.
R_b /kg/cm ²	285	324	340	341	401	340	402
ΔR_b %	-	13,7 %	19,3 %	19,6 %	40,7 %	19,3 %	41,1 %

Compoziția betonului :

- ciment M400 - 350 kg/m³

- raport A/C = 0,40

- granulozitate agregat :

fracțiunea 0-7 mm - 40 %

fracțiunea 7-15 mm - 25 %

fracțiunea 15-30 mm- 35 %

Épruvete : cuburi cu latura de 20 cm

Utilaj de vibrare : masă vibrantă cu

f = 50 Hz și A = 0,60 mm

Regim de conservare : mediu umed

Vîrsta la încercare : 28 de zile

INFLUENȚA INTERVALULUI DE REVIBRARE ASUPRA REZISTENȚELOR LA
COMPRESIUNE A BETONULUI PENTRU DIFERITE TIPURI DE CIMENTURI ȘI DOZAJE
(SERIA III)

TABEL 2.15

COMPOZITIE		V-2 min (mortar)		V- 3,5 min		V- 2 min RV-0,5min (IP+S.P)/2		V- 2 min 3RV-0,5min P.O-SP		V- 2 min 6RV-0,5min ÎP-SP		V- 2 min 6RV-0,5min PO-ÎP	
C/CEMENT	DOZAJ kg/m ³	R _b	ΔR _b	R _b	ΔR _b	R _b	ΔR _b	R _b	ΔR _b	R _b	ΔR _b	R _b	ΔR _b
RIM200	250	280	-	259	-7,5%	250	-10,7%	277	-1,1%	291	+3,9%	269	-3,9%
	350	350	-	383	+7,9%	415	+16,9%	430	+21,1%	434	+22,3%	378	+6,5%
P500	250	212	-	205	3,3%	257	+21,2%	226	+6,6%	220	+3,8%	247	+16,5%
	350	259	-	280	+8,1%	344	+32,8%	354	+36,7%	362	+39,8%	375	+44,8%
M400	250	167	-	164	-1,8%	169	+1,2%	186	+11,4%	200	+19,7%	216	+29,3%
	350	226	-	224	-0,9%	282	+24,8%	268	+15,7%	285	+26,1%	275	+31,6%

GRANULOZITATE OGR.

- fracțiunea 0-3mm - 30%
- fracțiunea 3-7mm - 25%
- fracțiunea 7-15mm - 45%

UTILAJ DE VIBRARE masa vibranta cu f=48Hz
și A=1,0mm

REGIM DE CONSERVARE : mediu normal

VÂRSTA LA ÎNCERCARE : 7 zile

MALAXARE: cu un malaxor 2minute uscat
si 3minute umed

de revibrări (tabelul 2.13), pentru că contracția se dezvoltă puțin în primul interval și intensiv în al doilea.

Creșterea numărului de revibrări în intervalul I.P.-S.P. determină creșterea rezistențelor mecanice (tabelul 2.14 și 2.15). Se constată că aplicarea eşalonată a revibrării în timpul prizei cimentului (I.P.- S.P.) și nu durata cumulată de vibrare-revibrare determină creșterea substanțială a rezistențelor.

Putem spune în concluzie că, rezultatele obținute justifică ipoteza potrivit căreia creșterea rezistențelor se datorează în cea mai mare măsură anulării contracției inițiale și a tensiunilor interne din piatra de ciment și nu creșterii compactității, care pentru același mod de vibrare-revibrare are practic aceeași valoare.

2.4.2. Influența compoziției betonului

În cadrul acestui paragraf s-a studiat influența compoziției mineralogice a cimentului, a dozajului de ciment, a raportului A/C și a naturii agregatelor:

- pentru a stabili influența compoziției mineralogice a cimentului s-au încercat probe de beton de compoziții identice, confecționate cu trei tipuri de ciment, rezultatele fiind prezentate în tabelul 2.16.

TABELUL 2.16.

Influența compoziției mineralogice a cimentului asupra rezistenței la compresiune a betonului

Ciment	Mod de compactare	f_a la 28 z. /kg/m ³ /	Δf_a %	R_b la 28 z. /kg/cm ² /	ΔK_b %
RIM 200	V	2320	-	410	-
	RV	2380	+ 3,6	720	+75,6
P500	V	2300	-	304	-
	RV	2380	+ 3,5	600	+98,0
M400	V	2280	-	256	-
	RV	2340	+ 2,6	416	+62,6

Compoziție :

ciment - 350 kg/m³

raport A/C - 0,45

agregat :

0 - 3 mm - 25%

3 - 7 mm - 25%

7 - 15 mm - 50%

Regim de vibrare :

V-2 min și RV-0,5 min la intervale de 0,5 h în perioada

P.C.-S.P.

Rezultă din tabelul 2.16, că la fel ca și în cazul pietrei de ciment și cazul betonului, cele mai mari sporuri de rezistențe au fost obținute la betoanele folosind cimentul P500 și cele mai mici la betoanele folosind cimentul M400.

- în tabelul 2.17 se prezintă eficacitatea revibrării în funcție de dozajul de ciment.

TABELUL 2.17.

Influența dozajului de ciment asupra eficacității revibrării betonului

Dozaj /kg/m ³ /	Mod de com- pactare	R _b la 7 zile /kg/cm ² /	Δ R _b %	Eficacitate R _b /dozaj
175	V	42	-	0,24
	RV	75	+ 78	0,43
300	V	84	-	0,28
	RV	114	+ 36	0,38
450	V	108	-	0,24
	RV	170	+ 57	0,38

Compoziție :

ciment P500 - 175; 300; 450 kg/m³

raport A/C = 0,48

agregat :

0 - 7 mm - 45 %

7 - 15 mm - 25 %

15 - 30 mm - 30 %

Regim de vibrare :

V-2 min și RV-0,5 min la intervale de 0,5 h în perioada P.O.-S.P.

Rezultă din tabelul 2.17 că eficacitatea maximă se obține pentru dozajele extreme (mici și mari).

- influența raportului A/C a fost studiată pe probe de beton cu dozaj de ciment de 350 și 475 kg/m³; raportul A/C a fost de 0,45, 0,50 și 0,55 pentru primul dozaj și de 0,38, 0,40 și 0,45 pentru al doilea dozaj. Agregatele utilizate și regimul de vibrare-revibrare au fost conform indicațiilor tabelului 2.14, perioada revibrării (P.O.-S.P.). Rezultatele obținute prin încărcări la 28 zile sînt date în fig. 2.15.

Valoarea optimă a raportului A/C este cuprinsă între 0,40 și 0,45 pentru dozajul de 475 kg/m³ și între 0,45 și 0,50 pentru dozajul de 350 kg/m³. Studiul acestui parametru

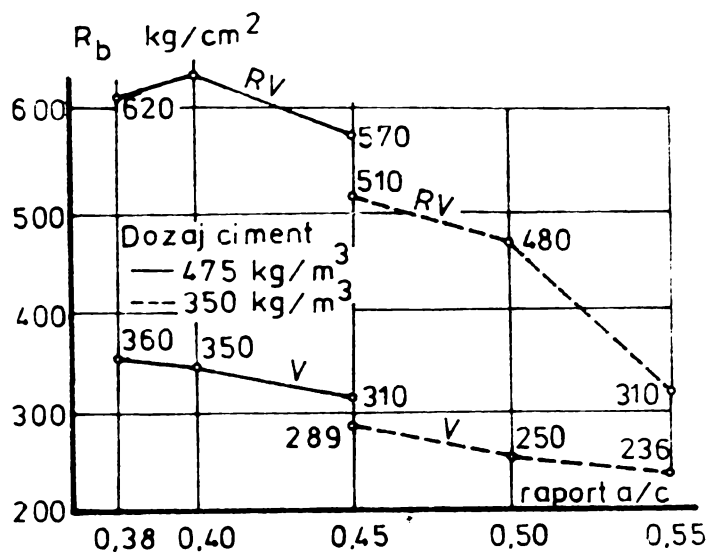


FIG 2.15 a

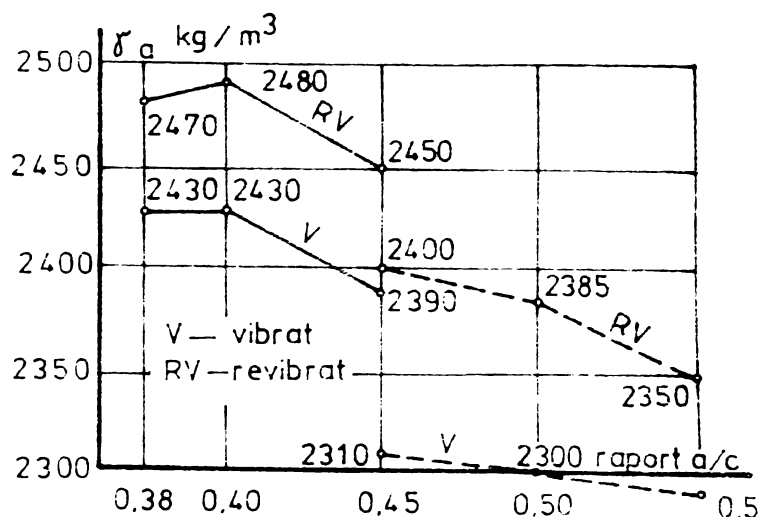


FIG 2.15 b

a arătat că pentru a obține o bună eficacitate a revibrării e necesar să se adapteze raportul A/C dozajului de ciment și granulozității agregatului astfel încât să se poată asigura lucrabilitatea și coeziunea betonului, corespunzătoare pînă la ultima revibrare.

- influența naturii agregatelor a fost studiată pe două tipuri de beton cu agregate din granodiorit și zgură expandată, folosind cimentul Portland P500 și compozițiile celor două tipuri de betoane din tabelul 2.18.

În figura 2.16 sînt reprezentate valorile absolute ale lui R_b și γ_a precum și sporurile de rezistențe prin revibrare în % la vîrsta încercării de 7, 28, 90 și 360 zile.

Se constată din această diagramă că pentru vîrstele mici sporurile de rezistențe pentru probele revibrate exprimate în procente sînt comparabile pentru cele două tîpuri de betoane, în timp ce pentru vîrstele mai mari ele se diferențiază net.

Sporurile de rezistențe se păstrează în timp, în cazul nostru pînă la 360 de zile cu condiția ca rezistența agregatului să nu impună un plafon rezistenței betonului așa

TABELUL 2.18.

Influența naturii agregatului asupra eficacității revibrării betonului

Beton compac- tare	R_b în kg/cm^2 la :		ΔR_b în % la :		f_a în kg/m^3 la :						
	7zile	28zile	90zile	360zile	7zile	28zile	90zile	360zile			
I	V	30	86	135	-	1710	1630	1620			
	RV	58	130	188	93,4	51,2	44,8	39,2	1780	1690	1680
II	V	70	158	210	248	-	2270	2230	2180		
	RV	123	272	370	445	75,7	72,1	76,2	2395	2310	2300

Beton I. ciment P500 - 250 kg/m^3

raport A/C = 0,58

nisip 0-3 mm - 25 %

zgură expandată 3-7 mm - 25 %

zgură expandată 7-15mm - 50 %

Beton II. ciment P500 - 250 kg/m^3

raport A/C = 0,50

nisip 0-3 mm - 25 %

granodiorit 3-7 mm - 25 %

granodiorit 7-15 mm - 50 %

Regim de vibrare : V-2 min și RV-0,5 min la intervale
de 30 min în perioada P.O.-S.P.

cum s-a întîmplat în cazul de față pentru betonul folosind ca agregat zgura expandată. Pentru betonul cu agregate din granodiorit creșterea relativă a rezistențelor $\Delta R_b\%$ rămîne practic constantă, cu o valoare medie de 75 %.

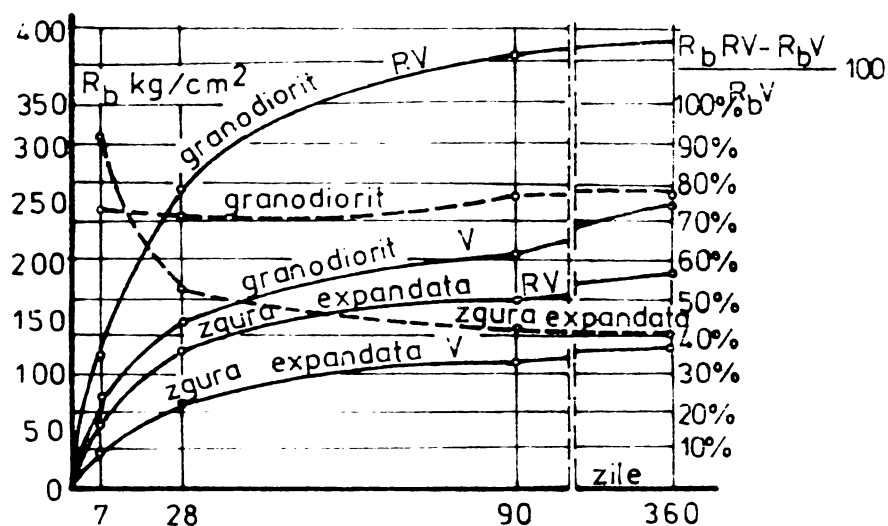


FIG 2.16a

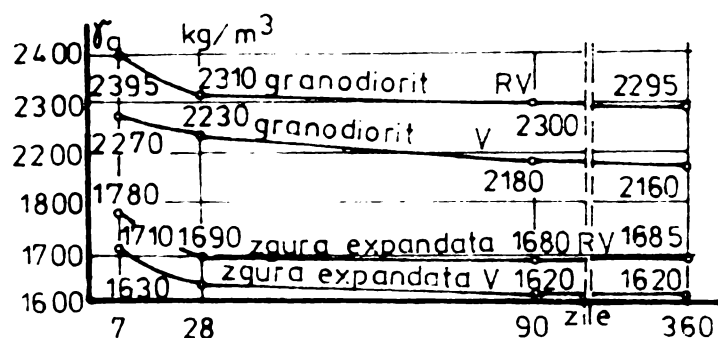


FIG 2.16b

2.4.3. Influența caracteristicilor revibrării

Studiile experimentale efectuate au cercetat influența frecvenței f și amplitudinii A a vibrațiilor asupra ridicării rezistențelor mecanice prin revibrare.

În S.U.A s-au efectuat astfel de încercări în anul 1964 pe două tipuri de betoane, la unul din cele două tipuri folosind și adaosuri antrenori de aer / 73 /.

S-a constatat că sporurile maxime de rezistențe prin revibrare au fost obținute în zona frecvențelor joase ($f = 50$ Hz) și a amplitudinilor $A = 0,5 - 1,00$ m.

Tot în cadrul studiului / 73 / s-au făcut câteva

cercetări asupra durabilității betoanelor vibrată și revibrate (rezistență la îngheț-dezghet repetat). Epruvetele revibrate au arătat un comportament corespunzător, comparabil cu cel al epruvetelor mortar-vibrate. Cele mai bune rezultate s-au obținut pentru betonul la care s-au folosit adaosuri, antrenor de aer.

În cadrul laboratorului de beton armat din Timișoara din cercetările efectuate s-a constatat că și la beton, ca și la piatra de ciment, revibrarea reduce deformațiile din contracție și deformațiile de durată.

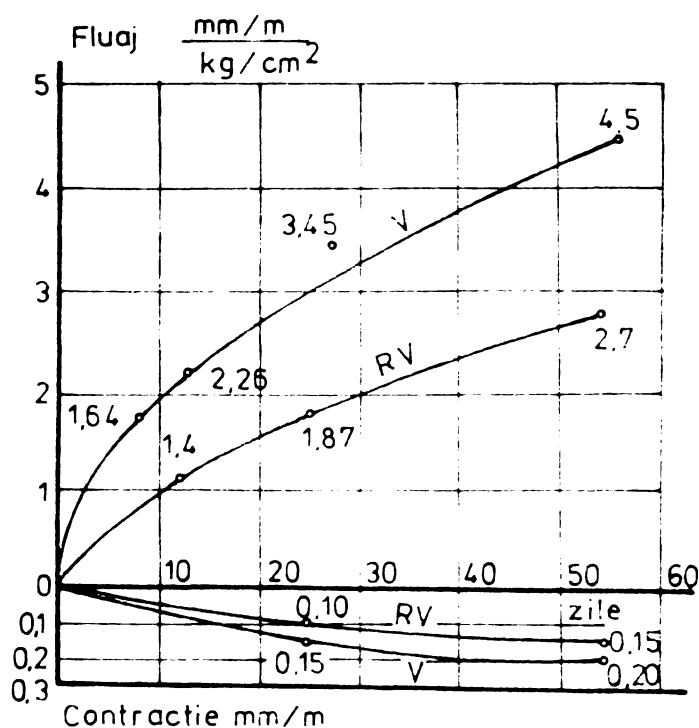


FIG 2.17

Reducerea deformațiilor de durată la betonul revibrat față de cele ale betonului vibrat este în medie de 40%.

2.4.4. Concluzii

Revibrarea betonului în raport cu vibrarea tradițională, poate conferi betoanelor creșteri importante ale rezistențelor mecanice și a durabilității, concomitent cu reducerea deformațiilor.

Prin revibrare se pot obține betoane de calitate

superioară, pentru același consum de ciment, sau chiar cu un consum redus.

Eficacitatea revibrării depinde de un număr mare de parametri, dintre care cei mai importanți sînt : compoziția mineralogică a cimentului, caracteristicile betonului proaspăt, criteriile de revibrare și caracteristicile revibrării. Pentru fiecare aplicație practică se recomandă să se efectueze încercări preliminare pentru a stabili programul optim de revibrare în condițiile specifice date.

În general se consideră că este suficient să se efectueze una sau două revibrări în intervalul început de priză-sfîrșit de priză (I.P.-S.P.).

Procedul revibrării betonului poate fi cu ușurință aplicat și cu eficacitate la executarea îmbrăcăminților rutiere din beton și a pistelor de aviație, lucrări care reclamă simultan condiții pentru realizarea betoanelor cu rezistențe mecanice mari și durabilitate mare.

CAP. 3. APLICAREA TEHNOLOGIEI REVIBRĂRII BETONULUI LA EXECUTIA UNOR ELEMENTE DIN BETON SIMPLU

3.1. Generalități

Studiile teoretice și cercetările experimentale în fază de laborator, efectuate în țară și străinătate, prezentate în paragrafele anterioare au arătat că revibrarea betonului în perioada de priză a cimentului are efecte favorabile asupra principalelor caracteristici fizico-mecanice ale betonului.

Rezultatele obținute și prezentate în lucrare, au dovedit că revibrarea betonului în intervalul de priză a cimentului, în raport cu vibrarea tradițională, conduce la creșterea compactității, creșterea rezistențelor mecanice, creșterea gradului de impermeabilitate, ameliorarea rezistenței la îngheț-dezghet repetat, reducerea deformațiilor din contracție, a deformațiilor sub sarcini de scurtă și lungă durată și în ansamblu la mărirea durabilității betonului.

Așa de exemplu aplicând procedeul revibrării betonului, față de procedeul obișnuit de vibrare la punere în operă s-au obținut sporuri de rezistențe de 10 - 70% și reduceri ale deformațiilor din contracție și curgere lentă de 15-40%.

Ca urmare a rezultatelor bune obținute în laborator și din dorința de a aplica acest nou procedeu în producție, în perioada anilor 1967-1972, pe baza unor convenții și contracte de cercetare ale catedrei de Beton armat și clădiri în colaborare cu producția, s-au executat 4 tronsoane experimentale de îmbrăcăminti rutiere din beton de ciment revibrat, după cum urmează :

- în anii 1967-1968 s-a executat primul tronson experimental cu lungimea de cca. 2000 m în baza unei convenții de colaborare cu I.C.T. și D.D.P.Timișoara, pe D.N. Lugoj-Făget-Ilia,

- în anul 1970 un tronson experimental cu lungime de 400 m pe D.N. I.A. Vălenii de Munte-Bratocea, în baza unui contract cu I.S.C.T.-București, executant fiind I.C.T.Brașov,

- În anul 1971, un tronson experimental cu lungimea de 6000 m pe D.N.67.B-Drăgășani-Giulești, în baza unui contract cu ISCT-București, executant fiind I.C.T.Craiova,

- în anul 1972, un tronson experimental cu lungimea de 4000 m pe D.N.73-A Rîșnov-Predeal, în baza unui contract cu I.S.C.T.București, executant fiind I.C.T.Brașov.

În continuare voi prezenta câteva din rezultatele obținute pe primul tronson experimental (DN Lugoj-Făget-Ilia) și pentru că am condus efectiv lucrările de execuție a ultimelor trei tronsoane, beneficiarul fiind același, tronsoanele executându-se în condiții asemănătoare, mă voi referi în detaliu la modul de execuție și rezultatele obținute pe tronsonul experimental de pe DN.1.A Vălenii de Munte-Bratocea.

3.2. Rezultatele obținute pe tronsonul experimental de pe DN Lugoj-Făget-Ilia

Pentru aplicarea în producție a rezultatelor bune obținute în laborator, pe baza unei convenții de colaborare între Secția de materiale de construcții a Academiei RSR Timișoara și Catedra de Beton armat și clădiri a I.P.T. pe de o parte și Întreprinderea de Construcții în transporturi Timișoara și Direcția teritorială drumuri și poduri Timișoara, pe de altă parte s-a experimentat pentru prima dată în țară procedeul de revibrare a betonului la executarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment, în perioada anilor 1967-1968, pe șoseaua națională Lugoj-Făget-Ilia /14/.

În vederea stabilirii unor compoziții îmbunătățite de beton rutier, față de compozițiile utilizate curent de către ICT, cercetările au fost orientate în două direcții și anume : studii de laborator și studii pe tronsoane experimentale de șosea.

3.2.1. Studii de laborator

Materiale și compoziții de beton folosite

- Cimentul utilizat a fost un ciment fero portland alitic (ciment rutier - CR), produs special la cererea noastră de către fabrica "Temelia" Brașov. Compoziția mineralogică a acestui ciment este dată în tabelul 3.1.

TABELUL 3.1.
Compoziția mineralogică a cimentului, CR

Compoziție mineralogică în %			
C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
50,00	26,60	5,25	13,65

- Agregatele folosite au fost nisip și pietriș extrase din râul Bega sortate în fracțiunile 1/3; 3/7; 7/15; 15/30 mm și criblură bazaltică de granulație 8/15 și 15/25mm.

- Compozițiile betoanelor folosite la executarea probelor sînt date în tabelul 3.2.

TABELUL 3.2.

Compozițiile de beton folosite în laborator

Destinația betonului	Compoziția	Ciment	Dozaj kg/m ³	A/C	Fracțiunea de agregat în %					
					Nisip		Pietriș		Criblură	
					0/3	3/7	7/15	15/30	8/15	15/25
Stratul de rezistență	1	CR	272	0,475	22	18	15	45	-	-
Stratul de rezistență	2	CR	270	0,500	38	17	15	30	-	-
Stratul de uzură	3	CR	340	0,450	20	20	15	15	15	15

Curba granulometrică a compoziției 1 corespunde limitei inferioare a domeniului prevăzut în STAS 183-64, iar compoziția 2 corespunde curbei medii al acestui domeniu. Dozajul de ciment pentru ambele straturi, a fost redus cu 15% față de dozajul prevăzut de STAS. La stratul de uzură 50% din criblură a fost înlocuită cu pietriș.

Prepararea și compactarea betonului

- Prepararea betonului s-a făcut într-o betonieră cu amestecare forțată timp de 2 minute rezultînd un beton cu o consistență vîrtos-plastică. S-au confecționat probe conform STAS, pentru stratul de rezistență în vederea determinării rezistențelor mecanice, a modulului de elasticitate și a contracției, iar pentru stratul de uzură în vederea determinării rezistenței la compresiune, a impermeabilității, a rezistenței la uzură și la îngheț-dezgeț repetat.

- Compactizarea probelor s-a făcut pe o masă vibrată de laborator cu frecvența de 50 Hz și amplitudinea de 0,1 mm prin vibrare (V) și respectiv vibrare+revibrare (V+RV).

Criteriile de vibrare și revibrare rezultă din tabelele 3.3 și 3.4, durata de vibrare de 2 minute de la probele martor fiind aceleași cu durata de vibrare+revibrare de la probele revibrate.

După decofrare probele au fost păstrate în labora-

tor pînă la încercare în condițiile de temperatură și umiditate prevăzute de STAS.

Rezultate obținute și interpretări

În tabelele 3.3 și 3.4 sînt redată sintetic, rezultatele obținute prin încercările de laborator.

TABELUL 3.3.

Rezultate de laborator pentru stratul de rezistență la 28 de zile de la turnare

Com- po- zi- ția	Indi- ca- tiv	Criteriul de vibrare	R_b kg/cm ² R_b Δ%	R_t kg/cm ² R_t Δ%	f_b kg m ³	Δ%	Con- trac- ție mm/m	Δ%	E_{10^3} kg/cm ²	Δ%
1	1-V	V2'-t	290 -	25 -	2370	-	0,220	-	309	-
1	1-V+ +RV	V1'-t+RV 30"-ip+ RV30"-mp	399 +47	32 +30	2390	+0,9	0,190-14		355	+15
2	2-V	V2'-t	289 -	20 -	2300	-	0,250	-	295	-
2	2-V+ +RV	V1'-t+RV 30"-ip+ RV30"-mp	325 +12	24 +17	2310	+0,4	0,220-12		320	+9

Notă :

V = vibrare

V+RV = vibrare+revibrare

t = turnare

ip= început de priză

mp= mijloc de priză

TABELUL 3.4.

Rezultate de laborator pentru stratul de uzură la 28 de zile de la turnare

Com- po- zi- ția	Indi- cativ	Criteriul de vibrare	f_a kg/m ³	R_b kg/cm ²	Imper- meabi- litate cm	Rez.la îngheț- dezgheț (pierderi) %	Rez.la uzură g/cm ²	
3	3-V	V2'-t	2392	405	3,00	2,50 %	0,120	
3	3-V+RV	V30"-t+RV- - $\frac{t+ip}{2}$ +RV30"- -ip+RV30"-mp	2400	448	2,13	1,00 %	0,104	
%			$\frac{(V+RV) - V}{V} \cdot 100$	+0,3	+10,6	-29	- 60	- 13

Din analiza rezultatelor prezentate în cele două tabele rezultă următoarele :

- Rezistențe mecanice. La stratul de rezistență pentru compozițiile de beton 1 și 2 s-au obținut prin revii-

brare sporuri de 47%, respectiv 12% pentru R_b și sporuri de 30%, respectiv 17% pentru R_t .

Pentru betonul din stratul de uzură (compoziția de beton 3) s-au obținut prin revibrare sporuri de rezistențe de 10,6% pentru rezistențe la compresiune R_b .

- Deformația din contracție este mai mică în medie cu 13% la probele revibrate față de probele martor-vibrate.

- Impermeabilitatea. În tabelul 3.4 se dau rezultatele încercărilor la impermeabilitate pentru gradul de permeabilitate P8, constatându-se că impermeabilitatea crește la probele revibrate cu 29% față de probele martor-vibrate.

- Rezistența la îngheț-dezghet. Încercările s-au făcut conform STAS 3518-52, pentru 50 cicluri îngheț-dezghet. Pierderile de rezistențe la probele revibrate au fost în medie cu 60% mai mici față de probele martor-vibrate.

- Rezistența la uzură, a rezultat mai mare în medie cu 13% la probele revibrate față de probele martor-vibrate.

În ansamblu s-a constatat că prin revibrarea betonului în perioada de priză a cimentului se obțin betoane cu caracteristici fizico-mecanice cel puțin egale cu cele cerute de STAS 183-64, chiar în condițiile reducerii dozajului de ciment cu 15% și a înlocuirii a 50% din criblură cu pietriș pentru stratul de uzură.

3.2.2. Studii experimentale pe îmbrăcăminti rutiere din beton de ciment

Pe baza convenției de colaborare amintite s-a executat, folosind tehnologia revibrării betonului, în anul 1967, un tronson experimental de drum cu lungimea de 65 m și în anul 1968 un tronson cu lungimea de 2 km pe D.N. Lugoj-Făget-Ilia.

Materiale și compoziții de beton folosite

La execuția tronsoanelor experimentale s-a folosit același ciment feroportland alitic - CR, avînd compoziția mineralogică din tabelul 3.1.

Paralel cu acesta s-a urmărit și comportarea unui ciment portland alitic P500.

Agregatele folosite au fost aceleași ca și la încercările de laborator.

Compozițiile de beton, cu mici modificări față de

compozițiile folosite la încercările de laborator sînt date în tabelul 3.5.

TABELUL 3.5.

Compoziții folosite pentru îmbrăcămintile rutiere

Anul execuției	Destinația betonului	Ciment	Dozaj $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	A/C	Frațiuni de agregate în %					
					Nisip		Pietriș		Criblură	
					0/3	3/7	7/15	15/30	8/15	15/25
Tronson executat în 1967	Strat de rezistență	CR	320	0,475	20	20	30	30	-	-
	Doz. normal									
	Strat de rezistență	CR	272	0,475	20	20	30	30	-	-
	Doz. redus									
Tronson executat în 1967	Strat de uzură	CR	400	0,446	20	20	15	15	15	15
	Doz. normal									
Tronson executat în 1967	Strat de uzură	CR	340	0,446	20	20	15	15	15	15
	Doz. redus									
Tronson executat în 1968	Strat de rezistență	CR	270	0,475	20	20	30	30	-	-
	Doz. redus									
	Strat de uzură	CR	340	0,450	20	20	15	15	15	15
	Doz. redus									
Tronson executat în 1968	Strat de rezistență	P500	270	0,475	22	22	28	28	-	-
	Doz. redus									
Tronson executat în 1968	Strat de uzură	P500	340	0,450	20	20	15	15	15	15
	Doz. redus									

Așa cum rezultă din tabelul 3.5, în anul 1967 s-au folosit patru compoziții de betoane, două pentru stratul de rezistență și două pentru stratul de uzură, din care, pentru fiecare strat, o compoziție a fost realizată cu dozaj normal de ciment (STAS 183-64), iar cealaltă cu un dozaj de ciment redus cu 15 %. Pentru al doilea tronson, executat în anul 1968 s-au folosit numai compoziții de beton cu dozaj de ciment redus cu 15 %. Pentru ambele tronsoane, 50 % din criblură a fost înlocuită cu pietriș.

