

INSTITUTUL POLITEHNIC "IOAN VUIA " TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

Ing. JIVA I. CORNEL

CONTRIBUTII LA STUDIUL DUCTILITATII ELEMENTELOR
DE BETON ARMAT DE SECTIUNE DUBLU T SOLICITATE
LA COMPRESIUNE EXCENTRICA DREAPTA SI OBLICA

Tesă de doctorat

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

CONDUCATOR ȘTIINȚIFIC :

Prof.dr.doc. ing. IOAN FILIMON

494.866

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA	
E. A	
Valumul	494.866
Data	3 III 85

- TIMIȘOARA 1985 -

C O U P R I N S

PAG.

INTRODUCERE	1
PARTEA I-a - STUDIU TEORETIC	
CAP.1. PRIVIRE CRITICA ASUPRA TEORIILOR EXISTENTE PRIVIND EVALUAREA CERINTELOR DE DUCTILITATE LA ELEMENTELE DE BETON ARMAT	9
1.1. Aspecte generale	9
1.2. Aspecte critice privind cerințele de ductilitate pentru elementele încovoiate	15
1.3. Aspecte critice privind cerințele de ductilitate pentru elemente comprimate excentric	19
CAP.2. CONTRIBUTII LA CALCULUL DUCTILITATII CAPABILE A ELE- MENTELOR DE BETON ARMAT SOLICITATE LA COMPRESIUNE EXCENTRICA	32
2.1. Aspecte generale	32
2.2. Elemente comprimate excentric de secțiune dublu T și patrată solicitate la încărcări alternante de tip seism cu influența redusă a forței tăietoare	35
2.2.1. Cazul când forța seismică acționează după o axă de inerție principală a secțiunii	35
2.2.2. Cazul când forța seismică acționează oblic	48
2.2.2.1. Secțiunea patrată	49
2.2.2.2. Secțiunea dublu T	52
2.3. Elemente comprimate excentric de secțiune dublu T și patrată solicitate la încărcări alternante de tip seism cu influența predominantă a forței tăie- toare	64
2.4. Ductilitatea capabilă de element	77
CAP.3. CONTRIBUTII LA CALCULUL DUCTILITATII NECESARE A ELEME- TELOR DE BETON ARMAT SOLICITATE LA COMPRESIUNE EXCEN- TRICA DE SECȚIUNE DUBLU T SI PATRATA	85
3.1. Aspecte generale	85
3.2. Stabilirea ductilității necesare în funcție de gradul de seism la elemente de beton armat solici- tate la compresiune excentrică de secțiune dublu T și patrată	89

3.2.1.	Cazul cînd forța seismică acționează după o axă de inerție principală a secțiunii	89
3.2.2.	Cazul cînd forța seismică acționează oblic	95
3.2.2.1.	Secțiunea patrată.	95
3.2.2.2.	Secțiunea dublu T.	97
3.3.	Verificarea cerințelor de ductilitate pentru stîlpii halelor industriale parter	103
PARTEA II-a STUDIUL EXPERIMENTAL		
CAP. 4.	PROGRAMUL EXPERIMENTAL SI EFECTUAREA INCERCARILOR	103
4.1.	Scopul programului experimental.	103
4.2.	Programul experimental	105
4.2.1.	Proiectarea și alcătuirea elementelor	105
4.2.2.	Confecționarea elementelor experimentale.	106
4.3.	Pregătirea și efectuarea încercărilor experimentale	121
4.3.1.	Modul de încercare.	121
4.3.2.	Măsurători efectuate.	125
4.3.3.	Rezultatele încercărilor experimentale.	128
CAP. 5.	COMPARAREA REZULTATELOR EXPERIMENTALE CU CELE TEORETICE	153
5.1.	Comportarea în domeniul elasto-plastic (fisurarea, deschiderea fisurilor și deformații)	153
5.2.	Comportarea în domeniul post-elastic	157
5.3.	Stabilirea ductilității capabile de element.	164
CAP. 6.	CONCLUZII SI MOD DE VALORIFICARE A REZULTATELOR	181
	BIBLIOGRAFIE.	188

I N T R O D U C E R E

Dezvoltarea construcțiilor moderne pentru clădiri de locuit, funcțiuni social - culturale, industriei, transporturi și mari tehnologii au dus inevitabil la creșterea complexității structurale ca interacțiuni spațiale și posibilități de realizare.

Exigențele și obținerea criteriilor de rezistență - rigiditate - stabilitate au sporit, totodată, noi criterii pentru unele tipuri de structuri au devenit necesare : deformabilitatea (elastică și post - elastică), capacitatea de disipare și absorbție de energie etc. /25/.

Documentele Congresului al XIII-lea, referitoare la dezvoltarea țării noastre în următorul plan cincinal și în perspectivă până în anul 2000 , trasează principalele jaloane referitor la realizarea investițiilor din construcții industriale și agricole.

Aceste documente se referă la materiale noi, la tehnologii noi dar și la proiectarea mai corectă, asigurând în același timp securitatea construcțiilor, dar căutând forme de reducere a materialelor energo intensive și a prețului de cost.

În aceste condiții proiectarea modernă tinde să defalce concepția de ansamblu într-o succesiune de procese de proiectare /2/, cu scopul de a detalia și perfecționa conținutul : alegerea materialelor, proiectarea infrastructurii și a interacțiunii sol - structură, proiectarea structurii propriu - zise (suprastructura), controlul conlucrării dintre suprastructură și elementele nestructurale etc.

Principalii parametri care determină în ultima analiză structura de rezistență /25/ sînt :

- caracteristicile mediului mecanic - climatic (forțele naturii) ;
- caracteristicile materialelor de construcție (materie);
- legile naturale ale transportului forțelor și cuplurilor (echilibrul) ;.

Trei acțiuni exterioare rămîn prioritare pentru un regim urban de construcție : acțiunea gravitațională, de natură statică și acțiunile eoliene și seismică, prin excelență dinamice.

Se consideră că o acțiune devine dinamică în momentul în care nu pot fi neglijate mișcările inerțiale în timp ale maselor structurii.

În aceste circumstanțe, în fiecare caz în parte, cîmpul eolian sau seismic se va suprapune peste cîmpul gravitațional și va duce la un efect rezultat format dintr-o parte fixă și una variabilă de scurtă durată.

La acțiunile seismice asupra construcțiilor participă trei elemente principale: structura propriu-zisă, infrastructura cu bulbul aferent de pămînt și mediul natural prin care se transmite mișcarea seismică.

Execuția construcțiilor în zone seismice trebuie să se facă ținînd seama de comportarea dinamică temporară cu ocazia unor cutremure.

Avariile apărute la unele structuri s-au datorat în principal, nivelului cu mult mai redus al intensității seismice, respectiv al forțelor de inerție considerate în calcul, măsurilor insuficiente în alcătuirea unor elemente, măsurii incomplete de conformare antisismică a structurilor. Analizele efectelor cutremurului din martie 1977 au impus revizuirea unor concepte în abordarea problemei protecției antisismice, prin reîncadrarea mai corespunzătoare a macrozonării seismice a teritoriului, evaluarea mai reală a forțelor seismice, accentuarea ductilizării elementului și structurilor de beton armat, dezvoltarea folosirii structurilor din materiale adecvate la acțiunile seismice cum sînt structurile ductile din oțel - beton, ușurarea greutateii construcțiilor prin extinderea materialelor ușoare (beton celular, betoane cu granolit, elemente-panouri din mase plastice etc) și în legătură cu admiterea riscului seismic /91/.

În timpul unui cutremur de mare intensitate, forțele efective ce se produc într-o structură sînt în general de două-trei ori mai mari decît forțele prescrise prin norme, iar comportarea în ansamblu a structurii nu este totdeauna perfect elastică. De aceea, la proiectarea structurilor, elementele de rezistență trebuie astfel dimensionate, încît printr-o conformare spațială corespunzătoare structura să poată avea o capacitate ridicată de absorbție de energie introdusă de cutremur.

Prin depășirea limitei elastice, se produc deformații plastice care contribuie esențial la disiparea energiei.

Răspunsul structurilor la solicitările seismice este atenuat prin frecări interioare (amortizare viscoasă) și prin deformații neelastice (amortizarea prin ductilizare). Pe măsură ce amortizarea este mai puternică, răspunsul structurii este mai redus /91/

Atenuarea răspunsului prin frecări interioare este capacitatea structurii de a disipa energie prin frecări interioare, deci ea este legată de fenomenul de frecare internă a materiei solide și constituie o caracteristică a materialelor din care sunt executate structurile, și se exprimă prin funcțiunea de amortizare critică γ care pentru construcțiile de beton armat monolit variază între 2... 14 %.

Atenuarea răspunsului prin deformații neelastice (ductilitate) este capacitatea unei structuri de a disipa energie prin deformații plastice.

În prezent este recunoscut faptul că structurile supuse mișcărilor seismice intense pot suporta, în general, deformații plastice importante înainte de a ajunge să se prăbușească.

"Incursiunile" făcute în domeniul plastic absorb o parte considerabilă a energiei introduse de cutremur, astfel încât mărimea răspunsului dinamic este mult diminuată față de valoarea indicată de spectrul seismic elastic.

Rezultatele a numeroase studii și cercetări întreprinse în ultimii ani /131/, /19/, /98/, au evidențiat faptul că deformarea inelastică a structurilor reprezintă factorul primordial al limitării forțelor laterale dezvoltate în timpul unui cutremur. Pe baza acestor rezultate a fost formulată concepția modernă de asigurare a protecției antiseismice a construcțiilor potrivit căreia o structură trebuie să reziste fără avarii (sau, eventual, numai cu unele deteriorări superficiale) mișcărilor seismice moderate, frecvențe, putând de asemenea supraviețui fără avarii de natură catastrofală în cazul acțiunii unui cutremur violent, a cărui probabilitate de apariție este însă redusă /91/, /6/.

Aplicarea acestei concepții duce la necesitatea efectuării unei analize speciale /19/, /75/, care pe baza deformării inelastice a structurii să confirme existența unei capacități existente de absorbție a energiei în eventualitatea unui cutremur puternic.

Unul din parametrii care oferă o imagine foarte bună asupra comportării inelastice a structurii este raportul dintre deformația maximă înregistrată de aceasta în timpul mișcării vibratorii provocate de cutremur și deformația care corespunde intrării

în domeniul comportării plastice denumit factor de ductilitate D_u , care depinde de caracteristicile mecanice ale materialului, precum și de tipul elementului structural în cauză.

Analiza directă a răspunsului dinamic a unei structuri dă posibilitatea determinării valorii necesare a factorului de ductilitate pentru fiecare element în funcție de natura și de intensitatea excitației exterioare considerate. Alcătuirea elementelor structurii trebuie astfel concepută, să fie asigurată satisfacerea cerințelor de ductilitate din această analiză.

Conșiderațiile de mai sus subliniază însemnătatea pe care o prezintă pentru proiectarea antisismică asigurarea ductilității elementelor componente ale structurilor și pe această cale - a unei capacități corespunzătoare de absorbție a energiei introduse de cutremur.

Prin alegerea judicioasă a mărimii parametrilor ce caracterizează starea de eforturi și deformații într-un element de beton armat, urmează să se asigure nu numai rezistența acestuia, ci și ductilitatea necesară pentru a face față mișcărilor seismice intense în condiții adecvate de siguranță și economie/38/.

Una din confuziile care se fac relativ frecvent în legătură cu noțiunea de ductilitate, uneori chiar în normele din țările cu tradiție în ingineria seismică, se referă la natura deplasărilor prin care se definește factorul de ductilitate și la valorile necesare ale acestuia pentru structuri situate în zone seismice /105/.

Factorul de ductilitate D este un coeficient numeric, care caracterizează comportarea inelastică a unei structuri la acțiuni statice, sau dinamice și se poate exprima ca raport de deplasări liniare, rotații sau curbări, măsurate în stadiul limită și respectiv în momentul în care încep să se dezvolte deformațiile plastice. Însă toate aceste definiții au o serie de avantaje și dezavantaje care au făcut ca pînă în prezent să nu existe un criteriu unitar de definire a factorului de ductilitate.

Se definește factor de ductilitate liniar raportul :

$$D_{\Delta} = \frac{\Delta_u - \Delta_p}{\Delta_p} \quad (1)$$

în care

Δ_u - este deformația sau săgeata de rupere (la atingerea încărcării maxime de rupere) ;

Δ_p - este deformația sau săgeata la limita elastică a sistemului cu un grad de libertate.

Se mai poate defini factorul de ductilitate linear și sub forma utilizată de unii cercetători străini:

$$D_{\Delta} = \frac{\Delta_u - \Delta_{py}}{\Delta_{py}} \quad (2)$$

în care

Δ_{py} - este deformația sau săgeata la atingerea limitei de curgere a armăturii din zona întinsă.

Factorul de ductilitate al curburilor se definește ca raport

$$D_c = \frac{c_u - c_p}{c_p} \quad (3)$$

în care

c_u - este curbura ultimă la ruperea elementului;

c_p - este curbura corespunzătoare înaintea apariției și dezvoltării articulațiilor plastice.

Factorul de ductilitate a rotirilor se definește ca raport:

$$D_{\phi} = \frac{\phi_u - \phi_p}{\phi_p} \quad (4)$$

ϕ_u - este capacitatea de rotire corespunzătoare atingerii încărcării maxime P_x ;

ϕ_p - este capacitatea de rotire elastică a secțiunii înainte de dezvoltarea deformațiilor plastice.

În general, factorul de ductilitate a rotirilor (D_{ϕ}) este o măsură a capacității de deformație plastică și de absorbție a energiei în zona articulației plastice convenționale. Acest indice este util pentru caracterizarea unor elemente la care factorul de ductilitate al curburilor este dificil de determinat. Astfel, la elemente care prezintă fisuri diagonale pronunțate, deteriorări ale conlucrării dintre beton și armături etc, ipoteza secțiunilor plane pe care se bazează calculul coeficientului de ductilitate al curburilor, se depărtează mult de realitate /47/.

Factorul de ductilitate a curburilor (D_c) este numai o caracteristică a secțiunii elementelor. Spre deosebire de factorul de ductilitate a deplasărilor (D_{Δ}) și cel al rotirilor (D_{ϕ}), factorul de ductilitate al curburilor (D_c) nu depinde de modul particular de încărcare a structurii sau a elementelor ei, ci numai de slozitură secțiunii, fiind un indice al capacității de

deformare, fiind un indice al capacității de deformare în domeniul inelastic al secțiunii.

Unii autori [69], [103], [25], [38], [126] la definirea factorilor de ductilitate a secțiunii utilizează raportul între capacitatea de deformare totală la capacitatea de deformare elastică, în acest caz relațiile (1) la (4) devin:

$$D_{\Delta} = \frac{\Delta u}{\Delta p} \quad (1a)$$

$$D_{\Delta} = \frac{\Delta u}{\Delta p_y} \quad (2a)$$

$$D_c = \frac{Cu}{c_p} \quad (3a)$$

$$D_{\phi} = \frac{\phi u}{\phi_p} \quad (4a)$$

Se consideră mai corectă exprimarea caracteristicilor de ductilitate după primul sistem, adică raportînd caracteristicile de deformare plastică la caracteristicile de deformare elastică ale structurii. Dar această problemă este doar o convenție care va trebui precedată la revizuirea normativului P 100 - 78 printr-un mod unitar de definire.

Valorile impuse factorilor de ductilitate D_{Δ} , D_{ϕ} și D_c pentru o structură solicitată la cutremur prezintă diferențe mari, deoarece deformările plastice sînt concentrate la nivelul articulațiilor plastice, valorile necesare ale factorului de ductilitate D_c vor fi mai mari decît cele ale factorului D_{Δ} .

Pentru aprecierea capacității de absorbție de energie a unei structuri în ansamblu, dintre cele trei formații ale factorului de ductilitate, interesează primul mod de definire.

Intr-adevăr, lucrul mecanic al forțelor de inerție parcurgînd deplasările orizontale aferente maselor ($\int_0^L m_1 \cdot x_1 \cdot d_x$) este o măsură a energiei de deformare acumulată în întreaga structură prin deformări elastice și neelastice. Ori, aceasta se poate exprima prin aria cuprinsă între curba $P - \Delta$ construită pentru sistemul echivalent cu un grad de libertate, caracterizată de un anumit factor de ductilitate de element și de structură și axa deplasărilor Δ sau a săgeților f .

Proiectarea ductilității formează în prezent cele mai dificil, dar în același timp și cel mai captivant proces de proiectare a structurilor moderne.

In legătură cu aceasta pot fi formulate două concepții de proiectare, corespunzând la două filozofii : concepția elastică ce conferă structurii o înaltă rezistență elastică, astfel încît în cele mai severe condiții structura să nu treacă pragul elasticității (al reversibilității deformațiilor) și concepția inelastică (energetică) care conferă structurii suficientă rezistență elastică și înaltă ductilitate, respectiv capacitatea de absorbție de energie.

Teoria arată și experiența confirmă că o concepție inelastică de proiectare poate satisface, în condiții raționale exigențele de siguranță și economie ale structurilor moderne.

Proiectarea structurilor de beton armat cu asigurarea simultană a cerințelor de rezistență și ductilitate constituie una din cele mai actuale probleme ale teoriei structurilor moderne.

Obiectul lucrării de doctorat reprezintă efectuarea unor studii teoretice și experimentale asupra unor stâlpi de beton armat de secțiune dublu T și pătrată supuși la compresiune excentrică dreaptă și oblică armați simetric, solicitați la încărcări alternante de tip seism cu și fără efecte importante ale forțelor tăietoare, cu factori de compresiune variind între :

$$n = \frac{N}{A_b \cdot R_c} = 0,1 \text{ și } 0,6$$

Scopul cercetărilor efectuate în cadrul lucrării de doctorat este următorul :

- de a permite o fundamentare mai corectă a prevederilor din normativul actual privind proiectarea antiseismică a construcțiilor P 100 - 78 și STAS 1007/0-76, în ceea ce privește aspectele insuficient clarificate, ținînd seama și de unele date specifice ale comportării structurilor de beton armat în țara noastră în condițiile concrete ale proprietăților materialelor utilizate;
- de a studia influența principalilor parametri asupra ductilității secționale a stîlpilor de beton armat pentru diferiți factori de compresiune ;
- de a stabili relații de calcul pentru determinarea ductilității capabile în funcție de principalii parametri care o influențează ;
- de a determina ductilitatea necesară secțională, în funcție de diferite grade de seism ;

- de a servi la întocmirea unor recomandări pentru prescripții de proiectare la stâlpii halălor industriale cu parter, de secțiune dublu T și pătrată.

Studiile teoretice și experimentale au fost efectuate de autor în etapele de cercetare 1979, 1980, 1981, 1982 și 1983 în cadrul laboratorului Catedrei de beton armat din Timișoara.

Lucrarea a fost elaborată pe baza a cinci contracte de cercetare științifică, încheiate cu ICCPDC București, Filiala de cercetare și proiectare în construcții Timișoara.

- contract de cercetare nr. 705/1979, poziție plan cercetare B.VI.2.4/1979 "Calculul și alcătuirea elementelor liniare de beton armat solicitate la încărcări alternante de tip seism. Stâlpi comprimați excentric de secțiune dublu T cu sau fără efecte importante ale forței tăietoare.

- contract de cercetare nr. 705/1979 act adițional nr. 1/1980, poziție plan cercetare B.VI.2.1./1979 "Calculul și alcătuirea elementelor liniare de beton armat solicitate la încărcări alternante de tip seism. Stâlpi comprimați excentric de secțiune dublu T cu sau fără efecte importante ale forței tăietoare".

- contract de cercetare nr. 871/1981 "Studiu privind ductilitatea elementelor liniare de beton armat solicitate la încărcări alternante de tip seism. Stâlpi solicitați la compresiune excentrică oblică de secțiune dublu T și dreptunghiulară cu și fără efecte importante ale forței tăietoare.

- contract de cercetare nr. 871/1981. Faza I și II a 1982 "Studiu privind ductilitatea elementelor liniare de beton armat solicitate la încărcări alternante de tip seism. Stâlpi de beton armat cu secțiune pătrată solicitați la compresiune excentrică oblică, cu și fără efecte importante ale forței tăietoare."

- contract de cercetare nr. 871/1981, act adițional nr. 2/1983, poziție plan B.XVII 81/1983 "Studiu privind ductilitatea elementelor liniare de beton armat solicitate la încărcări alternante de tip seism. Stâlpi cu secțiune pătrată solicitați la compresiune excentrică oblică cu și fără efecte importante ale forței tăietoare".

Astfel dintre aspectele mai puțin studiate pe plan mondial și la noi în țară, care au făcut obiectul cercetărilor în etapele 1979, 1980, 1981, 1982, și 1983 amintim:

- studiile cu privire la comportarea în domeniul post-elastic a elementelor de secțiune dublu T și pătrată comprimate excentric, elemente care sînt frecvent utilizate ca stâlpi la halele industriale

cu parter ;

- influența acțiunii forței tăietoare și a valorii forței axiale gravitaționale asupra ductilității secționale a stâlpilor comprimați excentric ;

- corelarea dintre mărimea forței seismice convenționale de calcul și capacitatea structurilor de a absorbi energie prin dezvoltarea deformațiilor neelastice ;

- studiul caracteristicilor materialelor care definesc proprietățile ductile secționale ale structurilor ;

- aspecte legate de influența procentului de armare transversal asupra deformațiilor specifice limită a zonei comprimate de beton în diferite faze ale rușii ductile, necesară pentru evaluarea în calcul a proprietăților ductile ale secțiunilor în diferite ipoteze de solicitare ale exploatării normale și a intensității forței seismice ;

- stabilirea unui factor de ductilitate secțional minim necesar pentru o comportare corespunzătoare a structurii la diferite grade de seismicitate și modul de alcătuire a elementului pentru o comportare corespunzătoare ;

- Stabilirea principalilor parametri asupra cărora este necesar să se acționeze la proiectare pentru a asigura ductilitatea necesară cerută la gradul respectiv de seism.

- La noi în țară s-au mai efectuat cercetări privind ductilitatea elementelor de beton armat solicitate la compresune excentrică, la București, Cluj și Iași, însă pe alte tipuri de secțiuni transversale /47/, /51/, /124/, /121/, /96/.

Toate notațiile folosite în lucrare sînt explicitate în textul lucrării.

PARTEA I-a STUDIU TEORETIC

CAPITOLUL I.

PRIVIRE CRITICĂ ASUPRA TEORIILOR EXISTENTE PRIVIND PRIVIND EVALUAREA CERINTELOR DE DUCTILITATE LA ELEMENTELE DE BETON ARMAT.

1.1. ASPECTE GENERALE

Datele statistice arată că în lumea contemporană cutremurele de pământ continuă să provoace în fiecare an un număr impresionant de victime, precum și pagube materiale considerabile. Efectele distrugătoare ale seismelor nu se limitează numai la pierderi

imediate de viați omenești și de bunuri materiale, ci se fac de obicei simțite timp îndelungat în toate domeniile de activitate ale țărilor afectate.

Importanța problemei asigurării protecției antiseismice a căpătat în prezent o deplină recunoaștere pe plan mondial. Având drept scop general evitarea sau - cel puțin - limitarea cât mai strictă a efectelor distructive ale cutremurilor, în ultimii ani s-au organizat acțiuni tot mai ample privind dezvoltarea studiilor și cercetărilor, adâncirea specializării și cooperării pe plan național și internațional a tuturor factorilor interesați și efectuarea unui schimb intens de informații în acest domeniu /37/, /6/.

Betonul armat ocupă un loc prioritar între materialele utilizate pentru structurile de rezistență ale construcțiilor, datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă.

Experiența dobândită în ultimele decenii privind comportarea structurilor de beton armat situate în zone seismice sau supuse unor solicitări dinamice, de asemenea referindu-se la țara noastră, învățămintele desprinse în urma analizării efectelor cutremurului de la 4 martie 1977, au arătat că aceste structuri, atunci când sînt bine concepute și executate, pe lângă o foarte bună comportare sub încărcări statice și dovedesc adecvate și solicitărilor dinamice. Pe de altă parte, cu ocazia unor solicitări cu caracter dinamic (cum este cazul cutremurelor de mare intensitate), a reieșit că betonul armat pune în evidență în mai mare măsură decît alte materiale greșelile de concepție, defectele de execuție, respectiv insuficiența cunoașterii de către proiectant și executant a proprietăților sale specifice /74/.

Proiectarea și realizarea unei construcții capabile să reziste fără avarii structurale la acțiunea unui cutremur de intensitate mare este, în principiu perfect posibilă.

În aceste condiții, menținerea integrală a construcției în limitele domeniului elastic se poate obține numai cu prețul unei supra-dimensionări considerabile a elementelor structurii /38/, /6/. Luînd în considerare posibilitatea redusă de apariție a cutremurelor violente pe durata vieții normale a unei construcții de tip curent, această soluție nu își poate găsi în general justificarea. Ea poate fi acceptată însă pentru acele construcții care prezintă o importanță cu totul deosebită sau a căror avariere

ar aduce prejudicii majore economiei naționale sau securității populației.

Analiza relației solicitare - deformație pentru elemente de beton armat supuse la încovoiere, compresiune excentrică și încovoiere cu forțe tăietoare (cu sau fără forțe axiale) și a factorilor de care depinde, permite formularea unor metode și reguli de alcătuire și armare a acestor elemente, astfel încât la o solicitare printr-un număr redus de cicluri încărcare - descărcare să se dezvolte deformații plastice importante înainte de rupere /74/. Cu alte cuvinte prin măsuri speciale - acolo unde este cazul - se asigură betonului armat o comportare ductilă, se "ductilizează" betonul.

Conceptul de "beton armat ductil" de dată relativ recentă (Blume, Newmark, Corning, 1961) /21/ a fost fundamentat prin încercări, studii analitice și urmărirea comportării unor structuri care au suferit cutremure puternice. Acest concept a intrat astăzi în cerințele formulate de majoritatea normelor de proiectare antiseismică.

Precizarea ansamblului de măsuri ce trebuie luate pentru a asigura o comportare ductilă structurilor de beton armat constituie o preocupare actuală menită a crește siguranța și performanțele acestora. Procesul de ductilizare a structurii necesită în afară de folosirea unor materiale adecvate, alcătuirea unor secțiuni și elemente componente ductile, realizarea unor îmbinări (noduri) ductile și a unei compoziții de ansamblu ductile /91/.

Măsurile de ductilizare a betonului armat se referă la îmbunătățirea comportării plastice a materialelor de bază (beton și oțel), la creșterea rezistenței la solicitări care conduc la o rupere casantă, precum și la adoptarea unor măsuri constructive care să asigure structura în ansamblu posibilități sporite de a se deforma plastic înainte de rupere. Intre aceste măsuri se pot cita: evitarea ruperii casante prin forțe tăietoare sau prin zdrobirea prematură a betonului comprimat, evitarea pierderii de stabilitate de ansamblu a structurii, asigurarea unei comportări corespunzătoare la încălziri - descălziri repetate, evitarea distrugerilor locale etc /74/.

Definirea ductilității (capacității de a se deforma plastic) printr-un raport de deplasări implică ipoteza unei comportări ideale elasto-plastice a elementului (structurii) /74/.

În principiu, din punct de vedere al comportării elasto - plastice se deosebesc trei tipuri distincte de elemente de beton armat și anume :

- elemente la care o alcătuire curentă asigură o ductilitate suficientă, de exemplu grinzi încovoiate armate cu oțeluri obișnuite - cu palier și limită de curgere distinctă - având procente de armare care se înscriu în limitele normale și la care forța tăietoare nu este determinantă pentru dimensionare;

- elemente care pot dezvolta deformații plastice suficiente de mari, numai cu luarea unor măsuri speciale de "ductilizare", de exemplu elementele comprimate excentric la care $n = \frac{N}{A_b \cdot R_0} = 0,3 \div 0,5$, grinzi cu forțe tăietoare importante ș.a.;

- elemente la care ruperea este casantă sau aproape casantă (deformațiile plastice simțabile), chiar în cazul luării unor măsuri deosebite.

Prin proiectarea antisismică trebuie să realizăm structuri ductile.

Structurile de beton armat au în general o capacitate de absorbție a energiei destul de ridicată, mai ales în cazurile când au un grad de nedeterminare statică ridicat /78/.

Ductilitatea unui element depinde în general de următorii factori /78/ :

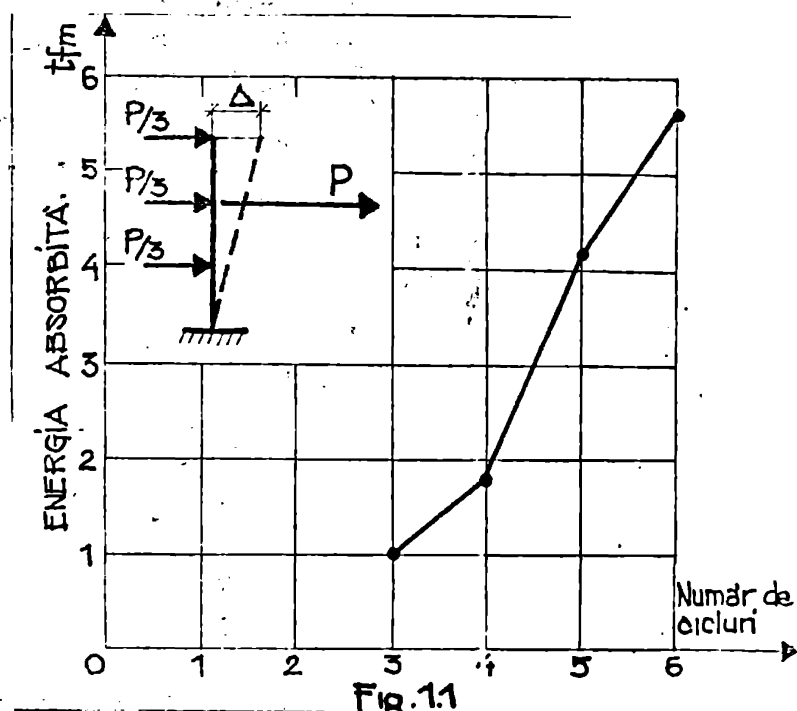
- proprietățile materialelor (beton și oțel) ;
- prezența și cantitatea armăturii comprimate ;
- efectul alternant de încărcare și descărcare în timp pentru diverse valori ale tensiunilor și deformațiilor ;
- prezența și mărirea forței axiale de compresie.

Pe baza unor studii efectuate de unii cercetători /104/ o structură se consideră ductilă dacă își conservă la încărcările alternante dinamice cel puțin 80 % din capacitatea portantă inițială, după ce a suferit de câte 4 ori în fiecare sens de încărcare deplasări cel puțin de 4 ori mai mari decât deplasarea de inițiere a deformațiilor plastice, adică în fiecare din cele 4 cicluri, pentru fiecare sens de încărcare ductilitatea să fie mai mare sau egală cu 4 ($D_u \geq 4$). Însă și acest criteriu este încă necorespunzător deoarece nu reflectă scăderea de rigiditate la terulă intervenită ca urmare a sollicitărilor anterioare.

Din acest motiv se propune pentru cuantificarea caracteristicilor de absorbție de energie, determinarea directă a

energiei disipate în cursul ciclurilor de încărcare prin înfrângerea arilor cuprinse în interiorul inelelor hysteresis înregistrate.

În figura 1.1 Se arată diagramele obținute de autori în moduri diferite /104/ în cazul unui model de stîlp de beton armat.



Prin intermediul cantității de energie disipată se poate aprecia mult mai corect capacitatea unui sistem structural de a se adapta la solicitarea seismică.

Fundamentarea acestor valori trebuie să se facă pe bază statistică, în directă legătură cu nivelul dorit de asigurare la cutremur, respectiv cu intensitatea solicitării seismice și numărul de șocuri severe așteptat în cazul acțiunii seismice.

Ținând seama de faptul că capacitatea de deformare post-elastică a elementelor și structurilor din beton armat se măsoară prin coeficientul de ductilitate, pe baza acestei definiții generale, se definesc de la caz la caz coeficienții de ductilitate pe secțiune, pe element și pe structură /154/.

Intrucît verificarea ductilității pe această cale presupune calcule laborioase, iar pentru unele tipuri de solicitări nu se dispune pentru fundamentarea tehnico - experimentală a acestor calcule de date suficiente în lucrările /154/, /148/ sînt date indicatorii pentru realizarea condițiilor de ductilitate prin măsuri ce trebuie luate la dimensionarea și la armarea structurilor din beton armat.

Măsurile se referă în principal la :

- limitarea domeniului de utilizare a armăturilor neductile (plase sudate din STMB) , în cazul elementelor a căror ductilitate este determinată pentru comportarea structurii la acțiuni seismice ;

- la elemente supuse la încovoiere sau la compresiune excentrică cu excentricitate mare : încadrarea procentelor de armare între limite care să asigure o deformare ductilă a elementelor pînă la starea limită de rezistență, fără atingerea deformațiilor de rupere în zona comprimată a secțiunii, sau în armătura întinsă ;

- la elemente supuse la compresiune excentrică cu excentricitate mică, la care cederea se produce în zona comprimată : suplimentarea ductilității reduse a betonului la compresiune, printr-o asigurare suplimentară la dimensionarea secțiunii de beton și prin procente de armare adecvate longitudinale și transversale ;

- la toate categoriile de elemente suplimentarea ductilității reduse la forțe tăietoare printr-o asigurare suplimentară. Astfel încărcările seismice verticale se determină prin înmulțirea în încărcărilor gravitaționale de calcul ale elementelor respective cu un coeficient C_v dat în normativul P 100 - 78. La verificarea elementelor de construcții la care intervin concentrații defavorabile de eforturi din acțiunea seismică sau la care nu se poate conta pe o ductilitate satisfăcătoare la unele solicitări, se multiplică eforturile rezultate din calcul cu coeficienții suplimentari dați în normativul P 100 - 78.

- admiterea formării de articulații plastice sub acțiunea încărcărilor seismice numai în elemente cu ductilitate satisfăcătoare ;

- Se admite utilizarea următoarelor categorii de oțeluri la armăturile elementelor a căror ductilitate este determinată pentru comportarea structurii la acțiuni seismice (utilizări din fragmente verticale, grinzile structurilor cu noduri rigide) : OB 37 ; PC92 , PC 100.

Plasele sudate din STNB (la diafragme verticale) în situația când armătura respectivă nu este dimensionată de gruparea de încărcări care include încărcările seismice.

1.2. ASPECTE CRITICE PRIVIND CERINTELE DE DUCTILITATE PENTRU ELEMENTE ÎNCOVOIATE

La structurile în cadre nu toate elementele componente au aceeași ductilitate. Grinzile fiind elemente supuse în principal la momente încovoietoare și forțe tăietoare pot fi ductilizate relativ ușor. Sporirea capacității de plastificare a secțiunii grinzii se obține prin consolidarea zonei comprimate (beton de rezistență cât mai mare posibil, armarea zonei comprimate $p' = 0,5 p$, înțetarea cu etrieri), adoptarea unor procente de armare reduse sau moderate pentru armătura întinsă astfel ca armătura longitudinală să ajungă la curgere înaintea sau odată cu zdrobirea betonului și utilizarea unor oțeluri cu palier de curgere sau cu curgere convențională (OB 37, PC 52) /91/.

În aceste condiții se obțin fără dificultate grinzi cu ductilitate cuprinsă între de 10... 20.

Pentru determinarea factorului de ductilitate a elementelor de beton armat încovoiate N.M. Newmark și W.J.Hall /99/ au propus următoarea formulă empirică :

$$D = \frac{10}{p - p'} \geq 20 \quad , \quad (1.1)$$

în care :

- p - reprezintă procentul de armare din zona întinsă;
- p' - reprezintă procentul de armare din zona comprimată.

Reprezentarea grafică a relației (1.1.) este dată în figura 1.2.

În vederea realizării condițiilor de ductilitate ale grinzilor din beton armat, Normativul pentru proiectarea antisismică a construcțiilor P₁₀₀₋₇₈, P₁₀₀₋₈₁ precum și normele străine /2/ /146/ cuprind măsuri suplimentare referitoare la alcătuirea și dimensionarea grinzilor.

La construcțiile cu grad de protecție antisismică ≥ 8 , cu structură în cadre, lățimea secțiunii țiglelor de cadru vor respecta cel puțin una din condițiile : $b_{grindă} \geq 0,4 h_{grindă}$
 $b_{grindă} \geq 0,5 b_{stîlp}$, unde $b_{stîlp}$ este latura stîlpului perpendicular pe grindă.

La armarea elementelor încovoiate alegerea procentelor de

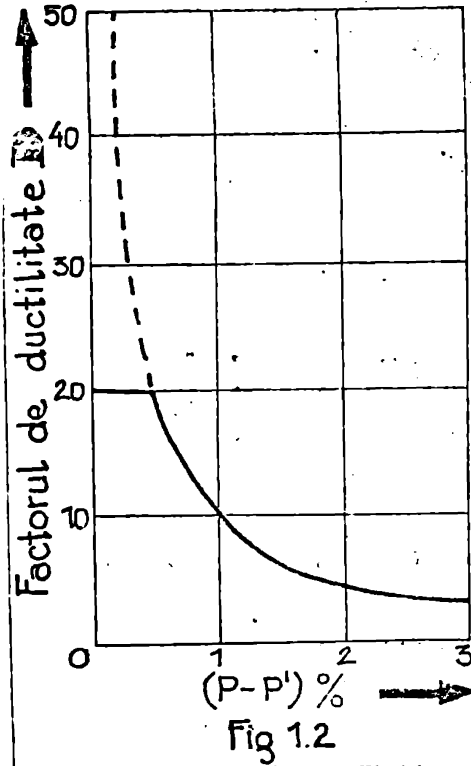


Fig 1.2

armare longitudinală tre -
buie să asigure dezvoltarea
deformațiilor ductile până
la starea limită de rezis -
tență.

Armăturile pentru pre -
luarea momentelor negative
de pe reazeme se vor încadra
în următoarele procente de
armare minime și maxime :

a) Procente de armare
minime :

- 0,5 % pentru armă -
turi din oțel OB 37;
- 0,4 % pentru armă -
turi din oțel FC 52
sau PC 60.

Limitarea inferioară a
procentelor de armare urmă -
rește înzestrarea grinzilor
cu suficientă capacitate per -
tentă pentru a evita plastifi -

carea acestora în cazul cutremurelor de intensitate redusă.

b) procente de armare maxime, pentru construcții cu grad
de protecție antiseismică ≥ 7 rezultă din condiția :

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{(p-p') \cdot R_a}{100 \cdot R_c} \leq 0,30 \quad \left(\xi = \frac{x}{h_0} \text{ raportul} \right)$$

între înălțimea zonei comprimate a secțiunii transversale a grin -
zii și înălțimea utilă.)

Limitarea superioară a procentelor de armare urmărește în -
zestrarea grinzilor cu suficientă ductilitate. Această limitare
corespunde unei valori $x_u \leq 0,25 h_0$ și este deci egală cu cea
0,4 x_{lim} , $x_{lim} = 0,6 h_0$, reprezentând, conform STAS 10107/
/0 - 76, situația pentru care D este cel puțin 1.

O proiectare antiseismică corectă a structurilor în cadre
cu noduri rigide se bazează pe concepția alcătuirii și dimensio -
nării utîlpilor și grinzilor astfel încît, la cutremurele de in -

tensitate mare, grinzile să se plastifice înaintea stîlpilor. Plastificarea grinzilor permite consumarea unei părți importante din energia indusă de cutremur și poate astfel evita apariția articulațiilor plastice în stîlpi.

Această concepție de proiectare are în vedere riscul mai mare pe care îl implică cedarea unui stîlp față de cedarea unei grinzi în asigurarea ansamblului structurii împotriva prăbușirii.

/48/

Căndițiile impuse grinzilor pentru a asigura un indice de ductilitate mai mare decât cel de la stîlpi au în vedere concepția de proiectare menționată.

În secțiunile de reazem prezenta momentelor pozitive produse de încărcările seismice impune limitări ale cantității de armătură la partea inferioară. Astfel cantitatea de armătură la partea inferioară a secțiunii trebuie să fie minimum 30 % din armătura de la partea superioară, în cazul unui grad de protecție anti-seismică 7 și 7 1/2 și minimum 40 %, în cazul unui grad de protecție antiseismică ≥ 8 . Armătura inferioară va fi întreruptă prelungind-o peste marginea inferioară a reazemului cu lungimea de petrecere l_3 conform STAS 10107/0 - 76, se va urmări de la fața reazemului ca în figura 1.3.

Prevederile acestea reprezintă măsuri pentru cazurile în care absența unor încărcări gravitaționale, semnificative pe deschiderea riglei de cadru poate conduce la apariția unor momente pozitive la capete. Pentru a asigura o comportare de cadru cu noduri rigide, în aceste situații este necesar ca secțiunile de reazem să posede suficientă capacitate portantă și suficientă ductilitate la momente pozitive /48/.

Limitările inferioare ale procentelor de armare pentru preluarea momentelor pozitive pe reazeme urmăresc acest lucru. Ele asigură, datorită prezenței la partea superioară a grinzii a unei tălpi de beton (placa planșeului) și a unei cantități mari de armătură, o ductilitate secțională la momente pozitive, mai mare decât cea corespunzătoare momentelor negative.

În orice secțiune din cîmpul grinzii, în care apare moment negativ din gruparea specială de încărcări, momentul capabil negativ trebuie să fie cel puțin 25 % din momentul capabil negativ maxim al secțiunilor de reazem.

Prevederea unui minim de armătură la partea superioară în

494866
DJJ A

câmpul grinzilor de cadru are drept scop limitarea posibilității formării articulațiilor plastice în aceste zone și dirijarea formării lor în zonele de capăt ale grinzilor unde este prevăzută o armare transversală corespunzătoare.

În nodurile de capăt ale cadrelor, ancorarea armăturilor longitudinale de rezistență se va face pe fața stîlpului opusă grinzii figura 1.3.

La nodurile intermediare, lungimea de ancorare la 2 armăturilor de la partea inferioară se va măsura ca în figura 1.3.

În vederea asigurării preluării forței tăietoare, se recomandă ca la un grad de protecție antisismică ≥ 7 și în toate cazurile cînd forța tăietoare rezultă din încărcările seismice este minimum 50 % din forța tăietoare totală să fie respectată condiția :

$$Q \leq 2 \cdot b \cdot h_0 \cdot R_t \quad (1.2)$$

unde :

- Q - forța tăietoare totală ;
- b, h_0 - dimensiunile secțiunii utile ale grinzii ;
- R_t - rezistența de calcul a betonului la întindere pentru elemente de beton armat.

În cazul grinzilor puternic solicitate seismic, pentru a permite dezvoltarea articulațiilor plastice în cazul cutremurilor de intensitate mare, este necesar să se evite ruperi premature, cauzate de forțe tăietoare /48/.

Condiția (1.2) urmărește reducerea sensibilității grinzilor la ruperi foarte fragile la forțele tăietoare, prin asigurarea unei secțiuni minime de beton. Condiția este de aceeași natură cu condiția $Q < 4 \cdot b \cdot h_0 \cdot R_t$ pentru limitarea mărimii deschiderii fisurilor înclinate din STAS 10107/0-76, dar mai severă pentru a ține seama de efectul nefavorabil al încărcărilor seismice alternante.

În zonele din vecinătatea reazemelor la grinzi se vor prevedea armări închise pe o lungime pe care sînt prevăzute la partea superioară armături longitudinale, rezultate din calcul, dar cel puțin pe o lungime egală cu dublul înălțimii grinzii (fig.1.3.), de fiecare parte a reazemului.

Pentru grinzile structurilor de rezistență ale construcțiilor cu grad de protecție antisismică ≥ 7 , distanța dintre armări în zonele din vecinătatea reazemului (fig.1.3.) va fi

cel mult 20 cm, pentru construcțiile cu grad de protecție antiseismică ≥ 6 este obligatoriu și respectarea condiției

$a_e \leq \frac{h}{4}$, respectând un procent minim de armare transversale $\rho_{e,min} = 0,2\%$.

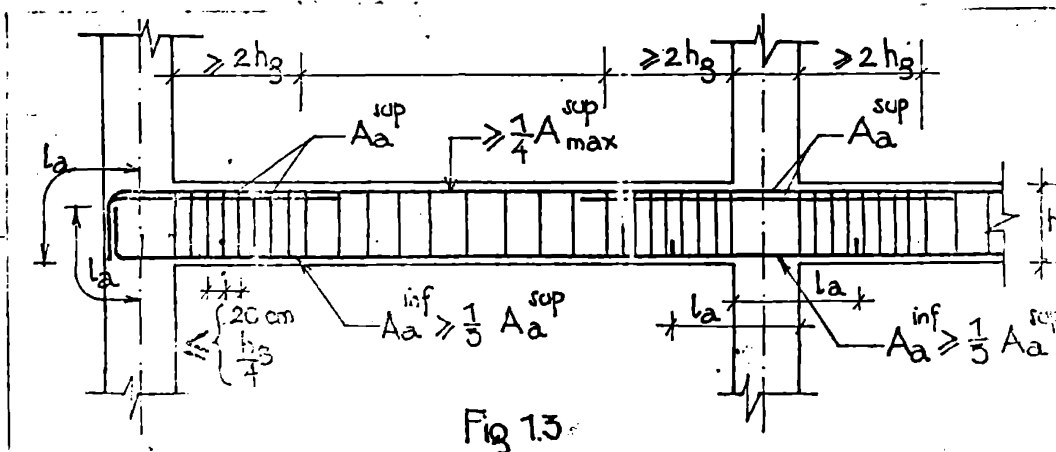


Fig. 13.

Se recomandă să se evite cazurile când dimensiunile h_g și L ale grinzilor nu respectă relația:

$$L \geq 4 \cdot h_g \quad (1.2.)$$

Grinzile "scurte" ($\frac{L}{h_g} < 4$) sînt de evitat datorită sensibilității lor la ruperi fragile prin acțiunea forțelor tăietoare.

În cazurile când asemenea grinzi nu se pot evita, se poate asigura o comportare ductilă a lor prin sporirea armăturii transversale.

1.3. ASPECTE CRITICE PRIVIND CERINTELE DE DUCTILITATE PENTRU ELEMENTE COMPRESATE EXCENTRIC

Ductilizarea stîlpilor este mult mai vitală pentru siguranța structurii. Stîlpii fiind elemente supuse la forțe de compresie mari, cu momente de încovoiere și forțe tăietoare sînt mult mai greu de ductilizat. Apariția efortului axial de compresie este cauza principală a fragilizării elementului.

Prin frețură transversală adecvată (etrieri), deformarea transversală este blocată, iar starea de tensiune de compresie axială se modifică în compresie triaxială, transformînd materia

lul casant și fragil, într-unul rezistent și ductil. Cua ductilitatea este invers proporțională cu factorul de compresiune, se recomandă să se ia o asigurare suplimentară la dimensionarea secțiunii de beton, punând condiția ca valoarea factorului de compresiune să nu depășească 0,20 ... 0,35 din R_b . Asigurări similare trebuie luate pentru suplینirea ductilității reduse la forțe tăietoare. Cu aceste măsuri se pot obține pentru stâlpi valori ale ductilității între 2 și 5.

Ductilizarea stâlpilor are consecințe deosebit de favorabile asupra ductilității de ansamblu a structurii, și în esență asupra asigurării antiseismice a structurii /91/.

În vederea realizării condițiilor de ductilitate ale stâlpilor, Normativul pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor P₁₀₀₋₇₈ și normele străine /2/, /146/, cuprind măsuri suplimentare referitoare la alcătuirea și dimensionarea stâlpilor.

Aceste prevederi se aplică atunci cînd forța axială N de compresiune este $N \geq 0,1 A_b \cdot R_c$.

unde : A_b - este aria secțiunii transversale a stîlpului ;

R_c - rezistența de calcul a betonului de compresiune ;

La stâlpii la care $k < 0,1 A_b \cdot R_c$ efectul de încovoiere este preponderant în raport cu efectul compresiunii axiale astfel încît ei pot fi tratați similar cu și grinzile .

Efortul axial axial de compresiune fiind cauza principală a reducerii ductilității stâlpilor, se prevede limitarea valorii acestuia /91/.

În acest sens se ia o masură de asigurarea la stabilitatea ariei secțiunii transversale A_b punînd condiția :

$$A_b \geq \frac{N}{n \cdot R_b} \quad (1.3.)$$

unde :

N - este efortul axial de compresiune în stîlp din încărcări gravitaționale

R_b - marca betonului ;

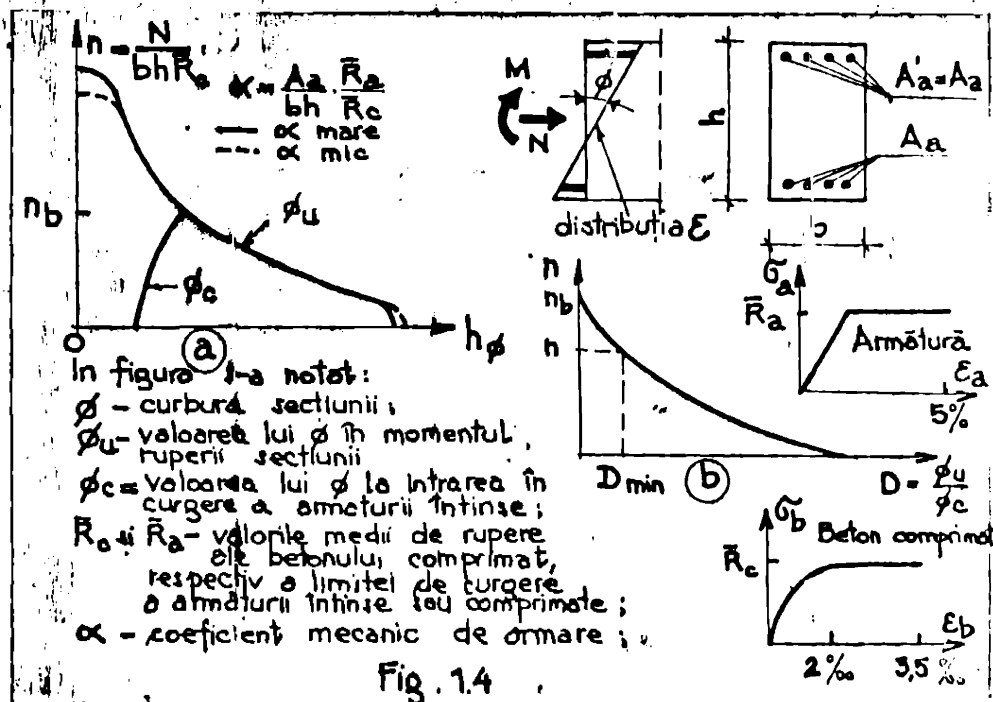
n - coeficient ce exprimă raportul dintre efortul mediu de compresiune admis și R_b , egal cu 0,30 ... 0,35

pentru stâlpi interiori, 0,25 ... 0,30 pentru stâlpi de margine și 0,20 ... 0,25 pentru stâlpi de colț (valorile minime se referă la construcțiile cu un grad de protecție anti-seismică ≥ 7).

Condiția (1.3) limitează efortul axial de compresiune în

beton, în vederea asigurării unei valori, considerată minimă necesară, a ductilității de încovoiere (de curbura) la stâlpi cu armare transversală moderată.

Reducerea capacității de deformare rotațională în domeniul postelastice a secțiunilor comprimate excentric de beton armat o dată cu creșterea intensității efortului axial de compresiune este ilustrată în figura 1.4. /48/, /29/ pentru o secțiune dreptunghiulară armată simetric.



Curbele indicate în figura 1.4.a și 1.4.b. sînt obținute utilizînd ipoteza geometrică a secțiunilor plane și curbele caracteristice ale betonului și armăturii.

Se pune în evidență faptul că secțiunea de beton armat comprimată excentric are o capacitate de deformare în domeniul post - elastic ($\phi_u > \phi_c$) numai în domeniul compresiunii excentrice cu excentricitate mare ($n < n_b$). Considerînd că raportul între rezistența medie R_0 a betonului și cea normată R_0^n are o valoare de cea 1,35, rezultă că la valoarea $n = 0,3$ corespunde un indice de ductilitate de curbura egal cu 2,0, iar la valoarea

$n = 0,35$ rezultă egal cu 1,5. Aceasta înseamnă că respectarea valorilor n maxime indicate pentru stâlpii interiori asigură o capacitate limitată de deformare în domeniul postelastice, acceptată ca minimă necesară.

Valorile lui n admise pentru stâlpii de margine și de colț, în seama de creșterea efortului N în acești stâlpi datorită efectului forțelor seismice orizontale asupra ansamblului structurii și urmărirea să se asigure suficientă rigiditate în raport cu stâlpii interiori.