Prepararea, transportul și punerea în operă a betonului

Betonul a fost preparat într-o stație de betoane, folosindu-se betoniere de 500 l capacitate, dozarea agregatelor și cimentului făcîndu-se gravimetric.

După preparare, betonul a fost transportat pînă la

locul de punere în operă, la o distanță de cca. 6 km cu ajutorul autocamioanelor basculante.

În porțiunile experimentale s-au executat porțiuni de îmbrăcăminți-martor, după tehnologia obișnuită, folosind cimenturi Pz400 și M400, punerea în operă a betonului făcându-se prin vibrare, precum și porțiuni de îmbrăcăminți executate după tehnologia propusă prin revibrare, betonul fiind vibrat la turnare și apoi revibrat în perioada de priză a cimentului.

Vibrarea, respectiv revibrarea betonului s-a făcut cu un vibrofinisor, prevăzut cu o lamă vibrantă cu dimensiunile în plan de 3,50 x 0,50 m. Frecvența oscilațiilor verticale, a fost de 2800 oscil./min și amplitudinea oscilațiilor de 0,17 - 0,18 mm.

Viteza de înaintare a vibrofinisorului a fost de 1 m/min., revenindu-i fiecărui punct din masa betonului un timp de vibrare sau revibrare de 30 secunde.

Pe porțiunile executate după noua tehnologie s-a efectuat o vibrare pentru fiecare strat în parte la punerea în operă a betonului și o revibrare pentru ambele straturi deodată la mijlocul perioadei de priză a cimentului.

Extragerea, prelucrarea și încercarea probelor

Extragerea carotelor de beton din îmbrăcăminți, necesare pentru determinarea greutății specifice aparente și a rezistenței la compresiune s-a făcut de către Institutul de cercetări pentru materiale și prefabricate în construcții, București, cu mașina "Craelius Percar" de fabricație franceză.

S-au extras în total 52 de carote atât din tronsoanele experimentale executate cu ciment rutier CR și alitic P500, după noua tehnologie de revibrare, cât și din tronsoane din producția curentă, executate cu cimenturi Pz400 și M400, după tehnologia obișnuită.

Din carotele cu $\varnothing 74$ mm, care au străpuns toată grosimea îmbrăcăminții din beton (6 cm strat de uzură + 13 cm strat de rezistență) s-au confecționat prin tăiere cu fierăstrăul mecanic, câte două epruvete, una pentru stratul de rezistență și una pentru stratul de uzură. Carotele cu $\varnothing 52$ mm nu au străpuns toată grosimea îmbrăcăminții, limitându-se

numai la stratul de uzură.

Probele au fost pregătite și încercate conform STAS 1275-62, determinându-se greutatea specifică, rezistența la compresiune și viteza ultrasonică.

Din totalul de 76 epruvete încercate : 37 de epruvete au fost pentru stratul de uzură, 22 de epruvete pentru stratul de rezistență și 17 epruvete pentru ambele straturi.

Rezultatele tuturor încercărilor sînt date în detaliu în lucrarea /14/.

Rezultate obținute și interpretări.

Din analiza rezultatelor obținute pe porțiunea experimentală turnată în anul 1967 rezultă :

Pentru stratul de uzură, la un dozaj normal de ciment rezultă o creștere a rezistenței la compresiune de 11% prin revibrare, iar pentru un dozaj redus cu 15%, creșterea rezistenței prin revibrare este de 14%.

Pentru stratul de rezistență aceste sporuri de rezistențe sînt de 15% și respectiv 18%.

Rezistența la compresiune pe probele executate prin revibrare cu dozaj de ciment redus este superioară rezistenței la compresiune pentru probele din producția curentă, aceste sporuri fiind de 53% pentru stratul de uzură și 38% pentru stratul de rezistență.

Din corelarea vitezelor ultrasonice, cu valorile rezistenței la compresiune și ale greutății specifice aparente se observă că nu există o corespondență directă între vitezele ultrasonice și rezistența la compresiune, în sensul că pentru sporul de rezistență nu corespunde sporuri ale vitezelor ultrasonice la probele revibrate. Această constatare confirmă rezultatele lucrării /10/, explicîndu-se prin faptul că revibrarea diminuează tensiunile interne, determinînd creșteri de rezistențe, în timp ce tensiunile interne nu pot fi sesizate de vitezele ultrasonice.

Se constată însă o bună concordanță între valorile vitezelor ultrasonice și cele ale greutății specifice aparente, în sensul că la creșteri ale greutății specifice aparente corespund și creșteri ale vitezelor ultrasonice.

Din analiza rezultatelor obținute pe porțiunile experimentale turnate în anul 1968 rezultă :

Pentru betoanele executate prin revibrare cu ciment rutier CR s-au obținut următoarele rezistențe medii :

- strat de uzură - 585 kg/cm^2
- stratul de rezistență - 565 kg/cm^2
- stratul de rezistență și uzură (eprovete mixte) - 600 kg/cm^2

Aceste rezistențe, cu toate că dozajul de ciment a fost redus cu 15% sînt mult superioare mărcilor de betoane cerute de STAS 183-64.

Pentru betoanele executate prin revibrare cu ciment alitic P500 s-au obținut următoarele rezistențe medii :

- stratul de uzură - 462 kg/cm^2
- stratul de rezistență - 370 kg/cm^2
- ambele straturi (eprovete mixte) - 395 kg/cm^2

Pentru betoanele executate cu ciment Pz400 din producția curentă, a rezultat o valoare medie a rezistenței la compresiune, determinată pe epruvete mixte de 276 kg/cm^2 cu puțin mai mică decît cea prescrisă de STAS 183-64.

Pentru betoanele executate cu ciment M400 din producția curentă a rezultat o valoare medie a rezistenței la compresiune a stratului de uzură de 477 kg/cm^2 .

Din compararea rezistențelor medii la compresiune, pentru stratul de uzură a betoanelor executate cu ciment rutier, dozaj redus, prin revibrare, față de betoanele executate cu ciment M40^U, dozaj normal, tehnologie clasică, rezultă un spor de cca. 22%.

3.3. Execuția tronsonului experimental de pe DN.1A Vălenii de Munte-Bratocea și rezultate obținute

Pe baza unui contract de cercetare științifică în colaborare cu producția, încheiat între Catedra de Beton armat și clădiri a I.P.T. și Institutul de Studii și Cercetări în Transporturi București (I.S.C.T.), în anul 1970 au fost efectuate în paralel atît cercetări de laborator cît și execuția unui tronson experimental de drum cu lungimea de 400 m, aplicînd tehnologia revibrării betonului /85/.

3.3.1. Studii și cercetări de laborator Caracteristicile materialelor

Materialele folosite la încercările de laborator au

fost aduse de pe șantierul DN.1A, Vălenii de Munte, lotul Izvoarele al Intreprinderii de Construcții în Transporturi Brașov.

Ciment. S-au utilizat două tipuri de ciment : un ciment Pz400 și un ciment feroportland alitic (cimentul rutier CR) dintr-un lot experimental produs de fabrica "Temelia" Brașov.

Asupra lor s-au efectuat încercări conform STAS 227-49, caracteristicile fizico-mecanice obținute fiind date în tabelul 3.6.

TABELUL 3.6.

Caracteristici fizico-mecanice ale cimenturilor folosite la cercetările de laborator

Nr. crt.	Caracteristici fizico-mecanice	Specificații	U/M	Cimentul	
				Pz400	CR
1.	Finețea de măcinare	Reziduri pe sita cu 900 och./cm ²	%	1,5	0,3
		Reziduri pe sita cu 4900 och./cm ²	%	13,5	13,7
		Apa de amestecare	%	25,5	24,2
2.	Priza	Inceputul prizei ore-min		2-30	3-00
		Sfârșitul prizei ore-min		5-00	4-30
3.	Constanța volumului	Determ.pe turtă	-	bună	bună
		Determ.inel cu con	mm	2	2
4.	Rezistențele mortarelor normale	Rezist.la 3 zile	kgf/cm ²	24,07	23,02
		tracțiune 7 zile	"	28,70	29,93
		28 zile	"	37,80	32,63
		Rezist.la 3 zile	"	220	210
		compre- 7 zile	"	266	328
	siune 28 zile	"	399	404	

Din analiza rezultatelor se constată că proprietățile fizico-mecanice la cele două tipuri de cimenturi nu diferă esențial între ele, ambele cimenturi având marca 400.

Agregate. La prepararea betonului s-a folosit nisip de Dunăre, de la Giurgiu, pietriș extras din Teleajen, la Teișani și criblură provenită din cariera Malnaș. Principalele caracteristici ale acestor agregate sînt date în tabelul 3.7.

TABELUL 3.7.

Caracteristicile agregatelor folosite la încercările de laborator

Dimensiunea ochiului/mm	Procente de treceri pentru :			
	Nisip	Pietriș	Criblură 8/15	Criblură 15/25
30	100	80,69	100	99,7
15	100	31,93	70,79	6,82
7	98,4	7,68	3,75	1,75
3	95,5	3,79	3,24	1,67
1	83,9	2,63	2,99	1,65
0,2	29,6	1,87	2,6	1,50
Levigabile	1,2	0,88	1,42	0,87
Densitatea în grămadă în stare afînată	1660	1688	1475	1517

Compoziția betonului. Atît pentru betonul stratului de rezistență cît și pentru betonul stratului de uzură s-au utilizat agregate compuse din fracțiuni în proporțiile necesare pentru a rezulta o curbă granulometrică continuă, situată în zona inferioară a domeniului prevăzut de STAS 183-64. Compoziția granulometrică a agregatelor folosite pentru cele două straturi este dată în tabelul 3.8.

TABELUL 3.8.

Compoziția granulometrică a agregatului total

Destinația betonului	Treceri prin ciur sau sită în %					
	0,2	1	3	7	15	25(30)
Strat de rezistență	7,5	22,6	30,7	40,5	64	100
Strat de uzură	7,3	18,2	30,4	41,4	63,6	100

Compozițiile de beton studiate pentru cercetările de laborator sînt date în tabelul 3.9.

Așa cum rezultă din tabelul 3.9 cele opt compoziții diferă între ele prin calitatea cimentului, dozajul de ciment, natura agregatelor și prin modul de compactare (vibrare la turnare-V sau vibrare la turnare și revibrare la mijlocul perioadei de priză a cimentului-V+RV).

TABELUL 3.9.

Compoziții de beton studiate

Nr. crt.	Destinația betonului	Ciment	A/C	Dozaj de cim.	Mod de compoziție	Fractiunea de agregat în %						
						Nisip 1/7	Adaos 1/3	Adaos 3/7	Pietriș		Criblură	
								1/15	5/30	8/15	15/25	
1	Strat de rezistență	PZ 400	0,47	330	V	44	—	—	20	36	—	—
2			0,50	300	V+RV	44	—	—	20	36	—	—
3		C.R.	0,47	330	V	44	—	—	20	36	—	—
4			0,50	300	V+RV	44	—	—	20	36	—	—
5	Strat de uzură	PZ 400	0,47	350	V	20	10	10	—	—	30	30
6			0,50	315	V+RV	20	10	10	—	—	30	30
7		C.R.	0,47	350	V	20	10	10	—	—	30	30
8			0,50	315	V+RV	20	10	10	—	—	30	30

Este de remarcant faptul că la probele care au fost vibrat la turnare și revibrat la mijlocul perioadei de priză a cimentului s-a folosit un dozaj de ciment redus cu 10%, față de probele care au fost vibrat la turnare, considerate ca probe-martor.

Prepararea betonului, compactarea și păstrarea probelor

Prepararea betonului s-a făcut mecanizat, folosind o betonieră cu ax înclinat, durata de amestecare fiind de trei minute de la introducerea apei.

Compactarea probelor s-a făcut cu o masă vibratoare de laborator, avînd frecvența de cca. 3000 vibr./min. și amplitudinea de 0,5 mm. Durata de vibrare și revibrare a fost de 30 sec. corespunzătoare duratei de vibrare produsă de un vibrofinisor cu lățimea lamei de 0,5 m și cu viteza de înaintare de 1 m/min.

După decofrarea executată la 24 ore de la confecționare, probele au fost menținute într-un bazin cu apă timp de șase zile, apoi au fost păstrate în aer la temperatura și umiditatea mediului din laborator pînă la termenele de încercare.

Rezultatele încercărilor efectuate și interpretarea lor

Rezistențele mecanice (rezistența la compresiune pe cuburi de 20 x 20 x 20 cm și rezistența la întindere din încovoiere pe prisme de 10 x 10 x 55 cm, calculată cu formula

TABELUL 3.10.

Greutatea specifică aparentă γ_a , rezistența la compresiune R_c și rezistența la întindere din încovoiere R_{ti}

Nr. compoziției	Destinația betonului	Ciment	Mod de compactare	γ_a kgf/m ³	R_c kgf/cm ²		R_{ti} kgf/cm ²		Rezult. în % a bet. (V+RV) față de betoanele (V)						
					zile	zile	zile	zile	7 z	28z	90z	7z	28z	90z	
1	Strat de	PZ400	V	2426	244	257	409	45	54	58	100	100	100	100	100
2		PZ400	V+RV	2438	225	337	394	45	56	59	92	95	97	100	104
3	rezistență	CR	V	2435	279	391	437	45	65	73	100	100	100	100	100
4			V+RV	2450	267	395	454	51	70	76	96	101	104	113	108
5	Strat de	PZ400	V	2435	311	474	480	49	63	73	100	100	100	100	100
6			V+RV	2432	308	>475	>500	56	63	74	100	>100	>100	114	100
7	uzură	CR	V	2445	354	>475	>500	60	66	76	100	100	100	100	100
8			V+RV	2455	371	>475	>500	71	74	88	105	>100	>100	118	112

lui Navier) și greutatele specifice aparente ale betoanelor studiate sînt date în tabelul 3.10.

Analizînd rezultatele se constată următoarele :

Prin revibrare, densitatea aparentă a betoanelor proaspete crește cu cca. 10-15 kgf/m³, deși la aceste betoane dozajul de ciment a fost redus cu 10%.

La betoanele stratului de rezistență, cu dozaj de ciment redus cu 10%, compactate prin vibrare și revibrare, valorile rezistențelor la compresiune sînt aproximativ egale cu ale betoanelor cu dozaj normal de ciment, compactate numai prin vibrare.

La betoanele stratului de uzură se remarcă chiar un spor de rezistență a betoanelor revibrate față de cele vibrante. Deoarece capacitatea preseii era de numai 200 t, unele probe ale betonului din stratul de uzură nu au putut fi rupte cu această forță.

Toate probele de beton cu dozaj redus de ciment compactate prin revibrare au dat rezistențe R_{tj} cu 1 - 18% mai mari decît betoanele cu dozaj normal, compactate numai prin vibrare la turnare.

Se constată, de asemenea, că la betoanele executate cu ciment rutier CR sporurile de rezistențe la cele revibrate față de cele vibrante erau mai mari, atît pentru rezistențele R_c cît și pentru rezistențele R_{tj} .

Betoanele executate cu ciment CR au dat, în general, rezistențe mai mari decît betoanele executate cu ciment Pz.

Modulul de elasticitate a fost determinat pe prisme de 10 x 10 x 30 cm pentru probele de beton confecționate cu cimentul Pz400, rezultatele fiind date în tabelul 3.11.

TABELUL 3.11.

Modulul de elasticitate E_b kgf/cm²

Nr. com- pozi- ției	Destinația betonului	Ciment	Modul de compac- tare	E_b la 28 zile	Difer. între (V+RV) și(V)%	E_b la 90 zile	Difer. între (V+RV)și (V) %
1	Strat de rezistență	PZ400	V	298500	0	313625	0
2			V+RV	325500	+8,4	328000	+4,8
3	Strat de uzură	PZ400	V	292000	0	315000	0
4			V+RV	293750	+0,6	332000	+5,4

Se constată că modulul de elasticitate la probele revibrate este mai mare decât la probele vibrante. De asemenea în final, la 90 de zile, modulul de elasticitate al betonului din stratul de uzură este mai mare decât cel al betonului din stratul de rezistență.

În tabelul 3.12 sînt date deformațiile sub sarcini statice de durată, determinate pe prisme de 5 x 5 x 30 cm.

TABELUL 3.12.

Deformații sub sarcini statice de durată \int mm/m

Nr. com- po- zi- ției	Destinația betonului	Ciment	Modul de com- pac- tare	Efor- tul în prisme kgf/cm ²	Vîrs- ta la încer- zile care zile	\int la 56 zile	Δ %	\int la 90 zile	Δ %
1	Strat de rezistență	PZ400	V	120	28	0,885	0	1,06	0
2			V+RV	120	28	0,550	-35	0,86	-18,9
3	Strat de uzură	PZ400	V	120	28	0,725	0	0,95	0
4			V+RV	120	28	0,510	-29,60	0,80	-16

Din rezultatele prezentate constatăm că probele revibrate au deformații sub sarcini statice de durată mult mai mici decât probele vibrante, acest lucru explicîndu-se prin dozajul de ciment redus și printr-o compactitate mai mare a probelor revibrate.

În cadrul cercetărilor de laborator au mai fost efectuate următoarele determinări : gradul de impermeabilitate față de apă, rezistența la uzură, rezistența la îngheț-dezghet repetat și absorbția de apă. Din analiza rezultatelor obținute s-au constatat următoarele :

- La betoanele revibrate gradul de impermeabilitate față de apă este mai mare decât la betoanele vibrante.

- Rezistența la uzură a betoanelor revibrate este mai mare decât a betoanelor vibrante. Uzura exprimată în g/cm² a betoanelor revibrate reprezintă 75-80% din cea a betoanelor vibrante. De asemenea s-a constatat că rezistența la uzură a probelor confecționate cu ciment CR este mai mare decât cea a probelor confecționate cu ciment PZ400.

- Rezistențele la îngheț-dezghet repetat a betoanelor revibrate sînt în medie cu 10-15% mai mari decât cele ale betoanelor vibrante, aceste rezistențe fiind în general mai

mari la probele confecționate cu ciment CR, față de probele confecționate cu ciment PZ400.

- Betoanele revibrate au o absorbție de apă mai mică decât betoanele vibrată numai la turnare cu 2-35%, aceasta fiind în general mai mică la probele confecționate cu ciment CR, față de cea a probelor confecționate cu ciment PZ400.

3.3.2. Aplicarea procedurii revibrării betonului la execuția unui tronson experimental

În luna septembrie 1970 s-a executat un tronson experimental de drum cu o lungime de 400 m pe DN.1A Vălenii de Munte-Bratocea.

Materiale și compoziții folosite

La execuția tronsonului experimental s-au folosit cimentul feroportland alitic CR produs de Fabrica "Temelia" Brașov, avînd începutul de priză după 1 $\frac{1}{2}$ ore și sfîrșitul după 4 ore.

Ca agregate s-au folosit nisip de Dunăre, pietriș de Teleajen și criblură de Malnaș, avînd caracteristicile date în tabelul 3.7 dat la încercările de laborator.

Compozițiile de beton folosite pentru stratul de rezistență și stratul de uzură sînt date în tabelul 3.13.

TABELUL 3.13.

Compozițiile betonului

Componenti kg/m ³	U/M	Strat de rezistență		Strat de uzură	
		Beton vibrat	Beton revibrat	Beton vibrat	Beton revibrat
Ciment	kg	330	300	350	315
Apă	l	155	142	165	150
Nisip	kg	957	979	1065	1090
Pietriș	kg	958	979	-	-
Criblură 8/15	kg	-	-	483	496
Criblură 15/25	kg	-	-	387	399
Total	kg	2400	2400	2450	2450

Așa cum se vede din tabel, dozajul de ciment pentru betonul revibrat este redus cu 10% față de dozajul betonului vibrat.

Prepararea betonului, transportul și execuția îmbrăcămintii rutiere

Betonul a fost preparat la stația de betoane a șantierului Izvoarele dotat cu betoniere cu capacitatea de 500 litri.

Dozarea cimentului și a agregatelor s-a făcut gravimetric, iar pentru apă s-a folosit un dozator automat cu care era dotată fiecare betonieră.

Transportul betonului pînă la locul de punere în operă s-a făcut cu autocamioane basculante la o distanță medie de cca. 6 km. Incepînd de la km 108+900, pe o lungime de 400 m (banda stîngă) pe DN.1A, îmbrăcămintea din beton de ciment a fost executată, aplicînd noua tehnologie de revibrare a betonului.

Înainte de începerea operației de vibrare, betonul basculat se nivelează cu ajutorul unui utilaj la o grosime a stratului cu ceva mai mare față de grosimea preconizată pentru stratul respectiv, așa cum rezultă din figura 3.1.



FIG. 3.1

Față de tehnologia curent folosită procedeul revibrării a constat în vibrarea separată a stratului de rezistență și a stratului de uzură și în revibrarea ambelor straturi de

beton la mijlocul perioadei de priză a cimentului din stratul de uzură. Asigurînd o succesiune rapidă a aşternerii şi compactării fiecărui strat, prin revibrare s-a acţionat asupra betonului din ambele straturi realizînd efectul maxim pentru îmbrăcămintea de beton.

Experimentarea a indicat că este bine ca revibrarea să se efectueze după o primă corectare a denivelărilor cu ruloul.

Vibrarea, respectiv revibrarea betonului s-a făcut cu un vibrofinisor, prevăzut cu o lamă vibrantă cu dimensiunile în plan de 3,50 x 0,50 m. Viteza de înaintare a vibrofinisorului a fost de 1 m/min, revenindu-i fiecărui punct din masa betonului un timp de vibrare sau de revibrare de 30 secunde.

Menţionăm că şantierul a fost dotat numai cu două vibrofinisoare, primul vibrofinisor vibrînd stratul de rezistenţă, al doilea vibrofinisor făcînd vibrarea stratului de uzură şi revibrare. Dotarea şantierului cu numai două vibrofinisoare creează unele dificultăţi de execuţie în sensul că se înregistrează o scădere a productivităţii muncii şi uneori există pericolul ca în momentul în care se face revibrarea (la mijlocul perioadei de priză a cimentului din stratul de uzură) să se fi terminat priza cimentului din stratul de rezistenţă.

Pentru eliminarea acestor inconveniente este absolut necesar ca şantierul să fie dotat cu 3 vibrofinisoare : primul să vibreze stratul de rezistenţă, al doilea stratul de uzură şi al treilea să facă revibrarea întregii îmbrăcăminţi.

Alte detalii privind noua tehnologie de execuţie sînt date în "Instrucţiunile tehnice" predate sub forma de protocol la I.S.C.T-Bucureşti în anul 1971 /88/.

Aspecte din timpul execuţiei sînt date în fig. 3.2a şi 3.2b.

3.3.3. Verificarea calităţii betonului din lucrare şi prelucrarea statistică a rezultatelor

Verificarea s-a făcut prin determinarea greutăţii specifice aparente, f_a şi a rezistenţelor mecanice R_c şi R_{t1} , pe carote extrase din tronsonul experimental la 28 de zile de la execuţie. În fig. 3.3 se redă un aspect din timpul

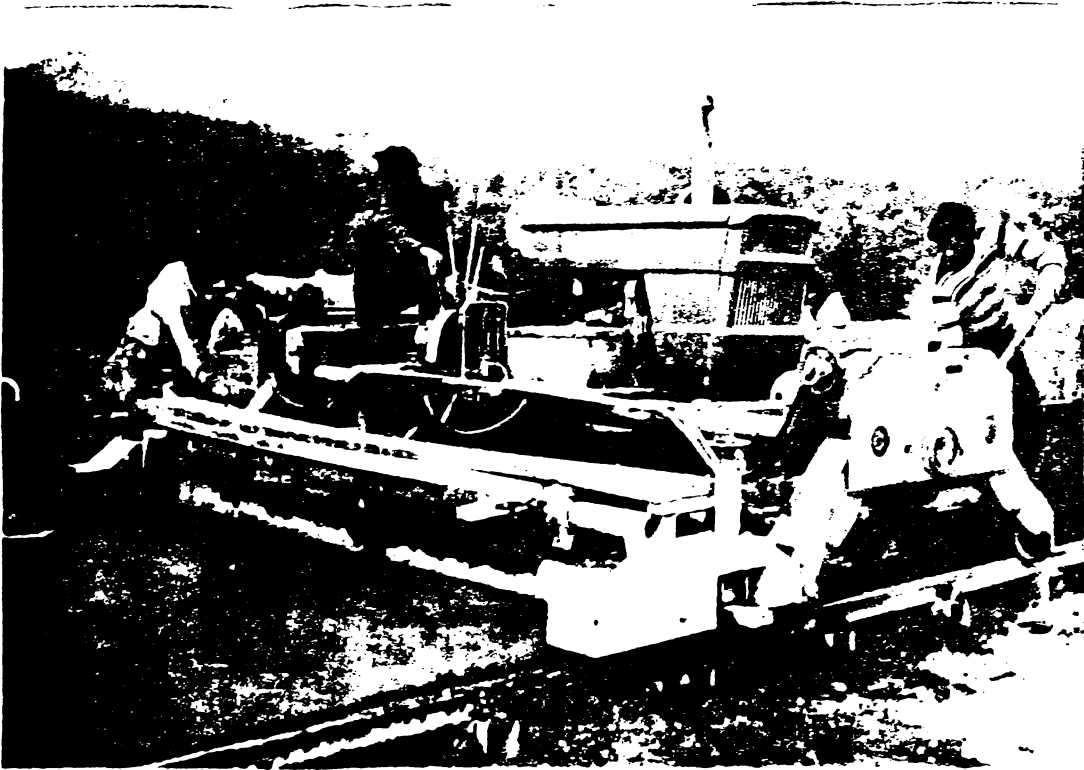


FIG. 3.2a



FIG. 3.2b

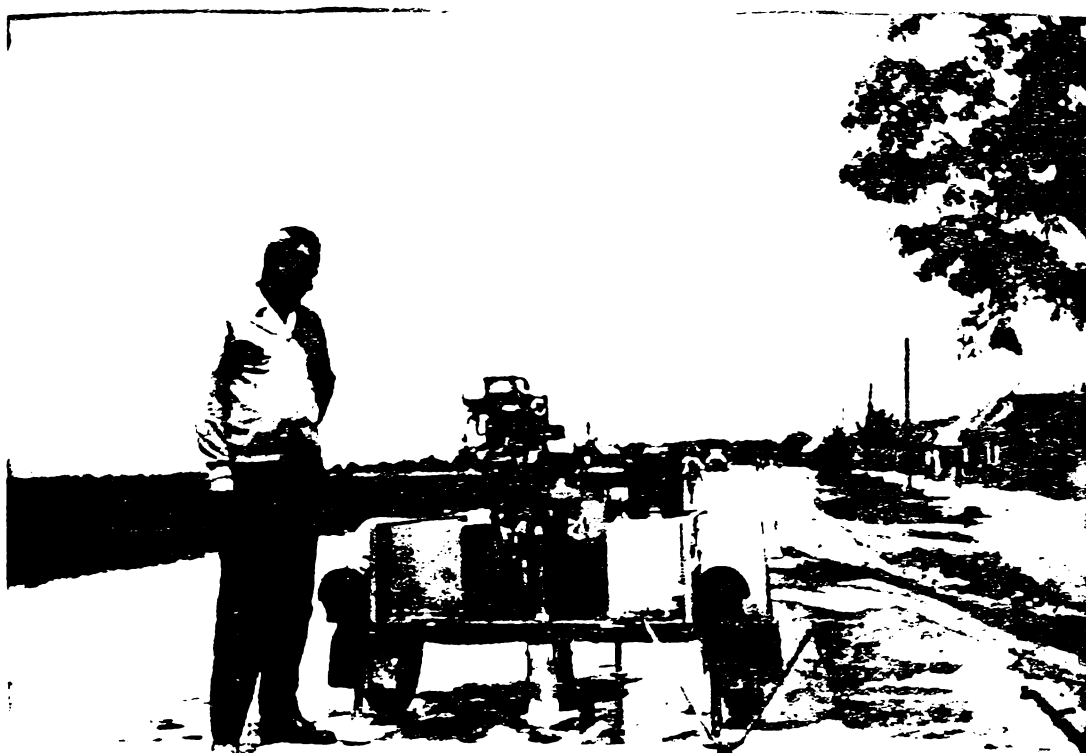


FIG. 3.3

operației de extragere a carotelor. S-au extras 36 carote cu diametrul $D = 10$ cm și înălțimea $H = 20$ cm (grosimea dalei), 18 carote fiind încercate la compresiune și 18 la întindere prin despicare. Rezultatele încercărilor sînt date în tabelul 3.14.

Valorile medii ale rezistențelor obținute la încercările pe carote extrase din lucrare, au fost de 302 kgf/cm^2 la compresiune și 34 kgf/cm^2 la întindere prin despicare. Aplicînd corecțiile conform ordinului C.S.C.A.S. nr.589 din 26 decembrie 1967 se obține : $R_{c.cub} = 360 \text{ kgf/cm}^2$ și $R_{ti} = 58 \text{ kgf/cm}^2$. Aceste rezistențe depășesc rezistențele prescrise de STAS 183-64.

Pentru comparație cu calitatea betonului cu dozaj de ciment conform normelor în vigoare, executat după tehnologia clasică, pe un sector martor executat pe același drum, de același șantier, au fost extrase 30 de carote din care 15 au fost încercate la compresiune și 15 la întindere prin despicare, rezultatele fiind date în tabelul 3.15.

Valorile medii obținute pe încercările pe carote la 28 de zile de la turnare, pentru greutatea specifică aparentă, rezistența la compresiune și rezistența la întinde-

REZULTATELE INCERCARILOR PE CAROTE EXTRASE DIN IMBRACAMINTEA DIN BETON
EXECUTATA PRIN REVIBRARE PE DN1A VALENIIL DE MUNTE - BRATOCEA

TABELUL 314

CAROTE INCERCATE LA COMPRESIUNE										CAROTE INCERCATE LA INTINDERE									
NR CRT. CAROTA	H _{car} [mm]	D _{car} [mm]	GREUTATE CAROTA [kg]	ρ _g [kg/m ³]	Propere [tone]	R _{c,car.} [kg/cm ²]	R _{c cub.} [kg/cm ²]	NR. CRT. CAROTA	H _{car.} [mm]	D _{car} [mm]	GREUTATE CAROTA [kg]	ρ _g [kg/m ³]	P _{rupere} [tone]	R _d ^{zPr} / mDH [kg/cm ²]	R _{ti} [kg/cm ²]				
1	193	99	3,538	2389	27,60	360	428	1	184	99	3,297	2335	9,00	32	54				
2	196	99	3,565	2370	23,50	306	364	2	207	99	3,730	2347	13,15	41	69				
3	190	99	3,458	2372	25,95	338	402	3	174	99	3,142	2354	9,90	37	53				
4	206	99	3,667	2319	22,45	293	348	4	103	99	3,622	2325	10,10	38	56				
5	186	99	3,374	2364	24,65	321	391	5	187	99	3,330	2321	9,10	31	53				
6	216	99	3,827	2303	22,85	297	353	6	178	99	3,210	2350	9,05	31	53				
7	179	99	3,278	2386	19,95	260	309	7	178	99	3,148	2305	8,25	30	51				
8	213	99	3,837	2348	21,70	283	336	8	196	99	3,575	2360	11,30	37	63				
9	198	99	3,548	2336	20,35	265	315	9	201	99	3,573	2317	9,75	31	53				
10	190	99	3,544	2365	16,80	348	413	10	183	99	3,307	2349	10,15	36	61				
11	172	99	3,080	2333	20,10	262	311	11	168	99	3,050	2366	8,55	33	56				
12	203	99	3,590	2328	13,40	279	362	12	184	99	3,342	2367	10,70	37	63				
13	208	99	3,758	2349	22,45	290	347	13	200	99	3,643	2344	5,85	31	53				
14	201	99	3,605	2338	15,70	218	259	14	187	99	3,322	2309	9,55	34	58				
15	191	99	3,412	2338	31,30	308	485	15	174	99	3,122	2332	11,10	41	69				
16	168	99	3,034	2365	2,680	348	413	16	171	99	3,028	2301	9,20	34	58				
17	182	99	3,288	2365	23,10	301	356	17	180	99	3,288	2377	0,05	36	61				
18	177	99	3,191	2345	19,70	248	295	18	178	99	3,170	2314	8,95	32	54				
VALORI MEDII				2350		307	360	VALORI MEDII				2330		34	58				

NOTA: Conform ordinului USCAS nr 589/1967. R_{c,cub}=1187 R_{c,carotă}; R_{ti}=R_d/0,59

REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR PE CAROTE EXTRASE DIN ÎMBRĂCĂMINTEA DIN
BETON (MORTAR), EXECUTATĂ PRIN VIBRARE OBIȘNUITĂ PE DN1A VALENI DE MUNTE
BRATOCEA

TABELUL 315

CAROTE ÎNCERCATE LA COMPRESIUNE										CAROTE ÎNCERCATE LA ÎNTINDERE					
NR. CRT. CAROTA	H _{car} [mm]	D _{car} [mm]	GREUTATE CAROTA [kg]	f _{ca} [kg/m ³]	P _{rupere} [tone]	R _{c.car.} [kg/cm ²]	R _{c.cub.} [kg/cm ²]	NR CRT CAROTA	H _{car} [mm]	D _{car} [mm]	GREUTATE CAROTA [kg]	f _{ca} [kg/m ³]	P _{rupere} [tone]	R _{c.zPr} [kg/cm ²]	R _{ti} [kg/cm ²]
1	203	99	3,630	2345	30,40	395	470	1	198	99	3,524	2314	13,20	43	73
2	203	99	3,524	2269	24,55	319	379	2	192	99	3,386	2294	9,30	31	52
3	192	99	3,448	2338	24,45	314	378	3	180	99	3,185	2303	11,40	41	70
4	193	99	3,430	2311	21,90	285	339	4	192	99	3423	2319	11,80	40	68
5	203	99	3,599	2302	24,80	297	353	5	190	99	3417	2339	10,00	34	58
6	183	99	3,210	2281	20,05	261	310	6	199	99	3600	2353	11,05	36	67
7	184	99	3,276	2315	23,15	301	357	7	208	99	3472	2170	7,65	24	41
8	213	99	3,511	2143	14,90	199	236	8	207	99	3580	2249	8,30	26	44
9	192	99	3,257	2207	12,20	159	189	9	201	99	3412	2207	9,20	29	49
10	178	99	3,052	2229	10,60	255	303	10	208	99	3625	2266	13,05	31	53
11	196	99	3,410	2263	15,20	211	251	11	210	99	3638	2253	12,00	37	63
12	198	99	3,418	2244	10,70	217	258	12	212	99	3657	2244	10,80	33	56
13	196	99	3,422	2271	22,25	289	343	13	233	99	3962	2211	11,90	33	56
14	202	99	3,493	2249	26,50	345	410	14	247	99	4222	2223	11,70	30	51
15	216	99	3,758	2262	26,80	348	413	15	221	99	3830	2254	10,90	32	53
VALORI MEDII				2270		280	332	VALORI MEDII				2270		33	56

NOTA: Conform ordinului CSCAS nr 589/1967 : R_{c.cub} = 1,187 R_{c.carotă}; R_{ti} = R_d/0,59

re sînt :

$$f_a = 2270 \text{ kgf/m}^3$$

$$R_c \text{ carotă} = 280 \text{ kgf/cm}^2 ; R_c \text{ cub} = 332 \text{ kgf/cm}^2$$

$$R_d \text{ carotă} = 33 \text{ kgf/cm}^2 ; R_{ti} = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

Față de aceste rezistențe, la îmbrăcămintea din beton de ciment executată după tehnologia revibrării betonului, deși dozajul de ciment a fost redus cu 10% se constată următoarele sporuri :

- greutatea specifică aparentă : + 3,1 %
- rezistența la compresiune : + 8,5 %
- rezistența la întindere : + 3,5 %.

3.3.3.1. Prelucrarea statistică a rezultatelor

Pentru a ilustra calitățile superioare ale betonului pus în operă după tehnologia nouă de vibrare + revibrare, în condițiile reducerii dozajului de ciment cu 10%, în colaborare cu Catedra de Matematici a I.P. "Traian Vuia" din Timișoara, am procedat la prelucrarea statistică a rezultatelor experimentale / 89 /.

Valorile rezistențelor R_c și R_{ti} , determinate pe carote extrase la întîmplare din tronsonul experimental și din tronsonul martor sînt date în tabelul 3.16 și respectiv tabelul 3.17.

TABELUL 3.16.

Valorile rezistențelor R_c și R_{ti} ale betonului din tronsonul experimental executat prin vibra-re+revibrare

Incer-cări la compresiune	Nr. car.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	R_c	428	364	402	348	391	353	309	336	315
	Nr. car.	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	R_c	413	311	331	347	259	485	413	358	295
Incer-cări la întin-dere	Nr. car.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	R_{ti}	54	69	63	56	53	53	51	63	53
	Nr. car.	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	R_{ti}	61	56	63	53	58	69	58	61	54

TABELUL 3.17.

Valorile rezistențelor R_c și R_{ti} ale betonului din tronsonul martor executat prin vibrare

Incer- cări la compre- siune	Nr. car.	1	2	3	4	5	6	7	8
	R_c	470	379	378	339	353	310	357	236
	Nr. car.	9	10	11	12	13	14	15	-
	R_c	189	303	251	258	343	410	413	-
Incer- cări la întin- dere	Nr. car	1	2	3	4	5	6	7	8
	R_{ti}	73	52	70	68	58	61	41	44
	Nr. car.	9	10	11	12	13	14	15	-
	R_{ti}	49	53	63	56	56	51	53	-

Determinarea indicatorilor statistico-matematici

Avînd la bază valorile experimentale menționate, s-a trecut la determinarea principalilor indicatori statistico-matematici. Pentru aceasta datele experimentale din tabelele 3.16 și 3.17 au fost considerate ca fiind o variabilă aleatoare $X = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ discretă, căreia nu i se cunoaște repartiția. Se știe însă /93/ că studiind anumiți indicatori statistici, se poate determina "tendința" variabilei considerate.

In acest scop s-a procedat la **determinarea următorilor** indicatori : valoarea medie (XMEDT), abaterea medie pătratică (ST), coeficientul de variație (CVT), coeficientul de omogenitate (COT), dispersia (S2T), coeficientul de perturbație (CPT), coeficientul de asimetrie (CASIT) și coeficientul de exces (CEXT). Pentru calculul acestor indicatori am folosit expresiile lor cunoscute din literatura de specialitate /78/, /93/.

Măsura cea mai naturală a tendinței centrale este "valoarea medie teoretică" definită prin relația :

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (3.1)$$

O repartiție statistică mai este caracterizată și prin indicatori numiți "momente" de diferite ordine. Astfel expresia :

$$\tilde{d}_K = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^K \quad (3.2)$$

se numește "moment teoretic centrat de ordinul K", iar prin analogie, expresia

$$m_K = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i^K \quad (3.3)$$

se numește "moment teoretic necentrat de ordinul K".

Momentul centrat de ordinul al doilea dă o măsură a împrăstierii (sau a concentrării) repartiției considerate, este cunoscut sub denumirea de dispersie și are expresia :

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \quad (3.4)$$

iar rădăcina pătrată din dispersie se numește "abatere standard" și are expresia

$$S = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \right]^{1/2} \quad (3.5)$$

fiind un indicator statistic care exprimă precizia.

"Coeficientul de variație teoretic" este și el un indicator al preciziei relative și are expresia :

$$\lambda = \frac{S}{\bar{X}} \quad \text{sau} \quad \lambda_1 = \frac{\tilde{d}_2^{1/2}}{\bar{X}} \quad (3.6)$$

Modulul inversului coeficientului de variație se numește coeficient de perturbație, el reprezentînd de fapt puritatea fenomenului studiat.

Momentul centrat de ordinul al treilea (obținut din relația 3.2, luînd $K = 3$) este strîns legat de asimetria repartiției respective, iar indicatorul :

$$\sqrt{\lambda_1} = \frac{\tilde{d}_3}{\tilde{d}_2^{3/2}} \quad (3.7)$$

măsoară asimetria repartiției în raport cu gradul ei de împrăștiere și se numește "coeficient de asimetrie".

Momentul centrat de ordinul al patrulea (obținut din relația 3.2 pentru $K = 4$) este legat de ascuțirea repartiției respective, iar indicatorul

$$\lambda_2 = \frac{\tilde{d}_4}{\tilde{d}_2^2} \quad (3.8)$$

SCHEMA LØGICA

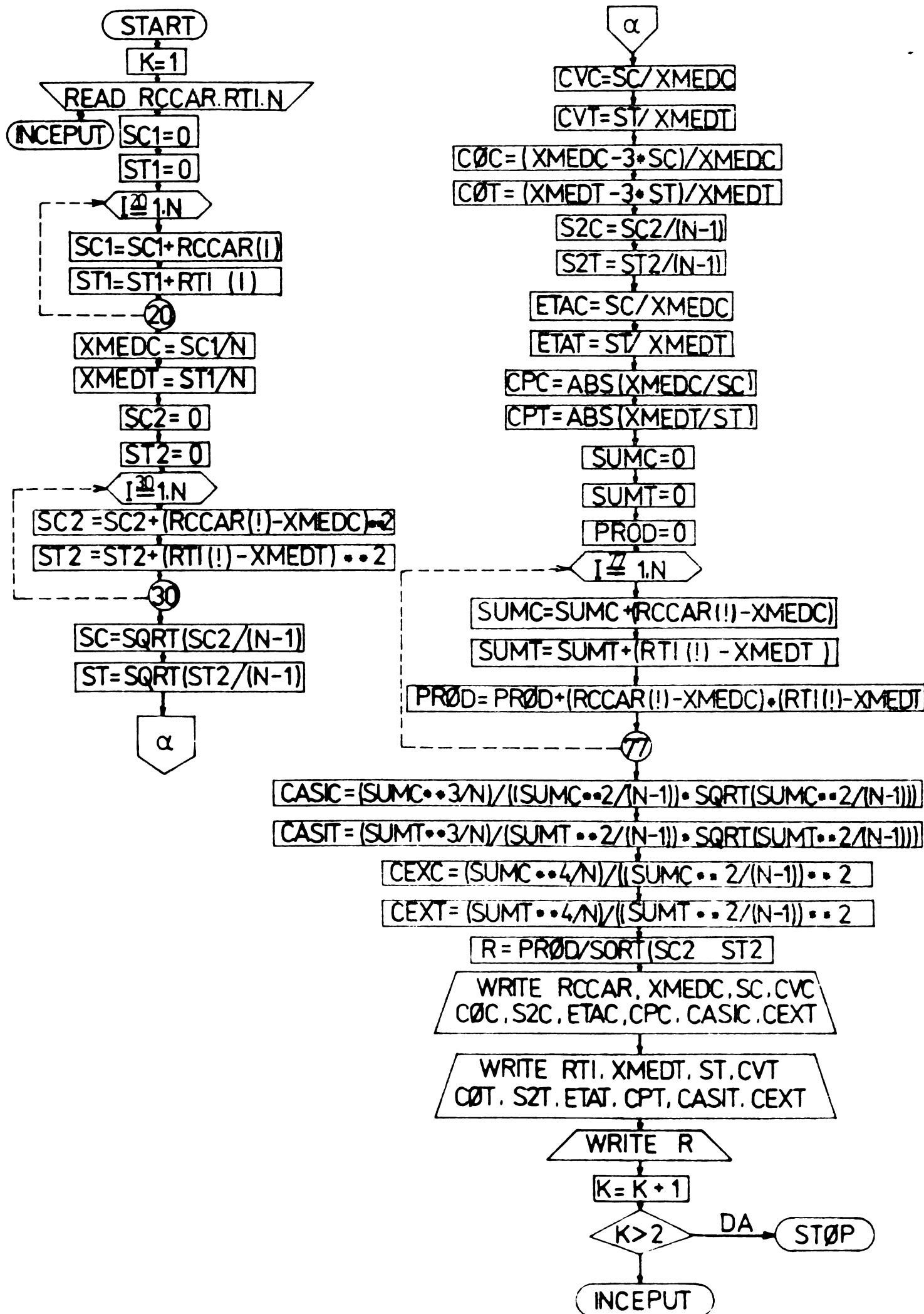


FIG. 3.4

se numește "coeficient de exces", reprezentînd măsura excesului repartiției considerate față de repartiția normală a lui Gauss.

Primele patru momente centrate, precum și ceilalți indicatori statistici descriu suficient de bine o repartiție statistică astfel încît pentru aprecierea și compararea rezistențelor betonului din cele două tronsoane ne-am limitat doar la studiul acestora.

Calcululele au fost efectuate cu ajutorul unui program în limbaj FORTRAN, întocmit pe baza schemei logice din figura 3.4.

Valorile indicatorilor statistico-matematici determinați pentru cele două tronsoane de îmbrăcămînti rutiere din beton (experimental și martor) sînt date în tabelul 3.18.

TABELUL 3.18.

Indicatori statistico-matematici

Indicatori	Rezist.	XMEDT	ST	CVT	COT	S2T	CPT	CASIT	CEXT
Tronson executat prin V+RV	R_c	358	55	0,154	0,5383048	6,5	-3,9	16	
	R_{ti}	58	5	0,094	0,712	30	10,6	3,9	16
Tronson executat prin V.	R_c	332	75	0,228	0,317	5734	4,4	-3,5	13
	R_{ti}	56	9	0,161	0,516	84	6,2	-3,5	13

Din analiza comparativă a rezultatelor, bazată pe indicatorii statistico-matematici determinați rezultă următoarele :

- valorile medii ale rezistențelor mecanice ale betonului din tronsonul experimental executat prin vibrare + revibrare sînt mai mari decît cele ale betonului din tronsonul martor, executat prin vibrare,

- indicatorii referitori la : abaterea standard, coeficientul de variație și coeficientul de dispersie sînt mai mici la betonul din tronsonul experimental, față de betonul din tronsonul martor,

- coeficienții de omogenitate ai betonului din tronsonul experimental sînt mult mai mari decît cei ai betonului din tronsonul martor.

In concluzie, se poate aprecia că betonul din tron-

sonul experimental, executat prin vibrare la punerea în operă și revibrare la mijlocul perioadei de priză a cimentului, cu toate că a avut un dozaj de ciment redus cu 10%, prezintă calități net superioare față de betonul din tronsonul martor, executat numai prin vibrare la punere în operă și avînd un dozaj normal de ciment.

Betonul din tronsonul experimental, avînd o compactitate mai bună, rezistențe mecanice sporite și un grad de omogenitate mai mare, are o rezistență mai mare la uzură, o comportare mai bună la îngheț-dezghet repetat, rezultînd în final îmbrăcăminți rutiere din beton de ciment cu o durabilitate mai mare în timp, cu un consum mai redus de ciment și cu efecte economice apreciabile.

3.4. Fabricarea tuburilor din beton pentru canalizare, aplicînd tehnologia revibrării betonului

3.4.1. Introducere

Trustul de Construcții Industriale din Timișoara, ca și alte unități de construcții din țară, are de executat în prezent un volum foarte mare de Construcții-Montaj, care necesită și o cantitate mare de rețele de canalizare.

În prezent, la noi în țară tuburile de canalizare se realizează cu instalații din import, procurarea acestora solicitînd un efort valutar considerabil.

Unitățile specializate din țară care produc aceste tuburi nu pot asigura întotdeauna și la timp cantitatea de tuburi de canalizare solicitată.

În acest context, pentru găsirea unei posibilități de realizare a tuburilor de canalizare necesare, cu mijloace proprii, fără utilizarea instalațiilor din import pe baza unui contract de cercetare științifică, T.C.Ind.Timișoara a apelat la colaborare cu un colectiv al Catedrei de Beton armat și clădiri a Facultății de Construcții din Timișoara.

Pentru realizarea în condiții optime a acestui obiectiv ne-am propus următoarele :

- conceperea și execuția unor tipare metalice care să fie ușor de executat, manevrat și întreținut;
- realizarea unui beton de calitate superioară din punct de vedere al rezistențelor mecanice, al gradului de impermeabilitate și al durabilității în general;

- turnarea betonului în tipare, compactarea și decofrarea să se facă cu o cât mai mare economie de forță de muncă, fără prea multe operații intermediare.

3.4.2. Confecționarea tiparelor

După efectuarea unei consultări și documentări necesare, tiparele metalice au fost concepute și proiectate în cadrul Atelierului de proiectare, execuția lor făcându-se în Atelierul de confecții metalice al .Trustului. de Construcții Industriale din Timișoara.

Tiparele au fost executate din tablă de oțel de 3 mm grosime, cu rigidizări din tablă sau profile metalice laminate, elementele componente fiind asamblate prin sudură.

Fiecare tipar este alcătuit din trei părți mari : miezul interior de formă cilindrică, exteriorul tiparului format din două părți semicilindrice și fundul tiparului, fiecare din acestea fiind prevăzute cu elemente secundare de fixare, prindere, manevrare cu macaraua etc. Cele trei părți mari ale unui tipar, cu rigidizările și celelalte dispozitive de fixare și prindere sînt date în fig. 3.5.



FIG. 3.5

În cursul anului 1930 s-au realizat tipare pentru tuburi cu diametrul $\varnothing = 200$ mm, 300 mm și 400 mm, înălțimea $h = 1,00$ m, executîndu-se cîte 30 buc.tipare pentru fiecare

diametru de tub. O vedere a celor trei tipuri de tipare, asamblate și pregătite pentru turnarea betonului este prezentată în fig. 3.6.

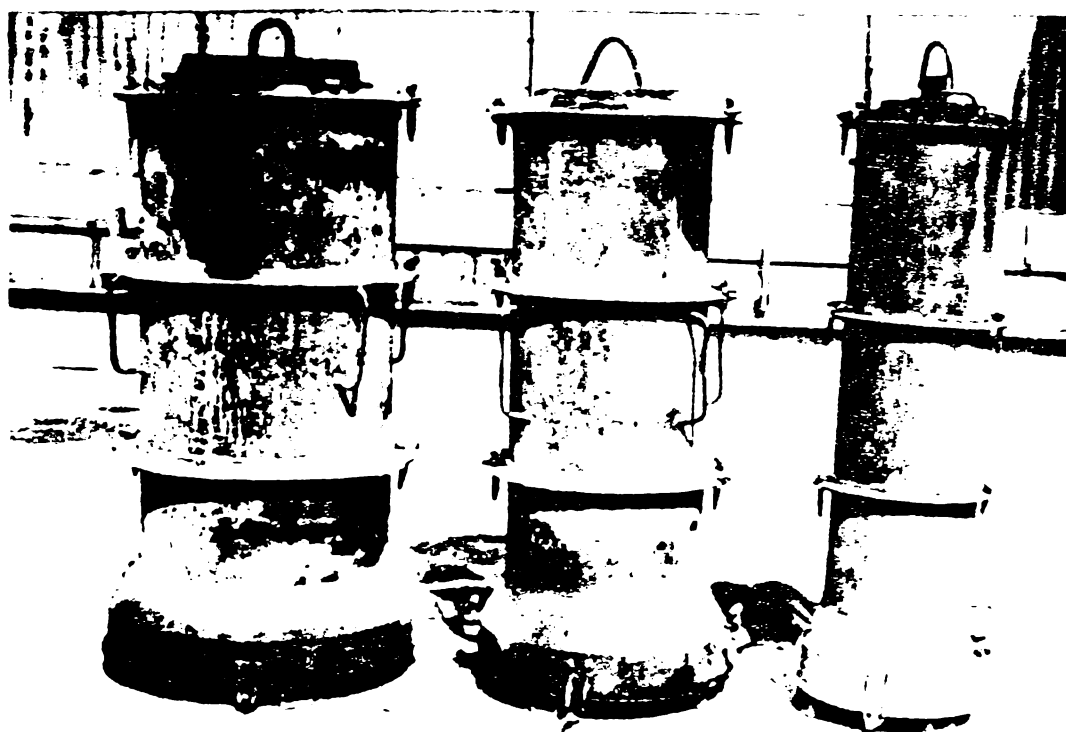


FIG. 3.6

Stabilirea compoziției, criteriilor de vibrare și revibrare a betonului

Avînd în vedere experiența dobîndită și rezultatele bune obținute anterior, pentru aplicarea tehnologiei revibrării betonului la fabricarea tuburilor din beton pentru canalizare s-au studiat în laborator mai multe compoziții de beton, pentru care s-au obținut la probele revibrate față de cele vibrare numai la punerea în operă, sporuri de rezistență de 10-20% pentru rezistența la compresiune R_c și de 15-25% pentru rezistența la întindere R_t . Incercările la impermeabilitate efectuate conform STAS 3519-76 au dovedit, de asemenea, o comportare mai bună a probelor revibrate față de cele vibrare numai la punerea în operă.

Avînd în vedere atît rezultatele bune obținute în condiții de laborator cît și condițiile tehnologice de realizare a tuburilor, s-a ales următoarea compoziție de beton :

- ciment - 400 kg
- apă - 175 kg
- agregat - 1855 kg din care :

- sortul 0-3 mm 40 % = 740 kg
- sortul 3-7 mm 60 % = 1115 kg
- raportul a/c = 0,44.

Referitor la criteriile de vibrare și revibrare, ținând cont de asemenea și de tehnologia de fabricare a tuburilor s-a constatat că este rațional și economic să se efectueze o vibrare a betonului timp de 2 minute la punerea în operă și o revibrare timp de 0,5 minute la mijlocul perioadei de priză a cimentului.

3.4.4. Tehnologia de realizare a tuburilor

Utilizând compoziția de beton dată în paragraful precedent, betonul s-a preparat la locul de fabricare a tuburilor cu ajutorul unei betoniere cu amestec forțat de 250 l. capacitate. Pentru a ușura introducerea betonului în tipare și pentru a avea pierderi de beton cât mai mici, tiparelor li s-a atașat la partea superioară o pîlnie tronconică din tablă.

După ce tiparele au fost umplute cu beton proaspăt, acestea au fost ridicate cu macaraua și așezate pe masa vibrantă.

Compactarea betonului s-a făcut cu ajutorul unei mese vibrante, folosită curent de TCInd Timișoara, la realizarea fîșiiilor cu goluri din beton precomprimat; s-a efectuat o vibrare timp de 2 minute la punerea în operă a betonului și o revibrare timp de 0,5 minute la mijlocul perioadei de priză a cimentului. Cu ajutorul mesei vibrante folosite se pot compacta concomitent 8-10 tuburi. Un aspect privind tiparele cu beton așezate pe masa vibrantă este redată în figura 3.7.

După ce s-a realizat revibrarea, tiparele sînt ridicate cu macaraua și așezate în zona de fabricație, după circa 1 oră se poate scoate miezul interior al tiparului, decofrarea completă efectuîndu-se după 24 ore. O imagine a tuburilor ca produs finit, după decofrare, este redată în figura 3.8.

Folosind această tehnologie 190 / s-a ajuns ca în perioada aprilie-noiembrie 1980 să se realizeze circa 3500 buc. tuburi.

În viitor, prin mărirea productivității muncii se

preconizează să se ajungă la o producție zilnică de circa 90 de tuburi.



FIG. 3.7

În felul acesta se apreciază că într-un an se vor putea realiza tuburi pentru rețele de canalizare cu o lungime de circa 18 km ceea ce depășește necesarul anual al T.C. Ind. Timișoara de circa 15 km.



FIG. 3.8

3.4.5. Verificarea calității tuburilor

Pentru verificarea calității tuburilor, în cadrul laboratorului de Beton armat a Facultății de Construcții s-a efectuat încercarea la compresiune pe generatoare, pentru toate cele trei diametre de tuburi conform STAS 816-71.

Înainte de încercare tuburile au fost ținute în apă timp de 24 ore. Încercarea s-a făcut cu ajutorul unei prese hidraulice, prevăzută cu un dispozitiv care a permis aplicarea încărcării P pe generatoarea tubului așa cum rezultă din figura 3.9.

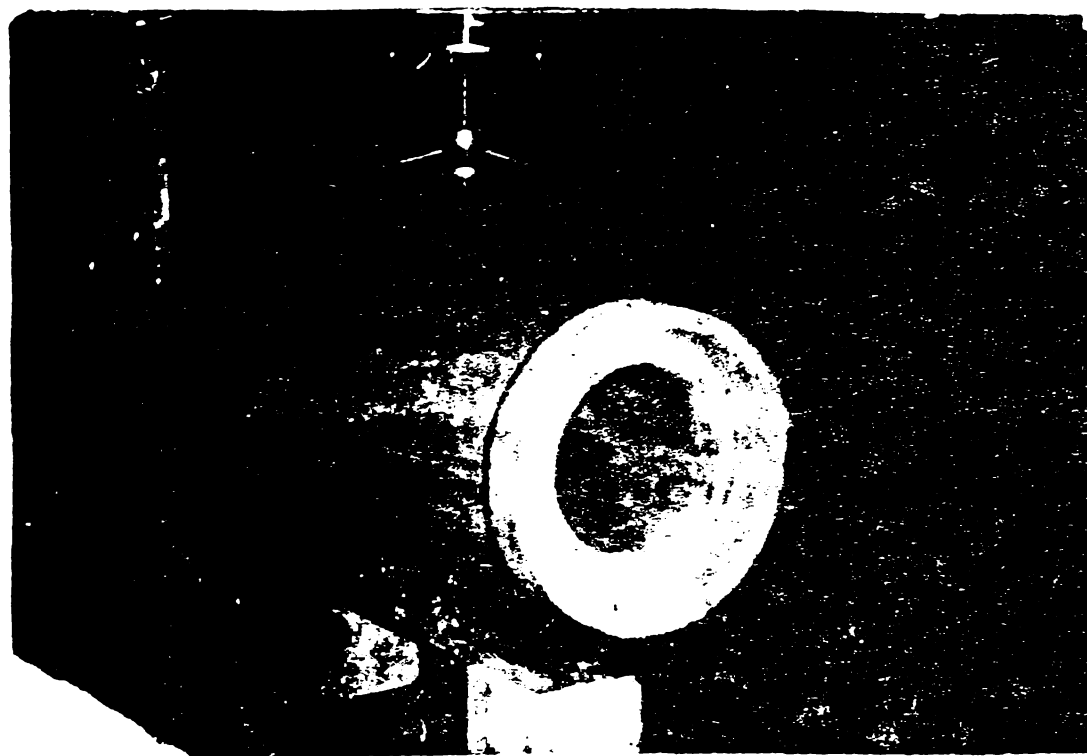


FIG. 3.9

Încărcarea P a fost aplicată uniform pe întreaga lungime a porțiunii cilindrice a tuburilor (mai puțin porțiunea mufei) cu o lungime de 0,87 m. Încărcarea a crescut continuu și uniform, astfel ca în timp de 2 minute să se ajungă la valoarea prescrisă de STAS (P_{min}), respectiv la valoarea de rupere.

Rezultatele încercărilor, pentru cele trei diametre de tuburi sînt prezentate în tabelul 3.19.

Așa cum rezultă din tabel, pentru tubul cu diametrul 200 mm forța de rupere a rezultat mai mare cu 11% față de forța minimă cerută de STAS, iar pentru tuburile cu diametrele de 300 și 400 mm forțele de rupere au fost mai mici cu 2 %

și respectiv 3,1%. Cu toate acestea considerăm că tuburile îndeplinesc cerințele de calitate, avînd în vedere și faptul că încercarea s-a făcut la o vîrstă de numai 21 zile în loc de 28 zile, iar temperatura mediului în perioada de întărire a fost relativ scăzută.

TABELUL 3.19.

Nr. crt.	Diame- trul \varnothing mm	P'_r daN	$P_r = \frac{P'_r}{0,87}$ daN/m	P_{min} conform STAS daN/m	$\Delta \% = \frac{P_r - P_{min}}{P_{min}} \cdot 100$
1.	400	2700	3100	3200	- 3,1 %
2.	300	2550	2940	3000	- 2 %
3.	200	2600	3000	2700	+ 11 %

3.5. Concluzii și propuneri de aplicare a tehnologiei betonului

Atît încercările de laborator cît și cele experimentale pe îmbrăcăminți rutiere din beton de ciment, în condiții de șantier au arătat că prin revibrarea betonului în perioada de priză a cimentului se obține o îmbunătățire esențială a caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului.