Dacă anumite condiții speciale împiedică respectarea condiției (1.3), sînt necesare măsuri suplimentare de creșterea capacității de deformare a betonului comprimat (3,5 % în fig. 1.4.). Aceasta se poate realiza în special prin sporirea armăturii transversale față de prevederile în vigoare.

Raportul între dimensiunile secțiunii transversale a stîlpilor va fi maximum 2, recomandabil 1,5 pentru un grad de protecție antisismică ≥ 7 .

Ductilitatea redusă la forța tăietoare impune asigurări suplimentare, secțiunea transversală a stîlpului trebuind să îndeplinească condiția :

$$A_b \geq \frac{Q}{2 \cdot R_t} \quad (1.4)$$

unde :

Q - este forța tăietoare de calcul ;

R_t - rezistența de calcul a betonului la întindere.

Studiile experimentale /137/ au arătat că, în cazul în care efortul unitar mediu de forfecare $\bar{\tau} = Q/A_b$ depășește de circa 3 ori valoarea lui R_t , ruperea stîlpului este fragilă, chiar dacă se prevede o armare transversală puternică. Prin condiția (1.4) se urmărește să se evite astfel de ruperi.

Este de menționat faptul că pentru cele mai multe cazuri practice condiția (1.4.) este acoperită de condiția (1.3).

Procentele de armare totală se recomandă să se încadreze între cele minime și maxime date în tabelul 1.1, diferite față de prevederile STAS 10107/0-76.

În cazurile în care secțiunea stîlpilor este mărită din motive constructive astfel încît armătură necesară nu rezultă din calcul, procentul minim de armare raportat la întreaga secțiune de beton se va lua egal cu 0,5 % pentru oțel OE 37 și 0,4 % pentru oțel PC 52 și PC 60.

- 23 -
TABELUL 1.1

STILP	P _{min}			P _{max}		
	OB 37	PC 52	PC 60	OB 37	PC 52	PC 60
INTERIOR	0,8%	0,6%				
MARGINAL	0,9%	0,7%		3,0%	2,5%	2,0%
COLT	1,0%	0,8%				

Limitarea inferioară a procentelor de armare în stâlpi are drept scop înzestrarea stâlpilor cu o capacitate portantă prin care să se evite plastificarea lor în cazul unor cutremure de intensități moderate /48/.

Limitarea superioară a procentelor de armare în stâlpi urmărește să evite dezvoltarea unor forțe tăietoare importante și deci pericolul unei rupeți casante ca și limitarea consumului de oțel.

Se recomandă ca diametrul barelor să nu depășească 28mm, însoțita urmărește să evite concentrările de eforturi în beton în zona din vecinătatea barelor groase (aderență, compresiune), mai ales în zonele de înădrire și în condițiile unor cicluri de încărcare alternantă.

Distanța maximă dintre barele longitudinale se ia ≤ 25 mm. Excepție fac cazurile stâlpilor cu latura ≤ 35 cm, gradul de protecție antiseismică ≥ 7 , respectiv ≥ 40 cm gradul de protecție antiseismică < 7 , când se admite armarea cu două bare longitudinale pe latură.

Prin limitarea distanței dintre armăturile longitudinale se urmărește să se evite concentrările de eforturi în beton datorită armării cu bare groase și rare. În același timp o armare cu bare verticale distribuite relativ uniform pe perimetrul secțiunii este superioară și sub aspectul frecării miezului de beton.

Distanțele mai mari acceptate la stâlpi cu secțiune redusă sunt motivate de eforturile relativ mai reduse din aceste elemente.

La construcțiile cu grad de protecție antiseismică ≥ 7 , se vor respecta lungimile de înădrire prin păstrarea dato în tabelul 1.2.

Calitatea oțelului	Lungimea de înădire a armaturilor longitudinale pentru beton de marcă	
	B 200	B 250 și B 300
OB 37 (cu ciocuri)	45 d	—
PC 52	40 d	35 d
PC 60	—	40 d

Lungimile de înădire prin petrecere a barelor longitudinale date în tabelul 1.2. sînt sporite cu 10 % față de cele prevăzute de STAS 10107/0-76, această prevedere se justifică prin reducerea severă a conlucrării armăturii cu betonul la încălziri alternante de natură celor produse de acțiunea cutremurelor puternice. În asemenea situații stratul de acoperire cu beton se desface, barele perimetrice și îndobsebi cele de colț pierzînd o proporție importantă din suprafața de contact cu betonul /103/, /29/.

Este recomandabil, în cazul utilizării barelor OB 37 să nu se execute ciocuri, datorită pericolului de despicare a betonului comprimat ca urmare a efectului de pană produs de ciocuri. În aceste cazuri petrecerea se face pe o lungime de 60 d.

Asemenea măsuri nu apar necesare dacă înădirea barelor se realizează în zona cu solicitări reduse. Avantajele privind comportarea superioară la acțiunea seismică, precum și economiile de oțel justifică căutarea unor soluții tehnologice pentru realizarea înădirilor în zonele mediane ale stîlpilor. În alte țări asemenea înădire se folosește în mod curent /153/.

Armătura transversală are două roluri importante:

- frerarea betonului comprimat care are drept scop creșterea rezistenței și în special a deformațiilor limită;
- preluarea unor fracțiuni importante din forța tăietoare.

Prin dublul său rol, o armare transversală corect dimensionată ductilizează elementul de beton armat la acțiunea momentului încovoietor și a forței axiale și evită rușeri premature de tip casant datorită forței tăietoare. În felul acesta, armătura transversală în stîlpul de beton armat apare, în cazul acțiunii seismice, la fel de importantă ca armătura longitudinală.

Procentul minim de armare transversală pe direcția fiecărei laturi a stîlpilor va fi $P_{o,min} = 0,1 \%$ la construcțiile

cu grad de protecție antisismică < 7 și $p_s \text{ min} = 0,15\%$ la
 cele cu grad de protecție antisismică ≥ 7 .

Prevederea unui procent minim de armare transversală
 urmărește realizarea unor stâlpi cu o capacitate minimă de
 preluare a forțelor tăietoare.

La construcțiile cu grad de protecție antisismică ≥ 7 ,
 se recomandă armarea transversală ca în figura 1.5. Distanța
 dintre două ramuri consecutive ale armăturii transversale nu va
 depăși 25 cm.

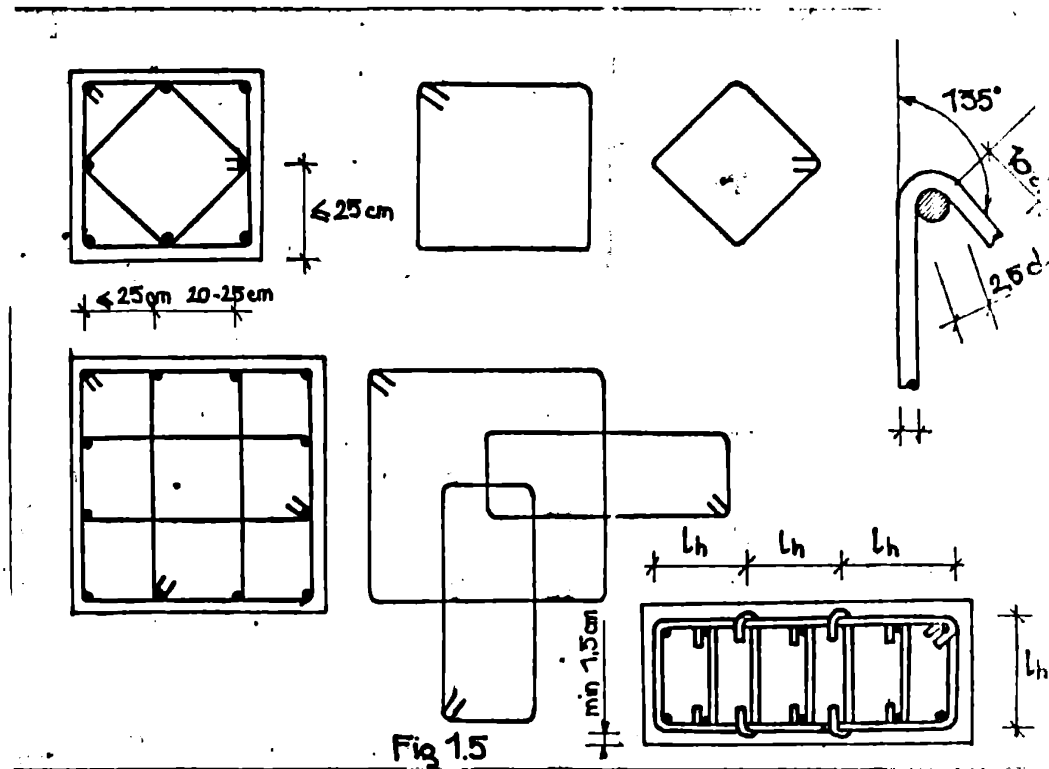
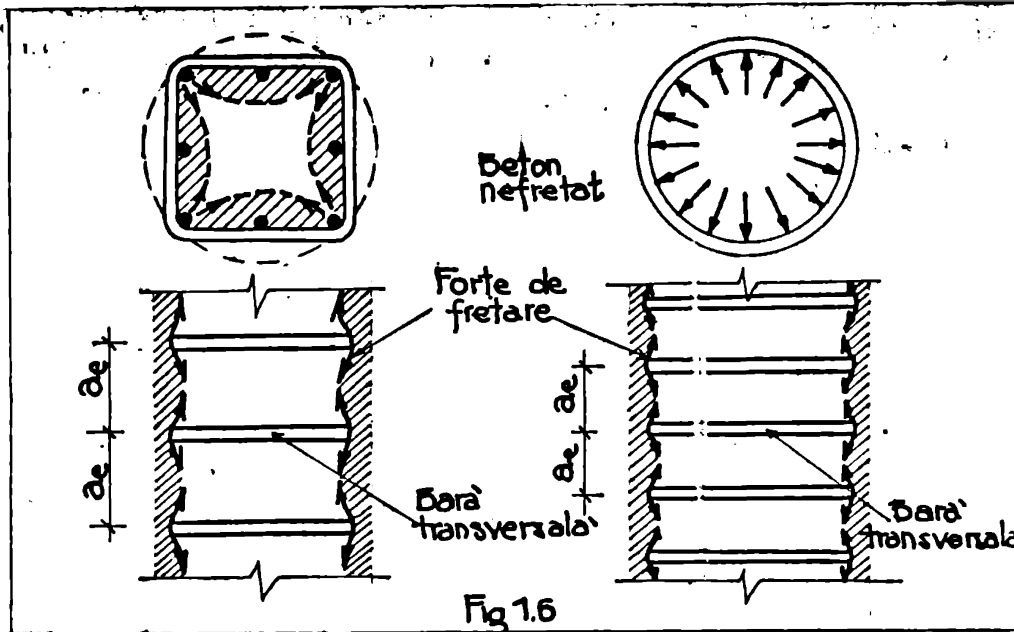


Fig 1.5

Respectarea modelelor din figura 1.5, urmărește de pe o
 parte să permită o betonare și compactare corectă a betonului,
 iar pe de altă parte să asigure un efect de fretare a miezului
 de beton. Efectul de fretare exercitat de armătura transversală
 și longitudinală rezultă din fig. 1.6. Mecanismul fretării
 (confinării) este cunoscut din literatura de specialitate /10/,
 /123/, /41/, /69/.

Se vede că efectul de fretare este cu atât mai important
 cu cât strierii perimetrali au o rigiditate la încoavire mai

mare. Acestea implică la stâlpi cu secțiune mare prezența unor etrieri interiori sau a unor agrafe de "coasere" prinse de etrierii perimetrali care străbat masa betonului.



Prin fretarea cu armături transversale în formă de frețe sau etrieri deși se poate obține creșterea deformațiilor limită a betonului comprimat ceea ce conduce la o comportare ductilă a acestor elemente.

O curbă caracteristică a betonului fretat cu etrieri, relativ simplă dar suficient de exactă, a fost propusă de Kent și Park/80/ figura 1.7. care dă o relativ bună reprezentare a relației efort - deformație.

Această curbă, care neglijează creșterea de rezistență față de betonul simplu, se definește după cum urmează :

- regiunea AB $\epsilon_b < 0,002$ (2%.)

Se admite că etrierii nu influențează curba caracteristică a betonului, care se ia astfel sub formă de parabolă.

$$\sigma_b = E_0 \left[\frac{2 \epsilon_b}{0,002} - \left(\frac{\epsilon_b}{0,002} \right)^2 \right] \quad (1.5)$$

- regiunea BC $0,002 \leq \epsilon_b \leq \epsilon_{0,2 R_0}$

Curba caracteristică se ia sub forma unei drepte care trece prin B de coordonate $(0,002; R_0)$ și prin punctul de coordonate $(\epsilon_{0,5 R_0}; 0,5 R_0)$. Se admite :

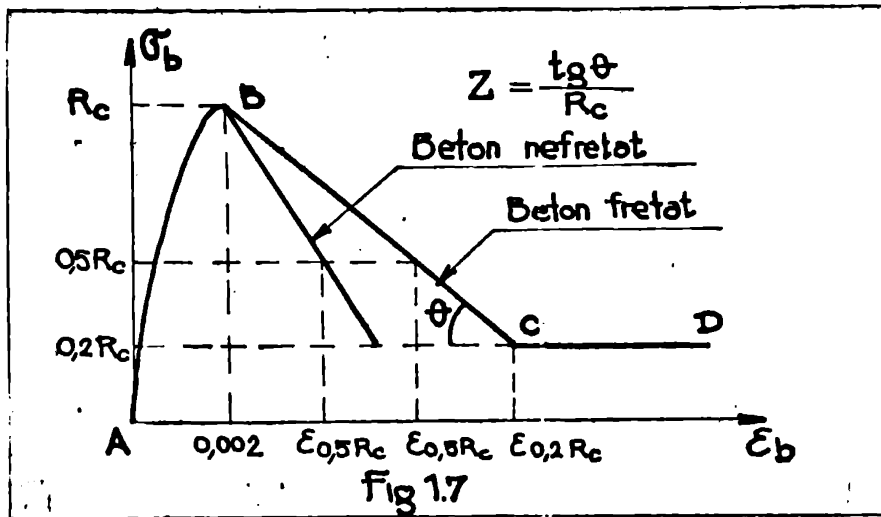


Fig 1.7

$$\epsilon_{0,5 R_0} = \frac{3 + R_0}{1 - 1000} + \frac{3}{4} p_t \sqrt{\frac{b_B}{S}} = \epsilon'_{0,5 R_0} + \Delta \epsilon \quad (1.6)$$

în care primul termen ar corespunde betonului nefretat, iar al doilea $\Delta \epsilon$ ar exprima creșterea de deformație specifică datorită strierilor (R_0 este rezistența betonului simplu, S este distanța dintre strieri, p_t este procentul de armare transversală, b_B este lățimea sîmburelui fretat).

Ecuația dreptei BC este :

$$\sigma_b = R_0 [1 - Z (\epsilon_b - 0,002)] \quad (1.7)$$

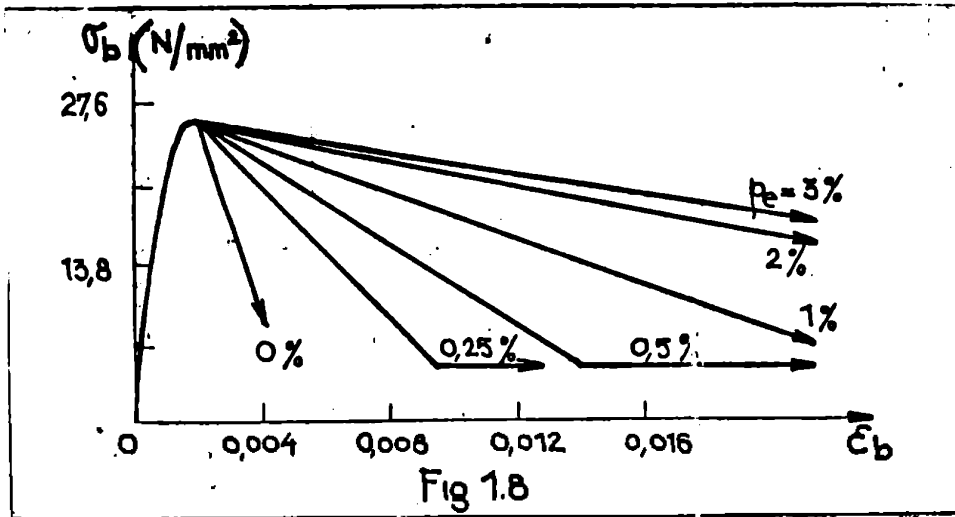
unde :

$$Z = \frac{0,5}{\epsilon_{0,5 R_0} - 0,002}$$

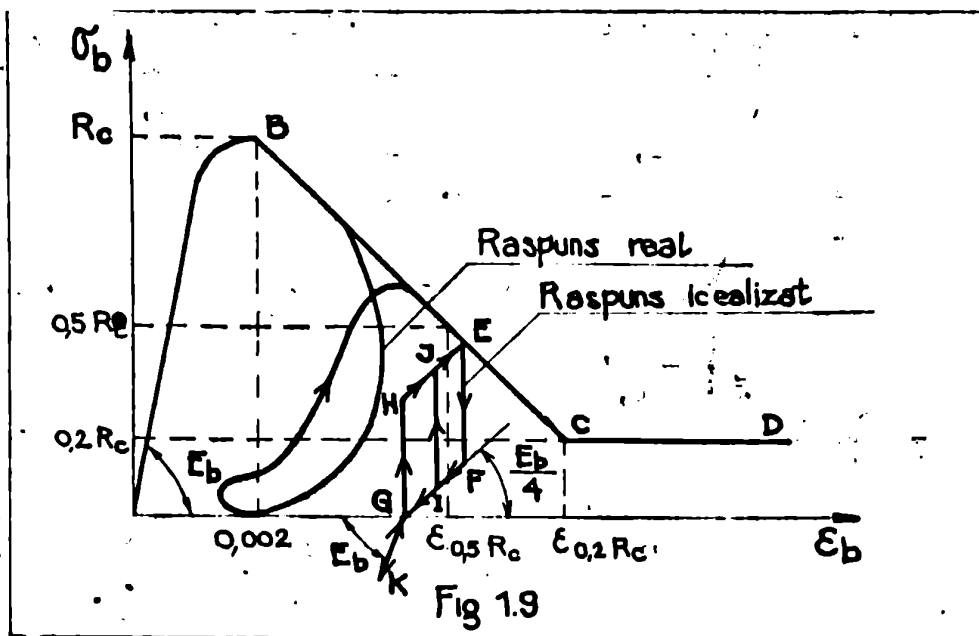
- regiunea CD $\epsilon_b \geq \epsilon_{0,2 R_0}$

Se consideră că betonul fretat este capabil să preluze eforturi unitare de ordinul a $0,2 R_0$ la deformații foarte mari (nedefinite) astfel încît în această regiune $\sigma_b = 0,2 R_0$.

O determinare mai riguroasă a valorilor necesare pentru p_0 se poate face printr-un studiu analitic bazat pe considerarea efectului armăturii transverse asupra curbei $\sigma - \epsilon$ a betonului (fig.1.8.) /103/, /129/.

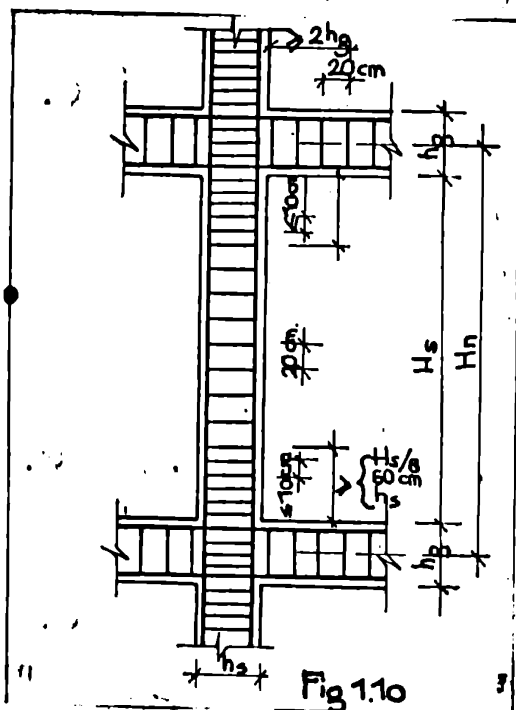


Curba caracteristică din figura 1,8 poate fi luată ca bază și pentru descrierea comportării betonului fretat sub încărcări-descărcări repetate (fig.1.9)



Pentru a asigura o bună ancorare a capetelor etrierilor este indicat ca ciocul să fie suficient înglobat în miezul de beton și nu în betonul de acoperire, care se poate desface la solicitări mari. Numeroase experimentări executate în regim alternant de încălzire au dovedit o superioritate tipului de cioc indicat în figura 1.5. în comparație cu tipul folosit până de curând în mod curent.

Diametrul minim al etrierilor va respecta următoarele condiții: $1/4$ din diametrul maxim al barelor longitudinale sau 6 mm (la stâlpi portanți) în cazul construcțiilor cu grad de protecție antiseismică, < 7 , respectiv $1/4$ din diametrul maxim al barelor longitudinale sau 6 mm și 8 mm la stâlpi cu latura cea mare > 30 cm având etrieri din OB 37 pentru construcții cu grad de protecție antiseismică ≥ 7 .



Distanța dintre etrieri cu respectarea prevederilor STAS 10107/0-76, nu va fi mai mare decât 15 d sau 20 cm. În apropierea nodurilor (zonele de capăt) pe o lungime de minimum $H_g/8$, 60 cm sau h_g (fig.1.10) distanța dintre etrieri va fi 10 cm. Când $H_g < 4 h_g$ etrierii se dispun pe toată lungimea stîlpului 10 cm.

Procentul p_g de armare transversală va fi de cel puțin 0,25 %.

Prin aceasta se urmărește ca printr-o armare transversală mai puternică să se confere stîlpilor o capacitate

suficientă de deformare în domeniul post-elastic în zonele de plastificare (cu momente și forțe axiale importante).

Încercările experimentale /20/ au scos în evidență necesitatea ca, în zonele unde armăturile longitudinale ajung la curgere pentru a împiedica flambajul barelor la alternarea sensului solicitării (al barelor comprimate care în ciclul anterior au suferit

deformații remanente prin întindere), acestea să fie legate prin armături transversale la distanțe egale cu circa 6 - 8 ori diametrul lor.

Distanța de 10 cm impusă pentru armăturile transversale în zonele de plastifiere a stîlpilor asigură și respectarea acestei cerințe.

Trebuie menționat că procentul minim de armare transversală de 0,25 % este inferior prevederilor similare existente în prescripții apărute recent în alte țări.

Astfel, normele americane pentru construcții de beton armat ACI Code 318/77/2 și prescripțiile unificate pentru calculul construcțiilor la cutremur elaborate de ATO /153/ dau următoarele relații pentru determinarea procentelor minime ale armăturii transversale de fretare :

$$p_e = 30 \frac{R_c}{R_s} \left(\frac{A_b}{A_s} - 1 \right) \quad (1.8)$$

$$p_e = 12 \frac{R_c}{R_s} \quad (1.9)$$

în care :

A_b - este aria secțiunii stîlpului ;

$A_s = b_s \cdot h_s$ - aria secțiunii sîmburelui (miezului) cuprins

în interiorul strierului perimetral ;

$$p_e = \frac{A_{str}}{s_e \cdot b_s} \times 100 \% ;$$

R_s - rezistența de calcul a strierilor.

În figura 1.11 sînt reprezentate relațiile (1.8) și (1.9) în comparație cu procentul de armare transversală de 0,25 % prescris, corelat pentru a ține seama de trecerea de la b la b_s adică :

$$p_e = 0,25 \times \frac{b}{b_s} \quad (1.10)$$

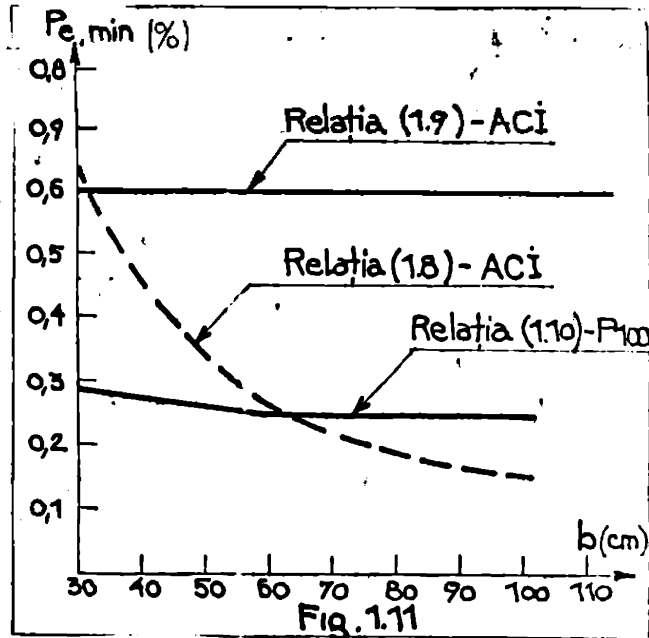
Trebuie menționat, că relațiile (1.8) și (1.9), stabilite pe baza condiției de a conserva capacitatea portantă la compresiune centrică după desfacerea acoperirii cu beton, nu reprezintă de fapt criteriile pentru asigurarea ductilității de curbura la compresiune excentrică, deși prin respectarea lor se îmbunătățește ductilitatea.

În cazul stîlpilor scurți supuși efectului combinat al forțelor axiale mari și forțelor înștitoare, ruperea se produce casant,

exploziv, prin fisuri înclinate la 45° (ruperă de forfecare).

Ductilizarea stîlpilor scurți va fi similară celor lungi dacă se prevede armătură transversală sporită sub formă de strieri petrecuți bine ancoreați sau sudați.

Studiile experimentale efectuate în Japonia și SUA după cutremurul de la Tokachi - Oki (1968) /82/, /138/, /139/ au pus în evidență rolul esențial pe care îl are valoarea lui p_e .



în asigurarea unei comportări inelastice a stîlpilor scurți sollicitați la deplasări laterale alternante (combinații de forță axială constantă și moment încovoietor + forță tăietoare alternantă). S-a arătat că, comportarea inelastică a stîlpilor scurți este cu atât mai bună cu cât p_e este mai mare, N mai mare, fără a depăși însă valori corespunzătoare condiției (1.3) și H_u/h_s mai mare și că există o interacțiune între valorile minime necesare pentru acești trei parametrii.