Sporurile de rezistențe și îmbunătățirea celorlalte caracteristici ale betonului revibrat în perioada de priză a cimentului permit reducerea dozajului de ciment cu 10-15%, obținîndu-se chiar și în condiții de șantier, cel puțin aceleași rezistențe ca și la betoanele cu douaj normal de ciment executate după tehnologia obișnuită.

Cu unele modificări simple ale tehnologiei actuale de execuție, noul procedeu de revibrare a betonului poate fi aplicat și generalizat la execuția unor elemente de suprafață de tipul îmbrăcăminților rutiere și a pistelor de aviație din beton de ciment, la care condițiile de exploatare reclamă betoane de calitate superioară cu rezistențe mecanice mari, cu un grad de impermeabilitate ridicat, cu rezistențe la îngheț-dezghet și rezistențe la uzură mari și în general cu o durabilitate mare în timp.

Noua tehnologie de punere în operă a betonului poate fi aplicată și la execuția altor elemente prefabricate

din beton sau beton armat la care tehnologia de execuție permite efectuarea revibrării în perioada de priză a cimentului. Astfel, așa cum a rezultat din paragraful precedent, în anul 1980 tehnologia revibrării betonului a fost aplicată pentru prima dată în țară la execuția tuburilor din beton pentru canalizare.

Soluția preconizată, privind realizarea tuburilor de canalizare din beton revibrat a dat satisfacțiile scontate, revibrarea contribuind la obținerea unui beton de calitate superioară, la o decofrare mai rapidă și mai ușoară etc. Această soluție are și importante efecte economice, renunțându-se la instalațiile costisitoare din import, reducându-se foarte mult cheltuielile de transport etc.

Considerăm că tehnologia propusă privind realizarea tuburilor de canalizare din beton revibrat trebuie continuată și extinsă și la alte baze de producție ale Trustului de Construcții Industriale din Timișoara, la alte unități de construcții din țară.

CAP. 4. INFLUENTA FORTEI TAIETOARE ASUPRA CAPACITATII PORTANTE A ELEMENTELOR DIN BETON SIMPLU SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE

4.1. Studiu teoretic

4.1.1. Starea de eforturi într-un element solicitat la încovoiere cu forță tăietoare

În cazul unei bare solicitată la încovoiere dreaptă, apar în general atât eforturi unitare normale σ_z , produse de momentul încovoietor, cât și eforturi unitare tangențiale $\tau_{zy} = \tau_{yz}$ produse de forța tăietoare.

În fiecare punct al grinzii din planele paralele cu fișia neutră, eforturile unitare σ și τ dau naștere la eforturi unitare principale de întindere σ_1 și eforturi unitare principale de compresiune σ_2 . Aceste eforturi unitare principale au mărimea și direcția variabilă, în funcție de coordonatele punctului considerat și de mărimea eforturilor unitare σ și τ .

Ruperea betonului simplu, respectiv fisurarea betonului armat se produce întotdeauna datorită eforturilor unitare principale de întindere σ_1 , prin depășirea rezistenței de rupere la întindere a betonului.

Din cele prezentate rezultă un lucru, confirmat și pe cale experimentală și anume că într-un element încovoiat fisurile apar perpendicular pe traiectoriile eforturilor unitare principale de întindere, deci fisurile vor avea direcția eforturilor unitare principale de compresiune.

4.1.2. Calculul momentului de rupere, luînd în considerare influența forței tăietoare

Considerăm două grinzi simplu rezemate, identice, din beton simplu, încărcate și avînd diagramele de momente și forțe tăietoare ca în fig. 4.1.

Aditem pentru zona întinsă curba caracteristică convențională din fig. 4.2, acceptată de normativul românesc P.8-68, care ține seama și de proprietățile plastice ale betonului.

Diagramele deformațiilor specifice, a eforturilor unitare normale și tangențiale în secțiunea 1-1, în momentul

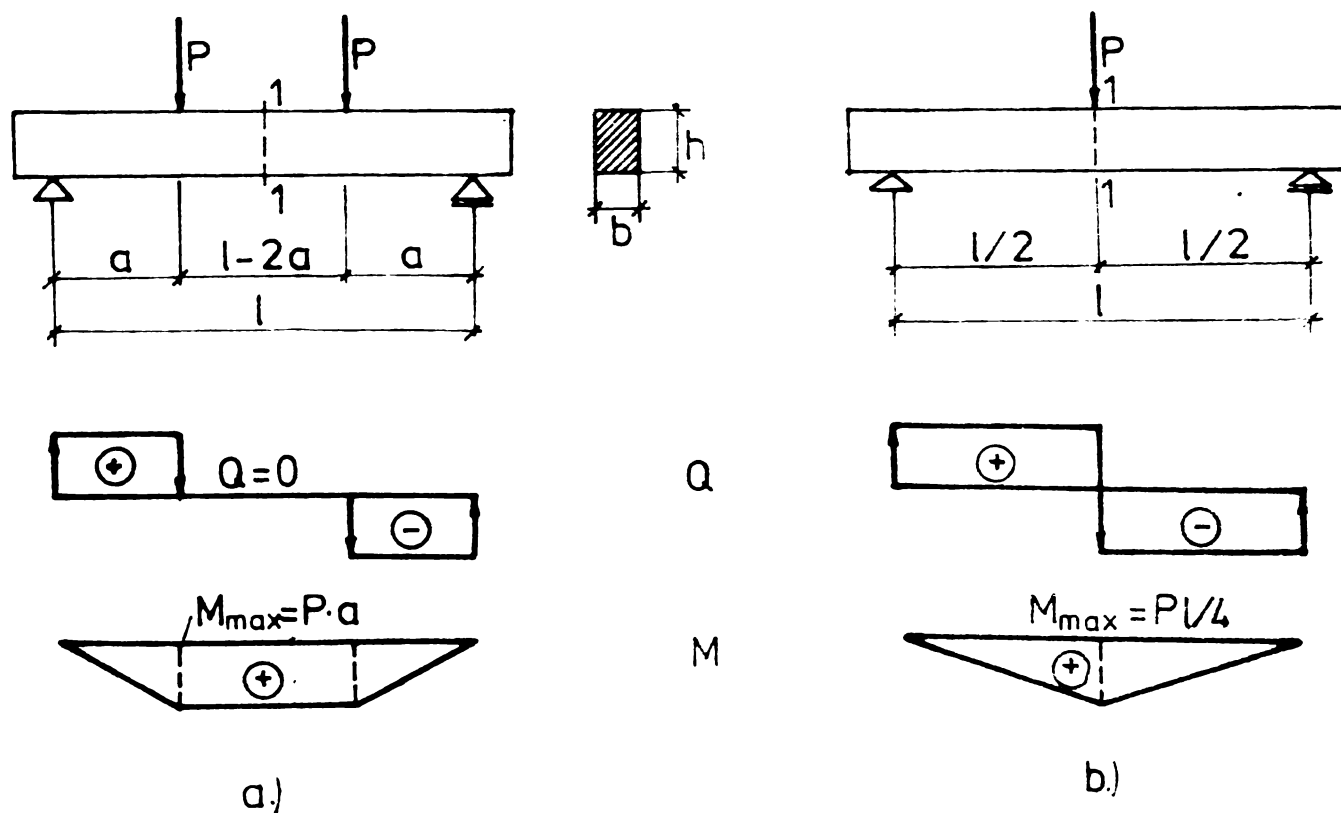


FIG 4.1

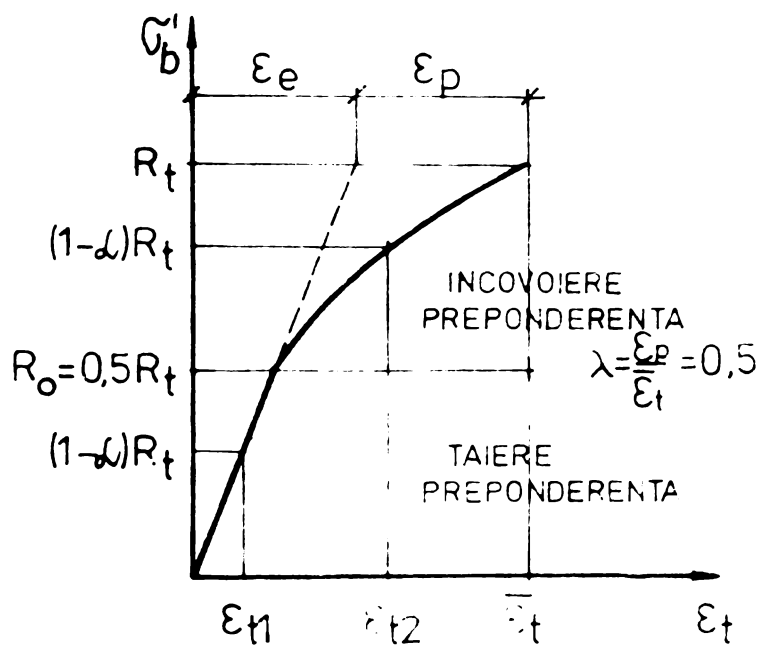


FIG 4.2

ruperii (fisurării) sînt cele prezentate în fig. 4.3.

În cazul a) apariția fisurii normale pe axa elementului (ruperea) este posibilă în orice secțiune cuprinsă între cele două forțe; ea va apare în secțiunea cea mai slăbită din cauza neomogenității materialului.

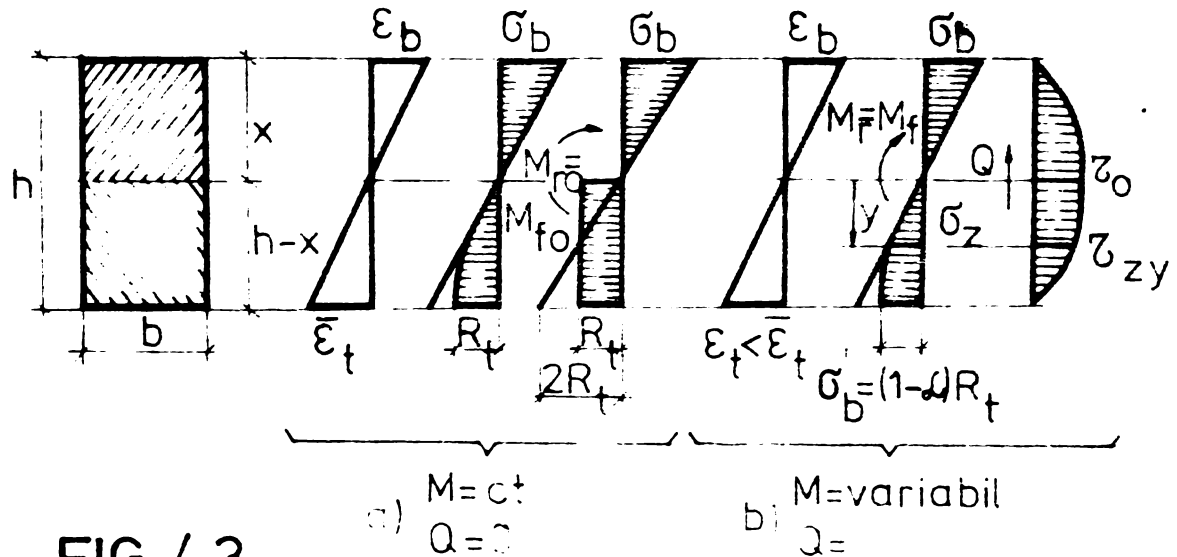


FIG 4.3

In cazul b) fisurarea (ruperea) se va produce la mijlocul deschiderii unde avem M_{max} și Q_{max} . Ruperea va începe în acel punct al secțiunii transversale a grinzii unde, conform teoriei de rupere a lui O.Mohr, tensiunile σ_z și τ_{zy} produse de M și Q se vor situa pe curba înfășurătoare. Dacă perechile de valori σ_z și τ_{zy} se găsesc pe curba înfășurătoare, atunci materialul ajunge în starea limită de rupere prin lunecare. Cum însă în cazul betonului nu poate apărea ruperea prin lunecare deoarece $R_f = 2 R_t$, ruperea se va produce prin atingerea rezistenței limită de rupere la întindere R_t .

In cazul încovoierii cu forță tăietoare, în momentul fisurării (ruperii) în fibra inferioară a secțiunii efortul unitar normal nu va atinge valoarea R_t ci o valoare mai mică $\sigma'_b = (1 - \alpha) R_t$ unde $(0 \leq \alpha \leq 1)$.

Pentru determinarea influenței forței tăietoare asupra momentului de rupere (fisurare) nu putem admite pentru eforturile unitare normale de întindere diagrama simplificată dreptunghiulară folosită în cazul încovoierii pure, fiind necesar să considerăm o variație curbilinie afină curbei caracteristice a betonului întins.

Față de cazul încovoierii pure când $\alpha = 0$ și $\sigma'_b = R_t$, în cazul încovoierii cu forță tăietoare, pe măsură ce crește influența forței tăietoare, valoarea efortului unitar

normal în fibra inferioară a secțiunii σ'_b devine tot mai mic față de R_t . La o anumită mărime a forței tăietoare Q , ruperea zonei întinse poate să apară la o valoare a efortului unitar normal $\sigma'_b \leq 0,5 R_t$ corespunzător domeniului elastic, adică plasticizarea la un anumit nivel al secțiunii transversale să se producă din tăiere și nu din cauza eforturilor unitare normale.

Din acest punct de vedere, în funcție de mărimea forței tăietoare, pentru stabilirea influenței acesteia asupra momentului de rupere (fisurare) avem două situații distincte și anume :

1) Eforturile unitare normale σ_z , produse de momentul încovoietor M sînt preponderante față de cele tangențiale τ_{zy} și la rupere depășesc domeniul elastic ($\sigma'_b > R_o = 0,5 R_t$) caz în care variația eforturilor unitare normale este curbilinie și $0 \leq \alpha \leq 0,5$ (fig. 4.4a).

2) Eforturile unitare normale σ_z sînt mici în comparație cu eforturile unitare tangențiale τ_{zy} produse de forța tăietoare Q și nu depășesc domeniul elastic ($\sigma'_b < R_o$) situație în care diagrama eforturilor unitare normale este liniară și deci $0,5 \leq \alpha \leq 1$ (fig. 4.4.b).

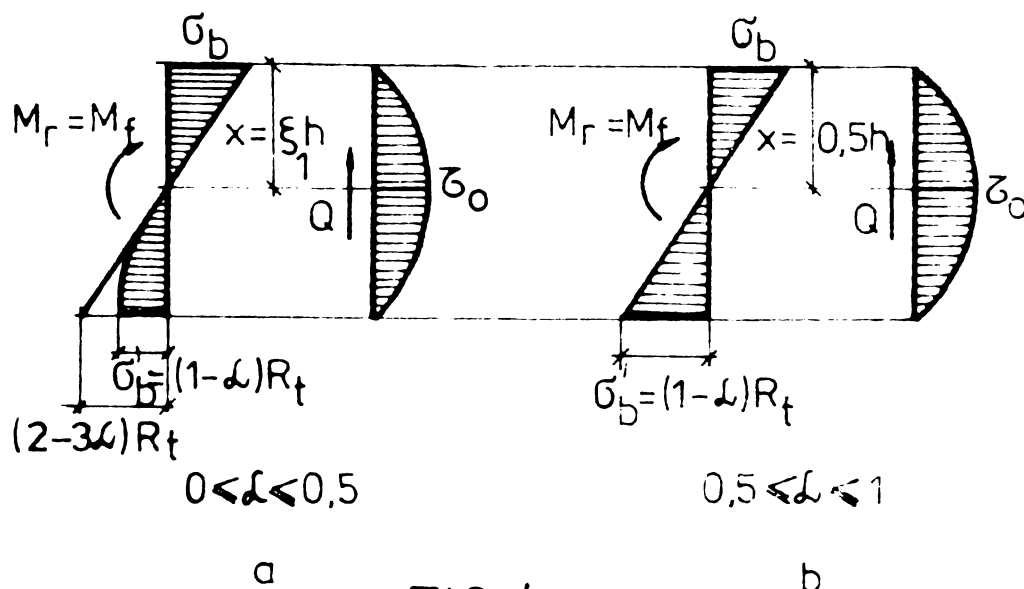


FIG 4.4

4.1.2.1. Încovoiere cu tăiere redusă ($\sigma'_b > R_o$)

În acest caz admitem pentru zona întinsă o diagramă parabolică afină cu ramura curbilinie a curbei caracteristice a betonului la întindere de forma :

$$\tilde{\sigma}_z = \frac{(2-3\alpha)R_t}{h-x} y - \frac{(1-2\alpha)R_t}{(h-x)^2} y^2 \quad (4.1)$$

care satisface condițiile la limită pentru

$$y = h-x \begin{cases} \alpha = 0 & \tilde{\sigma}_z = \tilde{\sigma}'_b = R_t \text{ (încovoieră pură)} \\ \alpha = 0,5 & \tilde{\sigma}_z = \tilde{\sigma}'_b = 0,5 R_t \end{cases} \quad (4.2.-4.3.)$$

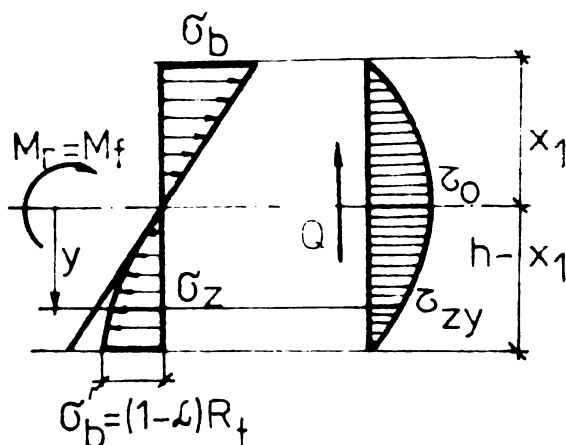


FIG 4.5

În cazul încovoierii pure ($T = 0$) ecuația (4.1) devine :

$$\text{- pentru } \alpha = 0 \quad \tilde{\sigma}_z = R_t \left\{ 1 - \frac{[(h-x) - y]^2}{(h-x)^2} \right\} \quad (4.4)$$

$$\text{- pentru } \alpha = 0,5 \quad \tilde{\sigma}_z = \frac{0,5 R_t}{h-x} y \quad (4.5)$$

În continuare se stabilește valoarea momentului de rupere (fisurare) în funcție de α , în stadiul I-a pentru o grindă de secțiune dreptunghiulară.

Folosind ipoteza tangentei comune a diagramelor eforturilor unitare din zona comprimată și întinsă la nivelul axei neutre

$$\operatorname{tg} \beta = \left(\frac{d\tilde{\sigma}_z}{dy} \right)_{y=0} = \frac{2-3\alpha}{h-x} R_t = \frac{\tilde{\sigma}'_b}{x}, \text{ rezultă}$$

$$\tilde{\sigma}'_b = (2-3\alpha)R_t \frac{x}{h-x} \quad (4.6)$$

respectiv $N_b = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \sigma_b = \frac{1}{2} (2-3\alpha) \frac{b \cdot x^2}{h-x} R_t$ (4.7)

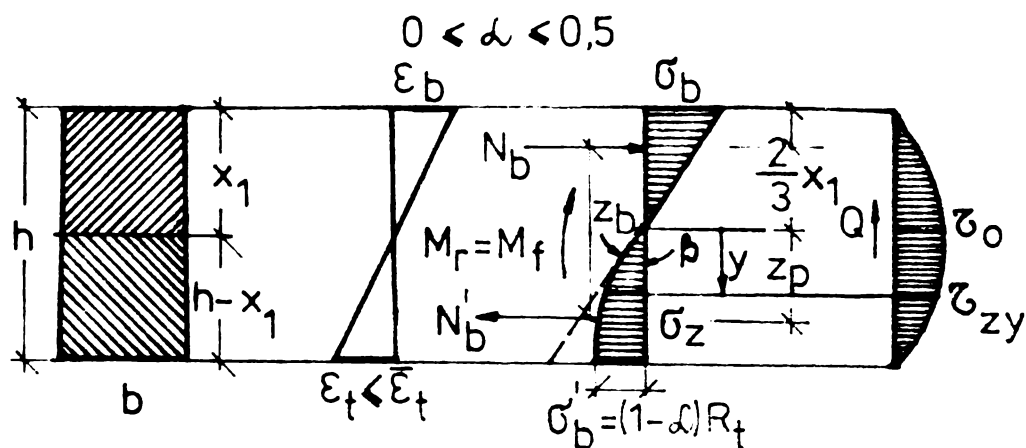


FIG 4.6

Rezultanta eforturilor unitare de întindere se calculează cu relația :

$$N'_b = b \int_0^{h-x} \sigma_z \cdot dy = \frac{1}{6} (4-5\alpha) b (h-x) R_t \quad (4.8)$$

Din ecuația de proiecție după axa barei $N_b = N'_b$ rezultă poziția axei neutre

$$\xi = \frac{x}{h} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{\frac{3(2-3\alpha)}{4-5\alpha}} - 1 \right] \frac{4-5\alpha}{1-2\alpha} \quad (4.9)$$

din care pentru : $\alpha = 0 \quad \xi = 0,45$
 $\alpha = 0,5 \quad \xi = 0,50$

Valoarea momentului de rupere (fisurare) rezultă din ecuația de momente în raport cu rezultanta eforturilor din zona comprimată.

Pentru a putea scrie ecuația de momente determinăm pe Z_p cu relația :

$$Z_p = \frac{\int_0^{h-x} \sigma_z \cdot y \cdot dy}{\int_0^{h-x} \sigma_z \cdot dy} = \frac{7,5 - 9\alpha}{3(4-5\alpha)} (h-x), \quad \text{respectiv}$$

$$Z_{b1} = \frac{2}{3} x + \frac{7,5 - 9\alpha}{3(4-5\alpha)} (h-x) \quad (4.10)$$

Folosind pentru N'_b și Z_{b1} expresiile date în relațiile (4.8) și (4.10) rezultă :

$$M_r = M_f = N'_b \cdot Z_{b1} = \frac{1}{6}(4-5\alpha)b(h-x)R_t \left[\frac{2x}{3} + \frac{7,5-9\alpha}{3(4-5\alpha)}(h-x) \right] \quad \text{sau}$$

$$M_r = M_f = \frac{bh^2}{18} R_t (4-5\alpha)(1-\xi) \left[\xi + \frac{7,5-9\alpha}{4-5\alpha}(1-\xi) \right] \quad (4.11)$$

Pentru încovoiere pură ($\alpha = 0$ și $\xi = 0,45$) obținem :

$$M_{ro} = M_{fo} = 0,236 b \cdot h^2 \cdot R_t \quad (4.12)$$

Această valoare diferă de cea determinată folosind pentru zona întinsă diagrama simplificată de formă dreptunghiulară când

$$M_{ro} = M_{fo} = 0,292 b \cdot h^2 \cdot R_t \quad (4.13)$$

Pentru încovoiere cu forță tăietoare ($\alpha = 0,5$, $\xi = 0,5$) se obține valoarea momentului de rupere în ipoteza când ruperea s-ar produce la un efort unitar normal $\sigma'_b = R_o = 0,5 R_t$ datorită acțiunii preponderente a forței tăietoare

$$M_r = M_f = \frac{bh^2}{6} 0,5 R_t = W_{el} \cdot \sigma'_b \quad (4.14)$$

În general pentru acest caz de încovoiere cu tăiere redusă valoarea momentului de rupere (fisurare) se poate scrie sub forma :

$$M_r = M_f = \beta_f \cdot bh^2 R_t \quad (4.15)$$

în care :

$$\beta_f = \frac{(4-5\alpha)(1-\xi)}{18} \left[\xi + \frac{7,5-9\alpha}{4-5\alpha}(1-\xi) \right] \quad (4.16)$$

4.1.2.2. Încovoiere cu tăiere preponderentă ($\sigma'_b \leq R_o$)

Considerăm cazul când acțiunea forței tăietoare este preponderentă față de acțiunea momentului încovoietor (sveltețe la tăiere mică, a/h mică), dar totuși cu sveltețe la tăiere $a/h > 1,5$, pentru a elimina influența eforturilor unitare de compresiune σ_y , provocate de acțiunea locală concentrată a încărcărilor și a reacțiunilor de reazem.

În acest caz ruperea (fisurarea) elementului din beton simplu s-ar putea produce avînd o diagramă triunghiulară a efortului unitar normal de întindere, efortul unitar normal de întindere din fibra extremă rămînînd sub limita de

microfisurare R_0 , adică în zona cu $0,5 \leq \alpha \leq 1$.

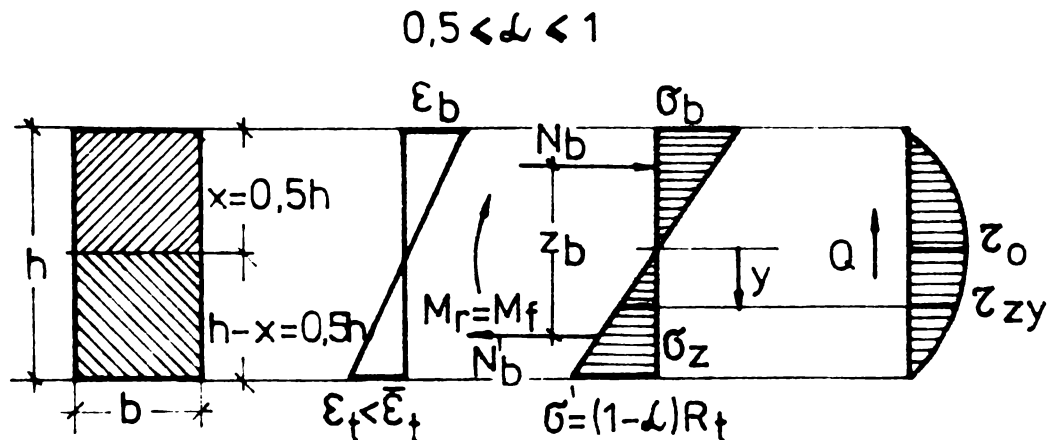


FIG 4.7

Valoarea efortului unitar normal la nivelul y se poate calcula, conform teoriei corpului elastic cu formula lui Navier, sau din asemănarea celor două triunghiuri (fig. 4.7).

$$\sigma_z = 2(1-\alpha) R_t \frac{y}{h} \quad (4.17)$$

Valoarea momentului de rupere (fisurare) se calculează cu relația :

$$M_r = M_f = W_{el} \cdot \sigma'_b = (1-\alpha) \frac{bh^2}{6} R_t \quad (4.18)$$

Poziția axei neutre rezultă ca la un corp omogen și elastic, axa neutră trecînd prin centrul de greutate al secțiunii transversale, adică $x = 0,5 h$.

În final și în acest caz valoarea momentului de rupere (fisurare) se poate scrie sub forma :

$$M_r = M_f = \beta_f \cdot bh^2 R_t \quad (4.19)$$

în care :

$$\beta_f = \frac{1-\alpha}{6} \quad (4.20)$$

Știind că $M_{r0} = 0,236 bh^2 R_t$, obținem :

$$\frac{M_r}{M_{r0}} = \frac{M_f}{M_{f0}} = 0,7(1-\alpha) = f_1(\alpha) \quad (4.21)$$

4.1.3. Stabilirea curbei de interacțiune între M și Q

4.1.3.1. Cazul încovoierii cu tăiere redusă

4.1.3.1.1. Determinarea forței tăietoare Q, preluată de secțiunea de beton simplu în stadiul de rupere

Forța tăietoare preluată de secțiunea de beton rezultă însumând forța tăietoare preluată de zona comprimată Q_b și de zona întinsă Q'_b :

$$Q = Q_b + Q'_b = b \int_0^{\xi h} \tau_{zy} \cdot d_y + b \int_0^{(1-\xi)h} \tau'_{zy} \cdot d_y \quad (4.22)$$

Valoarea lui τ_{zy} se determină scriind echilibrul unui element diferențial de la nivelul curent y (fig. 4.8), rezultă :

$$\tau_{zy} = \frac{1}{s} \frac{dN_y}{dz} \quad (4.23)$$

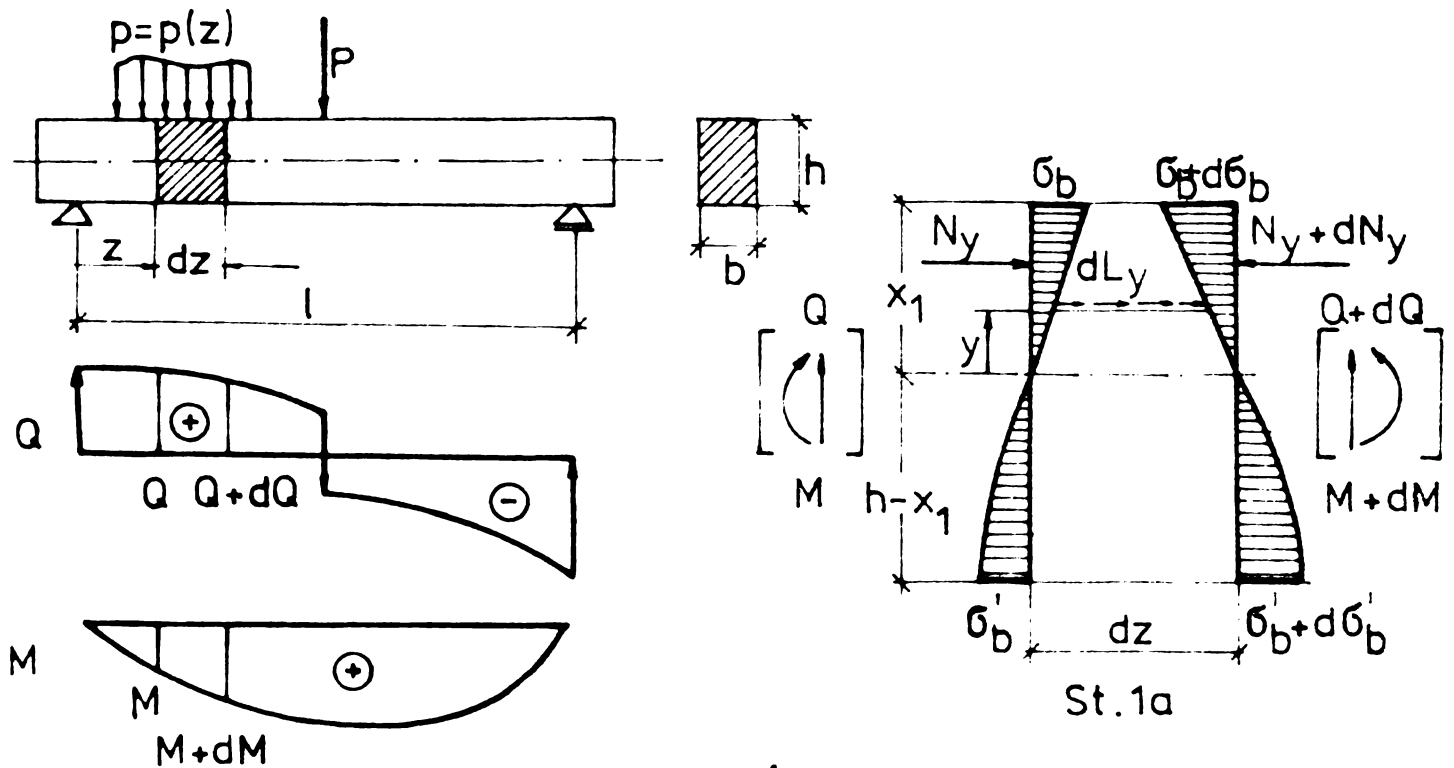


FIG 4.8

Valoarea efortului unitar de compresiune de la nivelul y va fi :

$$\sigma_{by} = (2 - 3\alpha) \frac{y}{h-x} R_t \quad (4.24)$$

deci :

$$N_y = b \int_y^{\xi h} \sigma_{by} \cdot d_y = \frac{2 - 3\alpha}{1 - \xi} \frac{bh}{2} R_t \left(\xi^2 - \frac{y^2}{h^2} \right) \quad (4.25)$$

iar:

$$\frac{dN_y}{d_z} = \frac{dN_y}{d\alpha} \frac{d\alpha}{d_z} = 9 \frac{Q}{h} \left(\frac{E_1}{E_3} + \frac{E_2}{E_3} \frac{y^2}{h^2} \right) \quad (4.26)$$

unde :

$$E_1 = \frac{\xi(2-\xi)(2-3\alpha)}{(1-\xi)^2} \frac{d\xi}{d\alpha} - \frac{3\xi^2}{1-\xi} \quad (4.27)$$

$$E_2 = \frac{3}{1-\xi} - \frac{2-3\alpha}{(1-\xi)^2} \frac{d\xi}{d\alpha} \quad (4.28)$$

și

$$E_3 = (1-\xi)(4-5\alpha) \left[\frac{0,5-\alpha}{4-5\alpha} \frac{d\xi}{d\alpha} + (1-\xi) \frac{1,5}{(4-5\alpha)^2} \right] - \left[\frac{7,5-9\alpha}{4-5\alpha} + \frac{0,5-\alpha}{4-5\alpha} \xi \right] \left[5(1-\xi) + (4-5\alpha) \frac{d\xi}{d\alpha} \right] \quad (4.29)$$

În final rezultă valoarea lui τ_{zy} :

$$\tau_{zy} = \frac{9}{E_3} \left(E_1 + E_2 \frac{y^2}{h^2} \right) \frac{Q}{bh} \quad (4.30)$$

Pentru zona întinsă de beton valoarea lui τ'_{zy} rezultă folosind criteriul de rupere al lui $Q \cdot M_0 \cdot h_r$ sub forma :

$$\tau'_{zy} = R_t \sqrt{1 - \frac{2-3\alpha}{1-\xi} \frac{y}{h} + \frac{1-2\alpha}{(1-\xi)^2} \frac{y^2}{h^2}} \quad (4.31)$$

Înlocuind valorile lui τ_{zy} și τ'_{zy} din relațiile (4.30) și (4.31) în relația (4.22) și efectuând calculele rezultă în final :

$$Q = Q_b + Q'_b = \frac{1}{2} \frac{g_2(\alpha)}{1 - g_1(\alpha)} (1-\xi) bh R_t \quad (4.32)$$

unde $g_1(\alpha)$ și $g_2(\alpha)$ au expresiile :

$$g_1(\alpha) = 3 \frac{\xi}{E_3} (3 R_1 + E_2 \xi^2) \quad (4.33)$$

și :

$$g_2(\alpha) = \sqrt{\alpha} + \frac{2-3\alpha}{2(1-2\alpha)} (1 - \sqrt{\alpha}) + \frac{\sqrt{1-2\alpha}}{1-2\alpha} \left[1 - \frac{(2-3\alpha)^2}{4(1-2\alpha)} \right].$$

$$\left[\operatorname{argsh} \frac{1 - \frac{2-3\alpha}{2(1-2\alpha)}}{\frac{1}{1-2\alpha} - \left[\frac{2-3\alpha}{2(1-2\alpha)} \right]^2} + \operatorname{arg.sh} \frac{\frac{2-3\alpha}{2(1-2\alpha)}}{\sqrt{\frac{1}{1-2\alpha} - \left[\frac{2-3\alpha}{2(1-2\alpha)} \right]^2}} \right] \quad (4.34)$$

Notînd : $Q_0 = bhk_t$, rezultă :

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{1}{2} \frac{g_2(\alpha)}{1-g_1(\alpha)} (1 - \xi) = f_2(\alpha) \quad (4.35)$$

4.1.3.1.2. Stabilirea curbei de interacțiune M-Q

Expresiile momentului încovoietor și forței tăietoare corespunzătoare stadiului de rupere sînt funcții implicite de parametrul α , curba de interacțiune putîndu-se determina ușor pe cale grafică, dînd lui α valori cuprinse între 0 și 0,5. Valorile expresiilor lui M/M_0 și Q/Q_0 pentru diferite valori ale lui α sînt date în tabelul 4.1 și reprezentate grafic în figura 4.9.

TABELUL 4.1.

α	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
ξ	0,45000	0,45309	0,45812	0,46540	0,47725	0,50000
Q/Q_0	0,50127	0,60788	0,67686	0,75425	0,80856	0,86101
M/M_0	1,00000	0,87211	0,74382	0,61512	0,48521	0,35452

Din tabelul 4.1 se poate constata că chiar în cazul încovoierii pure secțiunea transversală este capabilă de a prelua o forță tăietoare $Q \approx 0,5 Q_0$ datorită faptului că pe de o parte în zona comprimată sîntem în stadiul elastic și pe de altă parte nici zona întinsă nu se plasticifică complet în stadiul I-a, plasticizarea producîndu-se după o curbă afină curbei caracteristice, ceea ce corespunde unui stadiu elasto-plastic neliniar.

Dacă se rabat ordonatele și abscisele punctelor de pe curbele $M/M_0 = f_1(\alpha)$ și $Q/Q_0 = f_2(\alpha)$ pentru valorile co-

mune ale lui α în planul M/M_0 ; 0; Q/Q_0 se obține curba de interacțiune între M și Q corespunzătoare ruperii la încovoierie cu tăiere redusă pentru domeniul $0 \leq \alpha \leq 0,5$ (fig. 4.9).

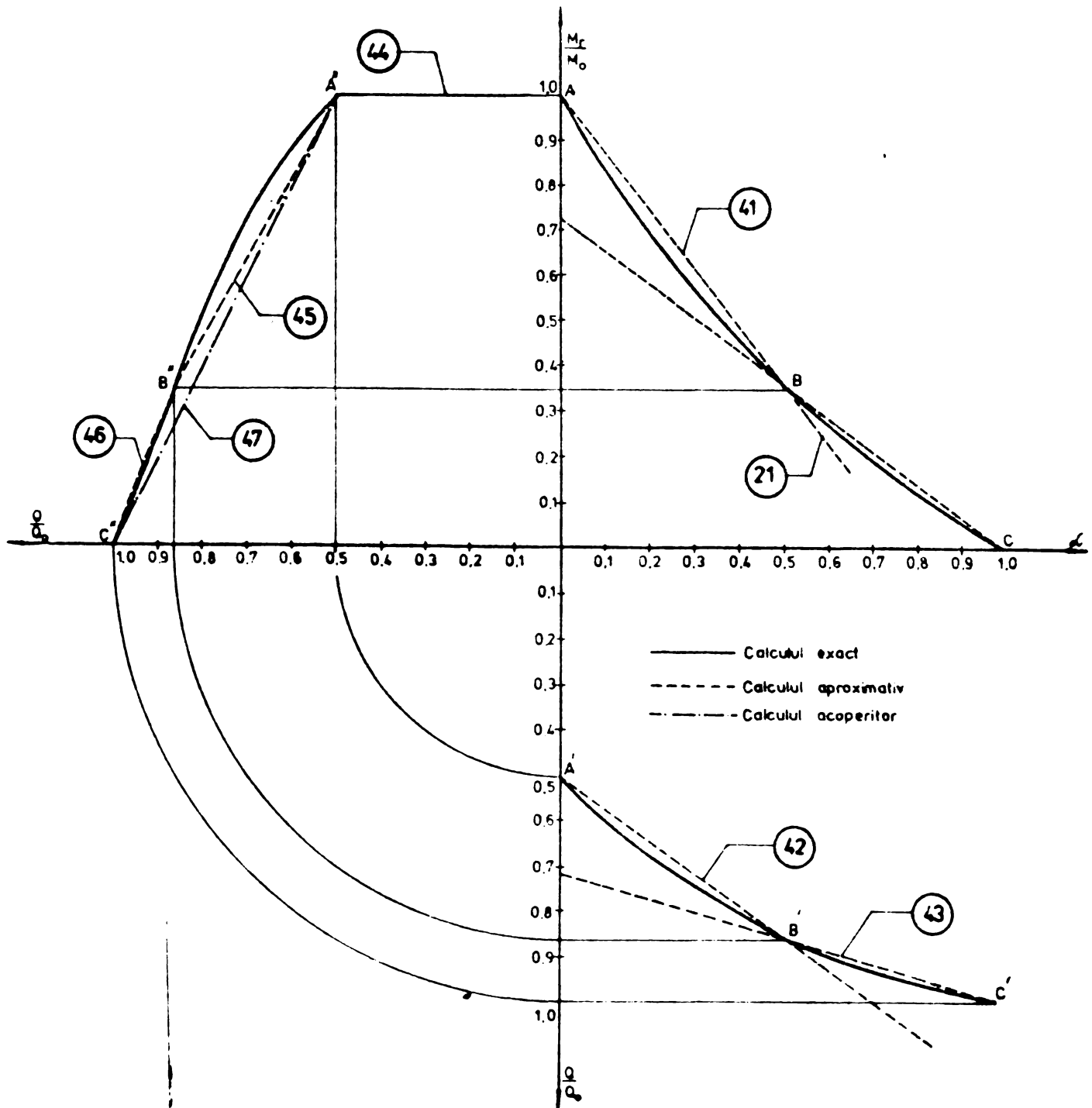


FIG. 4.9

4.1.3.2. Cazul încovoierii cu tăiere preponderentă

4.1.3.2.1. Determinarea forței tăietoare Q , preluată de secțiunea de beton simplu în stadiul de rupere

Forța tăietoare Q preluată de secțiunea de beton

rezultă însumând forța tăietoare preluată de zona comprimată Q_b cu forța tăietoare preluată de zona întinsă Q'_b

$$Q = Q_b + Q'_b = b \int_0^{0,5h} \tau_{zy} \cdot d_y + b \int_0^{0,5h} \tau'_{zy} \cdot d_y \quad (4.36)$$

Pentru zona comprimată de beton efortul τ_{zy} , în stadiul elastic poate fi calculat cu formula lui Juravski, rezultînd :

$$\tau_{zy} = \frac{3}{2} \frac{Q}{bh} \left(1 - 4 \frac{y^2}{h^2}\right) \quad (4.37)$$

Pentru zona întinsă de beton, folosind criteriul de rupere al lui Mohr și introducînd valoarea lui $\tilde{\sigma}_z$ din relația (4.17) în relația

$$\tau_{zy} = R_t \sqrt{1 + \frac{\tilde{\sigma}_z}{R_t}} \quad \text{obținem :}$$

$$\tau'_{zy} = R_t \sqrt{1 - 2(1 - \alpha) \frac{y}{h}} \quad (4.38)$$

Inlocuind valorile lui τ_{zy} și τ'_{zy} din relațiile (4.37) respectiv (4.38) în relația (4.36) rezultă :

$$\begin{aligned} Q &= \frac{3}{2} \frac{Q}{h} \int_0^{0,5h} \left(1 - 4 \frac{y^2}{h^2}\right) d_y + b R_t \int_0^{0,5h} \sqrt{1 - 2(1 - \alpha) \frac{y}{h}} \cdot d_y = \\ &= 0,5Q + \frac{1 - (\sqrt{\alpha})^3}{3(1 - \alpha)} bhR_t \quad \text{și apoi} \end{aligned}$$

$$Q = \frac{2}{3} \frac{1 - (\sqrt{\alpha})^3}{1 - \alpha} bhR_t \quad (4.39)$$

Stiînd că $Q_0 = bhR_t$ obținem :

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{2}{3} \frac{1 - (\sqrt{\alpha})^3}{1 - \alpha} = f_2(\alpha) \quad (4.40)$$

4.1.3.2.2. Stabilirea curbei de interacțiune M-Q

Intrucît și în acest caz expresiile momentului încovoietor și forței tăietoare corespunzătoare stadiului de rupere sînt funcții implicite de parametrul α , relația de interacțiune se determină pe cale grafică dînd lui α valori cuprinse între 0,5 și 1,0 ($0,5 \leq \alpha \leq 1,0$).

Valorile raportelor $M/M_0 = f_1(\alpha)$ și $Q/Q_0 = f_2(\alpha)$ sînt date în tabelul 4.2 și reprezentate grafic în fig. 4.9.

TABELUL 4.2.

α	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ξ	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Q/Q_0	0,86101	0,89077	0,91908	0,94705	0,97169	1,00000
M/M_0	0,35452	0,29216	0,21564	0,16108	0,07052	0,00000

Curba de interacțiune între M și Q se obține la fel ca și în cazul încovoierii cu tăiere redusă, prin rabatarea ordonatelor curbelor $M/M_0 = f_1(\alpha)$ și $Q/Q_0 = f_2(\alpha)$ pentru abscisele comune ale lui α în planul M/M_0 ; 0; Q/Q_0 în intervalul $0,5 \leq \alpha \leq 1,00$ (fig. 4.9).

Așa cum rezultă din fig. 4.9 valoarea momentului de rupere, respectiv de fisurare nu este influențată de forța tăietoare în domeniul în care încovoiera este preponderentă, adică în zona în care $Q \leq 0,5 bhR_t$, influența forței tăietoare făcându-se simțită numai în domeniul în care tăierea devine preponderentă adică în zona în care $0,5 bhR_t \leq Q \leq bhR_t$.

Relațiile de calcul deduse în mod exact pe baza condițiilor teoretice amintite sînt complicate și incomode pentru aplicațiile practice, de aceea ținînd cont de unele observații care se pot face din figura 4.9, putem admite unele simplificări după cum urmează :

- funcția $M_r/M_0 = f_1(\alpha)$ poate fi înlocuită, făcîndu-se o eroare de cel mult 1% cu două drepte de forma :

$$\text{pentru } 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad M_r/M_0 = 1 - 1,3\alpha \quad (4.41)$$

$$\text{pentru } 0,5 \leq \alpha \leq 1,0 \quad M_r/M_0 = 0,7(1 - \alpha) \quad (4.21)$$

- funcția $Q/Q_0 = f_2(\alpha)$ poate fi înlocuită, făcîndu-se o eroare de cel mult 5% cu două drepte de forma :

$$\text{pentru } 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad Q/Q_0 = 0,5(1 + 1,45\alpha) \quad (4.42)$$

$$\text{pentru } 0,5 \leq \alpha \leq 1,0 \quad Q/Q_0 = 0,7 + 0,3\alpha \quad (4.43)$$

Astfel valoarea momentului de rupere (fisurare) pentru cele două domenii devine :

$$\text{pentru } 0,0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad M_r = M_f = (0,236 - 0,308\alpha)bh^2R_t \quad (4.41')$$

$$\text{pentru } 0,5 \leq \alpha \leq 1,0 \quad M_r = M_f = \frac{1}{6}(1 - \alpha)bh^2R_t \quad (4.21')$$

Relația de interacțiune pentru cele două domenii se obține prin eliminarea parametrului α între relațiile (4.41)

și (4.42), respectiv (4.21) și (4.43).

În final se obțin trei zone pentru funcția $M_r/M_0 = f(Q/Q_0)$:

- zona 1 pentru $Q \leq 0,5 bhR_t$, $M_r/M_0 = 1$ (4.44)
adică momentul de rupere (fisurare) nu este influențat de forța tăietoare.

- zona 2 pentru $0,5 bhR_t \leq Q \leq 0,866 bhR_t$,
 $M_r/M_0 = 1,9 (1 - 0,95 \frac{Q}{Q_0})$ (4.45)

- zona 3 pentru $0,86 bhR_t \leq Q \leq bhR_t$,

$$\frac{M_r}{M_0} = 2,5 (1 - \frac{Q}{Q_0}) \quad (4.46)$$

Avînd în vedere că betonul este un material neomogen cu împrăștieri destul de mari, pentru siguranță se pot admite două zone :

zona 1 - reprezentată de dreapta A - A" corespunzător domeniului $Q \leq 0,5 bhR_t$ pentru care $M_r/M_0 = 1$ (4.44) și forța tăietoare nu influențează momentul de rupere;

zona 2 - reprezentată de dreapta A" - C" corespunzător domeniului $0,5 bhR_t \leq Q \leq bhR_t$ pentru care

$$M_r/M_0 = 2 (1 - \frac{Q}{Q_0}) \quad (4.47)$$

Înlocuind în relația (4.47) valoarea lui $Q_0 = bhR_t$ se obține

$$M_r = M_f = 2M_0 (1 - \frac{Q}{bhR_t}) \quad (4.47')$$

4.2. Studiul experimental

4.2.1. Proiectarea și confecționarea elementelor experimentale

Pentru studiul experimental s-a preconizat să se confecționeze cinci tipuri de elemente, din fiecare tip câte două bucăți identice.

Secțiunea transversală a elementelor a fost aceeași 10 x 20 cm, iar lungimea variabilă, cuprinsă între 50 și 170 cm. Lungimea s-a ales în așa fel încît prin încercarea elementelor cu o forță concentrată la mijlocul deschiderii să se poată asigura o sveltete la forfecare dată de raportul

$M/Q.h = a/h$ cuprinsă între 1 și 4 (fig. 4.10).

Presupunînd că în aceeași zi se vor încerca 2 elemente identice s-au turnat pentru fiecare pereche de elemente cîte 3 cuburi de 20 x 20 x 20 cm pentru determinarea rezistenței betonului la compresiune și cîte două prisme de 10 x 10 x 55 cm pentru determinarea rezistenței betonului la întindere, în total deci 15 cuburi și 10 prisme. Caracteristicile geometrice ale elementelor experimentale, numărul de bucăți și sveltețea la forfecare sînt prezentate în tabelul 4.3.

TABELUL 4.3.

Denumirea elementului	Nr. buc.	Sect. b x h cm	L cm	a/h	Obs.
E ₁	2	10x20	170	4	
E ₂	2	10x20	130	3	
E ₃	2	10x20	110	2,5	
E ₄	2	10x20	90	2	
E ₅	2	10x20	50	1	

Ca materiale pentru prepararea betonului s-a folosit un ciment PZ400 și agregate bișnuite de balastieră cu dimensiunea maximă de 15 mm, sortate în trei sorturi.

Determinînd curba granulometrică pentru cele trei sorturi de agregate s-au stabilit proporțiile de amestecare a acestora astfel încît agregatul final, după amestecarea celor trei sorturi să aibă o curbă granulometrică încadrată în domeniul bun prevăzut de STAS. A rezultat astfel procentul pentru sortul 0-3 mm 30 %, sortul 3-7 mm 40% și sortul 7-15 mm 30%.

Pentru confecționarea elementelor amintite a fost necesar un volum de beton de circa 0,45 m³, care s-a preparat cu ajutorul unei betoniere cu amestec forțat cu capacitatea de 250 l în două șarje.

Compoziția betonului folosit pentru confecționarea elementelor este dată în tabelul 4.4.

Elementele au fost turnate în cofraje de lemn și respectiv tipare metalice, compactarea lor făcîndu-se prin vibrare.

TABELUL 4.4.

Componenti kg/m ³	U/M	Cantități kg	Obs.
Ciment	kg	240	
Apă	l	156	
Agregat	0-3	kg	615
	3-7	kg	824
	7-15	kg	615
Total	kg	2450	

După turnare elementele și probele au fost păstrate în aceleași condiții, timp de 7 zile în aer liber și mediu umed, iar ulterior pînă la încercare în laborator la temperatură și umiditate aproximativ constante.

4.2.2. Inercarea elementelor experimentale

Inercarea elementelor experimentale a început la circa 45 de zile de la confecționarea acestora. În aceeași zi s-au încercat cîte două elemente identice. Pentru calculul momentului și respectiv a forței teoretice de rupere în ziua respectivă s-au încercat la încovoiere prismele aferente pentru determinarea rezistenței betonului la întindere.

Inercarea elementelor s-a făcut pe standul de încercat la încovoiere din cadrul laboratorului de Beton armat, elementele fiind încărcate cu cîte o forță concentrată aplicată la mijlocul deschiderii. Schema de încărcare este prezentată în figura 4.10.

Aspecte cu grinzile pregătite pentru încercare, în care se vede și aparatura folosită pentru măsurarea deformațiilor sînt redată în figurile 4.11a și 4.11b.

Încărcarea s-a făcut în trepte, acestea fiind de cîte 0,2 din forța teoretică de rupere pînă la circa 0,7 din forța de rupere și de cîte 0,1 din forța de rupere în continuare.

Momentul de rupere teoretic din care s-a dedus forța de rupere s-a calculat / 114 / cu relația :

$$M_{r.teor} = 0,29 \cdot C_{pl} \cdot b h^2 R_t \quad (4.43)$$

în care coeficientul de plasticizare parțială s-a luat cu

valoarea $C_{p1} = 0,73$.

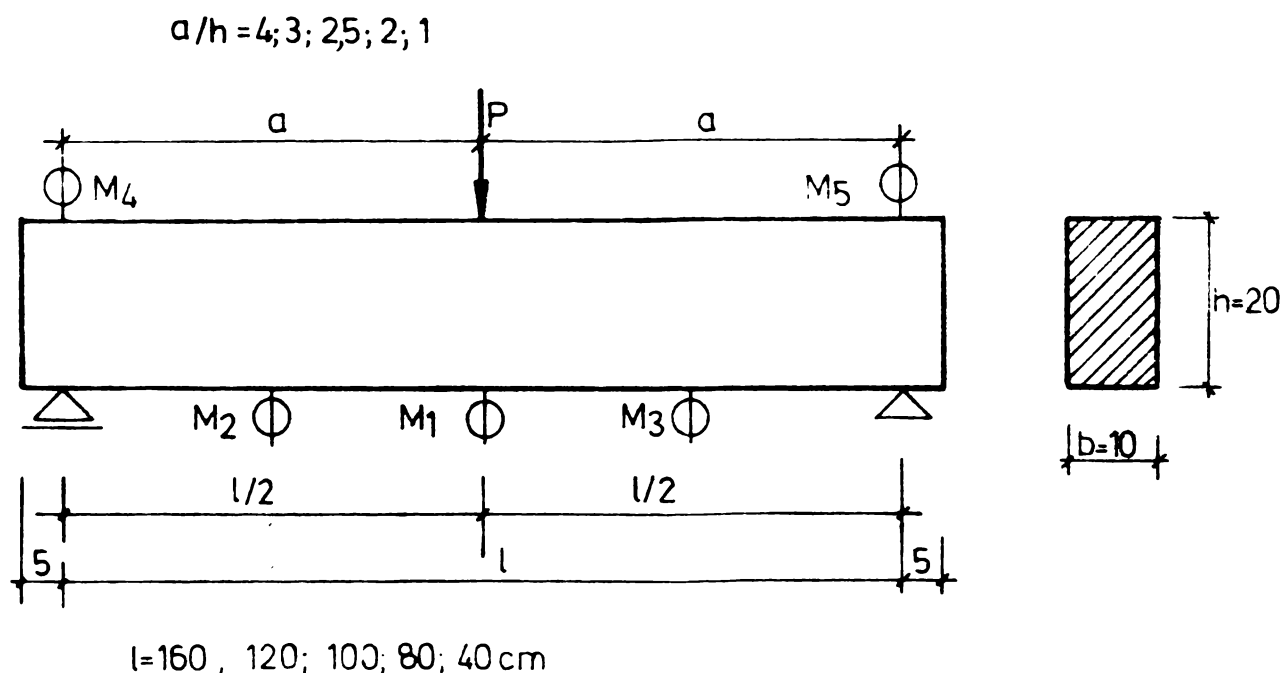


FIG. 4.10

Este de remarcat faptul că în toate cazurile ruperea s-a produs prin apariția unei fisuri normale pe axul elementului sau cu o mică înclinație, în dreptul forței concentrate adică în secțiunea cu moment încovoietor maxim.

În figurile 4.12a și 4.12b se prezintă modul de rupere al elementelor.

O vedere de ansamblu privind ruperea pentru toate elementele încercate apare în figurile 4.13a și 4.13b.

4.2.3. Compararea rezultatelor experimentale cu cele teoretice

Valorile teoretice și experimentale pentru momentele de rupere și forțele corespunzătoare de rupere sînt date în tabelul 4.5.

Calculînd raportul $Q_R/Q_0 = Q_R/bhR_t$ pentru toate cele cinci tipuri de elemente se constată că acesta rămîne mai mic decît 0,5 în toate cazurile. Ne situăm astfel în zona I cu moment încovoietor preponderent, cînd forța tăietoare nu influențează valoarea momentului de rupere, care poate fi calculat așa cum prevăd normele românești /114/ cu relația