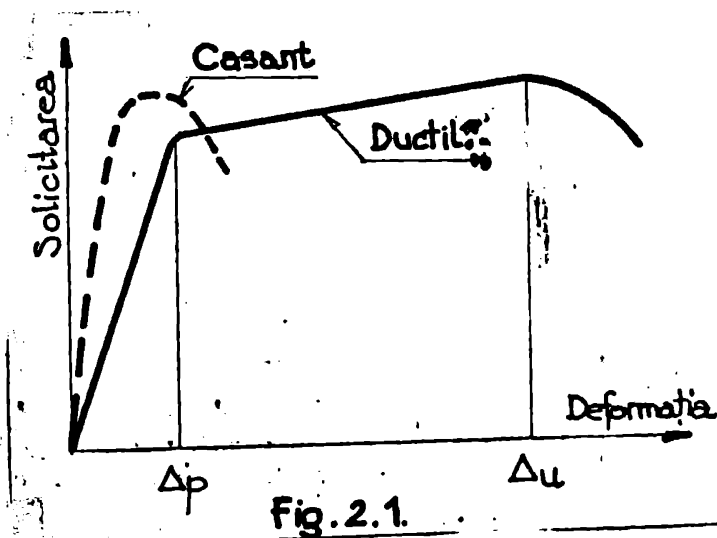
Valoarea minimă $p_e = 0,25\%$, judecată în comparație cu recomandările existente în literatură (p_e minim de 1% și uneori chiar mai mare), poate apărea ca prea redusă. Este însă de menționat că pentru majoritatea cazurilor practice de stîlpi scurți p_e obținut din calcul la forță tăietoare rezultă mai mare, decât 0,25%.

Rolul armăturii transversale nu este de fretare a secțiunii ci de preluare a forței tăietoare. La procente de armare transversală reduse (0,2 - 0,5%) sporurile de ductilitate sînt neînsemnate.

CAPITOLUL 2. CONTRIBUTII LA CALCULUL DUCTILITATII CAPABILITATEA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT SOLICITATE LA COMPRESIUNE EXCENTRICA

2.1. ASPECTE GENERALE

Ductilitatea unei structuri de beton armat reprezintă aptitudinea acesteia de a dezvolta deformații plastice înainte de rupere. Diferența între comportarea ductilă și comportarea casantă (fragilă) a unei structuri, a unui element sau a unui material este ilustrată în figura 2.1. Solicitarea poate fi o forță, un moment încovoietor, un moment de torsiune sau un efort unitar, iar deformația poate reprezenta o alungire, o purlbură, o săgeată sau o răsucire.



Aprecierea gradului de ductilitate a unei secțiuni de beton armat presupune cunoașterea legii moment - curbura. Stabilirea acestei legi se poate face pe cale analitică sau pe cale experimentală. Intrucît curbura secțiunii nu poate fi măsurată direct, MALDAQUE J.C. și Baker A.L.L. recomandă ca ea să fie dedusă :

- fie prin măsurarea săgeților, admițînd raza de curbura ca raza cercului care trece prin trei puncte succesive ale deformației;

- fie prin măsurarea retririlor, divizînd diferența între retririle măsurate în două secțiuni vecine prin distanța care le

- fie măsurind scurtarea betonului sau alungirea armăturii.
Intrucât deducerea pe cale experimentală a legii moment - curbură este afectată de o dispersie considerabilă a rezultatelor este necesar să se apeleze în paralel și la considerații de ordin teoretic.

Pentru o secțiune dată /4/, la care sînt cunoscute cantitatea și distribuția armăturilor, legea moment - curbură sau rotație depinde de mărimea efortului axial N (fiecare curbă se construiește pentru o valoare dată a lui N), de curbele caracteristice ale betonului și armăturilor și de ipoteza admisă pentru variația deformațiilor specifice pe înălțimea secțiunii.

În fig. 2.2. sînt arătate cu titlu exemplificativ formele curbelor $m = f(h_0)$ (prin mărimi dimensionale) obținute prin calcul numeric pentru diferite valori ale lui n . La valori mici ale lui n , alierea curselor este influențată în principal de cea a curbei caracteristice a armăturilor întinse, apropiindu-se de forma biliniară ou palier, în timp ce la valori n mai mari intervine cu o pondere mai mare influența curbei caracteristice a betonului la compresiune, conducînd la o formă curbă fără palier sau cu palier restrîns (rupere casantă).

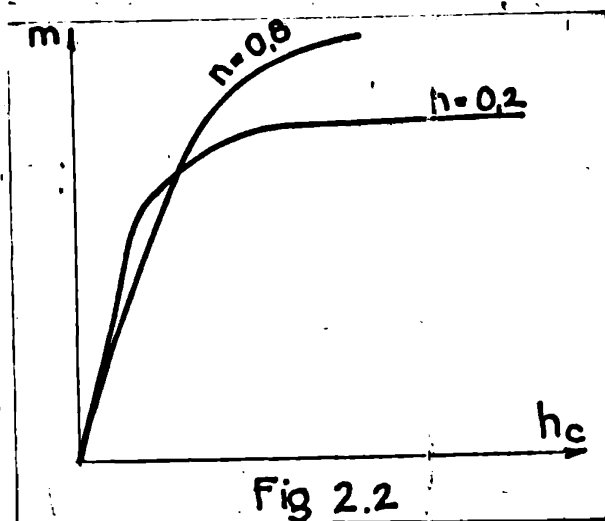
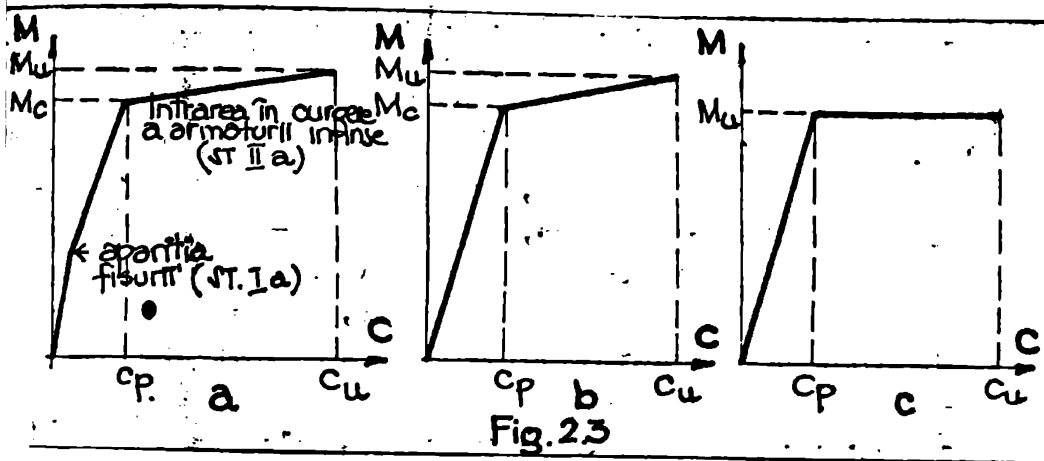


Diagrama reală moment - curbură sau rotație (fig.2.3.a) se utilizează la proiectarea structurilor de beton armat sub forma simplificată (idealizată) ca în fig.2.3 b și c.



În prezent nu există un mod unitar de definiere a ductilității secționale a elementelor de beton armat și nici a ductilității de ansamblu a structurilor, deși este utilizată această noțiune în proiectarea antisismică a structurilor.

Factorul de ductilitate se poate exprima cu raport de deplasări liniare ($D_{\Delta} = \Delta_U / \Delta_p$), rotații ($D_{\phi} = \phi_U / \phi_p$) sau curburi ($D_c = C_u / C_p$), măsurate în stadiul limită și respectiv fiind încep să se dezvolte deformațiile plastice.

După cum se știe /126/, rotația sau săgeata unui element reprezintă o funcție a primei respectiv a celei de a doua integrale a distribuției curburii în lungul elementului. Într-un element de beton armat, cea mai mare parte a rotației se produce în articulația plastică astfel că ductilitatea de rotație nu diferă esențial de ductilitatea de curbura cu condiția ca ruperea prin distrugerea aderenței și ancorării sau prin forfecare să nu fie posibilă.

Caracteristicile ductile ale unei structuri de beton armat sînt influențate foarte mult dacă elementul este supus la încărcări alternante în regim dinamic (de tip seism) față de cazul cînd este supus la încărcări statice /142/.

Condiția de structură ductilă pune în evidență faptul că o structură de beton armat care înregistrează degradări cumulate în ciclurile de încărcare în regim dinamic, va prezenta inevitabil și o reducere a capacității portante, care poate să ducă concomitent și la reducerea capacității de absorbție a energiei /142/.

2.2. ELEMENTE COMPRESIMATE EXCENTRIC DE SECȚIUNE DUBLU
SOLICITATE LA INCĂRCĂRI ALTERNANTE DE TIP SEISMIC
CU INFLUENȚA REDUSĂ A FORȚEI TAIEȚOARE.

2.2.1. CAZUL CIND FORȚA SEISMICĂ ACȚIONEAZĂ DUPĂ O
AXĂ DE INERTIE PRINCIPALĂ A SECȚIUNII.

Pentru determinarea ductilității capabile secționale la elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică de secțiune dublu T, se consideră un stâlp solicitat la o forță gravitațională constantă N egală cu :

$$N = n \cdot A_b \cdot R_c \quad (2.1)$$

asupra căruia acționează și o forță orizontală P din seism (fig.2.4.) /164/, /140/, /63/, /145/.

În relația (2.1.) s-a notat:

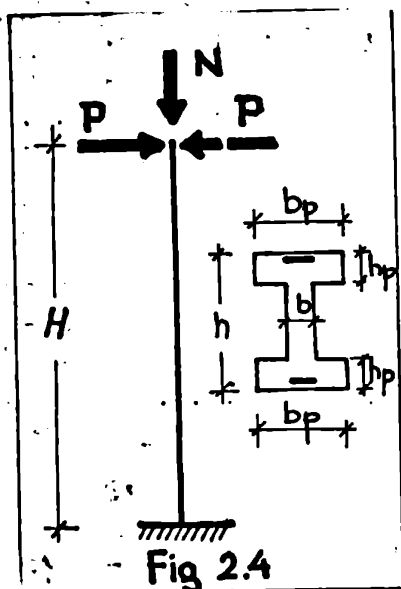


Fig 2.4

$n = \frac{N}{A_b R_c}$ - valoarea relativă a forței axiale gravitaționale;
 A_b - aria totală a secțiunii de beton ;
 R_c - rezistența de calcul la compresiune a betonului
Curba caracteristică $\sigma - \epsilon$ (efort - deformație specifică) pentru beton, în cazurile deosebite în care se face un calcul al secțiunii cu luarea în considerare a corelării între eforturi unitare și deformații specifice pentru beton și armatură (cazuri în prescripțiile pentru dife-

rite categorii de construcții

sau tipuri de structuri), se pot adopta următoarele curbe :

- curba parabolă - linie dreaptă conform fig.2.5.a; sau
- în cazul în care este necesar să se admită o rezolvare simplificată (din cauza dificultăților de rezolvare cu curba din fig.2.5.a), o corelare biliniară, conform fig.2.5.b.

Pentru situațiile speciale în care se face o analiză neliniară a comportării unei structuri din beton armat, sub acțiunea unor solicitări seismice, se poate adopta pentru betoane cu agregate grele, curba din fig.2.5.c. /152/.

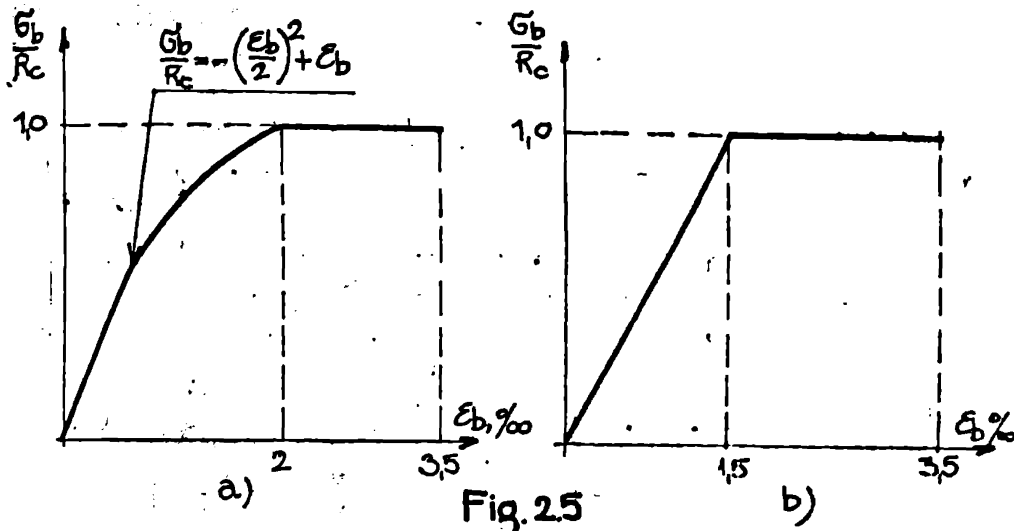


Fig. 2.5

În cazul oțelurilor laminare la cald (PC52, PC60, și OB37) se poate utiliza pentru curba $\sigma - \epsilon$, curba convențională de

calcul biliniară conform fig. 2.6.a.

În cazul oțelurilor laminare la cald (PC52 sau PC60) se poate utiliza și curba convențională de calcul din fig. 2.6.b.

Intrucât stit betonul, oțel și oțelul au o comportare elasto-plastică, criteriul de definire a stadiului de rupere bazat pe deformații limită consideră

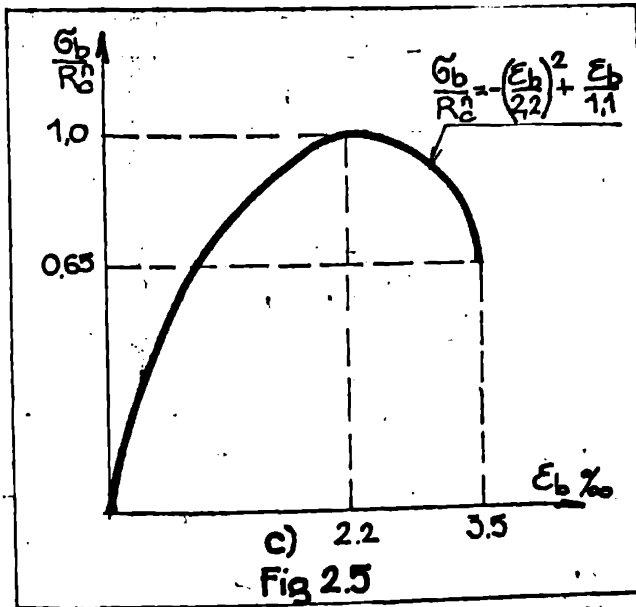


Fig. 2.5

că ruperea elementelor se produce fie atunci, când deformația specifică a betonului comprimat atinge valoarea limită, $\epsilon_b = \epsilon_b = 3,5\%$ (respectiv 2%), fie atunci când deformația specifică a armăturii întinse ajunge la valoarea maximă admisă $\epsilon_a = \epsilon_a$. Valoarea maximă a deformației specifice a armăturii întinse este o mărime convențională cuprinsă aproximativ între 5% și 15% /35/, /148/.

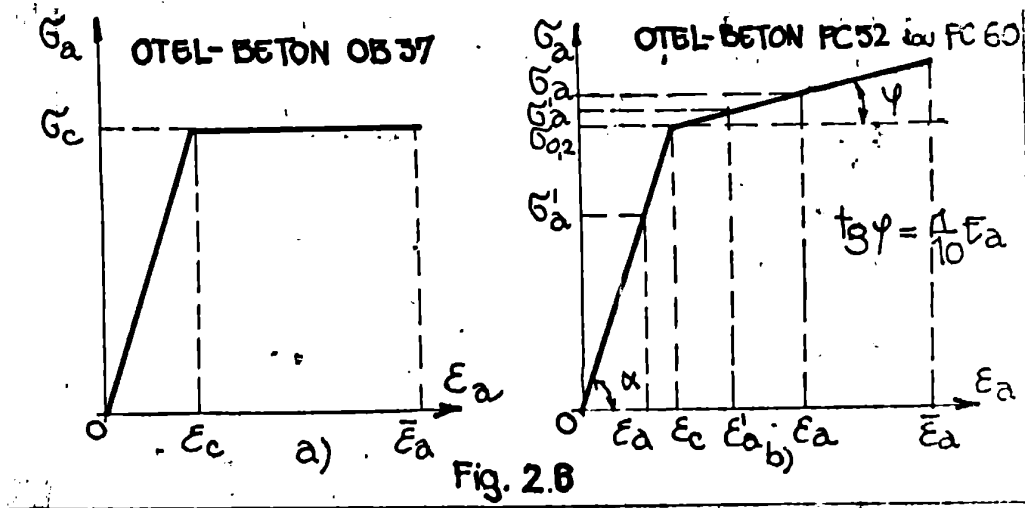


Fig. 2.6

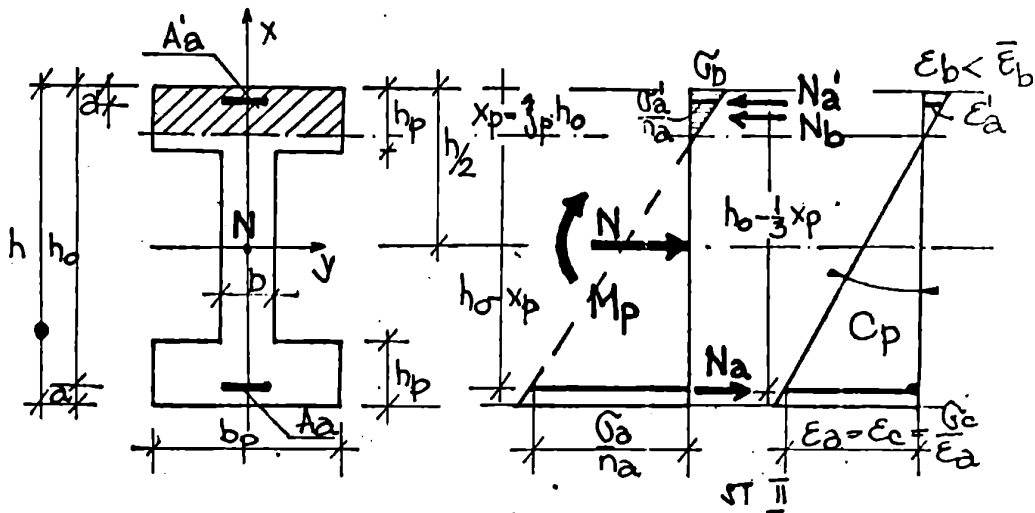


Fig. 2.7

Ductilitatea capabilă secțională se definește ca raportul dintre curbura ultimă (la rupere) a secțiunii (C_u) în stadiul III și curbura elastică corespunzătoare intrării în curgere nelineară a armăturii întinse longitudinale (C_p) în stadiul II astfel :

$$D_o = \frac{C_u}{C_p} = 1 + \frac{C_u - C_p}{C_p} \quad (2.2)$$

și constituie o caracteristică a secțiunii sub aspectul capacității de deformare plastică la compresiune excentrică.

Evaluarea ductilității secționale capabile se face admitînd următoarele ipoteze:

a) Diagrama efort-deformație a betonului corespunde figurii 2.5.a,b și a, deformația specifică ultimă se consideră

$$\bar{\epsilon}_b = 3,5 \% ;$$

b) Diagrama efort = deformație a armăturii corespunde figurii 2.6.a pentru oțel-beton OB37 și 2.6.b pentru oțel beton PC 52 și PC 60 ;

c) Secțiunile transversale rămân plane după deformare ;

d) Pe durata încălzirii nu se produc deformații reologice, de curgere lentă și construcție ;

e) Ruperea betonului are loc în secțiuni normale fără deteriorarea conlucrării betonului cu armătura și fără influența forței tăietoare.

Distribuția eforturilor unitare și a deformațiilor specifice în secțiunea transversală la curgerea armăturii întinse (fig. 2.7 și 2.8) și la stivirea betonului comprimat (fig. 2.9 și 2.10) este prezentată în figurile respective pentru cazul secțiunii dublu T solicitată la compresiune excentrică /103/; /62/; /140/; /141/; /126/.

Valoarea curburii la limita elastică (C_p) se poate scrie sub forma (fig. 2.7.)

$$C_p = \frac{\epsilon_0}{(1 - \xi_p) h_0} = \frac{\sigma_0}{(1 - \xi_p) h_0 E_a} \quad (2.3)$$

unde:

ξ_p este valoarea relativă a poziției axei neutre în stadiul II. Pentru a determina valoarea curburii la limita elastică (C_p), trebuie determinată poziția relativă a axei neutre în stadiul II (ξ_p) la secțiunea dublu T. Poziția relativă a axei neutre în stadiul II (ξ_p) rezultă dintr-o ecuație de proiecție după axa elementului.

CAZUL I. $x_p \leq h_p$ sau $\xi_p \leq \bar{h}_p$ (fig. 2.7.) atunci $\sigma_a = \sigma_0$ și $\sigma'_a < \sigma'_0$.

Pentru determinarea lui ξ_p trebuie stabilită o relație între σ_b și σ_0 respectiv σ'_a și σ'_0 . Această relație poate fi obținută cu ajutorul legii lui Hooke și a ipotezei secțiunilor plane a lui Bernoulli (fig. 2.7.) /60/, /61/.

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad (2.4) \quad \epsilon_o = \frac{\sigma_o}{E_a} \quad (2.5) \quad \epsilon_{a'} = \frac{\sigma_{a'}}{E_a} \quad (2.6)$$

$$\frac{\epsilon_b}{x_p} = \frac{\epsilon_{a'}}{x_p - a'} = \frac{\epsilon_o}{h_o - x_p} \quad (2.7) \quad \epsilon_b = \frac{x_p}{h_o \cdot x_p} \cdot \epsilon_o \quad (2.8)$$

$$\epsilon_{a'} = \frac{x_p - a'}{h_o - x_p} \cdot \epsilon_o \quad (2.9) \quad \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{x_p}{h_o - x_p} \cdot \frac{\sigma_o}{E_a} \quad (2.10)$$

$$\frac{\sigma_{a'}}{E_a} = \frac{x_p - a'}{h_o - x_p} \cdot \frac{\sigma_o}{E_a} \quad (2.11)$$

notînd :

$$n_a = \frac{E_a}{E_b} \cdot \left(1 + \frac{\mu R_a}{40 a} \right) (1 + \nu \varphi) \leq 5 \frac{E_a}{E_b} \quad (2.12)$$

obţinem :

$$\sigma_b = \frac{x_p}{h_o - x_p} \cdot \frac{\sigma_o}{n_a} \quad (2.13) \quad \sigma_{a'} = \frac{x_p - a'}{h_o - x_p} \cdot \sigma_o \quad (2.14)$$

$$\sigma_{b'} = \frac{x_p - h_p}{h_o - x_p} \cdot \frac{\sigma_o}{n_a} \quad (2.15)$$

Ecuaţia poziţiei bazei neutre în stadiul II (x_p) rezultă sub forma :

$$x_p^2 \sigma_o \cdot b_p + 2 n_a x_p (\sigma_o \cdot A_{a'} + \sigma_o \cdot A_a + N) - 2 n_a (\sigma_o \cdot a' \cdot A_{a'} + \sigma_o \cdot h_o A_a + h_o \cdot N) = 0 \quad (2.16)$$

Împărţind ecuaţia (2.16) cu $b h_o^2 R_o$ şi cu notaţiile :

$$\xi_p = \frac{x_p}{h_o} ; \quad \alpha = \frac{\sigma_o}{R_o} ; \quad \mu = \frac{A_a}{b h_o} ; \quad \mu' = \frac{A_{a'}}{b h_o} ;$$

$$n' = \frac{N}{b h_o R_o} = \frac{N}{A_b R_o} \cdot \frac{A_b}{b h_o} = n(1 + \bar{a} + 2\bar{A}) ; \quad n = \frac{N}{A_b R_o} ;$$

$$A_b = b \cdot h + 2(b_p - b)h_p ; \quad \bar{A} = \frac{b_p - b}{b} \cdot \frac{h_p}{h_o} = \left(\frac{1}{b} - 1 \right) \bar{h}_p ;$$

$$\bar{h}_p = \frac{h_p}{h_o} ; \quad \bar{b} = \frac{b}{b_p} ; \quad \bar{a} = \frac{a}{h_o} ; \quad \bar{a}' = \frac{a'}{h_o} \quad (2.17a \text{ la } 1)$$

rezultă ecuaţia poziţiei relative a axei neutre (ξ_p) sub forma :

$$\xi_p^2 + 2 n_a \bar{b} \xi_p (\mu + \mu' + \frac{n'}{\alpha}) - 2 n_a \bar{b} (\mu + \bar{a}' \mu' + \frac{n'}{\alpha}) = 0 \quad (2.18)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_p) rezultă sub formă :

$$\xi_p = \sqrt{A^2 + B} - A \quad (2.19)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A = n_a \bar{b} \left(\mu + \mu' + \frac{n'}{\alpha} \right); \quad B = 2 n_a \bar{b} \left(\mu + \bar{a}' \mu' + \frac{n'}{\alpha} \right) \quad (2.20a \text{ la } b)$$

- pentru armarea simetrică ($A_a = A_{a'}$) :

$$A = n_a \bar{b} \left(2\mu + \frac{n'}{\alpha} \right); \quad B = 2 n_a \bar{b} \left[\mu(1 + \bar{a}') + \frac{n'}{\alpha} \right] \quad (2.21a \text{ la } b)$$

CAZUL II : $x_p > h_p$ sau $\xi_p > h_p$ (fig. 2.8) atunci :

$$\sigma_a = \sigma_0 \text{ și } \sigma_{a'} < \sigma_0.$$

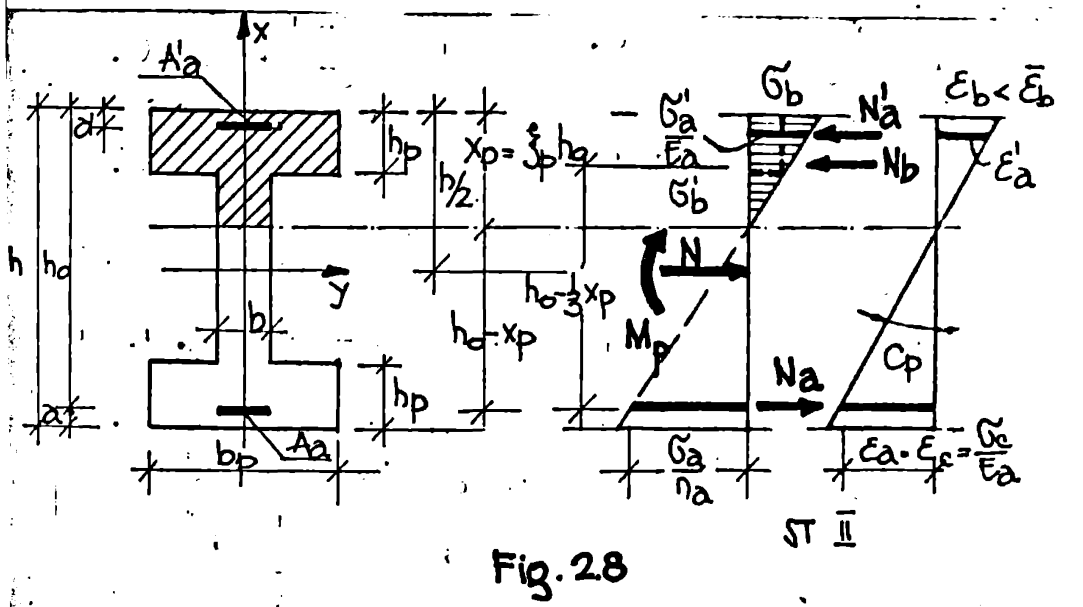


Fig. 2.8

Ecuația poziției axei neutre în stadiul II (x_p)

devine :

$$x_p^2 \cdot b \cdot \sigma_c + 2x_p \left[\sigma_0 (b_p - b) h_p + n_a (\sigma_0 A_a + \sigma_{s'} A_{s'}) + N \right] - \sigma_0 (b_p - b) h_p^2 -$$

$$- 2 n_a (h_0 \sigma_0 A_a + \bar{a}' \sigma_{s'} A_{s'} + h_0 N) = 0 \quad (2.22)$$

Împărțind ecuația (2.22) cu $b \cdot h_0^2 \cdot R_0$ și cu relațiile (2.17a la 1) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_p) sub formă :

$$-\xi_p^2 + 2 \xi_p \left[\bar{A} + n_a (\mu + \mu' + \frac{n'}{\alpha}) \right] - \left[\bar{h}_p \bar{A} + 2 n_a (\mu + \bar{a}' \mu' + \frac{n'}{\alpha}) \right] = 0 \quad (2.23)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_p) rezultă sub forma:

$$\xi_p = \sqrt{A^2 + B} - A \quad (2.24)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A = \bar{A} + n_a (\mu + \mu' + \frac{n'}{\alpha}) ; B = \bar{h}_p \bar{A} + 2 n_a (\mu + \bar{a}' \mu' + \frac{n'}{\alpha}) \quad (2.25a \text{ la } b)$$

- pentru armarea simetrică ($A_a = A_b$):

$$A = \bar{A} + n_a (2\mu + \frac{n'}{\alpha}) ; B = \bar{h}_p \bar{A} + 2 n_a \left[\mu (1 + \bar{a}') + \frac{n'}{\alpha} \right] \quad (2.26a \text{ la } b)$$

Valoarea curbării ultime (la rupere) (c_u) se poate scrie sub forma (fig. 2.9)

$$c_u = \frac{\bar{\epsilon}_b}{1,25 \xi_u h_0} \quad (2.27)$$

unde ξ_u - este valoarea relativă a poziției axei neutre în stadiul III.

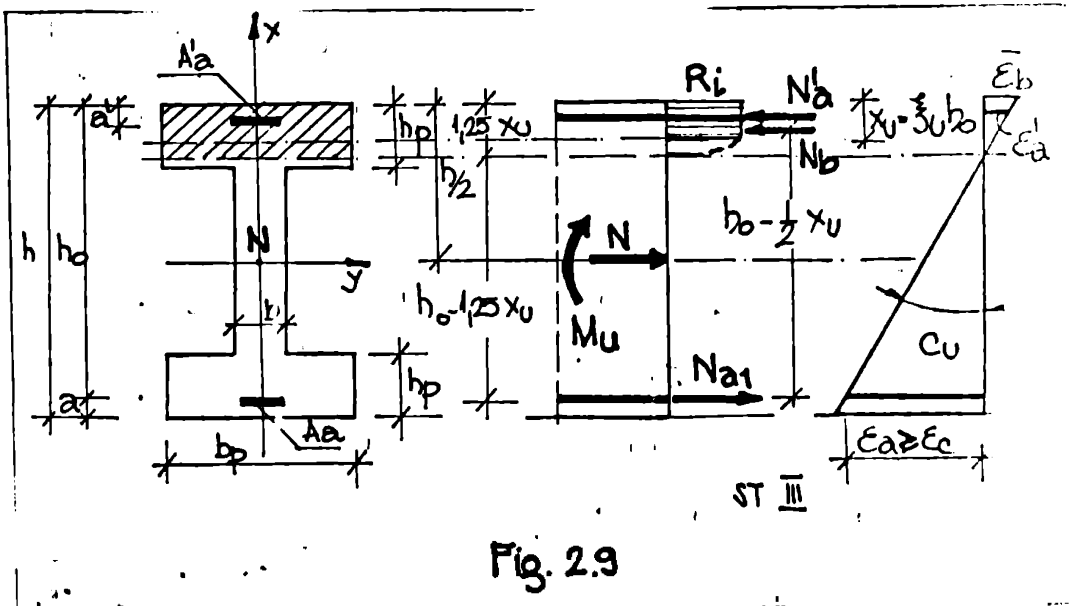


Fig. 2.9

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă dintr-o ecuație de proiecție după axa elementului.

a) In cazul oțelului - beton cu palier de curgere (OB37) se admite diagrama caracteristică din fig. 2.62a

CAZUL I : $x_u \leq h_p$ sau $\xi_u \leq \bar{h}_p$ (fig. 2,9)

- Dacă : $x_u > 2a'$ sau $\xi_u > 2\bar{a}'$ atunci $\sigma_a' = \sigma_c$ și $\sigma_a' = \sigma_c$.

Ecuația poziției axei neutre în stadiul III (x_u) rezultă sub forma :

$$b_p R_1 x_u - \sigma_c (A_a - A_a') - N = 0 \quad (2.28)$$

Impărțind ecuația (2.28) cu $b h_o R_c$ și cu notațiile :

$$\xi_u = \frac{x_u}{h_o} ; \beta = \frac{R_c}{R_1} ; \alpha = \frac{c}{R_c} ; \mu = \frac{A_c}{b h_o} ; \mu' = \frac{A_a'}{b h_o} ;$$

$$n' = n(1 + \bar{a} + 2\bar{a}') ; n = \frac{N}{A_b R_c} ; A = \left(\frac{1}{\beta} - 1 \right) \bar{h}_p ; \bar{h}_p = \frac{h_p}{h_o} ;$$

$$\bar{b} = \frac{b}{b_p} ; \bar{a} = \frac{a}{h_o} ; \bar{a}' = \frac{a'}{h_o} \quad (2.29a \text{ la } 1)$$

rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_u) sub forma :

$$\xi_u - \beta \cdot \alpha \cdot \bar{b} (\mu - \mu') - \beta \cdot \bar{b} \cdot n' = 0 \quad (2.30)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă sub forma:

$$\xi_u = \beta \cdot \bar{b} \left[n' + \alpha (\mu - \mu') \right] \quad (2.31)$$

$$\text{sau : } \xi_u = A \quad (2.31a)$$

unde :

$$\text{- pentru armarea nesimetrică : } A = \beta \cdot \bar{b} \left[n' + \alpha (\mu - \mu') \right] \quad (2.32)$$

$$\text{- pentru armarea simetrică (} A_a = A_a' \text{) } A = \beta \cdot \bar{b} \cdot n' \quad (2.33)$$

- Dacă $x_u \leq 2a'$ sau $\xi_u \leq 2\bar{a}'$ atunci :

$$\sigma_a' = \sigma_c, \text{ iar } \sigma_a' < \sigma_c.$$

Pentru a determina valoarea relativă a poziției axei neutre (ξ_u) trebuie stabilită o relație între ξ_u și \bar{b} .

această relație poate fi obținută cu ajutorul legii lui Hooke și a ipotezei secțiunilor plane a lui Bernoulli (fig. 2.9) /60/, /61/ :

$$\frac{\bar{\epsilon}_b}{1,25x_u} = \frac{\epsilon_{a'}}{1,25x_{u-a'}} \quad (2.34) \quad \epsilon_{a'} = \frac{1,25x_{u-a'}}{1,25x_u} \cdot \bar{\epsilon}_b \quad (2.35)$$

$$\sigma_{a'} = \epsilon_{a'} \cdot E_a = \frac{1,25x_{u-a'}}{1,25x_u} \cdot \bar{\epsilon}_b E_a \quad (2.36)$$

Ecuația poziției axei neutre în stadiul III (x_u) rezultă sub forma :

$$1,25 b_p R_1 x_u^2 + 1,25 x_u (\bar{\epsilon}_b A_{a'} E_a - \sigma_c A_a - N) -$$

$$- \sigma_{b,a'} \cdot A_{a'} \cdot E_a = 0 \quad (2.37)$$

Împărțind ecuația (2.37) cu $1,25 b h_0^2 R_0$ și cu notațiile (2.29 a la 1) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_u) sub forma :

$$\xi_u^2 + \beta \cdot \bar{b} \xi_u \left(\frac{\bar{\epsilon}_b E_a}{R_0} \mu - \alpha \mu - n' \right) - 0,80 \frac{\beta \bar{b} \bar{\epsilon}_b \bar{n}' \cdot E_a}{R_c} \mu = 0 \quad (2.38)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă sub forma:

$$\xi_u = 0,5 \left(\sqrt{A^2 + B} - A \right) \quad (2.39)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A = \beta \cdot \bar{b} \left(\frac{\bar{\epsilon}_b E_a}{R_0} \mu - \alpha \mu - n' \right); \quad B = 3,2 \frac{\beta \cdot \bar{b} \cdot \bar{\epsilon}_b \bar{n}' \cdot E_a}{R_c} \mu \quad (2.40a \text{ la } b)$$

→ pentru armarea simetrică ($A_a = A_{a'}$) :

$$A = \beta \bar{b} \left[\mu \left(\frac{\bar{\epsilon}_b E_a}{R_0} - \alpha \right) - n' \right]; \quad B = 3,2 \frac{\beta \bar{b} \bar{\epsilon}_b \bar{n}' E_a}{R_c} \quad (2.41a \text{ la } b)$$

CAZUL II : $x_u > h_p$ sau $\xi_u > \xi_p$ (fig. 2.10) în acest caz $\sigma_a = \sigma_c$ și $\sigma_{a'} = \sigma_c$.

Ecuația poziției axei neutre în stadiul III (x_u) rezultă sub forma :

$$b R_1 x_u + (b_p - b) h_p R_1 - \sigma_c (A_a - A_{a'}) - N = 0 \quad (2.42)$$

Împărțind ecuația (2.42) cu $b h_0 R_0$ și cu notațiile

(2.29 a la 1) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_u) sub forma :

$$\xi_u + \bar{A} - \beta \alpha (\mu - \mu') - \beta \cdot n' = 0 \quad (2.43)$$

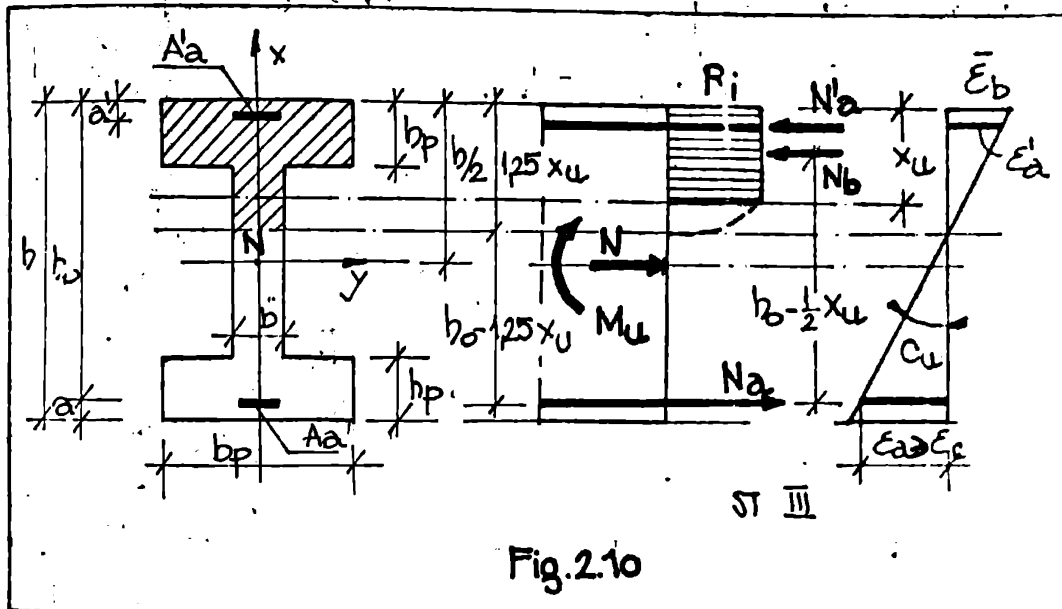


Fig. 2.10

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă sub

forma :

$$\xi_u = \beta [n' + \alpha (\mu - \mu')] - \bar{A} \quad (2.44)$$

sau

$$\xi_u = -A \quad (2.44a)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A = \beta [n' + \alpha (\mu - \mu')] - \bar{A} \quad (2.45)$$

- pentru armarea simetrică ($A_o = A_a$) ;

$$A = \beta \cdot n' - \bar{A} \quad (2.46)$$

b) In cazul oțelurilor - beton cu limită convențională de curgere (cum este cazul oțelului - Beton PC-52 și PC 60) se admite diagrama caracteristică din fig. 2.6.a.b.

CĂZUL I : $x_u \leq h_p$ sau $\xi_u \leq \bar{h}_p$ (fig. 2.9.)

- Dacă : $x_u > 2a'$ sau $\xi_u > 2\bar{a}'$, atunci -

$$G_a > G_{0,2} \text{ și } G_{a'} > G_{0,2}$$

Din fig. 2.6.b. rezultă ;

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sigma_a - \sigma_{o,2}}{E_a(\epsilon_a - \epsilon_o)} = \frac{1}{10} \quad (2.47) \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{\sigma_{a'} - \sigma_{o,2}}{E_a(\epsilon_a - \epsilon_o)} = \frac{1}{10} \quad (2.48)$$

Valoarea eforturilor unitare σ_a și $\sigma_{a'}$ va fi:

$$\sigma_a = (\epsilon_a - \epsilon_o) E_a \frac{1}{10} + \sigma_{o,2} \quad (2.49)$$

$$\sigma_{a'} = (\epsilon_{a'} - \epsilon_o) E_a \frac{1}{10} + \sigma_{o,2} \quad (2.50)$$

Utilizând ipoteza secțiunilor plane a lui Bencului (fig. 2.9) rezultă valorile lui ϵ_a și $\epsilon_{a'}$:

$$\frac{\bar{\epsilon}_b'}{1,25 X_u} = \frac{\epsilon_{a'}}{1,25 X_u - a'} = \frac{\epsilon_a}{h_o - 1,25 X_u} \quad (2.51) \quad \epsilon_a = \frac{h_o - 1,25 X_u}{1,25 X_u} \bar{\epsilon}_b' \quad (2.52)$$

$$\epsilon_{a'} = \frac{1,25 X_u - a'}{1,25 X_u} \bar{\epsilon}_b' \quad (2.53)$$

Înlocuind relația (2.52) în relația (2.49) respectiv (2.53) în (2.50) obținem valoarea eforturilor unitare sub forma:

$$\sigma_a = \left(\frac{h_o - 1,25 X_u}{1,25 X_u} \bar{\epsilon}_b' - \epsilon_o \right) \frac{E_a}{10} + \sigma_{o,2} \quad (2.54)$$

$$\sigma_{a'} = \left(\frac{1,25 X_u - a'}{1,25 X_u} \bar{\epsilon}_b' - \epsilon_o \right) \frac{E_a}{10} + \sigma_{o,2} \quad (2.55)$$

Ecuația poziției axei neutre (X_u) rezultă sub forma:

$$12,5 \bar{b}_p R_0 X_u^2 + 12,5 X_u \left[A a' (0,1 \bar{\epsilon}_b' E_a - 0,1 \epsilon_o E_a + \sigma_{o,2}) + \right. \\ \left. + A_a (0,1 \bar{\epsilon}_b' E_a + 0,1 \epsilon_o E_a - \sigma_{o,2}) - N \right] - \bar{\epsilon}_b' E_a (h_o A_a + a' A_{a'}) = 0 \quad (2.56)$$

Împărțind ecuația (2.56) cu $12,5 h_o^2 R_0$ și cu notațiile (2.29 a la 1) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre

$$(\xi_u) \text{ sub forma: } \xi_u^2 + \beta \bar{b}_p \xi_u \left[\frac{\mu'}{R_0} (0,1 \bar{\epsilon}_b' E_a - 0,1 \epsilon_o E_a + \sigma_{o,2}) + \frac{\mu}{R_0} (0,1 \bar{\epsilon}_b' E_a + \right. \\ \left. + 0,1 \epsilon_o E_a - \sigma_{o,2}) - n' \right] - 0,08 \frac{\beta \bar{\epsilon}_b' E_a}{R_0} (\mu + \bar{n}) \mu' = 0 \quad (2.57)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă sub forma:

$$\xi_u = 0,5 (\sqrt{A^2 + B} - A) \quad (2.58)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A = \beta \cdot \bar{b} \left[\frac{\mu'}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a - 0,1 \epsilon_o E_a + \sigma_{o,2}) + \frac{\mu}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_o E_a - \sigma_{o,2}) - n' \right] \quad (2.59)$$

$$B = 0,32 \frac{\beta \cdot \bar{b} \bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} (\mu + a' \mu') \quad (2.60)$$

- pentru armarea simetrică ($A_a = A_a'$) :

$$A = \beta \cdot \bar{b} \left(\frac{0,2 \bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} - n' \right) \quad (2.61) \quad B = 0,32 \frac{\beta \cdot \bar{b} \epsilon_b E_a}{R_c} \mu (1 + a') \quad (2.62)$$

- Dacă : $x_u \leq 2a'$ sau $\xi_u \leq 2a'$ atunci $\sigma_a > \sigma_{o,2}$ și $\sigma_a' < \sigma_{o,2}$

Efortul unitar în armătură σ_a rezultă din relația (2.54)

iar σ_a , rezultă astfel :

$$\sigma_a = \epsilon_a \cdot E_a = \frac{1,25 X_u - a'}{1,25 X_u} \cdot \bar{\epsilon}_b \cdot E_a \quad (2.63)$$

Ecuatia poziției axei neutre (X_u) rezultă sub forma :

$$12,5 b_p R_c X_u^2 + 12,5 X_u \left[\bar{\epsilon}_b A_a E_a + A_a (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_o E_a - \sigma_{o,2}) - N \right] - \bar{\epsilon}_b E_a (h_o A_a + 10 \cdot a' \cdot A_a) = 0 \quad (2.64)$$

Împărțind ecuația (2.64) cu $12,5 b h_o^2 R_c$ și cu notațiile (2.29 a la l) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_u) sub forma :

$$\xi_u^2 + \beta \cdot \bar{b} \cdot \xi_u \left[\frac{\bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} \mu' + \frac{\mu}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_o E_a - \sigma_{o,2}) - n' \right] - 0,08 \frac{\beta \cdot \bar{b} \bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} (\mu + 10 \cdot a' \cdot \mu') = 0 \quad (2.65)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă sub forma :

$$\xi_u = 0,5 (\sqrt{A^2 + B} - A) \quad (2.66)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A = \beta \cdot \bar{b} \left[\frac{\bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} \mu' + \frac{\mu}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_o E_a - \sigma_{o,2}) - n' \right] \quad (2.67)$$

$$B = 0,32 \frac{\beta \cdot \bar{b} \cdot \bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} (\mu + 10 \cdot a' \cdot \mu') \quad (2.68)$$

→ pentru armarea simetrică ($A_a = A_{a'}$):

$$A = \beta \cdot b \left[\frac{\mu}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_c E_a - \sigma_{0,2}) - n' \right] \quad (2.69)$$

$$B = 0,32 \frac{\beta \cdot b \cdot \bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} (\mu + 10 \cdot a') \quad (2.70)$$

CAZUL II: $X_u > h_p$ sau $\xi_u > \bar{h}_p$ (fig. 210) atunci

$$\sigma_a > \sigma_{0,2} \text{ și } \sigma_{a'} > \sigma_{0,2}$$

Valoarea eforturilor unitare din armatură σ_a și $\sigma_{a'}$ sînt date de relațiile (2.49) și (2.50).

Ecuția poziției axei neutre (X_u) rezultă sub forma:

$$12,5 b R_c X_u^2 + 12,5 X_u \left[(b_p - b) h_p R_c + A_a (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a - 0,1 \epsilon_c E_a + \sigma_{0,2}) + A_{a'} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_c E_a - \sigma_{0,2}) - n' \right] - \bar{\epsilon}_b E_a (h_0 A_a + a' A_{a'}) = 0 \quad (2.71)$$

Impărțind ecuația (2.71) cu $12,5 b h_0^2 R_c$ și cu notațiile (2.29 a la l) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_u) sub forma:

$$\xi_u^2 + \beta \cdot \xi_u \left[\frac{\bar{A}}{\beta} + \frac{\mu'}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a - 0,1 \epsilon_c E_a + \sigma_{0,2}) + \frac{\mu}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_c E_a - \sigma_{0,2}) - n' \right] - 0,08 \frac{\beta \cdot \bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} (\mu + a' \mu') = 0 \quad (2.72)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă sub forma:

$$\xi_u = 0,5 (\sqrt{A^2 + B} - A) \quad (2.73)$$

unde:

- pentru armarea nesimetrică:

$$A = \beta \cdot \left[\frac{\bar{A}}{\beta} + \frac{\mu'}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a - 0,1 \epsilon_c E_a + \sigma_{0,2}) + \frac{\mu}{R_c} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_c E_a - \sigma_{0,2}) - n' \right] \quad (2.74)$$

$$B = 0,32 \frac{\beta \cdot \bar{\epsilon}_b E_a}{R_c} (\mu + a' \mu') \quad (2.75)$$

→ pentru armarea simetrică ($A_a = A_{a'}$):

$$A = \beta \cdot \left(\frac{\bar{A}}{\beta} + \frac{0,2 \bar{\epsilon}_b E_a \cdot \mu}{R_c} - n' \right) \quad (2.76)$$

$$B = 0,32 \left(\frac{\beta \cdot \bar{E}_b \cdot E_a}{R_0} \cdot \mu \cdot (1 + \bar{\alpha}) \right) \quad (2.77)$$

Înlocuind valorile cunoscute date de relațiile (2.3) și (2.77) în relația (2.2) obținem relație de calcul a ductilității capabile secționale (D_0) sub forma :

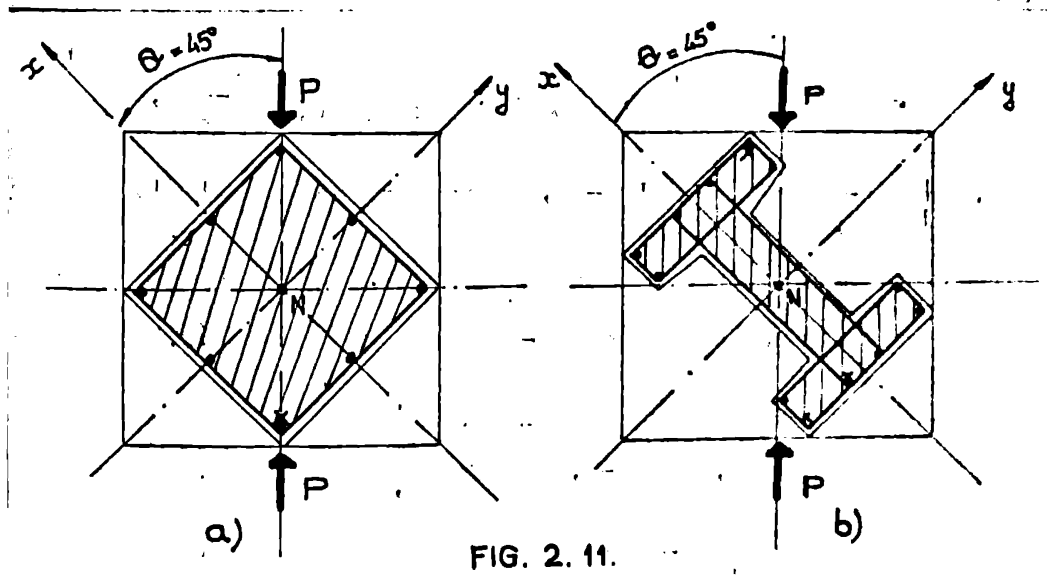
$$D_0 = \frac{\bar{E}_b \cdot (1 - \xi_p) \cdot E_a}{1,25 \cdot \xi_u \cdot \sigma_0} \quad (2.78)$$

Pentru beton în stadiul ultim (la rupere) se poate lua pentru deformația specifică limită (\bar{E}_b) conform normelor /36/, /147/, /148/, /136/, /73/, /33/ valoarea $\bar{E}_b = 3,5\%$ (vezi fig. 2.5.)

Modul de elasticitate al armăturii (E_a) conform normelor /147/, /148/, /73/, /33/, se consideră cu valoarea $E_a = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$, pentru oțelul beton OB 37, PC 52 și PC 60.

2.2.2. CAZUL CIND FOPTA SESISMICA ACTIONEAZA OBLIC

Compresiunea excentrică oblică se realizează prin aplica-



rea forței transversale, alternante, oblic, asupra secțiunii transversale. Unghiul dintre linia forței alternante transversale și axele de inerție principale ale secțiunii se consideră $\theta = 45^\circ$, conform fig. 2.11.a pentru secțiunea pătrată și fig. (2.11.b. pentru secțiunea dublu T.