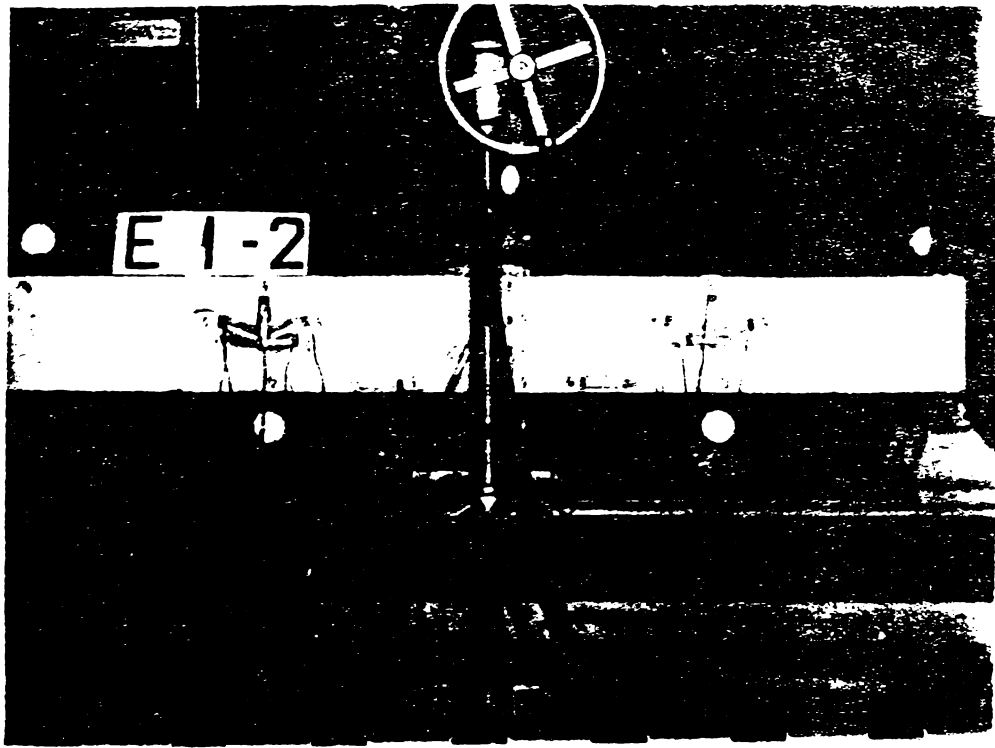


FIG. 4.11a

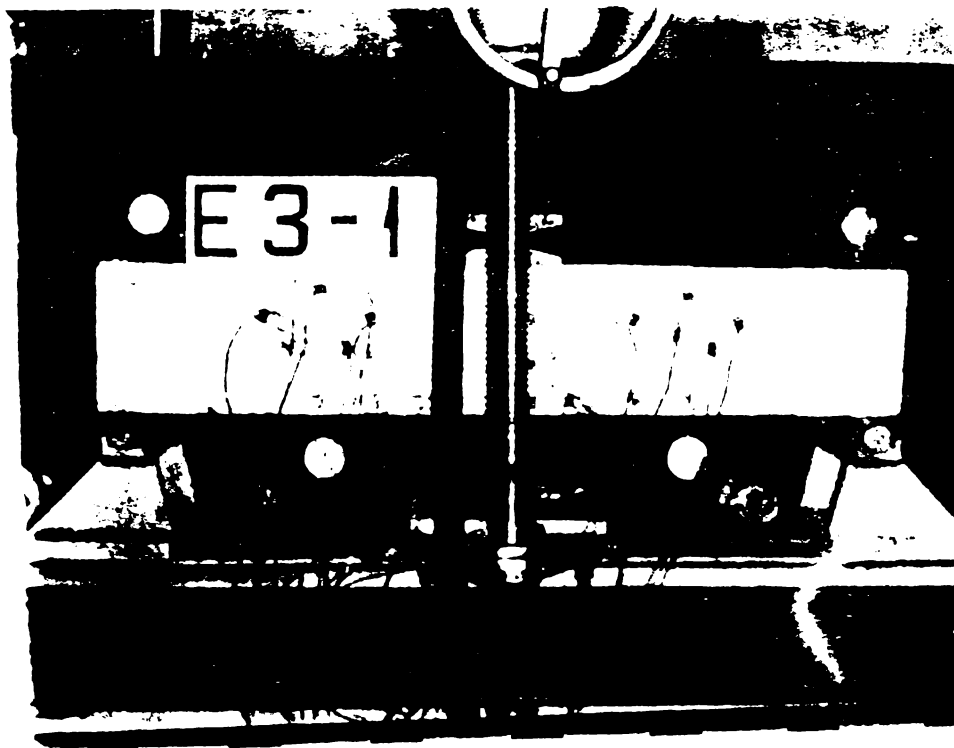


FIG. 4.11b



FIG. 4.12a

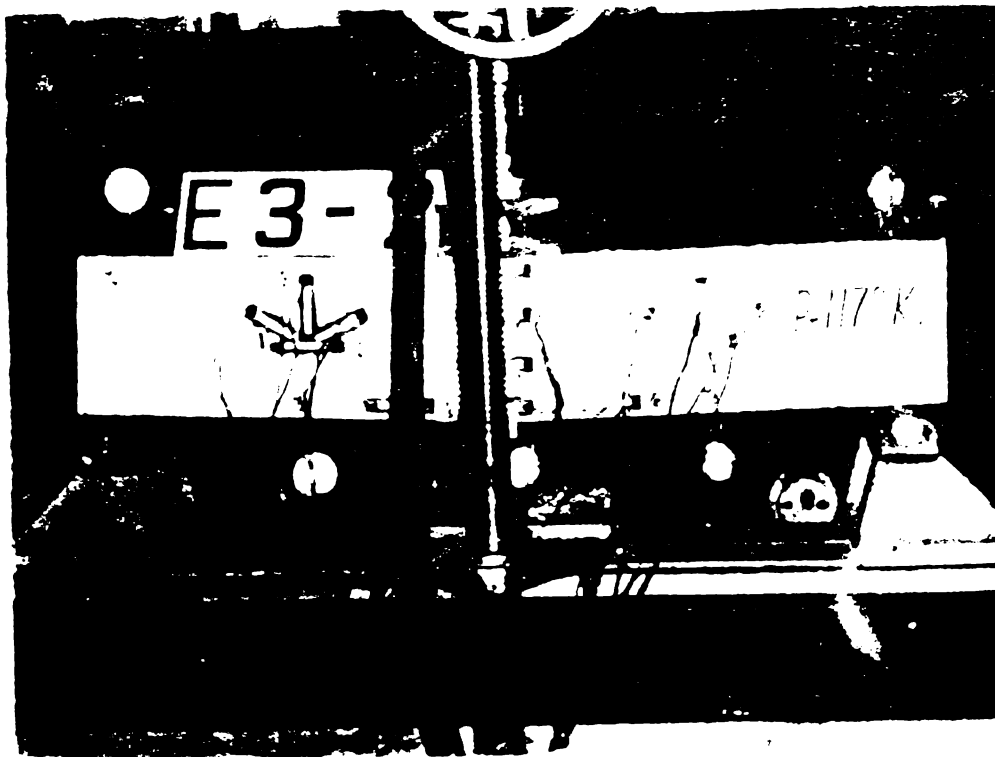


FIG. 4.12b

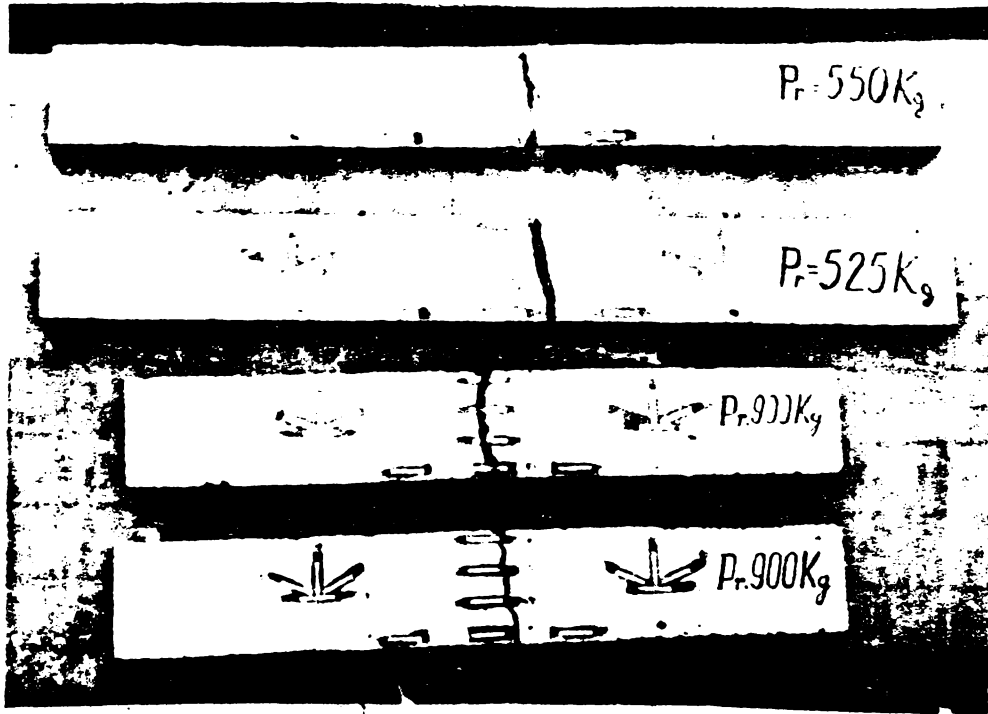


FIG. 4.13a

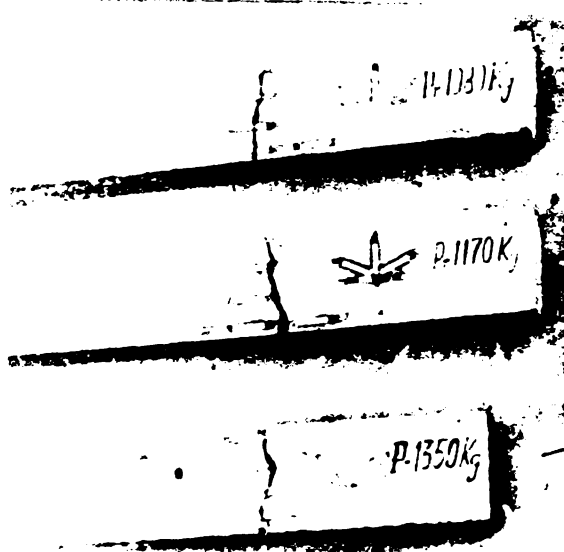
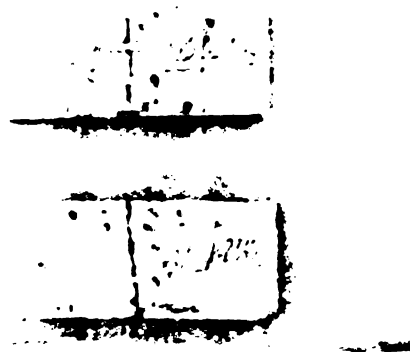


FIG. 4.13b



(4.48).

TABELUL 4.5.

Elementul	a/h	R_t kg/cm ²	$M_{r.teor}$ kgf.m	$M_{r.exp}$ kgfm	$P_{r.te}$ kgf	$P_{r.exp}$ kgf	$\Delta\%$
E ₁	4	24	203	212	508	530	+4,3
E ₂	3	28	237	270	790	900	+14
E ₃	2,5	29	246	275	980	1100	+12,2
E ₄	2	30,75	260	270	1302	1350	+3,7
E ₅	1	30	254	250	2540	250	-1,6

Așa cum rezultă din tabelul 4.5 valorile experimentale ale forțelor de rupere sînt apropiate de valorile teoretice ale acestora prezentînd abateri față de acestea, cuprinse între - 1,6% și + 14%.

Se constată de asemenea că punctele experimentale sînt amplasate de o parte și de alta a curbei de interacțiune cu abateri acceptabile pentru betonul simplu (fig. 4.14).

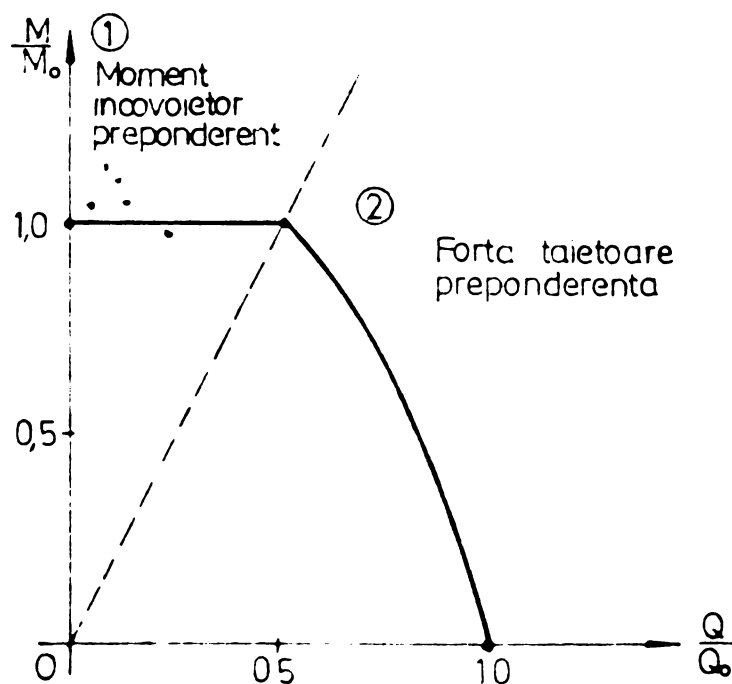


FIG. 4.14

4.3. Concluzii

Din încercările experimentale efectuate pe grinzi din beton simplu solicitate la încovoiere, cu sveltețea la forfecare $M/Q.h = 1$ la 4 a rezultat că ruperea acestora, în toate cazurile s-a făcut prin depășirea rezistenței betonului la întindere R_t , prin apariția fisurilor normale pe axa elementului sau cu o mică înclinație în secțiunea cu moment încovoietor maxim.

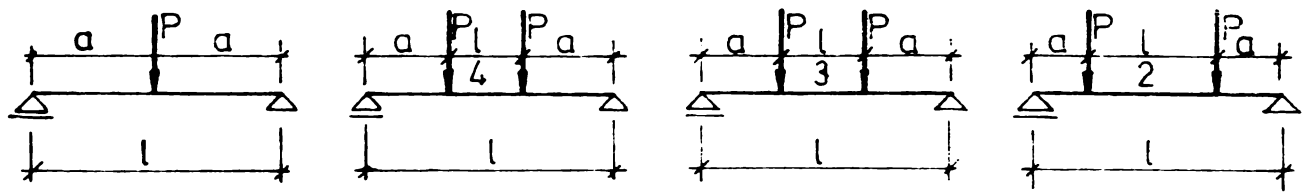
În toate cazurile valoarea forței tăietoare la rupere a fost $Q < 0,5 bhR_t$ astfel încît toate punctele experimentale au fost situate în domeniul zonei cu moment încovoietor preponderent (fig. 4.14). În aceste cazuri pentru calculul momentului de rupere se poate folosi relația (4.48), forța tăietoare neinfluențînd valoarea momentului încovoietor de rupere.

Pentru a se putea obține valori ale raportului M_r/M_0 în funcție de raportul Q_r/Q_0 și în domeniul zonei cu forță tăietoare preponderentă (fig. 4.14), cînd forța tăietoare $Q > 0,5 bhR_t$ este necesar ca în zonă cu moment încovoietor maxim elementele experimentale să fie parțial armate pentru a nu se rupe la încovoiere, astfel ca să se poată dezvolta fisura înclinată de la forță spre reazem.

Asemenea încercări urmează să se efectueze într-o altă etapă, pentru a putea verifica și curba de interacțiune în domeniul zonei cu $Q > 0,5 bhR_t$.

Pînă în prezent studiile efectuate în cadrul catedrei de Beton armat și clădiri a Facultății de Construcții din Timișoara / 5 / și în străinătate / 103 / nu se referă la influența forței tăietoare asupra momentului de rupere la betonul simplu. Aceste studii se referă în schimb la influența schemei de încărcare asupra momentului de rupere, efectul acesteia fiind prins în calcul prin intermediul unui coeficient de plasticizare C_p (fig. 4.15). Acest lucru nu este în totalitate corect deoarece din schemele de încărcare studiate prin reducerea raportului a/h , crește influența forței tăietoare, conducînd la o rupere mai casantă determinată de influența forței tăietoare asupra procesului de rupere, reducînd momentul de rupere așa cum rezultă din figura 4.15.

Din studiile experimentale efectuate de autor pînă



$$C = 1,00$$

$$0,87$$

$$0,82$$

$$0,75$$

$$\frac{a}{h} = \frac{1}{2} \frac{l}{h}$$

$$\frac{3l}{9h}$$

$$\frac{1l}{3h}$$

$$\frac{1l}{4h}$$

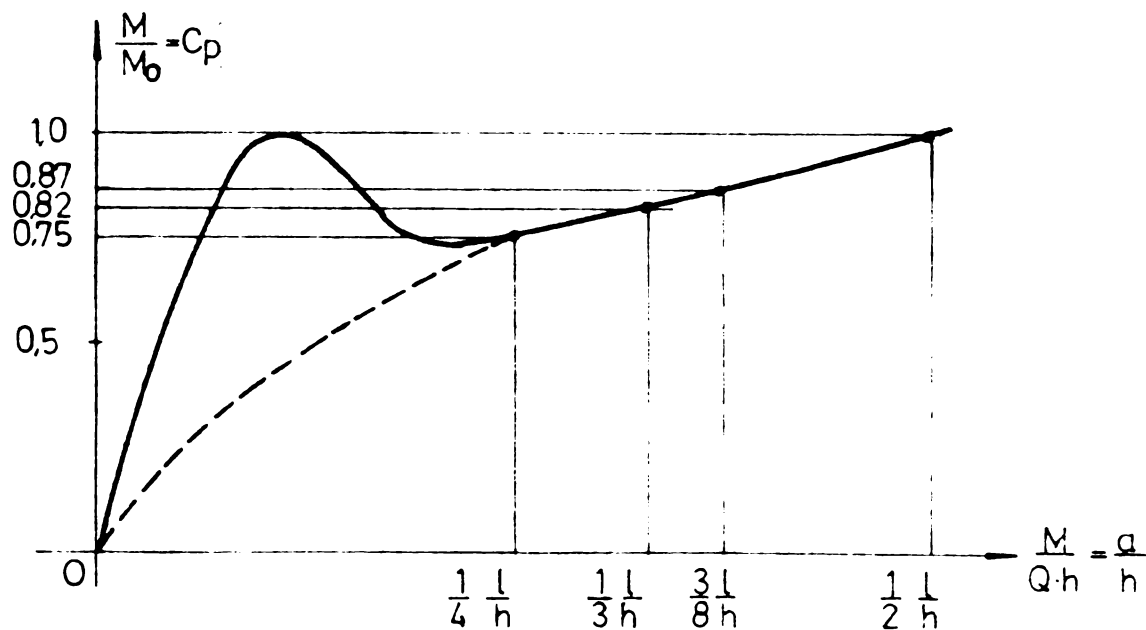


FIG. 4.15

în prezent, rezultă că pentru elementele obișnuite din beton simplu poate fi totuși acceptată soluția propusă în lucrările / 5 / / 103 / deoarece în majoritatea cazurilor ruperea grinzilor din beton simplu intră în domeniul cu moment încovoietor preponderent, unde nu se manifestă influența forței tăietoare ($Q < 0,5 bhK_t$).

Consider că după efectuarea studiilor experimentale și pentru zona cu forță tăietoare preponderentă se va putea stabili o relație de calcul mai generală, prin care să nu se mai folosească noțiunea de influență a schemei de încărcare

asupra momentului de rupere prin intermediul coeficientului de plasticizare C_p , și influența svelteții de forfecare dată de raportul $M/Q.h$.

Cunoașterea valorii momentului de rupere a elementelor din beton simplu solicitate la încovoiere, în funcție de sveltețe la forfecare consider că este necesară și pentru un calcul corect la fisurare a elementelor de beton armat, ținându-se seama și de influența forței tăietoare la evaluarea momentului de fisurare ce poate fi preluat de beton în funcție de mărimea forței tăietoare. În felul acesta valoarea momentului total de fisurare la elementele din beton armat va fi :

$$M_f = M_{bf.Q} + M_{af} \quad (4.49)$$

Evaluarea corectă a valorii momentului de fisurare preluat de către beton în funcție de mărimea forței tăietoare $M_{bf.Q}$ a fost puțin studiată pînă în prezent și reprezintă o problemă neclarificată în mod unitar pînă în prezent, în special în cazul în care forța tăietoare este predominantă și fisurarea elementului se produce la forță tăietoare în secțiuni înclinate.

CAP. 5. APLICAREA METODEI ELEMENTELOR FINITE LA
CALCULUL ELEMENTELOR DE CONSTRUCTII DIN
BETON SIMPLU

5.1. Generalități

Idealizarea structurilor din beton simplu prin elemente finite depinde de tipul acestora și de modul lor de solicitare. Astfel structurile alcătuite din diafragme se discretizează în elemente finite de formă triunghiulară, dreptunghiulară sau de patrulater oarecare, în starea de tensiune plană (fig. 5.1a). Aceleași tipuri de elemente finite, însă în starea de deformare plană servesc la calculul structurilor masive de tipul barajelor sau a zidurilor de sprijin cu secțiune transversală constantă.

Pentru discretizarea structurilor masive se utilizează elemente finite sub formă de tetraedru, paralelipiped sau hexaedru de formă oarecare (fig. 5.1b). În cazul particular al elementelor masive axial simetrice se pot utiliza

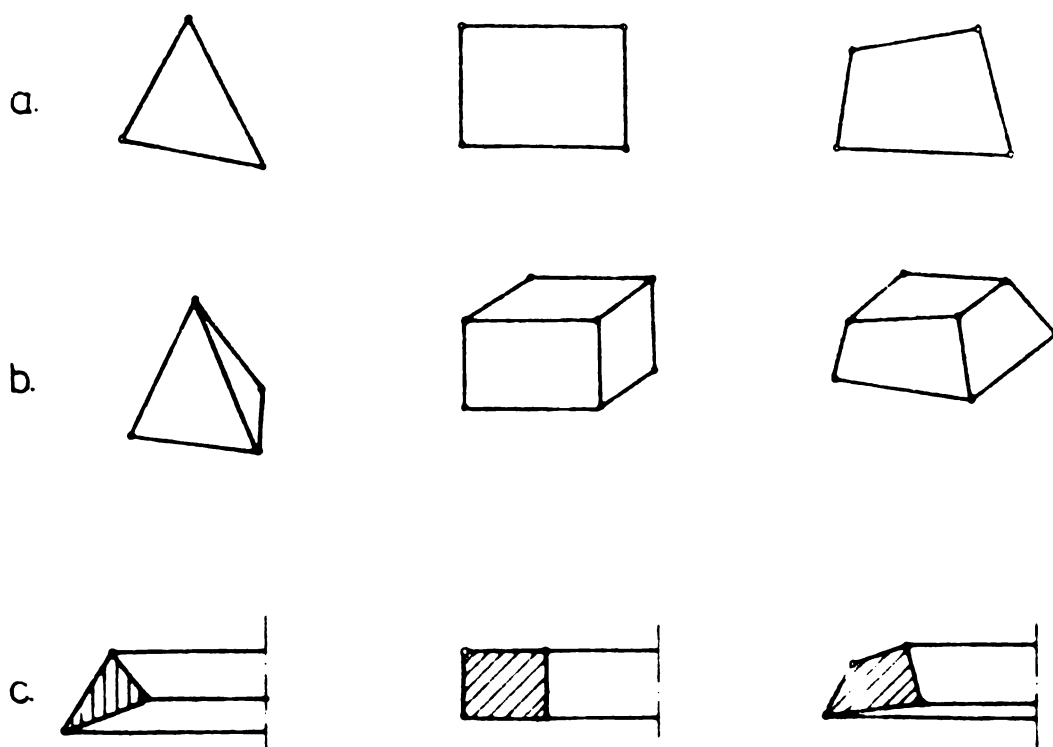


FIG. 5.1

elementele finite toroidale cu secțiunea transversală triunghiulară, dreptunghiulară sau de forma unui patrulater oarecare (fig. 5.1c).

Privit în ansamblu, betonul simplu poate fi considerat ca fiind omogen și izotrop. Neomogenitățile accidentale sau datorită utilizării în zone diferite a unor calități diferite de beton pot fi luate în considerare prin asocierea la elementele finite corespunzătoare a unor matrice diferite a rigidităților materialului $[K]$.

Făcînd abstracție de acțiunea de durată a încărcărilor, comportarea betonului întins uniaxial poate fi considerată elastică pînă la atingerea rezistenței la întindere R_t ; betonul comprimat poate fi aproximat printr-o comportare elastico-plastică, (fig. 5.2a).

În cazul solicitărilor biaxiale comportarea betonului poate fi reprezentată prin diagrama din fig. 5.2b, σ_1 și σ_2 fiind tensiunile principale de întindere și respectiv de compresiune. Solicitării triaxiale îi corespunde o caracteristică de cedare similară celei din fig. 5.2b, însă în spațiul $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

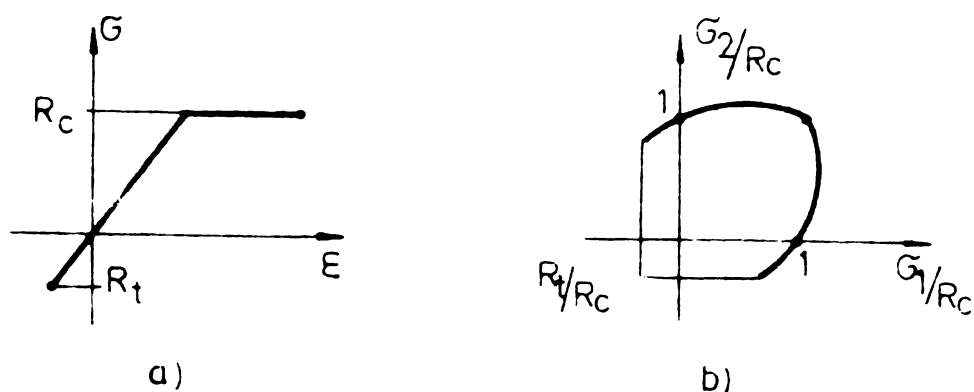


FIG. 5.2

Din cele prezentate rezultă că ruperea la întindere are loc, în toate cazurile atunci cînd tensiunea principală de întindere atinge valoarea rezistenței la întindere a betonului R_t .

Elementele masive din beton simplu, pentru care nu mai este valabilă ipoteza secțiunilor plane și nici nu se mai poate vorbi de solicitările globale pe secțiune M, N, Q

și M_t pot fi studiate cu ajutorul teoriei elastice sau nelineare, iar uneori cu ajutorul încercărilor pe modele. Se pune condiția ca în diferitele puncte ale elementului sau a construcției eforturile unitare produse de acțiunile de calcul (încărcări și deformații impuse) să nu depășească rezistențele de calcul. În principiu pentru construcțiile importante și în mod deosebit când proiectantul prevede întreruperi ale betonării (rosturi tehnologice etc.) rezistența la întindere a betonului nu este luată în considerare în calcul.

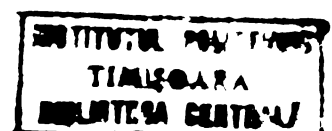
Elementele masive din beton simplu, cu sau fără armături constructive de siguranță, lucrează în exploatare sub încărcările de serviciu în stadiul elastic, nefisurat sau cu eventuale fisuri locale care nu influențează comportarea generală a construcției; în situații asemănătoare se pot afla și elementele masive din beton slab armat sau beton armat.

Determinarea eforturilor unitare în stadiul elastic la asemenea construcții poate fi făcută în prezent cu multă ușurință prin metoda elementelor finite / 60 /.

Metoda de calcul a elementelor finite permite pe de altă parte, evaluarea capacității portante, respectiv a încărcării limită a unei construcții masive, cedarea construcției producându-se prin acumulări progresive ale ruperilor locale în zonele mai solicitate; Aceste degradări locale se produc prin fisurarea betonului întins sau prin strivirea betonului comprimat. Metoda elementelor finite permite o analiză continuă a acestui proces de rupere; măbind treptat încărcarea exterioară, cedarea se produce prin acumularea treptată a cedărilor elementelor finite individuale, avînd drept consecință o creștere exagerată a deformațiilor ansamblului structurii sau a unei porțiuni din structură care apoi se detașează.

Astfel, la terminarea calculului se obține, în afara valorii încărcării limită și releveul degradării elementelor finite adică numărul și dispoziția fisurilor în stadiul II, respectiv în stadiul III forma structurii rupte.

La elementele de beton simplu apariția fisurilor coincide cu cedarea structurii. Acest lucru permite în afara evaluării încărcării limită și stabilirea soluției optime de alcătuire a structurii masive.



Exemplul de calcul ce urmează se referă la determinarea încărcării ce provoacă fisurarea unui element din beton simplu de tipul unui baraj.

5.2. Aplicarea metodei elementelor finite la calculul structurilor masive din beton simplu

Se consideră o structură masivă din beton simplu, avînd la bază ipoteza materialului omogen și izotrop, în care discretizarea s-a făcut cu elemente finite triunghiulare, avînd încărcarea similară ca pentru un baraj (încărcare variabilă din împingerea gheții la coronament, P_{gh} , presiunea apei cu intensitatea p la bază și greutatea proprie a barajului G), fig. 5.3.

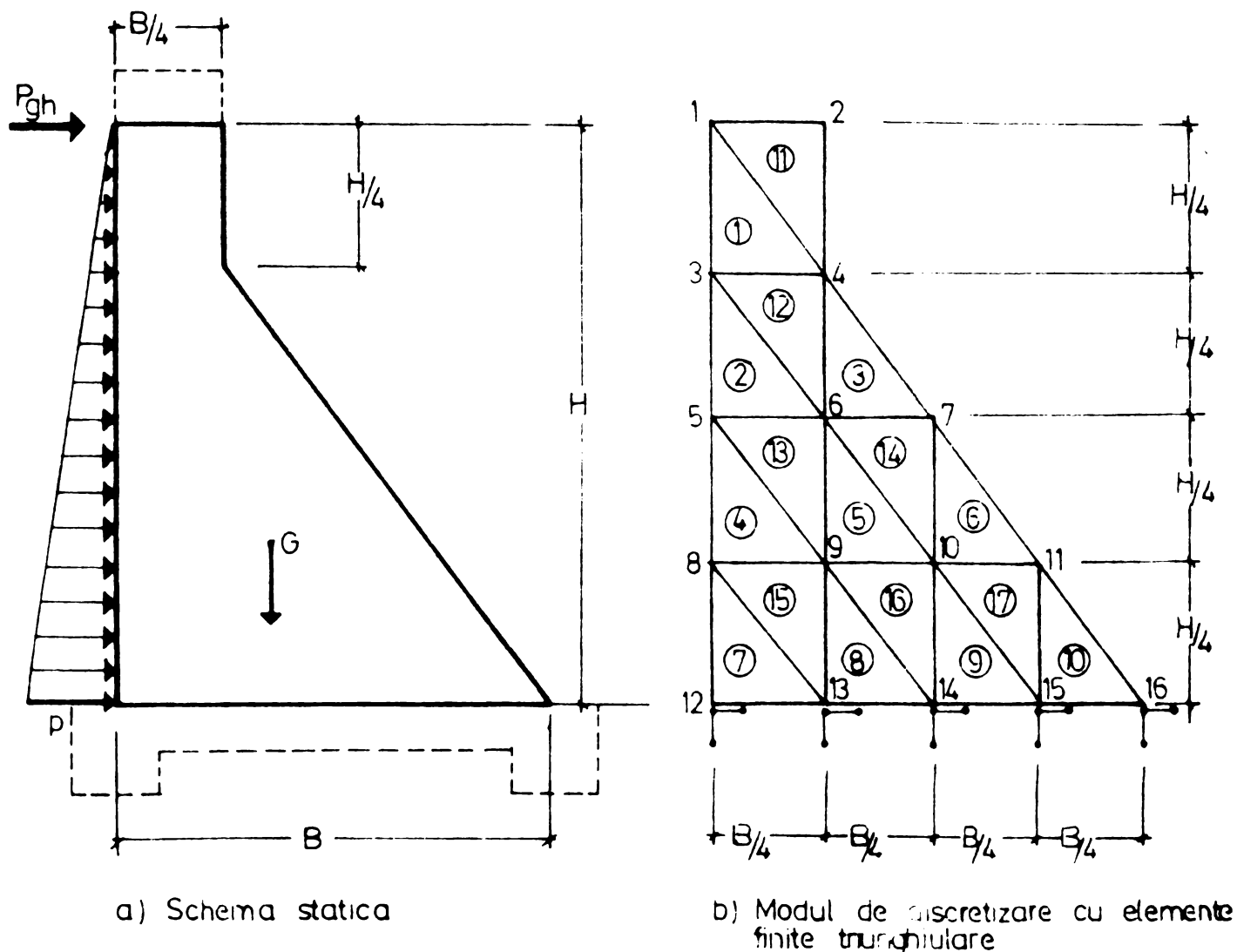


FIG. 5.3

Calculul se conduce după următorul algoritm :

1. Se calculează matricea rigidității $[k]$ pentru

cele două tipuri de elemente finite de formă triunghiulară.

$$[k] = \int [b]^T \cdot [\mathcal{K}] \cdot [b] \cdot dv \quad (5.1)$$

2. Se assemblează matricea de rigiditate $[K]$ a întregii structuri din submatricele $[k]$, după care se pun condițiile de margine ale structurii.

3. Se determină vectorii încărcărilor pentru elementele finite direct încărcate date de :

- greutatea proprie (încărcări masice) $[g]$,
- împingerea apei (încărcări de suprafață) $[p]$,
- împingerea gheții la coronament (încărcări locale) $[P_{gh}]$.

4. Se determină vectorii încărcărilor pentru toată structura $[P]$.

5. Se face calculul deplasărilor structurii :

$$[u] = [K]^{-1} \cdot [P] \quad (5.2)$$

6. Se calculează tensiunile pentru fiecare element finit în parte :

$$\sigma = [\mathcal{K}] \cdot [b] \cdot [u] \quad (5.3)$$

după care se determină tensiunile principale și orientările lor, utilizând relațiile din teoria elasticității.

7. Interpretarea și reprezentarea rezultatelor calculului.

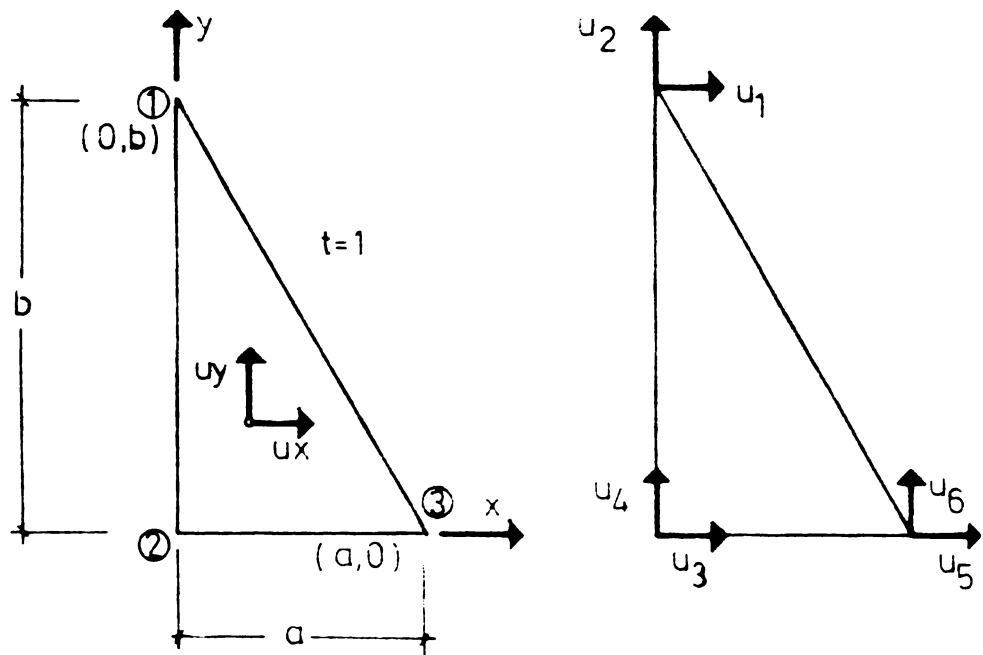
5.2.1. Determinarea matricei rigidității celor două tipuri de elemente finite triunghiulare $[k]$

Din structura masivă de beton simplu se izolează o fișie de grosime unitară ($t = 1$), structura fiind considerată în starea de deformație plană. Considerând structura în stadiul elastic, matricea rigidității materialului se poate scrie după legea lui Hooke generalizată sub forma :

$$[\mathcal{K}] = \frac{E}{2(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 2(1-\nu) & 2\nu & 0 \\ 2\nu & 2(1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

Pentru a scrie matricea rigidității elementului finit, considerăm un element finit triunghiular de tip.1 din structură (fig. 5.4).

Cîmpul de deplasări liniare va fi de forma :



a) Caracteristicile elementului finit triunghiular de tip 1

b) Deplasările nodale

FIG. 5.4

$$u_x(x,y) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \quad (5.5)$$

$$u_y(x,y) = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y$$

ce se exprimă în funcție de deplasările nodale $u_1 \dots u_6$.

Parametrii α rezultă din condițiile de margine :

- în nodul 1 (0,b) : $u_1 = \alpha_1 + b \alpha_3$

$$u_2 = \alpha_4 + b \alpha_6$$

- în nodul 2 (0,0) : $u_3 = \alpha_1$

$$u_4 = \alpha_4$$

- în nodul 3 (a,0) : $u_5 = \alpha_1 + a \alpha_2$

$$u_6 = \alpha_4 + a \alpha_5$$

Rezolvînd sistemul de șase ecuații rezultă :

$$\alpha_1 = u_3$$

$$\alpha_2 = (u_5 - u_3)/a$$

$$\alpha_3 = (u_1 - u_3)/b$$

$$\begin{aligned} \alpha_4 &= u_4 \\ \alpha_5 &= (u_6 - u_4)/a \\ \alpha_6 &= (u_2 - u_4)/b. \end{aligned}$$

Inlocuind în expresiile date de relațiile (5.5) se obține :

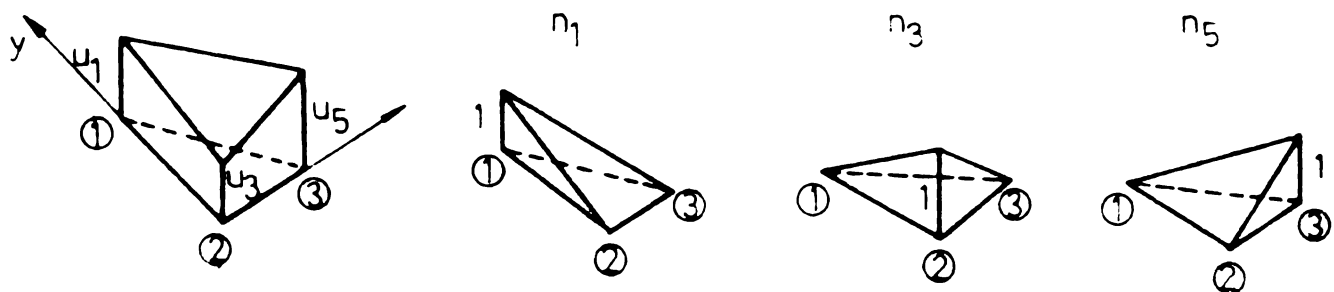
$$u_x(x,y) = u_3 + \frac{u_5 - u_3}{a} x + \frac{u_1 - u_3}{b} y$$

$$u_y(x,y) = u_4 + \frac{u_6 - u_4}{a} x + \frac{u_2 - u_4}{b} y$$

sau matricial :

$$\begin{bmatrix} u_x(x,y) \\ u_y(x,y) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y/b & 0 & 1-x/a-y/b & 0 & x/a & 0 \\ 0 & y/b & 0 & 1-x/a-y/b & 0 & x/a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{bmatrix}$$

cu reprezentarea din figura (5.5).



$$\begin{aligned} u_x(x,y) &= n_1 u_1 + n_2 u_2 + n_3 u_3 \\ n_1 &= y/b \\ n_2 &= 1-x/a-y/b \\ n_3 &= x/a \end{aligned}$$

FIG 5.5

Se calculează apoi componentele deformațiilor specifice, respectiv vectorul deformațiilor specifice :

$$\{\mathcal{E}\} = [b] \cdot \{u\} \quad (5.6)$$

Utilizând notațiile :

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{u_5 - u_3}{a}$$

$$\epsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} = \frac{u_2 - u_4}{b}$$

$$\mu_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} = \frac{u_1 - u_3}{b} + \frac{u_6 - u_4}{a}$$

forma explicită a ecuației (5.6) devine :

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{xx}(x,y) \\ \epsilon_{yy}(x,y) \\ \epsilon_{xy}(x,y) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1/a & 0 & 1/a & 0 \\ 0 & 1/b & 0 & -1/b & 0 & 0 \\ 1/b & 0 & -1/b & -1/a & 0 & 1/a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{bmatrix}$$

Se observă că deformațiile specifice sînt constante pe element. afectuînd triplul produs de sub integrala relației (5.1) și integrînd fiecare termen rezultă matricea rigidității elementului finit triunghiular sub forma :

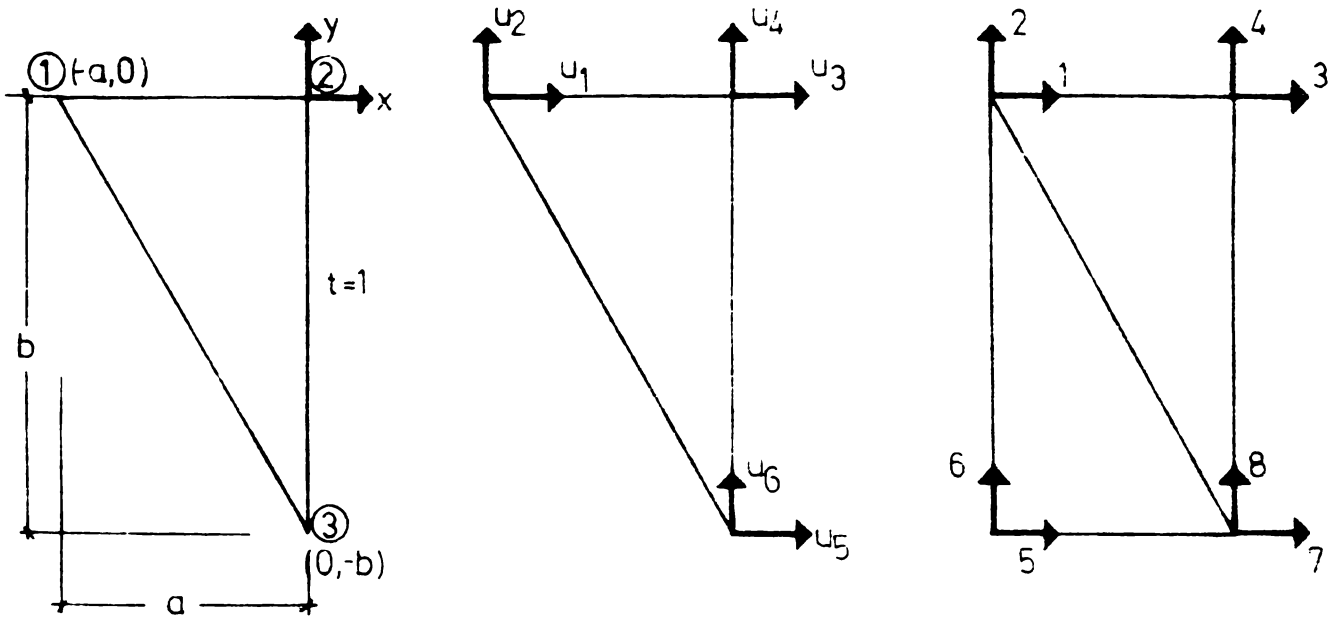
$$[k] = \frac{E}{4(1+\nu)(1-2\nu)ab}$$

$$\begin{bmatrix} (1-2\nu)a^2 & 0 & 2(1-\nu)a^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2(1-\nu)a^2 & -2\nu ab & 2(1-\nu)b^2 & (1-2\nu)a^2 & 0 \\ -(1-2\nu)a^2 & -2\nu ab & 2(1-\nu)b^2 & (1-2\nu)a^2 & 0 & 0 \\ -(1-2\nu)ab & -2(1-\nu)a^2 & ab & 2(1-\nu)a^2 + (1-2\nu)b^2 & 0 & 0 \\ 0 & 2\nu ab & -2(1-\nu)b^2 & -2\nu ab & 2(1-\nu)b^2 & 0 \\ (1-2\nu)ab & 0 & -(1-2\nu)ab & -(1-2\nu)b^2 & 0 & (1-2\nu)b^2 \end{bmatrix} \quad (5.7c)$$

Matricea rigidității elementului finit de tip 2 (fig. 5.6) se deduce din cea determinată pentru tipul 1, prin schimbarea poziției termenilor în ordinea 5, 6, 3, 4, 1, 2 rezultînd :

$$[k] = \frac{E}{4(1+\nu)(1-2\nu)ab}$$

$$\begin{bmatrix} 2(1-\nu)b^2 & 0 & (1-2\nu)b^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (1-2\nu)b^2 & -2\nu ab & 2(1-\nu)b^2 & (1-2\nu)a^2 & 0 \\ -2(1-\nu)b^2 & -2\nu ab & 2(1-\nu)b^2 & (1-2\nu)a^2 & 0 & 0 \\ -2\nu ab & -2(1-\nu)b^2 & ab & 2(1-\nu)a^2 + (1-2\nu)b^2 & 0 & 0 \\ 0 & (1-2\nu)ab & -(1-2\nu)a^2 & -(1-2\nu)ab & (1-2\nu)a^2 & 0 \\ 2\nu ab & 0 & -2\nu ab & -2(1-\nu)a^2 & 0 & 2(1-\nu)a^2 \end{bmatrix} \quad (5.7d)$$

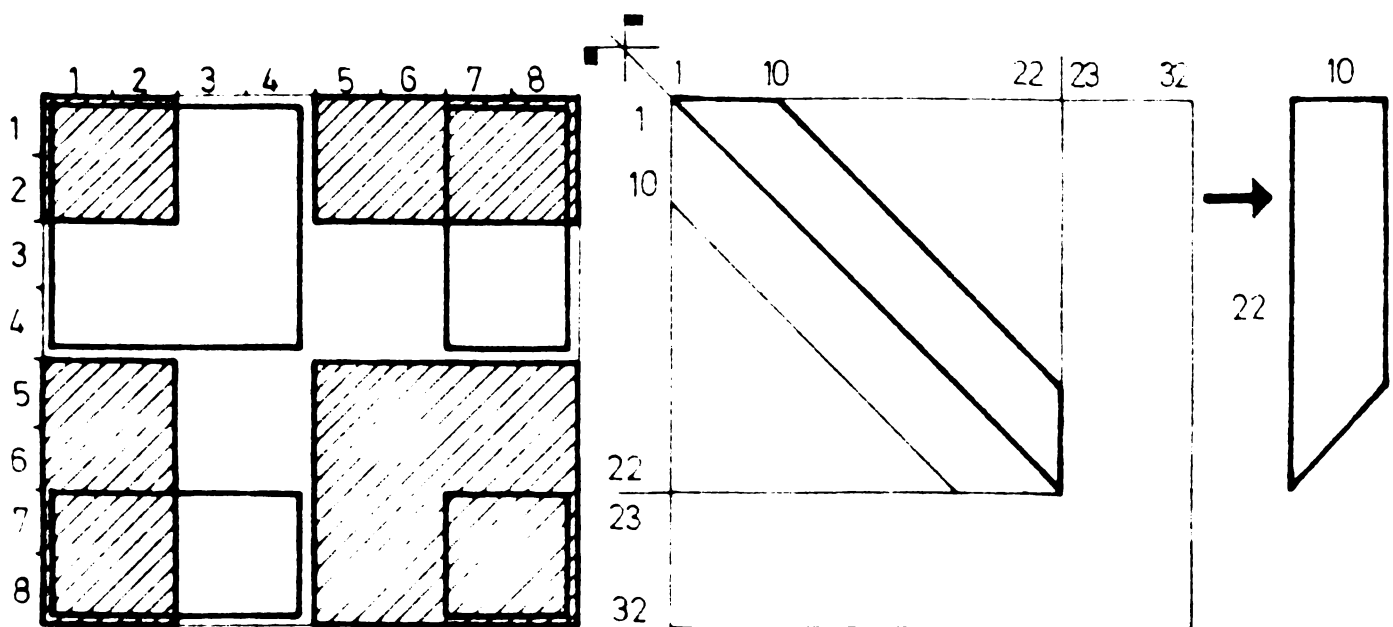



a) Caracteristicile elementului finit de tip 2

b) Deplasari nodale

c) Asamblarea celor 2 tipuri de elemente finite triunghiulare

FIG. 5. 6



 Matrice element finit tip 1

 Matrice element finit tip 2

a)

b)

FIG. 5.7.

Pentru a ușura alcătuirea matricii structurii întregi s-au asamblat un element finit de tip 1 cu unul de tip 2, alegînd numerotarea nodurilor din fig. 5.6c. Asamblarea celor două matrice se face după schema din fig. 5.7a.

5.2.2. Determinarea matricii de rigiditate [K] a întregii structuri

Asamblarea matricii de rigiditate a întregii structuri se face asemănător cu asamblarea celor două elemente finite de tip 1 și 2, fiind de mărime 32 x 32. Parcurgînd elementele finite de tipul celor din figura 5.6c și 5.4 în ordinea 1 ... 10, contribuțiile lor se însumează în nodurile comune. În cazul unei discretizări mai fine, cînd numărul necunoscutelor nodale devine mare este avantajoasă parcurgerea structurii nod cu nod, putînd astfel construi mai ușor matricea rigidităților și vectorul încărcărilor pe blocuri (vezi punctul 5.2.4).

Structura matricii [K] este prezentată în figura 5.8.

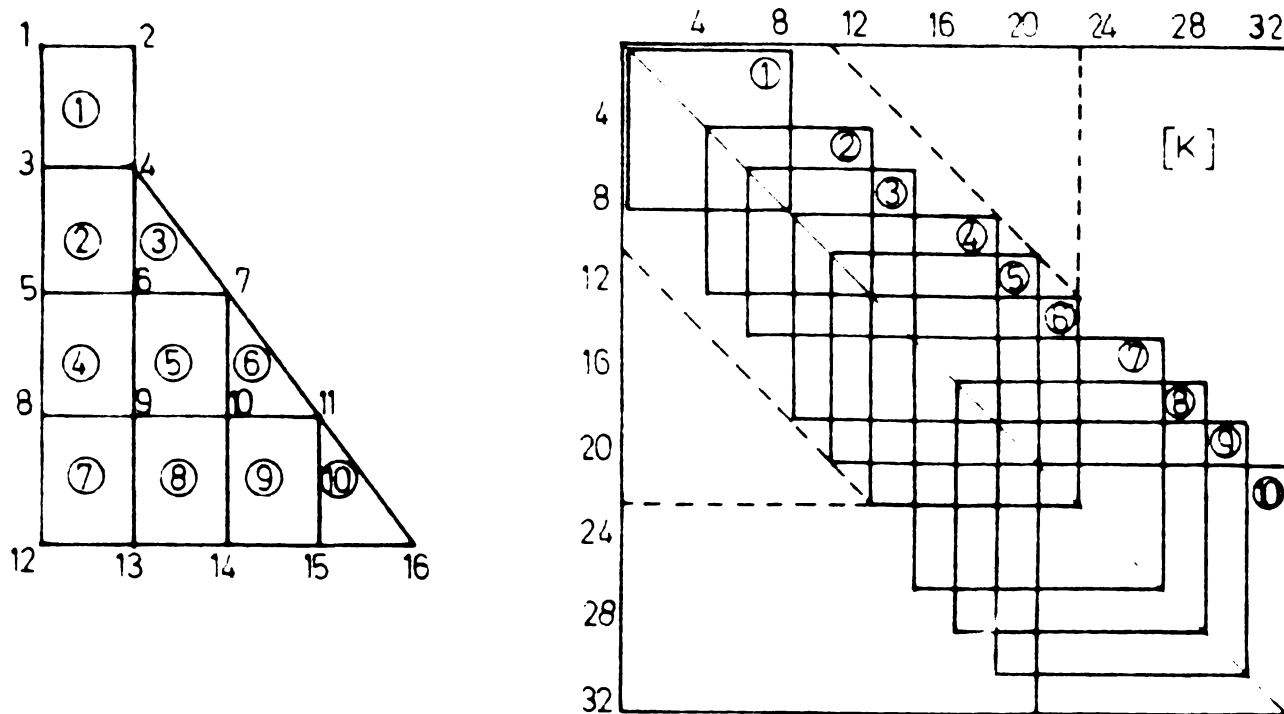


FIG 5.8

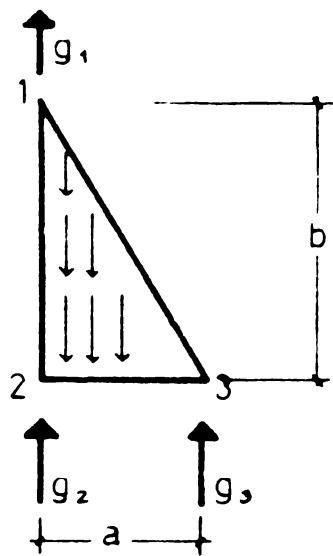
introducând condițiile de rezemare :

$$u_{23} = u_{24} = u_{25} = u_{26} = u_{27} = u_{28} = u_{29} = u_{30} = u_{31} = u_{32} = 0$$

și ținând seama de simetria și structura în bandă a matricii rigidității structurii s-a lucrat cu semibanda acesteia (fig. 5.7b) pentru economisirea memoriei calculatorului.

5.2.3. Determinarea vectorilor încărcărilor pentru elementele finite direct încărcate

Încărcările nodale rezultă aplicând principiul lucrului mecanic. Astfel în cazul încărcărilor masice (fig. 5.9) se obține :



$$\begin{aligned} \sum g_i \cdot u_{yi} &= \int_V g_b \cdot u_y(x,y) \cdot dv = \\ &= \frac{1}{6} \int_b g_b \cdot a \cdot b (u_2 + u_4 + u_6) \quad \text{și} \end{aligned}$$

$$g_1 = g_2 = g_3 = \int_b g_b \cdot a \cdot b / 6, \text{ respectiv}$$

$$\{g\} = (\int_b g_b \cdot a \cdot b / 6) [0 \ 1 \ 0 \ 1 \ 0 \ 1]^T :$$

$$: t = 1 \quad (5.8)$$

Din încărcările de suprafață (împingerea apei) pentru elementul

finit triunghiular curent încărcările nodale, (vezi fig. 5.10) vor fi :

$$\begin{aligned} \sum p_i \cdot u_{xi} &= \int_V p_a(y) \cdot u_x(y) \cdot dv = \\ &= \frac{b}{6} [(2p_1 + p_2) u_1 + (p_1 + 2p_2) u_3] \end{aligned}$$

$$\text{și} \quad p_{c1} = (2p_1 + p_2) b/6$$

$$p_{c2} = (p_1 + 2p_2) b/6$$

$$p_{c3} = 0$$

respectiv,

$$\{p\} = (b/6) \cdot [2p_1 + p_2, 0, p_1 + 2p_2, 0, 0, 0]^T \quad (5.9)$$

Din împingerea gheții avem o încărcare locală la partea superioară a structurii P_{gh} .

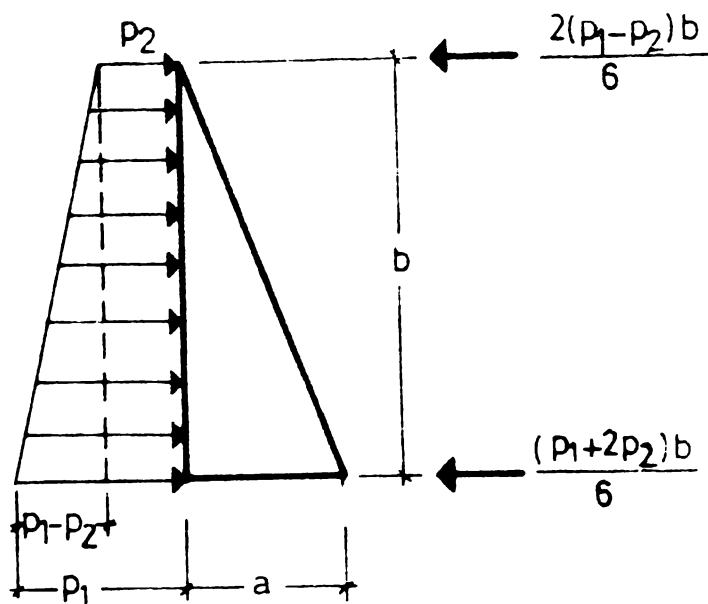


FIG. 5.10

5.2.4. Determinarea vectorului încărcărilor pentru toată structura [P] și calculul deplasărilor structurii

Vectorul încărcărilor structurii se obține prin suprapunerea în noduri a încărcărilor elementelor finite adiacente.

Deplasarea structurii poate fi ușor calculată cu ajutorul relației (5.2).

Programul întocmit folosește metoda Gauss, operînd numai pe semibanda matricii rigidităților, în cazul de față de lățime 10, vezi fig. 5.7b.

În cazul unei discretizări mai fine, cînd numărul deplasărilor necunoscute devine mare, este necesară rezolvarea sistemului de ecuații pe blocuri, dispuse pe un suport extern.

5.2.5. Determinarea tensiunilor în elementele finite ale structurii

Tensiunile, considerate constante pe fiecare element finit triunghiular se determină cu relația (5.3) unde :

$$\left\{ \sigma \right\} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

electronic FELIX G256 al I.I.F., rezultatele calculului fiind prezentate în figura 5.11.

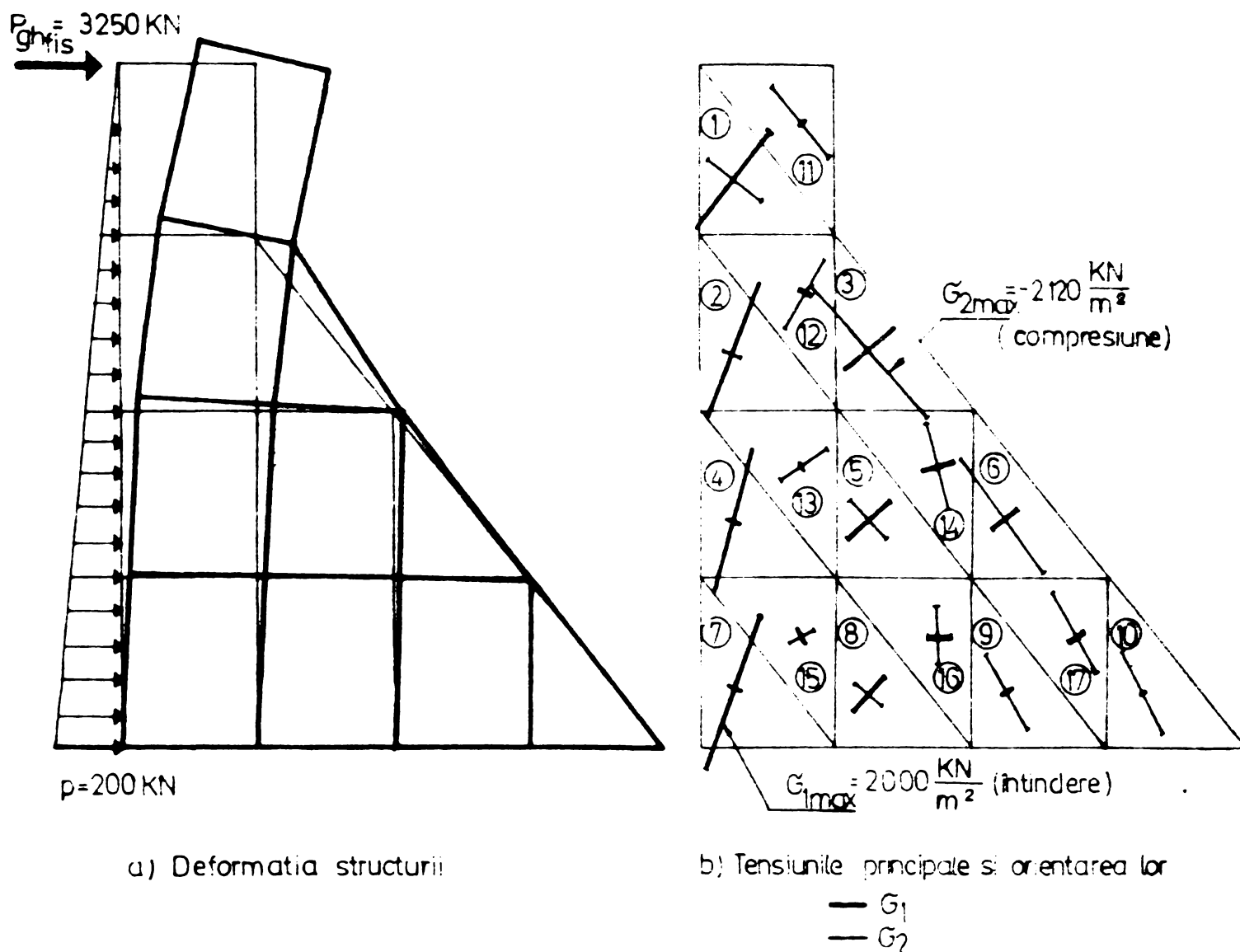


FIG. 5.11

5.3. Concluzii privind utilizarea metodei elementelor finite la calculul elementelor din beton simplu

Din studiile efectuate rezultă că prin metoda elementelor finite se poate determina starea de eforturi din orice zonă a structurii masive. Calculul se poate face luînd în considerare atît comportarea elastică cît și cea elasto-plastică a betonului.

După atingerea lui $\tilde{\sigma}_1 = R_t$ într-un element finit, acesta se consideră fisurat pe toată suprafața lui, fisurile fiind orientate perpendicular pe direcția lui $\tilde{\sigma}_1$, așa cum rezultă din figura 5.12.



$$[\mathcal{K}_f] = E \begin{bmatrix} c^4 & c^2s^2 & c^3s \\ & s^4 & cs^3 \\ \text{sim.} & & c^2s^2 \end{bmatrix}$$

FIG. 5.12

Elementul fisurat poate prelua în continuare numai eforturi uniaxiale paralele cu fisurile, matricea rigidităților materialului astfel fisurat $[\mathcal{K}_f]$ fiind exprimată ca în figura 5.12.

Cedarea betonului comprimat poate fi descrisă prin diagramele din figura 5.2 funcție de solicitarea uni sau bi-axială. Aplicând încărcările în trepte este posibilă urmărirea "biografiei" comportării betonului pînă la cedare.

În afara posibilității determinării valorii încărcării limită, calculul la stări limită cu metoda elementelor finite prezintă și avantajul precizării mijloacelor optime de mărire a siguranței construcțiilor masive. Precizia calculului depinde de numărul elementelor finite introdus în calcul, care se alege în așa fel încît memoria mașinii electronice de calcul să fie suficientă.

CAP. 6. CONCLUZII GENERALE SI PROPUNERI DE VALORIFI- CARE A REZULTATELOR CERCETARILOR EFECTUATE

Datorită unor proprietăți specifice betonului simplu ca de exemplu : rezistențe mici la întindere, deformații specifice mici, rupere casantă fără preaviz etc., domeniile de folosire rațională a acestui material în construcții sînt relativ restrînse, calculul elementelor din beton simplu trebuie să țină seama în mod cît mai fidel de proprietățile reale elastico-plastice a acestui material, să prezinte suficientă siguranță în exploatare, tehnologiile de execuție trebuie să alese în mod corespunzător pentru a se obține în final betoane cît mai omogene, de calitate superioară și de o durabilitate mare în timp.