2.2.2.1. SECȚIUNEA PATRATĂ

Valoarea curburii la limita elastică (C_p) pentru un element de beton armat cu secțiune pătrată, armat simetric, solicitat la compresiune excentrică oblică se poate scrie sub forma (fig. 2.12)

$$C_p = \frac{\sigma_c}{(h_0 - x_p) E_a} \quad (2.79)$$

Poziția axei neutre în stadiul II (x_p) rezultă dintr-o

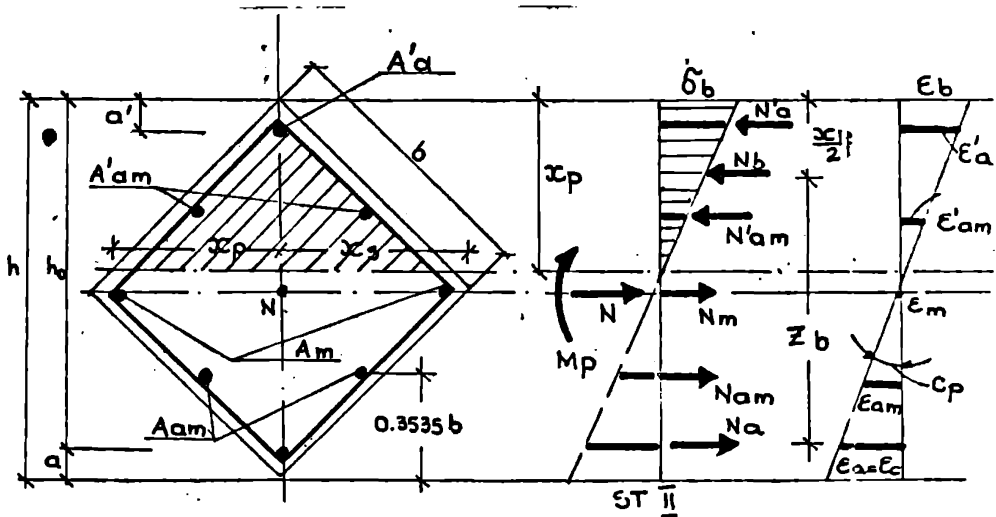


FIG. 2.12.

ecuația de proiecție după axa elementului (fig. 2.12)

Eforturile unitare în armături și în beton sînt date de relațiile (fig. 2.12):

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_c; \quad \sigma_{a'} = \frac{x_p - a'}{h_0 - x_p} \cdot \sigma_c; \quad \sigma_m = \frac{0,5 h - x_p}{h_0 - x_p} \sigma_c; \\ \sigma_{a_m} &= \frac{h - x_p - 0,3535b}{h_0 - x_p} \cdot \sigma_c; \quad \sigma_{a_m} = \frac{x_p - 0,3535b}{h_0 - x_p} \sigma_c; \\ \sigma_b &= \frac{x_p}{h_0 - x_p} \cdot \frac{\sigma_{c0}}{\alpha} \end{aligned} \quad (2.80 \text{ a la f})$$

Ecuația poziției axei neutre în stadiul II (x_p) rezultă sub forma:

$$x_p^3 + 3n_a x_p (A_a + A_{a'} + A_{am} + A_{a'm} + A_m + \frac{N}{\sigma_c}) - 3n_a (A_a h_0 + A_{a'} a') - 0,3535 A_{am} b + A_{am} h + 0,3535 A_{a'} b + 0,5 A_m h + \frac{N h_0}{\sigma_c} = 0 \quad (2.81)$$

care se poate rezolva ușor cu formula lui Cardan.

Valoarea curburii ultime (la rupere) (C_u) se poate scrie sub forma (fig. 2.13) :

$$C_u = \frac{\bar{\epsilon}_b}{1,25 X_u} \quad (2.82)$$

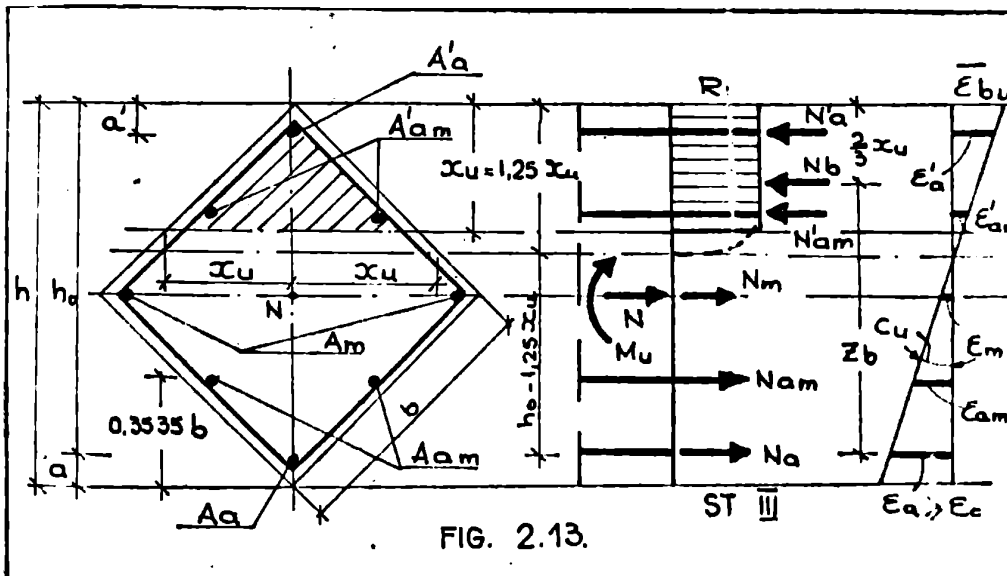


FIG. 2.13.

Poziția axei neutre în stadiul III (X_u) rezultă dintr-o ecuație de proiecție după axa elementului (fig. 2.13)

a) În cazul oțelului - beton cu palier de curgere (OB. 37) se admite diagrama caracteristică din fig. 2.6.a. -

CAZUL I : $x_u > 2a'$ (fig. 2.13) atunci :

$$\sigma_a = \sigma_c ; \sigma_{a'} = \sigma_c ; \sigma_{am} < \sigma_c ; \sigma_m < \sigma_c ; \sigma_{a'm} < \sigma_c$$

Valoarea eforturilor unitare în armături citate de relațiile :

$$\sigma_{am} = \frac{h - 1,25 X_u - 0,3535 b}{1,25 X_u} \bar{\epsilon}_b \cdot E_s ; \sigma_m = \frac{0,5h - 1,25 X_u}{1,25 X_u} \bar{\epsilon}_b \cdot E_s ;$$

$$\sigma_{a'm} = \frac{1,25 X_u - 0,3535 b'}{-1,25 X_u} \bar{\epsilon}_b \cdot E_a \quad (2.83a \text{ la c.})$$

Ecuatia poziției axei neutre în stadiul III (X_u) - rezultă

sub forma :

$$X_u^3 + \frac{X_u}{R_1} \left[\bar{\epsilon}_b E_a (A'_{a'm} + A_m + A'_{am}) - \sigma_c (A'_a - A_{a'}) - N \right] -$$

$$- \frac{0,8 \bar{\epsilon}_b E_a}{R_1} (0,3535 A'_{a'm} \cdot b' + 0,5 A_m h + A_{am} h - 0,3535 A_{am} \cdot b) = 0 \quad (2.84)$$

care se poate rezolva ușor cu formula lui Cardan.

CAZUL II : $X_u \leq 2a'$ atunci $\sigma_a = \sigma_c$;

$$\sigma_a < \sigma_c ; \sigma_{am} < \sigma_c ; \sigma_m < \sigma_c ; \sigma_{a'm} < \sigma_c$$

Valorile eforturilor unitare în armături sînt date de relațiile (2.36) și (2.83a la c.)

Ecuatia poziției axei neutre în stadiul III (X_u) rezultă

sub forma :

$$X_u^3 + \frac{X_u}{R_1} \left[\bar{\epsilon}_b E_a (A'_a + A'_{a'm} + A_m + A_{am}) - A_a \cdot \sigma_c - N \right] -$$

$$- \frac{0,8 \bar{\epsilon}_b E_a}{R_1} (A'_a \cdot a' + 0,3535 A'_{a'm} \cdot b' + 0,5 A_m h + A_{am} h - 0,3535 A_{am} \cdot b) = 0 \quad (2.85)$$

care se poate rezolva ușor cu formula lui Cardan.

b) În cazul oțelurilor - beton cu limită convențională de curgere (PC 52 și PC 60) se admite diagrama caracteristică din fig. 2.6.b.

CAZUL I : $X_u > 2a'$ atunci : $\sigma_a > \sigma_{0,2}$;

$$\sigma'_a > \sigma_{0,2} ; \sigma_{am} < \sigma_{0,2} ; \sigma_m < \sigma_{0,2} ; \sigma_{a'm} < \sigma_{0,2}$$

Valorile eforturilor unitare în armături sînt date de relațiile (2.54), (2.55) și (2.83a la c)

Ecuatia poziției axei neutre în stadiul III (X_u) rezultă

sub forma :

$$X_u^3 + \frac{X_u}{R_1} \left[A'_a (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a - 0,1 \epsilon_c E'_a + \sigma_{0,2} + \right.$$

$$\left. + A_a (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_c E_a - \sigma_{0,2}) + \bar{\epsilon}_b E_a (A_{am} + A'_{a'm}) - N \right] -$$

$$- \frac{0,08 \bar{\epsilon}_b E_a}{R_1} (A'_a h_0 + 10 A_m h - 3,535 A_{am} \cdot b + 5 A_m h + A'_{a'm} \cdot b + 3,535 A_{am} \cdot b) = 0 \quad (2.86)$$

care se poate rezolva ușor cu formula lui Cardan.

CAZUL II. $X_u \leq 2a'$ atunci $\sigma_a > \sigma_{0,2}$

$$\sigma_a' < \sigma_{0,2}; \sigma_{am} < \sigma_{0,2}; \sigma_m < \sigma_{0,2}; \sigma_{a'm} < \sigma_{0,2}$$

Valorile eforturilor unitare în armături sînt date de relațiile :

$$(2.54); (2.63); \text{ și } (2.83 \text{ a la c}).$$

Ecuatia poziției axei neutre în stadiul III (X_u) rezultă sub forma :

$$X_u^3 + \frac{X_u}{R_1} \left[A_a (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_c E_a - \sigma_{0,2}) + \bar{\epsilon}_b E_a (A'_a + A'_{am} + A_m + Aa_m) - N \right] - \frac{0,08 \bar{\epsilon}_b E_a}{R_1} (A_a \cdot h_a + 10 A_{am} h - 3,535 A_{am} b + 5 Aa_m h + 10 A'_a a' + 3,535 A'_a a'_m b) = 0 \quad (2.87)$$

Care se poate rezolva ușor cu formula lui Cardan.

Înlocuind valorile rotirilor date de relațiile (2.79) și (2.82) în relația (2.2) obținem relația de calcul a ductilității capabile secționale (D_c) sub forma :

$$D_c = \frac{\bar{\epsilon}_b (h_0 - x_p) \cdot E_a}{1,25 X_u \cdot \sigma_0} \quad (2.88)$$

2.2.2.2. SECȚIUNEA DUBLU T

În cazul secțiunii dublu T solicitată la compresiune excentrică oblică, caz care apare în situația unei structuri solicitate la cutremur, evaluarea ductilității capabile secționale (D_c) se face cu relația (2.2)

Poziția axei neutre la un element de beton armat cu secțiunea dublu T, solicitat la compresiune excentrică oblică este prezentată în fig. 2.14) de unde rezultă că, pentru acest cazuri, orice alte cazuri teoretic posibile sînt practic nerezabile sau pot fi greșite /128/.

Poziția axei neutre este definită, de doi parametri /128/

- de mărimea valorii lui x ;
- de unghiul γ , care definește direcția axei neutre față de orizontală.

Din fig. 2.14 se observă că, pentru proiectare este complicată stabilirea axei neutre pentru o secțiune dublu T, solicitată la compresiune excentrică oblică, necesitînd foarte multe calcule.

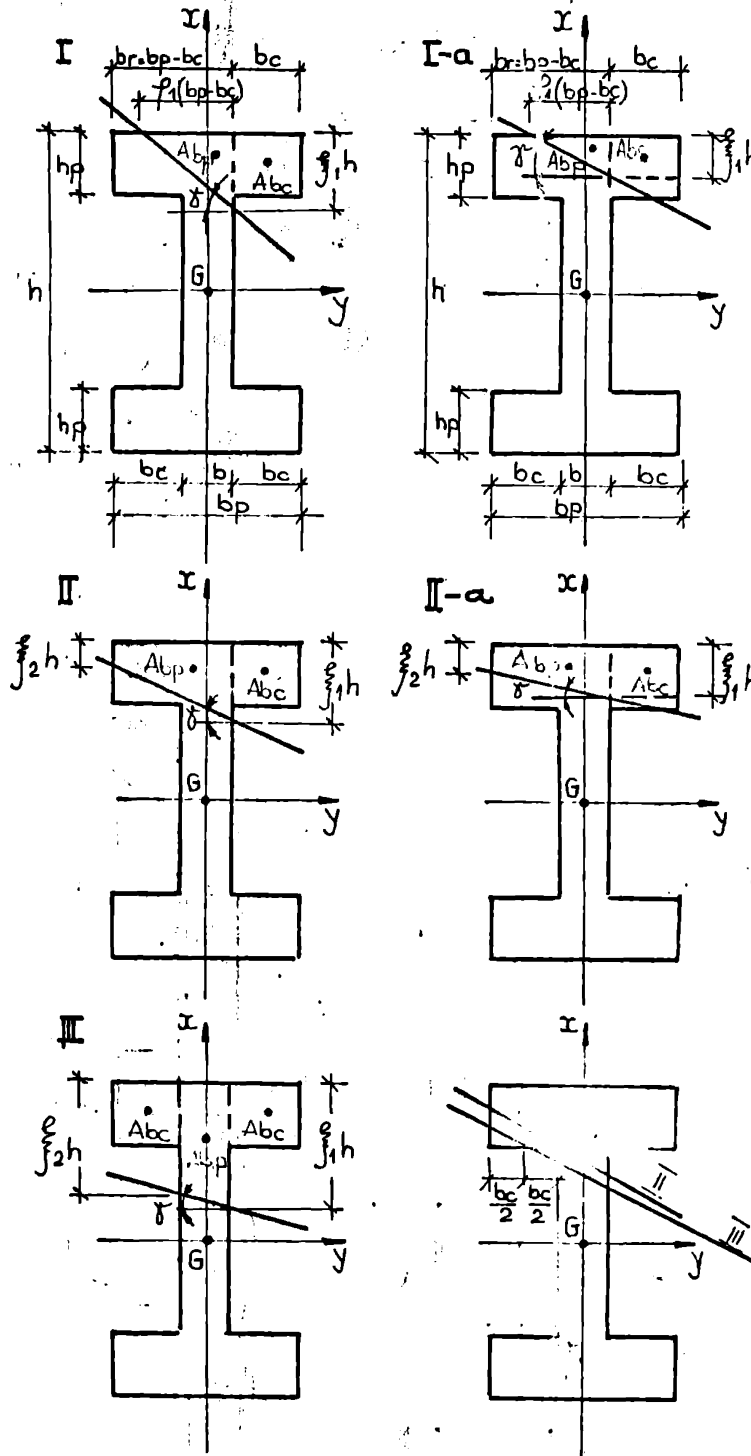


FIG. 2. 14.

Din acest motiv, se propune o metodă simplificată pentru evaluarea ductilității capabile secționale pentru secțiunea dată în T solicitată la compresiune excentrică oblică.

Evaluarea ductilității capabile secționale, se poate face după cele două direcții (D_{cx} și D_{cy}), prin descompunerea forței mecanice care poate acționa după o direcție oarecare (fig. 2.15) după axele de inerție principale ale secțiunii. Calculul se conduce similar ca și în cazul compresiunii excentrice drepte,

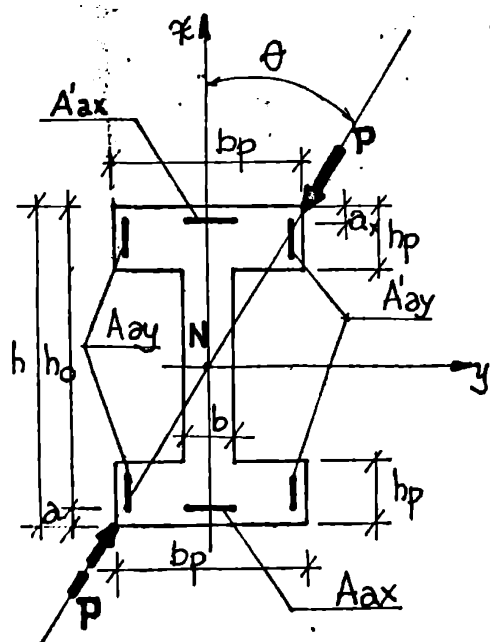


Fig. 2.15

calculând curbura la limita elastică (C_{px} și C_{py}) în stadiul II, iar curbura ultimă (C_{ux} și C_{uy}) în stadiul III, după cele două axe de inerție principale ale secțiunii, a văd la bază ipotezele din fig. 2.5 și 2.6. /62/, /140/, /141/, /61/.

DETERMINAREA CURBURILOR DUPA AXA X

Valoarea curburii la limita elastică după axa X (C_{px}) se poate scrie sub forma (fig. 2.7)

$$C_{px} = \frac{A_{ax} \cdot \sigma_o}{(1 - \xi_{px}) \cdot h_{ox} \cdot E_a} \quad (2.89)$$

Valoarea curburii ultime (la rupere) după axa X (C_{ux}) se poate scrie sub forma (fig. 2.9)

$$C_{ux} = \frac{\bar{E}_b}{1,25 \xi_{ux} \cdot h_{ox}} \quad (2.90)$$

Pozițiile relative ale axei neutre după axa X, în stadiul II (ξ_{px}) și în stadiul III (ξ_{ux}) pentru toate cazurile se determină cu aceleași relații ca și în cazul compresiunii

excentrice drepte.

Înlocuind valorile curburilor date de relațiile (2.89) și (2.90) în relația (2.2) obținem relația de calcul a ductilității capabile secționale după axa x (D_{cx}) sub forma :

$$D_{cx} = \frac{\bar{\epsilon}_b (1 - \xi_{px}) E_a}{-1,25 \xi_{ux} \sigma_c} \quad (2.91)$$

DETERMINAREA CURBURILOR DUPA AXA Y

Valoarea curburii la limita elastică după axa Y (G_{py}) se poate scrie sub forma (fig. 2.16):

$$G_{py} = \frac{E_a}{(1 - \xi_{py}) b_{poy}} = \frac{\sigma_c}{(1 - \xi_{py}) b_{poy} E_a} \quad (2.92)$$

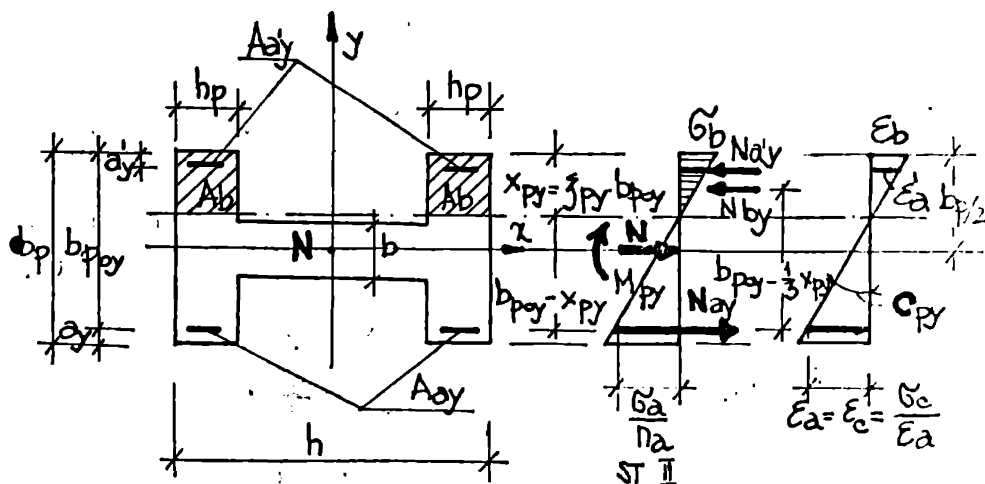


Fig. 2.16

Valoarea relativă a poziției axei neutre (ξ_{py}) rezultă dintr-o ecuație de proiecție după axa elementului.

CAZUL I : $x_{py} < \frac{p-b}{2}$ (axa neutră cade în aripă)

sau $\xi_{py} \leq \frac{b_{py} - b}{2} \cdot \frac{1}{h}$ (fig. 2.16) atunci $\sigma_a = \sigma_c$ și $\sigma_b < \sigma_c$.

Eforturile unitare în armătură și beton sînt date de relațiile (fig. 2.16):

$$\sigma_a = \frac{x_{py} - a'}{b_{poy} - x_{py}} \cdot \sigma_c ; \sigma_b = \frac{x_{py}}{b_{poy} - x_{py}} \cdot \frac{\sigma_c}{n_u} \quad (2.93a, b)$$

Ecuația poziției unei axe neutre în stadiul II (x_{py}) rezultă sub forma:

$$I_{py} \sigma_c h_p + n_a x_{py} (\sigma_c A a'_y + \sigma_c A a_y + N) - n_a (b_{poy} \sigma_c a'_y + a'_y \sigma_c A a_y + b_{poy} N) = 0 \quad (2.94)$$

Împărțind ecuația (2.94) cu $h b_{poy}^2 R_c$ și cu relațiile:

$$\xi_{py} = \frac{x_{py}}{b_{poy}}; \quad \alpha = \frac{\sigma_c}{R_c}; \quad \mu_y = \frac{A a_y}{h b_{poy}}; \quad \mu'_y = \frac{A' a'_y}{h b_{poy}};$$

$$n'_y = \frac{N}{h b_{poy} R_c} = \frac{N}{A_b R_c} \frac{A_b}{h b_{poy}} = n(\bar{b}_y + 2\bar{B}_y); \quad n = \frac{h}{A_b R_c}$$

$$A_b = b \cdot h + 2(b_p - b) h_p; \quad \frac{A_b}{h \cdot b_{poy}} = \frac{b \cdot h + 2(b_p - b) h_p}{h \cdot b_{poy}} = \bar{b}_y + 2\bar{B}_y;$$

$$\bar{b}_y = \frac{b}{b_{poy}}; \quad \bar{b}_{py} = \frac{b_p}{b_{poy}}; \quad \bar{h}_y = \frac{h}{h_p}; \quad \bar{B}_y = \frac{b_p - b}{b_{poy}} \frac{h_p}{h}$$

$$= (\bar{b}_{py} - \bar{b}_y) \frac{1}{\bar{h}_y}; \quad \bar{a}'_y = \frac{a'_y}{b_{poy}}; \quad \bar{a}_y = \frac{a_y}{b_{poy}} \quad (2.95)$$

rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_{py}) sub forma:

$$\xi_{py}^2 + n_a \bar{h}_y \xi_{py} (\mu_y + \mu'_y + \frac{n'_y}{\alpha}) - n_a \bar{h}_y (\mu_y + \bar{a}'_y \mu'_y + \frac{n'_y}{\alpha}) = 0 \quad (2.96)$$

poziția relative a axei neutre (ξ_{py}) rezultă sub forma:

$$\xi_{py} = 0,5 \left(\sqrt{A_y^2 + B_y} - A_y \right) \quad (2.97)$$

unde:

- pentru armarea nesimetrică:

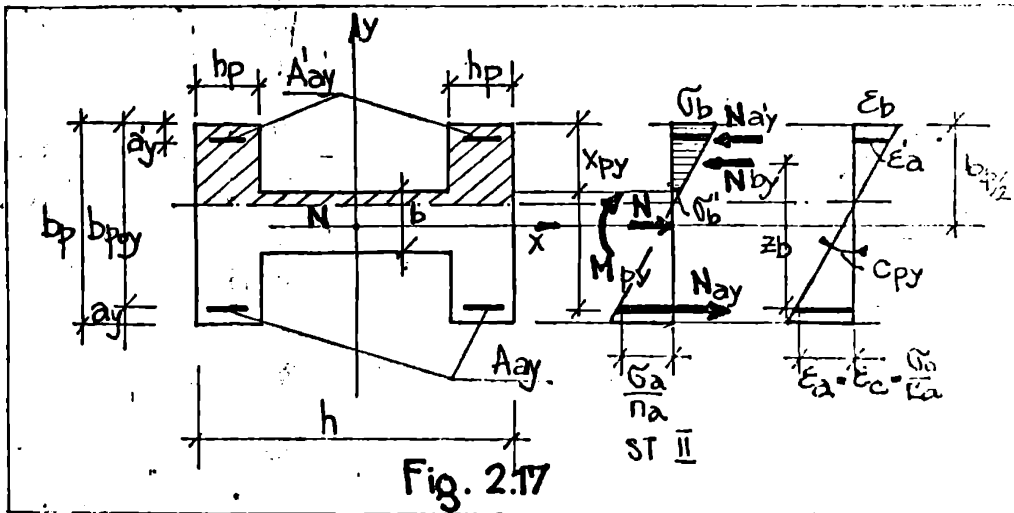
$$A_y = n_a \bar{h}_y \left(\mu_y + \mu'_y + \frac{n'_y}{\alpha} \right); \quad B_y = 4 n_a \bar{h}_y \left(\mu_y + \bar{a}'_y \mu'_y + \frac{n'_y}{\alpha} \right) \quad (2.98)$$

- pentru armarea simetrică ($A a_y = A' a'_y$):

$$A_y = n_a \bar{h}_y \left(2 \mu_y + \frac{n'_y}{\alpha} \right); \quad B_y = 4 n_a \bar{h}_y \left[\mu_y (1 + \bar{a}'_y) + \frac{n'_y}{\alpha} \right] \quad (2.99)$$

CAZUL II: $x_{py} > \frac{b_p - b}{2}$ (axa neutră cade în interior)

cu $\xi_{py} > \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2}$ (fig. 2.17) atunci: $\sigma'_c = \sigma_c$ și $\sigma'_t < \sigma_t$.