Contribuțiile originale pe care le-am adus prin lucrarea de doctorat prezentată se referă la :

- analiza și sintetizarea răspunsurilor primite pe bază de chestionar de la 21 specialiști din 13 țări, la o anchetă internațională inițiată de Comitetul European de Beton și condusă de tov. Prof.em. Constantin Avram, cu privire la domeniile de utilizare a betonului simplu în construcții, calculul și alcătuirea elementelor din beton simplu etc.;

- calculul unor elemente din beton simplu ținînd seama de comportarea reală elastico-plastică a betonului și luînd în considerare efectul unor solicitări considerate ca fiind secundare;

- găsirea unor tehnologii noi de execuție a unor elemente din beton simplu de tipul îmbrăcăminților rutiere din beton și a tuburilor de canalizare. Aceste tehnologii sînt eficiente din punct de vedere economic, fiind aplicate în producție la scară industrială sau semiindustrială.

În legătură cu aspectele prezentate mai sus, avînd la bază consultarea literaturii tehnice de specialitate existente și rezultatele studiilor teoretice și experimentale proprii efectuate și prezentate în lucrare se pot trage următoarele concluzii :

1). Referitor la domeniile de folosire rațională a betonului simplu în construcții

Betonul simplu poate fi utilizat în mod rațional la

acele tipuri de elemente de construcții la care nu apar eforturi de întindere în exploatare sau la care eventualele eforturi de întindere ce apar sînt mult mai mici decît rezistența la întindere a betonului. Rezultă deci că betonul simplu poate fi folosit rațional și economic, la realizarea elementelor de construcții solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mică sau medie, la care ruperea elementului se produce prin zdrobirea betonului din zona comprimată. Chiar și în aceste condiții, noile norme vest-germane DIN 1045-1972 limitează folosirea betonului simplu pentru excentricități ce nu depășesc valoarea $e_{oc} = 0,3 h$.

Normele naționale ale țărilor Europei de Est prevăd în plus posibilitatea folosirii betonului simplu și la elemente solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică cu mare excentricitate, dar mai mult teoretic pentru că practic astfel de elemente nu se utilizează aproape deloc. Așa de exemplu normele românești [114] permit utilizarea betonului simplu și la realizarea elementelor de construcții solicitate la încovoiere sau la compresiune excentrică cu mare excentricitate, la care ruperea se produce prin cedarea betonului din zona întinsă, dacă asemenea elemente sînt rezemate direct pe teren sau pe un pat special amenajat, sau dacă sînt elemente cu solicitări reduse, a căror distrugere nu poate provoca pericol pentru vieți omenești sau pentru valori materiale.

În practică elementele de construcții din beton simplu se pot prezenta sub două forme :

- elemente liniare sau asimilabile cu acestea ca de exemplu : stâlpi, pile, arce, (mai rar grinzi), pereți, plăci, fîșii verticale în ziduri de sprijin etc.;

- elemente masive sau unele elemente ce nu pot fi considerate ca fiind liniare, ca de exemplu : baraje, fundații masive, ziduri de sprijin, lucrări maritime, infrastructuri de poduri, îmbrăcămînți rutiere și piste de aviație, tuneluri, dale, tuburi, canale etc.

2). Referitor la normele de calcul, pentru elementele de construcții din beton simplu

Pe baza studiului bibliografic efectuat asupra literaturii tehnice de specialitate din țară și străinătate,

sintetizând răspunsurile primite la ancheta internațională inițiată de CEB și condusă de Prof. em. ing. C-tin Avram m.c. al Acad. R.S.R. a rezultat că toate țările au norme proprii referitor la calculul elementelor de construcții din beton simplu, sau utilizează normele altor țări.

La ora actuală nu există o metodă de calcul unitară acceptată, majoritatea normelor nu țin seama de proprietățile și comportarea reală a betonului simplu la diferite solicitări în regim static și dinamic.

Principiile metodelor de calcul diferă mult de la o țară la alta : unele țări utilizează metoda semiprobabilistică de calcul la stări limită, altele metoda deterministă de calcul la rezistențe admisibile și altele ambele metode, manifestându-se totuși tendința actuală de generalizare a metodei de calcul la stări limită.

Majoritatea normelor și codurilor naționale nu conțin referiri asupra stării limită de oboseală și asupra altor efecte ale influenței acțiunii solicitărilor considerate ca fiind secundare. Normele cehoslovace de exemplu nu admit folosirea elementelor din beton simplu pentru care ar putea să apară starea limită de oboseală.

Referitor la coeficientul de siguranță există părerea unanimă că acesta trebuie să fie mai mare la elementele de construcții din beton simplu, față de cele din beton armat având în vedere ruperea casantă a betonului simplu și variabilitatea mult mai mare a rezistenței betonului în comparație cu cele ale oțelului.

Pe baza studiilor efectuate apreciez că se remarcă în R.F. Germania prin cel mai mare număr, cele mai complete norme și cea mai mare prudență referitor la calculul și domeniile de utilizare a betonului simplu în construcții. Conform prevederilor acestor norme nu se admite folosirea elementelor din beton simplu solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică cu mare excentricitate și se neglijează aportul betonului întins după apariția fisurilor; se consideră că atunci când apare, fisura poate pătrunde cel mult până la centrul de greutate al secțiunii, ceea ce pentru secțiunea dreptunghiulară aceasta corespunde unei excentricități de calcul $e_{oc} = 0,3 h$. Coeficientul global de sigu-

ranță îl consideră cuprins între 2,5 și 3 în funcție de marca betonului față de numai 2,1 considerat pentru elementele din beton armat.

Referitor la normele noastre naționale privind calculul elementelor de construcții din beton simplu apreciez că sînt corespunzătoare ținînd seama de comportarea reală a acestora în stadiul de exploatare și stadiul de rupere. La baza adoptării actualelor norme românești au stat și studiile efectuate în cadrul Laboratorului de Beton armat din Timișoara sub conducerea tov. Prof.dr.doc.ing. Ioan Filimon.

Studiul teoretic și experimental pe care l-am efectuat și prezentat în lucrare, referitor la influența forței tăietoare asupra ruperii elementelor liniare din beton simplu solicitate la încovoiere a dovedit că pentru cazurile curent întîlnite în practică cu moment încovoietor preponderent influența forței tăietoare este neglijabilă, putînd fi aplicate relațiile de calcul date de normele noastre actuale. În viitor mi-am propus să continui acest studiu pentru a cuprinde și domeniul cu forță tăietoare predominantă, după care probabil se vor putea efectua unele corecții la relațiile de calcul actuale conform celor prezentate în capitolul 4 din lucrare, ținîndu-se seama de zveltețea la forfecare. Acest studiu consider că va fi util și pentru calculul mai real al momentului de fisurare la elementele de beton armat încovoiate ținînd seama de influența forței tăietoare.

Metoda elementelor finite este o metodă modernă de calcul și se pretează foarte bine la calculul elementelor din beton simplu așa cum s-a arătat în cap. 5 din lucrare prin aplicarea metodei la calculul unui baraj din beton simplu.

În afara posibilității determinării valorii încărcării limită, calculul la stări limită cu metoda elementelor finite prezintă și avantajul precizării mijloacelor optime de mărire a siguranței construcțiilor masive.

3). Referitor la tehnologia de execuție a elementelor din beton simplu

Calitatea betonului simplu depinde foarte mult de condițiile de execuție, motiv pentru care este necesar ca la execuția elementelor din beton simplu să se folosească tehnologii adecvate care să asigure obținerea unor betoane cît

mai compacte și omogene.

Tehnologia revibrării betonului în perioada de priză a cimentului s-a dovedit a fi una din procedeele puțin aplicate pînă în prezent în practică, care conferă betoanelor calitate superioare din toate punctele de vedere.

Eficacitatea revibrării depinde de un număr mare de parametri cum sînt : compoziția mineralogică a cimentului, caracteristicile betonului proaspăt, criteriile de revibrare și caracteristicile revibrării etc. Din această cauză se recomandă ca pentru fiecare aplicație practică să se efectueze încercări preliminare pentru a stabili programul optim de revibrare în condițiile specifice date.

Din studiile efectuate s-a constatat că sînt indicate, fiind sensibile la revibrare, cimenturile bogate în silicat tricalcic (C_3S) și aluminat tricalcic (C_3A).

S-a constatat de asemenea că este suficientă o singură revibrare efectuată în jurul mijlocului perioadei de priză a cimentului.

Sporiurile de rezistențe și îmbunătățirea celorlalte caracteristici ale betonului revibrat în perioada de priză a cimentului permit reducerea dozajului de ciment cu 10-15 %, obținîndu-se chiar și în condiții de șantier, cel puțin aceleași rezistențe ca și la betonul cu dozaj normal de ciment pus în operă după tehnologia clasică.

Cu unele modificări simple ale tehnologiei actuale de execuție, noul procedeu de revibrare a betonului poate fi aplicat și generalizat la execuția unor elemente de suprafață de tipul îmbrăcămintilor rutiere și a pistelor de aviație din beton de ciment, la care condițiile de exploatare reclamă betoane de calitate superioară, cu rezistențe mecanice mari, cu un grad de impermeabilitate ridicat, cu rezistențe la îngheț-dezghet și rezistențe la uzură mari și în general cu o durabilitate mare în timp.

Aceste concluzii au rezultat în urma studiilor teoretice și experimentale pe care le-am efectuat prin realizarea a 6 contracte de cercetare științifică în colaborare cu producția, încheiate la cererea diferiților beneficiari din țară. Rezultatele cercetărilor efectuate în aceste domenii au fost valorificate prin elaborarea unor instrucțiuni teh-

nice de execuție a îmbrăcămintelor rutiere din beton revibrat, predate sub formă de Protocol la I.S.C.T.-București.

În cadrul unei colaborări pe bază de contract cu T.C.Ind. Timișoara, în anul 1960 această nouă tehnologie de punere în operă a betonului a fost aplicată cu efecte economice apreciabile, pentru prima dată în țară la execuția tuburilor din beton simplu pentru canalizare.

Folosind noua tehnologie de realizare a tuburilor din beton pentru canalizare, la care se aplică revibrarea betonului în perioada de priză a cimentului se poate realiza pe plan local necesarul de tuburi pentru T.C.Ind. Timișoara, obținându-se economii valutare prin renunțarea la instalațiile din import folosite până în prezent, reducându-se cheltuielile de transport etc.

Pe baza studiilor experimentale proprii efectuate în cadrul Laboratorului de beton armat al Facultății de Construcții din Timișoara [75], [76] apreciez că noua tehnologie de revibrare a betonului în perioada de priză a cimentului poate fi aplicată și la execuția elementelor prefabricate din beton armat la care tehnologia de execuție permite acest lucru, constatându-se că revibrarea nu înrăutățește aderența dintre beton și armătură și că întârzie procesul de fisurare a betonului din zona întinsă.

B I B L I O G R A F I A

- /1/ Absi E. - Méthode des éléments finis. Annales de L'ITBTP, Oct., 1969.
- /2/ Almey F. - Het natrillen van beton gedurende de binding van het cement. Ryksuniversiteit Gent. Revue C.Tijdschrift, IV, nr. 12, 1968.
- /3/ Antunian N.H. - Necotorie voprosi teorii polzucesti. Moskva, Gosud.izd. Tehniko-teoreticeskoe literaturî, 1952.
- /4/ Avram C., - Curs de beton armat, partea 1-a. Litografia învățămîntului, Timișoara, 1957.
- /5/ Avram C., Filimon I. - Calculul și alcătuirea elementelor liniare de construcții din beton simplu. Hidrotehnica Nr. 5, București, 1972.
- /6/ Avram C. - Notă la articolul /5/, Hidrotehnica Nr. 7, București, 1972.
- /7/ Avram C., Păcăoaru I., Filimon I., Mîrșu C., Terteș I. - Rezistențele și deformațiile betonului, Ed. Tehnică, București, 1971.
- /8/ Avram C., Filimon I., - Curs de beton armat, partea 11-a. Mă. de stat didactică și pedagogică, București, 1962.
- /9/ Avram C., Voina M., Mîrșu C. - Comportement à la vibration des composants minéralogiques des ciments Portland. Revue des Matériaux de Construction n° 666.
- /10/ Avram C., Voina M., Mîrșu C. - L'influence de la revibration sur les propriétés de la pâte de ciment durcie et des bétons. Rev. Mat. Constr., Ciments et Bétons, n° 619, avril 1967.
- /11/ Avram C., Voina M., Marinov.N. - L'étude du durcissement de la pierre de ciment vibrée et revibrée à l'aide des ultrasons (en roumain). Metode ultrasonice de măsurare și control.

- Vol.III, București, I.D.F., 1965.
- /12/ Avram C., Voina N., Friedrich K. - Untersuchung der Verfestigung von einfach und wiederholt gerütteltem Zementstein und Beton mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren. Wissenschaftliche Tagung Zerstörungsfreie Prüfung von Beton in der Baupraxis , 20-22 April 1966, Hochschule für Bauwesen, Leipzig.
- /13/ Avram C., Voina N., Păunescu M., Mihăescu A., Gruia A. Rezultate noi privind revibrarea betoanelor. Bul.St.și Tehnic, Inst.Polit.Timișoara, Tomul 8(22), Fasc. 1, 1963.
- /14/ Avram C., Voina N., Mîrșu C., Mihăescu A., Kenoth I., Leheleanu G., Nicoară L. - Folosirea tehnologiei revibrării la executarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment. Revista transporturilor, nr. 11, 1969.
- /15/ Avram C. - Béton non armé et béton faiblement armé. Rapport justificatif et explicatif à l'ADDITIF aux "Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton" (CEB-FIP), Timisoara, Mars 1971. (présente à la 14-ème Session Générale du CEB, Copenhague, Mai 1971)
- /16/ Avram C., Păunescu M., Voina N. - Necotorie voprosi povtornoivo vibrovanie betona. Moskva, Beton i jelezobeton 1, 1964.
- /17/ Avram C., Filimon I. - Influența dimensiunilor probelor și a calității betonului asupra plasticizării parțiale a zonei întinse la elementele încovoiate de beton simplu. In : Suletin științific și tehnic al Institutului Politehnic din Timișoara, vol. 7(22), fasc. 2, 1962.
- /18/ Avram C., Filimon I. - Elemente de beton simplu supuse la compresiune excentrică. In:Studii și cercetări ale Academiei R.S.R. - St.tehnice, Timișoara, vol. 1A, nr. 3-4, 1962.

- /19/ Avram C., ș.a. - Aspecte privind plasticizarea parțială a elementelor încovoiate de beton și microbeton. In : Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 20, nr. 6, București, 1965.
- /20/ Avram C., Marinov R. - Studiul fotoelastic și analitic al concentrării tensiunilor la capătul fisurii într-o grindă supusă la încovoiere pură. In : Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 26, nr. 5, București, 1967.
- /21/ Avram C., ș.a. - Incercări privind plasticizarea parțială a elementelor încovoiate de beton. Nota 1. In : Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 26, nr. 6, București, 1967.
- /22/ Avram C. - La résistance du béton à la traction par flexion. In : Costruzioni in cemento armato. Studi e rendiconti, nr. 8, Politehnica din Milano, 1971.
- /23/ Avram C. - ADDITIF relatif au béton faiblement armé et au béton non armé. Recommandations internationales CEB-FIP pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton (Timișoara, dec. 1970; propunere prezentată la cea de-a 14-a Sesiune plenară a Comitetului European de Beton, Copenhaga, mai 1971.
- /24/ Avram C., ș.a. - Calculul capacității portante a elementelor de beton slab armate în construcții masive. In : Hidrotehnica, nr. 9, București, 1971.
- /25/ Avram C., Milimon I. - Curs de beton armat, vol. 1 și 2, Institutul Politehnic Timișoara, 1976.
- /26/ Balașca V., Ionescu C. - Aspecte privind stabilitatea statică și dinamică a procesului de producție la stațiile de betoane - Factorii determinanți în controlul preventiv al calității betonului. A V-a Conferință de betoane "Siguranța și calitatea construcțiilor de beton armat", vol. IV Referate, Timișoara 20-28 Oct. 1972.

- /27/ Bans R. - Essai de traction directe sur le béton. Annales des travaux publics de Belgique, nr.6, 1962.
- /28/ Beleş A.A., Voinea R.P. - Rezistența materialelor, Ed. Tehnică, București, 1958.
- /29/ Beton i jelezobeton. Serie de articole privind proiectul de norme SNIP II-V. 1-72 Moskva No.5, 1971.
- /30/ Bezuhov V.I. - Teoria elasticității și plasticității, Ed. Tehnică, București, 1957.
- /31/ Berg O.I. - Fiziceskie osnovi teorii procinosti betona i jelezobetona. Gosstroizdat, Moscova, 1961.
- /32/ Bob C., Velica P. - Materiale de construcții, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1978.
- /33/ Bossi L. - Recherches expérimentales sur le comportement des éprouvettes de béton à l'essai brésilien. Bul. RILEM, no. 22, Mars, 3/1964.
- /34/ Brebbia C.A., Ferrante A.J. - The Finite Element Technique, Editura de UNIC, Porto Alegre, 1975.
- /35/ Ciongradi I., Missir I. - Utilizarea calculatoarelor la proiectarea structurilor, Institutul Politehnic Iași, 1975.
- /36/ CEB-FIP - Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton, ediția a doua. Ed. Cement and Concrete Association, 52 Grosvenor Gardens, St. 1, Londra, 1970.
- /37/ Cuteanu E., Marinov R. - Metoda elementelor finite în proiectarea structurilor, Ed. Pacla, Timișoara, 1980.
- /38/ D'Alia S. - Interdépendance et caractéristiques de résistance des matériaux. Bull. RILEM 21/1963.
- /39/ Desai C.R., Abel J.P. - Introduction to the Finite Element Method, Van Nostrand Reinhold Comp., New York, 1972.
- /40/ Deutsch I. - Curs de Tehnologia lucrărilor de construcții, vol. 2, ed. I.T.I., 1973.

- /41/ Deutsch I. - Curs de tehnologia lucrărilor de construcții. Prefabricate. Vol. 3. Ed. I.P.T., 1974.
- /42/ Deutsch I. - Influența forței tăietoare asupra rezistenței zonei întinse de beton la elementele de beton armat încovoiate. Bul. Stiințific și Tehnic al IPT, seria Construcții, Tom.15, fasc.2, iulie-decembrie 1970.
- /43/ Deutsch I. - Teoria formării și apariției fisurilor înclinate la elemente de beton armat sollicitate la încovoiere cu forță tăietoare. Bul. Stiințific și Tehnic al IPT, seria Construcții, Tom. 15, fasc. 2, iulie-decembrie 1970.
- /44/ Deutsch I. - Contribuții la studiul fisurării elementelor de beton armat sollicitate la încovoiere cu forță tăietoare. Teză de doctorat, I.P."T.V" Timișoara, 1970.
- /45/ Deutsch I., Filimon I., Irhaci A. - Starea limită de deschidere a fisurilor la elemente de beton armat sollicitate la încovoiere cu forță tăietoare. Bul.St.și Tehnic al IPT, Tom.20(34), fasc.1,1975.
- /46/ Deutsch I. - Comportarea la fisurare a grinzilor continue de beton armat sollicitate la încovoiere cu forță tăietoare. Bul.St.și Tehnic al IPT, seria Construcții, Tom. 17, fasc. 2, 1972.
- /47/ Deutsch I. - Allgemeine Theorie der Bildung von Schrägrißen infolge Querkraftbeanspruchung. Association Internationale des Ponts et Charpentes, Zürich, 1973.
- /48/ Deutsch I. - Contributions to the analysis of Cracking in Reinforced Concrete Members Subjected to Bending and Shear. CEB Commission "Effort Tranchant", Paris, Mars 1971.
- /49/ Desov A.E. - Vibrîrovannîi beton. Gosudarstvennoe izdatelstvo literaturî po stroitelstvu i arhitecture. Moskva. 1956.

- /50/ Desrosier C. - Etude de la fissuration du béton en flexion. These pour l'obtention du diplôme de Docteur. Juin 1976.
- /51/ Duriez M. - Etudes et recherches sur retard de prise des sements, la plastification des bétons et la vibration. Schweizer Archiv, nr.6/1961.
- /52/ Brăgănescu Gh., Enescu St. - Date comparative privind rezistența la întindere din încovoiere și întindere indirectă a betonului. Studii și cercetări INCERC București, 1968.
- /53/ Dumitrescu D., ș.a. - Calculul cu metoda stărilor limită a elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Rev. Constr. și a Mat.de Constr. nr. 9, București, 1960.
- /54/ Dumitrescu D., ș.a. - Înărușător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat. Ed.Tehnică, București, 1978.
- /55/ Evans R., Marathe M. - Microcracking and stress-strain curve for concrete in tension. In : Bull.RILEM, Matériaux et construction, 1/1968.
- /56/ Păcăoaru I. - Aspecte ale fisurării și ruperii betonului la compresiune determinate cu ajutorul măsurătorilor cu ultrasunete. Rev.Constr. și a Mat.de Constr., nr. 7, 1966.
- /57/ Filimon I., Quelques aspects concernant le calcul à la fissuration des éléments fléchis en béton précontraint. In : Gand, revue C-Tijdschrift, vol. III, nr. 7, 1964.
- /58/ Filimon I., Deutsch L., Irnagiu A. - Studiu experimental privind fisurarea elementelor de beton armat de secțiune T, solicitate la încovoiere cu forță tăietoare. Bul.științific și tehnic al IPT, seria Construcții, Tom.18(32), fasc.1,1973.
- /59/ Filimon I., Deutsch L. - Curs de beton armat și beton precomprimat, vol.1 și 2. I.P."T.V."T.. 1979.

- /60/ Friedrich R. - Bazele metodei elementelor finite. Centrul de multiplicare al IPT, 1972.
- /61/ Gheorghiu Al. - Concepții moderne în calculul structurilor, Ed.Tehnică, București, 1975.
- /62/ Graf O. - Die Eigenschaften des Betons. Berlin, Springer-Verlag, 1960.
- /63/ Grasser E. - Bemessung unbewehrten Querschnitten DIN 1045, Beton-und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.
- /64/ Hansen H. - Compressive strength of concrete. Cube or cylinder. In : Bull.RILEM, Dec., 1962.
- /65/ Huebner R.H. - The Finite Element Method for Engineers, J.Wiley and Sons, New York, 1974.
- /66/ Iosipescu N. - Cercetări fotoelastice asupra unui procedeu corect de încercare la forfecare pură a materialelor. In : Studii și cercetări de mecanică aplicată, No.2, București, 1962.
- /67/ Iosipescu N., Păcăoaru I. - Aspecte ale comportării și rezistenței betonului la forfecare și întindere. Rev.Constr. și a Mat.de Constr., nr.3, 1969.
- /68/ Kupfer H. - Das Verhalten des Betons unter 2-achsiger Beanspruchung. Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule, München, 1968.
- / kolar V., ș.a. - Berechnung von Flächen-und Raumtragwerken nach der Methode der finitis elemente, Springer Verlag, Wien, 1975.
- /70/ Leonhardt R., Walter R. - Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung D.A.f.st. Heft 151, Berlin, 1962.
- 1/ L'HERMITE R. - Idées actuelles sur la technologie du béton. Paris, Eyrolles, 1955.
- 2/ L'HERMITE R. - Récentes recherches sur la vibration du béton frais. Paris, Cahiers du C.S.T.B., 7, 1977.

- /73/ Mîrșu O., Best C. - Some Observations on the Revibration of Concrete at Different Frequencies. Special Report Number 45, Kansas State University Bulletin, vol. 43, June 1964, N^o 6.
- /74/ Mîrșu O., Friedrich R. - Construcții din beton armat, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1980.
- /75/ Mihăescu A., Pățcaș I., Renoth I., Furdui C. - Considerații privind posibilitatea aplicării tehnologiei revibrării betonului, la execuția unor elemente prefabricate din beton armat. Bul. St. și Tehn. al IPT, Tomul 13(32), Fasc. 1, 1973.
- /76/ Mihăescu A., Pățcaș I., Lucaci Gh., Creangă A., Tăran I. - Influența revibrării betonului, în perioada de priză a cimentului, asupra aderenței dintre beton și armatură. Bul. St. și Tehn. al IPT, Tomul 20(34), Fasc. 2, 1975.
- /77/ Lassonet Ch., ș.a. - Calculul structurilor la calculatoare electronice, Ed. Tehnică, București, 1974.
- /78/ Mihoc Gh., Craiu I. - Tratat de statistică matematică. București, Ed. cad. A.C.S., 1976.
- /79/ Nicula I., ș.a. - Ghid practic pentru calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Ed. Tehnică, București, 1971.
- /80/ Nilsson S. - Tensile and compressive strength of concrete determined on the core cube. in : Bull. RILEM, no. 17, Dec., 1962.
- /81/ Olteanu A., Parvu I. - Metode de discretizare a continuului în vederea rezolvării diferitelor probleme de mecanică, vol. II și III, IRIIS, București, 1972.
- /82/ Oplanden K. - DIN 1045 - Unbewehrte Querschnitte aus Beton und Leichtbeton, Deutsche Verlags-Anstalt, 1974.

- /83/ Palatás L.A., - Beton térbeli feszültségállapota. Az építőipari és közlekedési műszak egyetem tudományos közleményei 3 szám - Budapest, 1962.
- /84/ Palatás L.A. - Beiträge zur Berechnung der Rissicherheit, IVBM 26 Band, Zürich.
- /85/ Pătcăș I., ș.a. - Aplicarea revibrării betonului la execuția îmbrăcăminților rutiere. Transporturi auto, Navale și Aeriene, nr. 4, 1971.
- /86/ Pătcăș I., ș.a. - Contribuții la îmbunătățirea calității betoanelor prin revibrare. Buletin de Informare Tehnică, nr. 7, 1972.
- /87/ Pătcăș I., Mihăescu A., Avram C. - Contribuții la execuția îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment, folosind tehnologia revibrării betonului. Conferința a VIII-a de betoane. Betoane speciale și noi tipuri de betoane, vol. 2, Cluj-Napoca, 1976.
- /88/ Pătcăș I., ș.a. - Instrucțiuni tehnice privind executarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment prin revibrare în perioada de priză - Protocol, predat la I.S.C.T., București, decembrie 1971.
- /89/ Pătcăș I., Babescu Gh., Babescu Constanța - Indicatori statistico-matematice privind rezistențele betonului. Buletin Științific al Institutului de învățământ superior Sibiu, seria Tehnică-Matematică, vol. III, Sibiu, 1980.
- /90/ Pătcăș I., Suma C., Filimon I. - fabricarea tuburilor din beton pentru canalizare, aplicând tehnologia revibrării betonului. Bul.St.și Tehnic al IPT, seria Construcții, nr. 1, 1982.
- /91/ Pătcăș I., ș.a. - Studiu teoretic privind ruperea elementelor din beton simplu solicitate la încovoiere cu forța tăietoare. Bul. Științific și Tehnic al IPT, tomul 19(33), fasc. 2. 1974.

- /92/ Pătcas I., ș.a. - Aplicarea metodei elementelor finite la calculul structurilor masive din beton simplu. Bul. Stiințific și Tehnic al IPT, seria Construcții, Tom 23(37), fasc. 1, 1978.
- /93/ Paucău N., Tövissi L. - Statistică matematică cu aplicații în producție, București, Ed.Acad. R.S.R., 1963.
- /94/ Rebut P. - Ghid practic pentru vibrarea betoanelor. Traducere din limba franceză, Ed.Tehnica, București, 1967.
- /95/ Rüsck H. - Stahlbeton-Spannbeton, Band 1, Werner Verlag, 1972.
- /96/ Rüsck H., Vigerast J. - Discussion of a Paper by Sven Thaulow "Tensile Splitting Test and High Strength Concrete Test Cylinders". In : S.A.C.I. vol. 23, nr. 6, dec. 1957.
- /97/ Sandi M. - Metode matriceale în mecanica structurilor, Ed.Tehnică, București, 1975.
- /98/ Skramtaev B.G. - Materiale de construcții (traducere din limba rusă), ECAE București, 1954.
- /99/ Solacolu S. - Chimia fizică a silicaților, București, Ed.Tehnică, 1968.
- /100/ Stork I. - Teoria sastava betonnoi smesi. Vidavatelstvo slovenskeje Akademie Vied Bratislava, 1964.
- /101/ Lertea I. - Curs de beton armat. Partea I, Cluj, Litograf.Institutului Politehnic, 1966.
- /102/ Lertea I., ș.a. - Proiectarea betonului armat, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1977.
- /103/ Ligkreli G.D. - Doprativlenie rastiajeniu nearmirovannih i armirovannih betonov. Gosstroizdat, Moscova, 1957.
- /104/ Mlev V. - Tehnologija na stroitelnato proizvodstvo. Drjavno izdateletvo "Tehnica", Sofia, 1964.
- /105/ Valenta J., Weiner L. - The Effect of Prolonged Vibration on the Strength of Concrete and Bond of Reinforcement. Conférence sur la technique de compactage par vibration. Budapest, 1963.

- /106/ Voina N.I. - Noi aspecte de formare a structurii pastei de ciment la diferite compoziții mineralogice în funcție de modul de punere în operă. Studii și cercetări, științe chimice, Academia RSSR, tom X, fasc. 2, 1963.
- /107/ Vollick C.A. - Effects of Deteriorating Concrete, Journal of the American Concrete Institute, vol. 29, nr.9/58.
- /108/ Bienkiewicz O.C., Chsung Y.K. - The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, Mc Graw Hill London, 1963.
- /109/ Mettern E.F. - La vibration, Rapport général. III^e Congrès International du Béton Manufacture, Stockholm, 1960. Rev.Mat.-Cim. et Bét., Février 1961, N^o 545.
- /110/ x x x Conférence sur la technique de compactage par vibration. Budapest, IIT, Rotaprint, 1963.
- /111/ x x x Norma Brasileira. 1973. Projeto e execução de obras de concreto simples, NB-49.
- /112/ STAS 8000-67, Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat - metoda la stări limită, București, 1969.
- /113/ STAS 10102-75. Construcții de beton, beton armat și beton precomprimat. Principii și metode de calcul și alcătuire a elementelor, București, 1975.
- /114/ STAS 10107/0-76. Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat, București, 1976.
- /115/ DIN 1045 Beton-Kalender, 1973, Teil I.
- /116/ x x x STAS 1275-70. Incercări pe betonul întărit.
- /117/ x x x STAS 183-72. Ambrăchminți din beton de ciment.