Eforturile unitare în armătură (σ_a) sînt date de relația (2.93.a) iar în beton (σ_b) de relația (2.93.b).

$$\sigma_b = \frac{x_{py} - b_p/2 + b/2}{b_{poy} - x_{py}} \cdot \frac{\sigma_o}{n_a} \quad (2.100)$$

Ecuația poziției axei neutre în stadiul II (x_{py}) rezultă sub forma :

$$x_{py}^2 h \sigma_o + x_{py} \left[\sigma_o (b - b_p) (h - 2h_p) + 2 n_a (\sigma_c A_{ay} + \sigma_c A'_{ay} + N) \right] + \sigma_o (h - 2h_p) \left(\frac{b_p^2}{4} + \frac{b^2}{4} - \frac{bb_p}{2} - 2 n_a (\sigma_c b_{poy} A_{ay} + \sigma_c a'_y A'_{ay} + b_{poy} N) \right) = 0 \quad (2.101)$$

Împărțim ecuația (2.101) cu $h b_{poy}^2 R_c$ și cu notațiile (2.95a la n) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_{py}) sub forma :

$$\xi_{py}^2 + \xi_{py} \left[\frac{(b_y - b_{py}) (1 - \frac{2}{\eta_y})}{\frac{b_y^2}{b_{py}^2}} + 2 n_a (\mu_y + \mu'_y + \frac{n'_y y}{\alpha}) \right] + \left[(1 - \frac{2}{\eta_y}) \left(\frac{b_{py}^2}{4} + \frac{b_y^2}{4} - \frac{b_y b_{py}}{2} \right) - 2 n_a (\mu_y + a'_y \mu'_y + \frac{n'_y y}{\alpha}) \right] = 0 \quad (2.102)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{py}) rezultă sub forma

$$\xi_{py} = 0,5 \left(\sqrt{A_y^2 - B_y} - A_y \right) \quad (2.103)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A_y = (\bar{b}_y - \bar{b}_{py}) \left(1 - \frac{2}{h_y}\right) + 2 n_a \left(\mu_y + \mu'_y + \frac{n'_y}{\alpha}\right) ;$$

$$B_y = 4 \left[\left(1 - \frac{2}{h_y}\right) \left(\frac{\bar{b}^2_{py}}{4} + \frac{\bar{b}_y}{4} - \frac{\bar{b}_y \bar{b}_{py}}{2} \right) - 2 n_a \left(\mu_y + \bar{a}'_y \mu'_y + \frac{n'_y}{\alpha} \right) \right] \quad (2.105)$$

- pentru armarea simetrică ($A_{ay} = A'_{ay}$)

$$A_y = (\bar{b}_y - \bar{b}_{py}) \left(1 - \frac{2}{h_y}\right) + 2 n_a \left(2 \mu_y + \frac{n'_y}{\alpha} \right) ;$$

$$B_y = 4 \left[\left(1 - \frac{2}{h_y}\right) \left(\frac{\bar{b}^2_{py}}{4} + \frac{\bar{b}_y}{4} - \frac{\bar{b}_y \bar{b}_{py}}{2} \right) - 2 n_a \left(\mu_y + \bar{a}'_y \mu_y + \frac{n'_y}{\alpha} \right) \right] \quad (2.106)$$

Valoarea curburii ultime (la rupere) după axa y (C_{uy}) se poate scrie sub forma (fig. 2.18.):

$$C_{uy} = \frac{\bar{\epsilon}_b}{125 \xi_{uy} b_{poy}} \quad (2.106.)$$

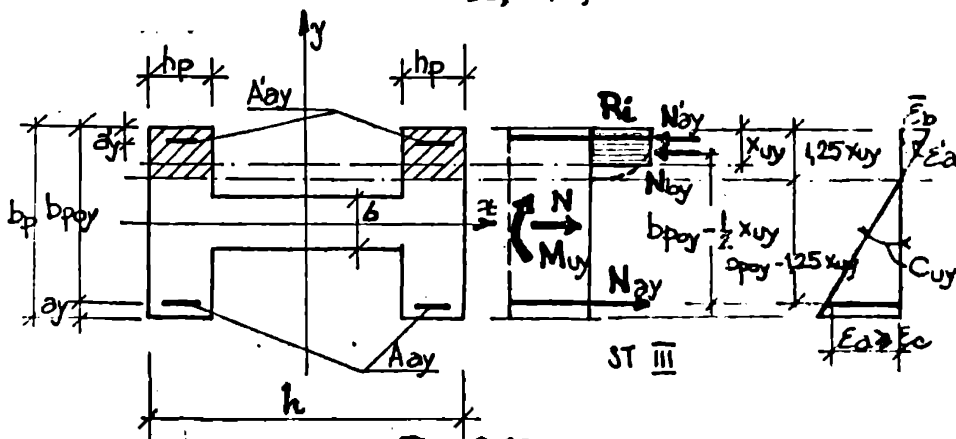


Fig. 2.18

a) In cazul oțelului - beton cu palier de curgere (OB37)

CAZUL I :- $X_{uy} \leq \frac{p-b}{2}$ (axa neutră cade în aripă)

sau $\xi_{uy} \leq \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2}$ (fig. 2.18).

- Dacă : $X_{uy} > 2 a'_y$ sau $\xi_{uy} > 2 \bar{n}_y$ atunci : $\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_o$ și $\bar{\sigma}'_s = \bar{\sigma}_o$.

Ecuația poziției axei neutre în stadiul III (X_{uy}) se poate scrie sub forma :

$$2 h_p R_1 X_{uy} - \bar{\sigma}_o (A_{ay} - A'_{ay}) - N = 0 \quad (2.107)$$

Împărțind ecuația (2.107) cu $h b_{poy} R_o$ și cu notațiile:

$$\xi_{uy} = \frac{X_{uy}}{b_{poy}} ; \quad \alpha = \frac{\sigma_c}{R_c} ; \quad \beta = \frac{R_c}{R_i} ; \quad \mu_y = \frac{A_{uy}}{hb_{poy}} ;$$

$$\mu'_y = \frac{A'_{ay}}{hb_{poy}} ; \quad n'_y = \frac{N}{hb_{poy}R_c} = n(\bar{b}_y + 2\bar{B}_y) ;$$

$$n = \frac{N}{A_b R_c} ; \quad A_b = b \cdot h + 2(b_p + b)h_p ; \quad \bar{b}_y = \frac{b}{b_{poy}} ;$$

$$\bar{B}_y = (\bar{b}_{py} - \bar{b}_y) \frac{1}{h_y} ; \quad \bar{b}_{py} = \frac{b_p}{b_{poy}} ; \quad h_y = \frac{h}{h_p} ;$$

$$\bar{a}'_y = \frac{a'_y}{b_{poy}} ; \quad \bar{a}_y = \frac{a_y}{b_{poy}} \quad (2.108; \text{ la n})$$

rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_{uy}) sub forma :

$$\frac{2}{\beta \cdot h_y} \xi_{uy} - \alpha (\mu_y - \mu'_y) - n'_y = 0 \quad (2.109)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) rezultă sub forma :

$$\xi_{uy} = A_y \quad (2.110)$$

unde :

• pentru armarea nesimetrică :

$$A_y = \frac{\beta \cdot h_y}{2} [n'_y + \alpha (\mu_y - \mu'_y)] \quad (2.111)$$

• pentru armarea simetrică ($A_{ay} = A'_{ay}$) :

$$A_y = \frac{\beta \cdot h_y \cdot n'_y}{2} \quad (2.112)$$

Dacă $X_{uy} \leq 2 a'_y$ sau $\xi_{uy} \leq 2 \bar{a}'_y$ atunci : $\sigma_a = \sigma_c$

și $\sigma_a < \sigma_c$.

Valoarea efortului unitar în armătură (σ_a) este dată de relația :

$$\sigma'_a = \epsilon_a \cdot E_a = \frac{1,25 X_{uy} - a'_y}{1,25 X_{uy}} \bar{\epsilon}_b E_a \quad (2.113)$$

• Ecuația poziției axei neutre în stadiul III (X_{uy}) rezultă sub forma :

$$2 \cdot 1,25 h_p R_i X_{uy}^2 + 1,25 X_{uy} (\bar{\epsilon}_b E_a A'_{ay} - \sigma_c A_{ay} - N) -$$

$$- \bar{\epsilon}_b E_a a'_y A'_{ay} = 0 \quad (2.114)$$

Împărțind ecuația (2.114) cu $2 \cdot 1,25 h b_{poy}^2 R_c$ și cu notațiile (2.108 a la n) rezultă ecuația poziției relative a

axei neutre (ξ_{uy}) sub forma :

$$\xi_{uy}^2 + 0,5\beta \cdot \bar{h}_y \left(\frac{\bar{E}_b \bar{E}_a}{R_c} \mu'_y - \alpha \mu_y - n'_y \right) - 0,5\beta \cdot \bar{h}_y \frac{\bar{E}_b \bar{E}_a}{R_c} \mu'_y = 0 \quad (2.115)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) rezultă sub forma :

$$\xi_{uy} = 0,5 \left(\sqrt{A_y^2 + B_y} - A_y \right) \quad (2.116)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A_y = 0,5\beta \cdot \bar{h}_y \left(\frac{\bar{E}_b \bar{E}_a}{R_c} \mu'_y + \alpha \mu_y - n'_y \right);$$

$$B_y = 1,6\beta \cdot \bar{h}_y \frac{\bar{E}_b \bar{E}_a}{R_c} a'_y \cdot \mu'_y \quad (2.117 \text{ a și b})$$

- pentru armarea simetrică : ($A_{ay} = A'_{ay}$)

$$A_y = 0,5\beta \cdot \bar{h}_y \left[\mu_y \left(\frac{\bar{E}_b \bar{E}_a}{R_c} - \alpha \right) - n'_y \right];$$

$$B_y = 1,6\beta \cdot \bar{h}_y \frac{\bar{E}_b \bar{E}_a}{R_c} a'_y \mu_y \quad (2.118 \text{ a și b})$$

CAZUL II : $x_{uy} > \frac{b - b'}{2}$ (axa neutră cade în interior)

sau

$$\xi_{uy} > \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}'_y}{2} \quad (\text{fig. 2.19}) \text{ atunci : } \sigma_a = \sigma_c \text{ și } \sigma'_a = -\sigma'_c.$$

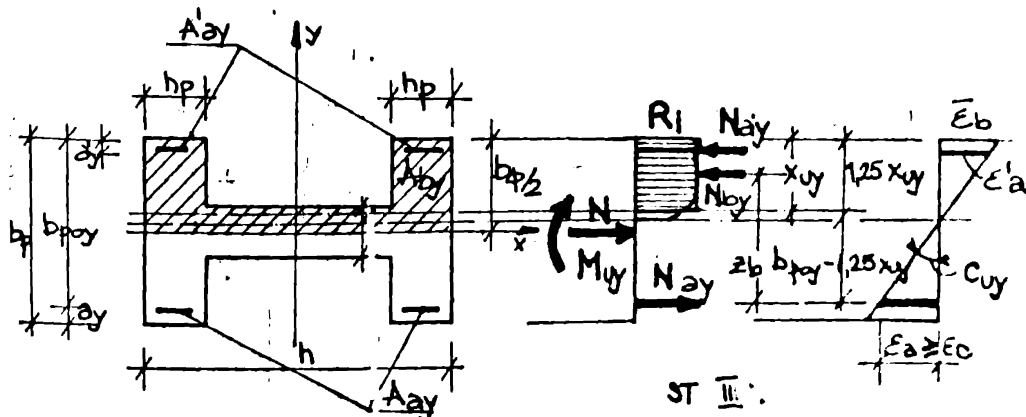


Fig. 2.19

Ecuația poziției axei neutre în stadiul III (x_{uy}) rezultă sub forma :

$$h R_1 X_{uy} + h_p R_1 (b_p - b) - 0,5 (b_p - b) h R_1 - \sigma_0 (A_{ay} - A'_{ay}) - N = 0 \quad (2.119)$$

Impărțind ecuația (2.119) cu $h b_{poy} R_0$ și cu notațiile (2.108 a la n) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_{uy}) sub forma :

$$\xi_{uy} + \bar{B}_y - 0,5(\bar{b}_{py} - \bar{b}_y) - \beta \alpha (\mu_y - \mu'_y) - \beta n'_y = 0 \quad (2.120)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) rezultă sub forma :

$$\xi_{uy} = A_y \quad (2.121)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A_y = \beta \left[n'_y + \alpha (\mu_y - \mu'_y) \right] - 0,5 (\bar{b}_{py} - \bar{b}_y) - \bar{B}_y \quad (2.122)$$

- pentru armarea simetrică ($A_{ay} = A'_{ay}$) :

$$A_y = \beta n'_y + 0,5 (\bar{b}_{py} - \bar{b}_y) - \bar{B}_y \quad (2.123)$$

b) In cazul oțelurilor - beton cu limită convențională de curgere (PC 52 și PC 60) :

$$\text{CAZUL 1 : } X_{uy} \leq \frac{b_p - b}{2} \text{ sau } \xi_{uy} \leq \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2} \text{ (fig. 2.6.a)}$$

- Dacă : $X_{uy} > 2a'_y$ sau $\xi_{uy} > 2a'_y$ atunci :

$$\sigma_a > \sigma_{0,2} \text{ și } \sigma_{a'} > \sigma_{0,2}$$

Valoarea eforturilor unitare din armătură se determină cu relațiile (fig. 2.6.b) :

$$\sigma_a = \left(\frac{b_{poy} - 1,25 X_{uy}}{1,25 X_{uy}} \bar{\epsilon}_b - \epsilon_0 \right) \frac{E_a}{I_0} + \sigma_{0,2}$$

$$\sigma_{a'} = \left(\frac{1,25 X_{uy} - a'_y}{1,25 X_{uy}} \bar{\epsilon}_h - \epsilon_0 \right) \frac{E_a}{I_0} + \sigma_{0,2} \quad (2.124a \text{ la } b)$$

Ecuația poziției axei neutre (X_{uy}) rezultă sub forma :

$$2,12,5 h_p R_1 X_{uy}^2 + 12,5 X_{uy} \left[A_{ay} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a + 0,1 \epsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + A'_{ay} (0,1 \bar{\epsilon}_b E_a - 0,1 \epsilon_0 E_a + \sigma_{0,2}) - N \right] - \bar{\epsilon}_b E_a (b_{poy} A_{ay} + a'_y A'_{ay}) = 0 \quad (2.125)$$

Impărțind ecuația (2.125) cu $2,12,5 h b_{poy}^2 R_0$ și cu

tațiile (2.108 a la n) rezultă ecuația poziției relative a
ei neutre (ξ_{uy}) sub forma :

$$2 \cdot 0,5 \beta \cdot \bar{h}_y \xi_{uy} \left[\frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \varepsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + \frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a - 0,1 \varepsilon_0 E_a + \sigma_{0,2}) - n'_y \right] - 0,04 \beta \cdot \bar{h}_y \cdot \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y + a'_y \mu'_y) = 0 \quad (2.126)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) rezultă sub forma :

$$\xi_{uy} = 0,5 (\sqrt{A_y^2 + B_y} - A_y) \quad (2.127)$$

de :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A_y = 0,5 \beta \cdot \bar{h}_y \left[\frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \varepsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + \frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a - 0,1 \varepsilon_0 E_a + \sigma_{0,2}) - n'_y \right] ;$$

$$B_y = 0,16 \beta \cdot \bar{h}_y \cdot \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y + a'_y \mu'_y) \quad (2.128 \text{ a la b})$$

- pentru armarea simetrică : ($A_{ay} = A'_{ay}$) :

$$A_y = 0,5 \beta \cdot \bar{h}_y \left(\frac{0,2 \mu_y \bar{E}_b E_a}{R_0} - n'_y \right) ;$$

$$B_y = 0,16 \beta \cdot \bar{h}_y \cdot \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} \mu_y (1 + a'_y) \quad (2.129 \text{ a la b})$$

- Dacă : $X_{uy} < 2 a'_y$ sau $\xi_{uy} \leq 2 a'_y$ atunci : $\sigma_a > \sigma_{0,2}$
și $\sigma_a < \sigma_{0,2}$

Valoarea eforturilor unitare din armături se determină cu
ecuațiile (2.124) și (2.113).

Ecuația poziției axei neutre (X_{uy}) rezultă sub forma :

$$12,5 h_{pR1} X_{uy}^2 + 12,5 X_{uy} \left[A_{ay} (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \varepsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + \bar{E}_b E_a A'_{ay} - N \right] + \bar{E}_b E_a (b_{poy} A_{ay} + 10 a'_y E_a A'_{ay}) = 0 \quad (2.130)$$

Impărțind ecuația (2.130) cu $2 \cdot 12,5 h_{poy}^2 R_0$ și cu
ecuațiile (2.108 a la n) rezultă ecuația poziției relative a
axei neutre (ξ_{uy}) sub forma :

$$\xi_{uy}^2 + 0,5 \beta \cdot \bar{h}_y \xi_{uy} \left[\frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \epsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y - n'_y) \right] - 0,04 \beta \cdot \bar{h}_y \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y + 10 \bar{a}'_y \mu'_y) = 0 \quad (2.131)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) rezultă sub forma :

$$\xi_{uy} = 0,5 \left(\sqrt{A_y^2 + B_y} - A_y \right) \quad (2.132)$$

unde :

- pentru armarea nesimetrică :

$$A_y = 0,5 \beta \cdot \bar{h}_y \cdot \left[\frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \epsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y - n'_y) \right]$$

$$B_y = 0,16 \beta \cdot \bar{h}_y \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y + 10 \bar{a}'_y \mu'_y) \quad (2.133 \text{ a la b})$$

- pentru armarea simetrică ($A_a y = A'_a y$) :

$$A_y = 0,5 \beta \cdot \bar{h}_y \left[\frac{\mu_y}{R_0} (1,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \epsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) - n'_y \right]$$

$$B_y = 0,16 \beta \cdot \bar{h}_y \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} \mu_y (1 + 10 \bar{a}'_y) \quad (2.134 \text{ a la b})$$

CAZUL II : $X_{uy} > \frac{b_p - b}{2}$ sau $\xi_{uy} > \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2}$ (fig. 2.19)

atunci : $\sigma_a > \sigma_{0,2}$ și $\sigma_{a'} > \sigma_{0,2}$

Văloarea eforturilor unitare din armături se determină cu relațiile (2.124 a la b).

Ecuația poziției axei neutre (X_{uy}) rezultă sub forma :

$$12,5 h R_1 X_{uy}^2 + 12,5 X_{uy} \left[h p R_1 (b_p - b) - 0,5 (b_p - b) h R_1 + A_a y (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \epsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + A'_a y (0,1 \bar{E}_b E_a - 0,1 \epsilon_0 E_a + \sigma_{0,2}) - N \right] - \bar{E}_b E_a (b_{poy} A_a y + a'_y A'_a y) = 0 \quad (2.135)$$

Împărțind ecuația (2.135) cu $12,5 h b_{poy}^2 R_0$ și cu notațiile (2.108. a la n) rezultă ecuația poziției relative a axei neutre (ξ_{uy}) sub forma :

$$\xi_{uy}^2 + \beta \cdot \xi_{uy} \left[\frac{b_{py} - \bar{b}_y}{b_y} + \frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \epsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + \frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a - 0,1 \epsilon_0 E_a + \sigma_{0,2}) - n'_y \right] - 0,08 \beta \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y + \bar{a}'_y \mu'_y) = 0 \quad (2.136)$$

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) rezultă sub forma:

$$\xi_{uy} = 0,5 \left(\sqrt{A_y^2 + B_y} - A_y \right) \quad (2.137)$$

unde:

- pentru armarea nesimetrică:

$$A_y = \beta \cdot \left[\bar{B}_y - 0,5(\bar{b}_{py} - \bar{b}_y) + \frac{\mu_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a + 0,1 \epsilon_0 E_a - \sigma_{0,2}) + \frac{\mu'_y}{R_0} (0,1 \bar{E}_b E_a - 0,1 \epsilon_0 E_a + \sigma_{0,2}) - n'_y \right];$$

$$B_y = 0,32 \beta \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} (\mu_y + \bar{a}'_y \mu'_y) \quad (2.138a \text{ la } b)$$

- pentru armarea simetrică ($A_{ay} = A'_{ay}$):

$$A_y = \beta \cdot \left[\bar{B}_y - 0,5(\bar{b}_{py} - \bar{b}_y) + \frac{0,2 \mu_y}{R_0} \bar{E}_b E_a - n'_y \right];$$

$$B_y = 0,32 \beta \frac{\bar{E}_b E_a}{R_0} \mu_y (1 + \bar{a}'_y) \quad (2.139a \text{ la } b)$$

Înlocuind valorile curburilor date de relațiile (2.92) și (2.106) în relația (2.2) obținem relația de calcul a ductilității capabile secționale după axa y (D_{oy}) sub forma:

$$D_{oy} = \frac{\bar{E}_b (1 - \xi_{py}) E_a}{1,25 \xi_{uy} \sigma_0} \quad (2.140)$$

2.3. ELEMENTE COMPRESATE EXOENTRIC DE SECȚIUNE DUBLU T ȘI PATRATA SOLICITATE LA ÎNCĂRCĂRI ALTERNANTE DE TIP SEISM CU INFLUENȚA PREDOMINANTĂ A FORȚEI TĂIETOARE.

A acțiunea simultană a eforturilor unitare normale și tangențiale datorate momentului încovoietor și forței tăietoare creează în elementele de beton armat o stare de solicitare complexă. Valorile caracteristice ale eforturilor și deformațiilor la starea limită de rezistență a elementelor sînt influențate de o serie de parametrii aliației astfel încît determinarea lor reală este foarte dificilă [22].

Prezența forțelor tăietoare complică mult fenomenul comportării sub încărcări a elementelor compresate exocentric din beton armat [74].

În principal efectul forțelor tăietoare se traduce prin :

- modificarea distribuției fisurilor, a eforturilor unitare în beton și armătură, precum și a curburilor ;

- modificarea caracterului rupei, funcției de menținere forței tăietoare și modul de armare transversală, se poate ajunge la rupeți de diverse tipuri de la o rupere casantă la o comportare ductilă cu deformații plastice importante ;

- necesitatea schimbării modelului de calcul, prin renunțarea la ipoteza secțiunilor plane și adoptarea unor scheme de calcul de obicei din modelul de grindă cu zăbrele.

Un element de beton armat sollicitat la încovoiere cu forță tăietoare trece din stadiul I în stadiul II de comportare prin apariția unei fisuri de încovoiere, normale pe axa elementului.

Valoarea curburii la limita elastică (C_p) se poate calcula cu relațiile (2.3) și (2.79).

La creșterea încălcării, din fisurile de încovoiere se dezvoltă fisuri înclinate care avansează către zona comprimată a elementului, în acest stadiu elementul de beton armat se comportă asemănător teoriei grinzii cu zăbrele generalizată.

Modul de rupere al elementelor de beton armat poate fi definit de configurația fisurilor care apar pe fețele laterale ale elementului. Desigur că această definiție fenomenologică nu reprezintă altceva decât procesele esențiale ale stării de forțare interioară. În zonele în care predomină sollicitarea momentelor încovoietoare asupra forțelor tăietoare, are loc apariția și deschiderea fisurilor, dezvoltarea deformațiilor și ruperea lui.

În cazul, în care forțele tăietoare devin semnificative atunci eforturile unitare tangențiale cresc și ca urmare și valoarea eforturilor unitare principale și înclinarea lor în zona axei neutre. În acest caz fisurarea se produce în secțiuni înclinate după traiectoriile eforturilor unitare principale de compresiune, deci ortogonal cu cele de întindere. Ruperea elementului în acest caz are loc prin distrugerea betonului comprimat deasupra fisurii înclinate care poate fi mai mult sau mai puțin deschisă. În cazul în care armătura longitudinală și transversală intră în curgere înaintea zdrobirii betonului comprimat, deschiderea fisurilor înclinate este mare.

Încercările experimentale au arătat că fisurarea la acțiunea combinată a încovoierii cu forță tăietoare se poate produce prin apariția și dezvoltarea mai întâi a fisurilor din zona centrală

a elementului (unde forța tăietoare este în general redusă), iar fisurile înclinate din forțe tăietoare în general apar la trepte de încărcare mai ridicate, care apoi una din ele se deschide mai puternic și care în final conduce la ruperea în secțiuni înclinate prin surgera armăturii longitudinale și transversale înainte sau odată cu zdrobirea betonului din zona comprimată.

Această teorie de rupere se bazează în principiu pe următoarele raționamente și ipoteze /132/ :

• O rupere prin încovoiere - tăiere apare prin distrugerea zonei comprimate a betonului la capătul unei fisuri de tăiere. În această zonă acționează pe lângă tensiunile normale σ din încovoiere și tensiunile tangențiale τ deoarece întreaga forță tăietoare sau o parte din ea este preluată de zona comprimată a betonului.

Tensiunea marginală din beton atinsă la rupere pe care o numim rezistența la compresiune tăiere $R_{1\tau}$, este față de rezistența la compresiune din încovoiere R_1 cu atât mai mică cu cât tensiunile tangențiale ce acționează simultan în zona comprimată sînt mai mari. Rezistența la compresiune tăiere se deduce cu ajutorul criteriului de rupere al lui Mohr ca funcție de așa numitul raport $\frac{M}{Q \cdot h_0}$ pe care H. Rusch /116/ îl denumește zveltetea la forfecare sau raportul $\frac{a}{h_0}$ și se ajunge la relația următoare dedusă în lucrarea /132/ :

$$\frac{R_{1\tau}}{R_1} = \psi = \frac{1}{1 + 3,2 \left[\frac{Qh_0}{M} (1-\eta) \right]^2} \quad (2.141)$$

Ipoteza secțiunilor plane nu mai este valabilă în domeniul tăierii mai ales dacă s-au format deja fisuri de tăiere care și în cazul esigării incomplete la tăiere se apropie mai mult de marginea comprimată decât fisurile verticale din încovoiere. De aceea se formulează o condiție de deformare sau de compatibilitate a deformărilor extindă care ține seama atât de deformările din încovoiere, de tăiere, cât și de influența calității aderenței.

• Considerarea condițiilor de echilibru a forțelor interne. Pentru simplificare se consideră o distribuție uniformă a lui σ și τ pe înălțimea zonei comprimate fig. 2.20.;

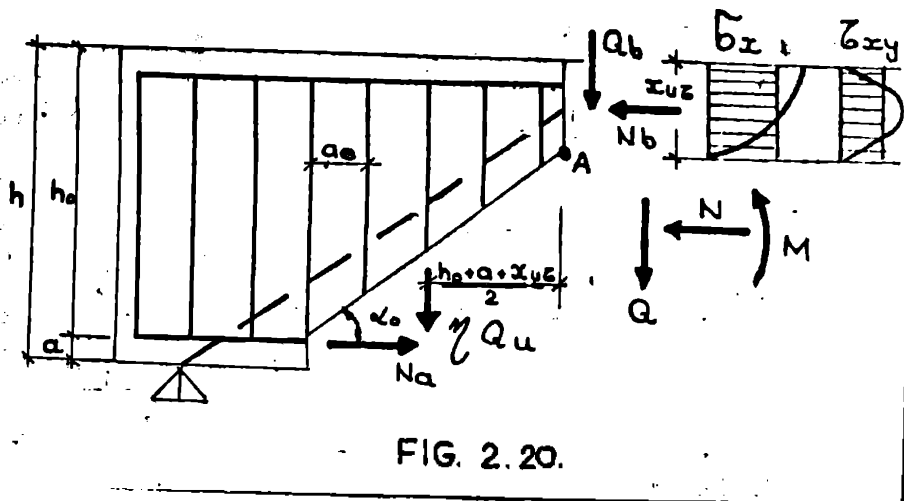


FIG. 2.20.

Din condițiile de echilibru și deformație pot fi determinate forțele interioare ce duc la rupere și deci la încercarea de rupere. Capacitatea portantă a secțiunii la încovoiere cu forță tăietoare cuprinde pe lângă solicitarea de încovoiere, caracteristicile secțiunii transversale, proprietățile materialelor și influența forței tăietoare.

Armătura de tăiere cauzează următoarele :

- a) o reducere a deformațiilor din tăiere (de care se ține seama prin condiția de deformație) ;
- b) o mărire a rezistenței la compresiune tăiere ;
- c) o creștere a momentului de rupere prin tăiere rezultat din condiția de echilibru.

Pe baza acestor raționamente rezultă că teoria de rupere la tăiere expusă este de fapt o teorie de încovoiere generalizată ce ține seama și de influența deformațiilor de tăiere și de cedarea prematură cauzată de acestea. În funcție de modul de solicitare și de alcătuire a structurii uneori va fi hotărîtor momentul încovoiator, alteori forța tăietoare, de cele mai multe ori însă acțiunea lor combinată.

În calcule armătura transversală se ia în considerare prin coeficientul de armare transversală :

$$\mu_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot a_0 \cdot \sin \alpha} \quad (2.142)$$

În practică se preferă o măsură directă a calității

sigurării la forță tăietoare [132], prin introducerea gradului de asigurare la forță tăietoare a elementului, raportat la forța tăietoare de rupere (critică).

$$\eta = \frac{A_t}{a_e} \frac{\sigma_c \cdot z}{Q_{crit} \cdot \sin \alpha} \quad (2.143)$$

unde :

$\frac{A_t}{a_e}$ este secțiunea armăturii la tăiere raportată la unitatea de lungime ;

A_t - secțiunea așchierilor sau a barelor înclinate ;

a_e - distanța dintre așchieri ;

z - brațul de pârghie a efortului interior $\frac{1}{8} h_0$;

α - unghiul de înclinare a așchierilor sau a barelor înclinate ;

$Q_{crit} = Q_{g+p}$ - forța tăietoare sub sarcina critică (pentru calculul la rupere se introduce Q_u) ;

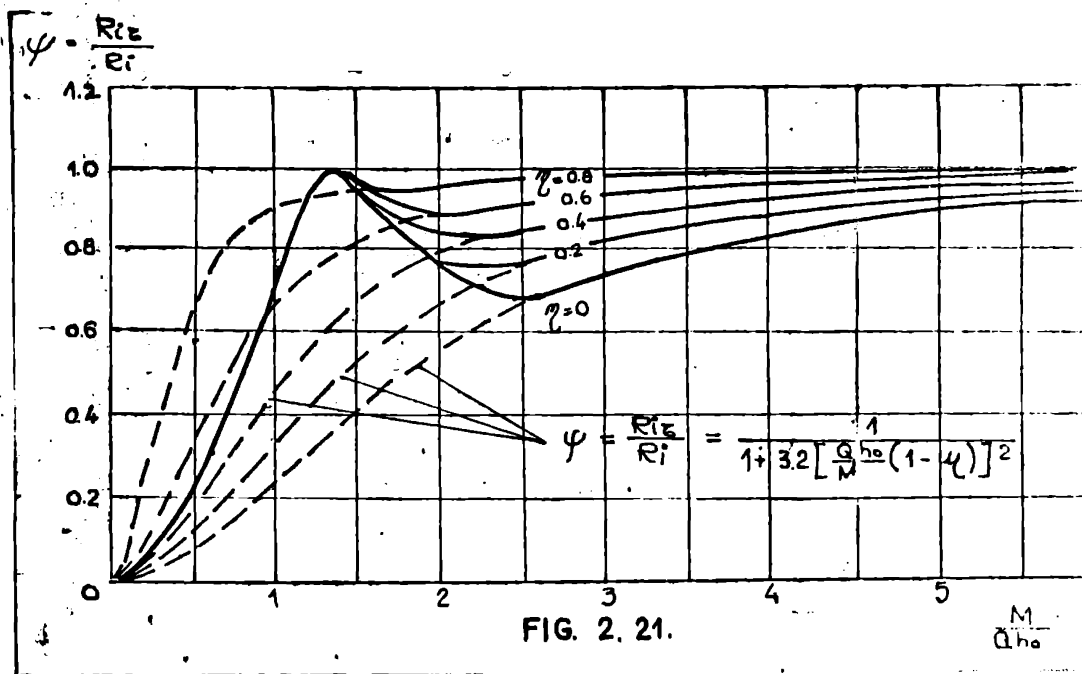
σ_c - limita de curgere a armăturii transversale

Aici, valoarea $\eta = 1$ înseamnă asigurarea completă la tăiere; adică sub încărcarea critică toată forța tăietoare poate fi reluată de armătura de tăiere solicitată pînă la limita de curgere.

Pe baza unor rezultate experimentale rezultă că un caz favorabil apare aproximativ cînd raportul $\frac{M}{Qh_0} \leq 1,5$. În acest domeniu valorile ψ reprezentate cu linia plină în fig. 2.21 sînt deci aproximativ de 3 ori mai mari decît valorile reprezentate punctat fără considerarea tensiunilor din aplicația încercărilor.

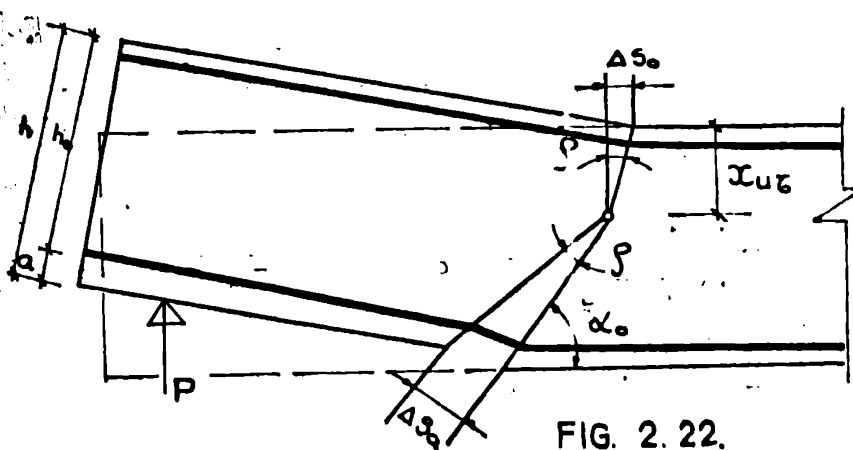
Domeniul cuprins între $\frac{M}{Qh_0} = 1,5 - 3$ este ceva nesigur deoarece $R_{1/2}$ depinde aici de întimplările formării fisurilor. De aceea a fost prevăzut cu o curbă rezultată pe baza experiențelor care ține seama că elementele cu încărcări concentrate cu raportul $\frac{M}{Qh_0} = 2,5$ prezintă cele mai mici rezistențe de rupere la compresiune din tăiere. Cooșaga liniei rezultată astfel, care ține seama de influența favorabilă a tensiunilor verticale σ_y din zona de încărcare, este de importanță redusă pentru practică deoarece elementele cu raportul $\frac{M}{Qh_0} \leq 2,5$ apare foarte rar.

In fig. 2.21 sînt reprezentate curbele de variație a lui ψ în funcție de gradul de asigurare la tăiere η . Conform



definiției arătate anterior η reprezintă acea parte a forței tăietoare care poate fi preluată, în stadiul de rupere, de arătura transversală în concordanță cu aceasta considerate să ajungă la ecuația (2.141).

În domeniul unor momente încovoietoare mici și a unei



solicitări la tăiere relativii mari care produce fisuri de tăiere

propriu - zise, deformațiile pot fi reduse în esență la o rotație în jurul capătului încă necunoscute al fisurii principale de tăiere, pe care o numim rotație din tăiere (fig. 2.22)

$$\frac{\Delta s_o}{\Delta s_u} = \frac{x_{uz}}{h_o + a - x_{uz}} \cdot \sin \alpha_o = \frac{\xi_{uz}}{1 + a - \xi_{uz}} \sin \alpha_o \quad (2.144)$$

Această relație este asemănătoare cu ipoteza lui Navier - Bernoulli :

$$\frac{\epsilon_o}{\epsilon_u} = \frac{x_{uz}}{h_o + a - x_{uz}} = \frac{\xi_{uz}}{1 + a - \xi_{uz}} \quad (2.145)$$

Pe lângă introducerea unghiului de înclinare α_o necesar datorită faptului că se consideră o secțiune înclinată cele două ipoteze se deosebesc în esență prin aceea că în prima ecuație (2.144) apar deformații finite Δs , pe cînd în cea de a doua ecuație (2.145) apar deformații specifice (ϵ). Acest lucru este necesar fiindcă deformațiile ϵ_o în lungul fibrei comprimate superioare marginale a betonului sînt în cazul încovoierii pure mai mult sau mai puțin constante, pe cînd ele se reduc lângă o secțiune de rupere prin tăiere. Mărima rotației la tăiere depinde deci nu numai de deformațiile specifice din secțiunea de rupere ci și de deformațiile unui anumit domeniu de influență.

În cazul unei sollicitări din tăiere mai mari pe lângă rotația din tăiere apare și o deformație a inimii bare apare în încercări prin aceea că lățimea unei fisuri de tăiere este mai mare în mijlocul inimii decît la nivelul armăturii longitudinale, adică fibrele comprimate înclinate trebuie să cedeze ceea ce duce la o avansare a fisurii înclinate /132/. Putem să ținem seama de acest lucru, așa cum rezultă din (fig. 2.23) cu următoarea relație :

$$\begin{aligned} \frac{\Delta s_o}{\Delta s_u} &= \frac{k_t \cdot \rho \cdot x_{uz}}{\rho \cdot (h_o + a - x_{uz})} \sin \alpha_o = k_t \frac{x_{uz}}{h_o + a - x_{uz}} \sin \alpha_o = \\ &= k_t \frac{\xi_{uz}}{1 + a - \xi_{uz}} \cdot \sin \alpha_o \end{aligned} \quad (2.146)$$

unde :

k_t - este un coeficient de deformație din tăiere care are valoarea > 1 și care depinde de tensiunea tangen-

țială σ_{or} atinsă în stadiul de rupere.

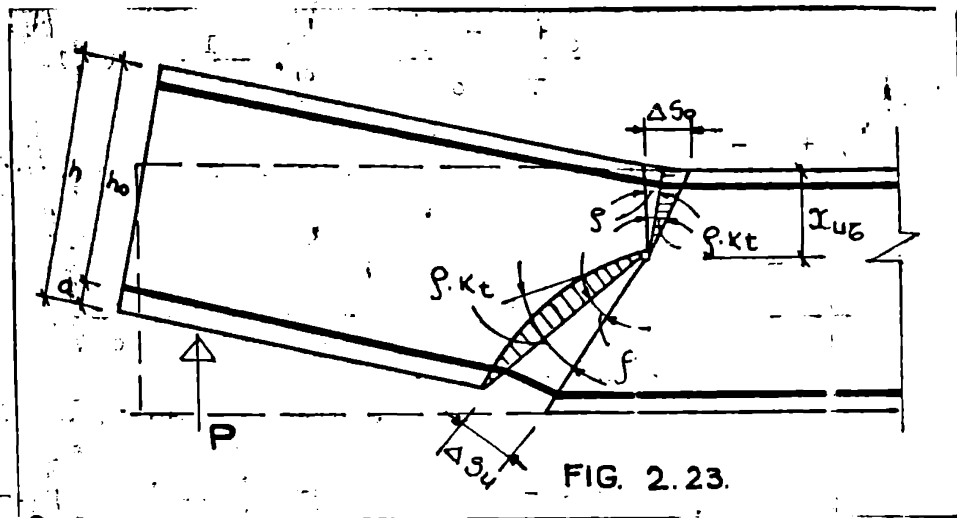


FIG. 2.23.

Calculul deformației zonei comprimate (ΔS_o) în vecinătatea capătului superior al fisurii din tăiere se face cu relația :

$$\Delta S_o = \epsilon_b (h_0 + a) \sqrt{\xi_{uz}} \quad (2.147)$$

Factorul $(h_0 + a) \sqrt{\xi_{uz}}$

ține seama de faptul că rotirea din tăiere este cu atât mai mică cu cât axa neutră se apropie de marginea comprimată.

Pentru $\xi_{uz} = \frac{x_{uz}}{h_0} = 0,25$ aceasta înseamnă că zona de influență asupra rotirii din tăiere se extinde pe o lungime de $0,5 h_0$, pe cînd în cazul unui ξ_{uz} foarte mic, $\xi_{uz} = 0,09$ este de numai $0,3 h_0 / 132\%$.

Deformația specifică ϵ_b depinde de tensiunea marginală $\sigma_b = R_{1g}$ atinsă în stadiul de rupere, considerînd că dependența lor este dată de relația :

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bu}} = \left(\frac{\sigma_b}{R_1} \right)^2 = \left(\frac{R_{1g}}{R_1} \right)^2 = \psi^2 \quad (2.147)$$

Avem în acest caz :

$$\Delta S_o = \psi^2 \cdot \bar{\epsilon}_{bu} (h_0 + a) \sqrt{\xi_{uz}} \quad (2.148)$$

unde:

$$\bar{\epsilon}_{bu} = 0,0035 = 3,5 \%$$

Deformația zonei întinse ΔS_u depinde pe lângă alungirea oțelului ϵ_s și de mărimea domeniului afectat de fisurile de tăiere

și de calitatea aderenței /132/. Dacă se ține seama de acest aspect valoarea lui ΔS_u se poate scrie sub forma :

$$\Delta S_u = \epsilon_s \frac{h_0 + a - x_{uz}}{\sin \alpha_0} K_b \cdot \frac{1}{\psi^2} \quad (2.149)$$

unde :

$$\frac{h_0 + a - x_{uz}}{\sin \alpha_0}$$

- este lungimea fisurii din tăiere, care poate fi privită drept o măsură a mărimii, zonei afectate ;

K_b - coeficient de aderență ;

$\frac{1}{\psi^2}$ - ține seama de influența raportului $\frac{M}{Q h_0}$ și a gradului de asigurare la tăiere η .

Cu cât Q este mai mare în raport cu M cu atât vor fi mai mari și tensiunile de aderență σ_1 corespunzătoare relației cunoscute $\sigma_1 = \frac{Q}{u \cdot z}$ (u - perimetrul armăturii longitudinale.)

Prin aceasta asemănător ca în cazul încercărilor de smulgere se produce o deplasare relativă între armătură și beton care mărește și deformațiile din tăiere. În apropierea rezemelor armătura longitudinală este fixată pe de altă parte și de tensiunile de rezemare verticale σ_y și prin aceasta se reduce efectul de smulgere. Este deci indicat să se țină seama de acest lucru prin funcția ψ reprezentată în fig. 2.21 care conține influența tensiunilor verticale σ_y , cu toate că pentru aceasta nu poate fi dată o deducere directă.

Acest considerent apare însă adecvat și duce la o corecție bună cu rezultatele experimentale. Cu $\psi = F\left(\frac{M}{Q h_0}, \eta\right)$ se ține seama și de influența armăturii transversale asupra deformației zonei întinse, în cazul asigurării complete la tăiere ($\eta = 1$ rezultă $\psi = 1$) acest fenomen de smulgere se anulează, adică avem aceeași situație ca și în cazul încovoierii pure, ceea ce din nou este confirmat de experiență /132/.

Cu relațiile anterioare condiția de deformație poate fi raportată acum la deformațiile specifice din stadiul de rupere a se compara ecuațiile (2.146); (2.148); (2.149) și putem scrie:

$$\frac{\Delta s_0}{\Delta s_u} = K_t \frac{\xi_u}{1 + \xi_u} \sin \alpha_0 = \frac{\psi^2 \cdot E_{bu} (h_0 + a) \sqrt{E_{uz}}}{\epsilon_s \frac{h_0 + a - x_u}{\sin \alpha_0} K_b \cdot \frac{1}{\psi^2}} \quad (2.150)$$

$$\frac{\bar{\epsilon}_{bu}}{\epsilon_a} = \frac{K_t \cdot K_b \sqrt{\epsilon_{uz}}}{\psi^4 (1+\bar{\alpha})} \quad (2.151)$$

Ecuatia (2.151) reprezintă condiția de deformare în cazul încovoierii cu tăiere.

Pentru încovoiere pură avem $\psi = K_t = 1$ și condiția de deformare este deci:

$$\frac{\bar{\epsilon}_{bu}}{\epsilon_a} = K_b \frac{\sqrt{\epsilon_{uz}}}{(1+\bar{\alpha})} \quad (2.152)$$

Relația (2.152) conține de asemenea coeficientul de aderanță K_b , care are o influență mai mică, dar totuși sensibilă.

Este de remarcat faptul că această condiție (2.152) ce depinde de $\sqrt{\epsilon_{uz}}$ corespunde mai bine valorilor experimentale obținute la rupere prin încovoiere decât ipoteza secțiunilor plane.

Determinarea coeficientului K_t care ține seama de deformarea inimii grinzii în cazul când nu avem armătură transversală de tăiere, se obține astfel :

$$K_t = 1 + \frac{\tau_{or} - \tau_{o\text{ fis}}}{\tau_{o\text{ fis}}} = \frac{\tau_{or}}{\tau_{o\text{ fis}}} \geq 1 \quad (2.153)$$

unde: τ_{or} este tensiunea tangențială în stadiul de rupere

$$\tau_{or} = \frac{Q_r}{b \cdot \delta \cdot h_0}$$

$\tau_{o\text{ fis}}$ - tensiunea tangențială la care primele fisuri din tăiere ajung până aproximativ la mijlocul inimii grinzii.

● Dacă avem armătură transversală la tăiere, aceasta se opune deformării inimii, lucru de care se ține seama prin următoarea expresie empirică :

$$K_t = 1 + \frac{\tau_{or} \tau_{o\text{ fis}} - \tau_{ot}}{\tau_{o\text{ fis}}} = \frac{\tau_{or} - \tau_{ot}}{\tau_{o\text{ fis}}} \quad (2.154)$$

unde:

$\tau_{ot} = \sigma_{\epsilon}$ reprezintă acea tensiune tangențială, respec-

tiv de întindere principală care este acoperită în stadiul de rupere de armătura de tăiere.

Pe baza studiilor experimentale /132/ s-a ajuns la următoarea relație între τ și σ_{str} :

$$\sigma_{str} = \frac{\tau_{ot} - \tau_{o\text{ fis}}}{\mu_t} \quad (2.155)$$

sau :

$$\tau_{ot} = \mu_t \cdot \sigma_{str} + \tau_{o\text{ fis}} \quad (2.156)$$

unde :

$$\mu_t = \frac{A_t}{b \cdot a_p \cdot \sin \alpha}$$

In cazul asigurării complete la tăiere ($\eta = 1$) avem $\mu_t \cdot \sigma_{str} = \tau_{or}$, iar pentru valori $\eta < 1$ avem $\mu_t \cdot \sigma_{str} = \eta \cdot \tau_{or}$ sau $\tau_{ot} = \eta \cdot \tau_{or} + \tau_{o\text{ fis}}$ și deci :

$$K_t = \frac{\tau_{or} - \tau_{o\text{ fis}}}{\tau_{o\text{ fis}}} (1 - \eta) \text{ - pentru etrieri inclinați sau bare inclinate} \quad (2.158)$$

$$K_t = \frac{\tau_{or} - \tau_{o\text{ fis}}}{\tau_{o\text{ fis}}} (1 - \frac{3}{4} \eta) \text{ - pentru etrieri verticali} \quad (2.159)$$

Pentru determinarea mărimii lui $\tau_{o\text{ fis}}$ care duce la fisura din tăiere, pe baza unor studii experimentale amănunțite, se admite expresia simplă, sub forma :

$$\tau_{o\text{ fis}} = 0,7 \sqrt{R_1} \quad (\text{daN/cm}^2) \quad (2.160)$$

Coefficientul de aderență K_b este influențat de mai multe mărimi, unele putînd fi evaluate teoretic, iar altele de cele mai multe ori numai empiric.

Pentru calculul valorii lui K_b se poate admite relația :

$$K_b = 0,9 + 0,3 \frac{P}{R_1} \chi \sqrt{\frac{\phi}{\phi_0}} \quad (2.161)$$

unde :

P = este procentul de armare longitudinal ($\%$);

R_1 = rezistența la compresiune din încovoiere (daN/mm^2);

χ = coeficient de rugozitate a suprafeței, pentru oțeluri cu profil periodic $\chi = 1$, pentru oțeluri cu profil neted $\chi = 1,5$;

ϕ = diametrul armăturii longitudinale (respectiv diametrul echivalent al armăturilor cu profil periodic)

ϕ_0 = diametrul de referință $\phi_0 = 25 \text{ mm}$.

Prin urmare aderența este cu atât mai slabă cu cît K_b

este mai mare adică :

- cu cît diametrul barelor este mai mare ;
- cu cît rugozitatea suprafeței este mai mică ;
- cu cît procentul de armare longitudinal este mai mare ;

cu cît calitatea betonului este mai redusă.

Pentru determinarea forțelor întinsoare, care apar în stă de rupere pe lângă condiția de deformabilitate (2.151) trebuie ținut seama și de condiția de echilibru. În calcul se admite o distribuție uniformă a compresiunilor pe toată înălțimea zonei comprimate (vezi. fig. 2.20), adică vom avea:

$$N_b + N_a' - N_a - N = 0 \quad (2.162)$$

Din ecuația (2.162) rezultă poziția unei axe neutre (ξ_{uz}).

Pentru ruperea din tăiere cît și pentru ruperea din încovășiere se determină poziția relativă a axei neutre (ξ_{uz}) prin rezolvarea sistemului de ecuații format din condiția de echilibru (2.162) și din condiția de deformație (2.151).

Curbură ultimă (la rupere (σ_{uz}) în cazul elementelor comprimate excentric, au influență predominantă a forței tăietoare rezultă din relațiile (vezi. fig. 2.23)

$$\sigma_{uz} = \rho \cdot K_t = \frac{\Delta s_o}{\xi_{uz} h_o} K_t \quad (2.163)$$

$$\sigma_{uz} = \rho \cdot K_t = \frac{\Delta s_u \cdot \sin \alpha_o}{(1 + \bar{a} - \xi_{uz}) h_o} K_t \quad (2.164)$$

Dintre cele două valori ale curburii ultime (σ_{uz}) date de relațiile (2.163) și (2.164) se va introduce în calculul ductilității capabile secționale valoarea maximă.

Valoarea curburii la limita elastică (σ_{pe}) în cazul elementelor comprimate excentric, cu influență predominantă a forței tăietoare se determină cu relația (2.3) și (2.79) ca și în cazul elementelor comprimate excentric, fără influență predominantă a forței tăietoare.

Prin rezolvarea sistemului de ecuații (2.162) și (2.151) se ajunge la o ecuație de gradul 3 în ξ_{uz} a cărei rezolvare este mai dificilă și din acest motiv se propune un procedeu mai simplu de calcul care ia în considerare influența forței tăietoare și modul de rupere printr-un coeficient K_T stabilit pe cale experimentală. Procedeu este următorul: se determină poziția relativă a axei neutre (ξ_u) cu relațiile din capitolul 21, iar valoarea curburii ultime (C_u) se determină cu relația (2.27) însă se reduce cu coeficientul K_T determinat pe baza încercărilor experimentale efectuate de autor, care ține seama de influența

predominantă a forței tăietoare prin raportul M/Qh_0 .

Relațiile de calcul pentru coeficientul K_z , sînt pentru elemente sollicitate de compresiune excentrică dreaptă și oblică sînt prezentate în capitolul 5.3.

În cazul stîlpilor de beton armat sollicitați la compresiune excentrică, cu influența predominantă a forței tăietoare ductilitatea capabilă secțională se calculează cu aceleași relații ca și pentru stîlpii cu influența redusă a forței tăietoare, doar că se reduce cu coeficientul K_z care ține seama de influența forței tăietoare prin raportul M/Qh_0 .

Influența predominantă a forței tăietoare asupra mării factorului de ductilitate se poate lua în considerare și prin intermediul diagramei efort - deformație a betonului sollicitat la compresiune cu forfecare /130/, /126/, din fig. 2.24 (curba a la compresiune cu forfecare, respectiv b la compresiune monoaxială)

Ramura ascendentă a diagramei (AB) are expresia :

$$\frac{\sigma_{b2}}{R_c} = 2 \left(\frac{\epsilon_{b2}}{\epsilon_0} \right) - \lambda \left(\frac{\epsilon_{b2}}{\epsilon_0} \right)^2 \quad (2.165)$$

iar ramura descendentă (BC) o curbă intermediară între cea definită de relația (2.165) și parabola corespunzătoare solicitării de compresiune monoaxială și este definită cu relația :

$$\frac{\sigma_{b2}}{R_c} = \frac{1}{\lambda} (1 - c^2) \quad (2.166)$$

unde:

$$c = \frac{\epsilon_{b2} - \epsilon_0/\lambda}{2\epsilon_0 - \epsilon_0/\lambda}$$

$$\lambda = (\epsilon_{max}/\epsilon_{b2} - 0,3)^{0,5}$$

σ_{b2} - efortul unitar principal de compresiune în beton;
 R_c - rezistența medie la compresiune a betonului;
 ϵ_{b2} - deformația corespunzătoare efortului σ_{b2}

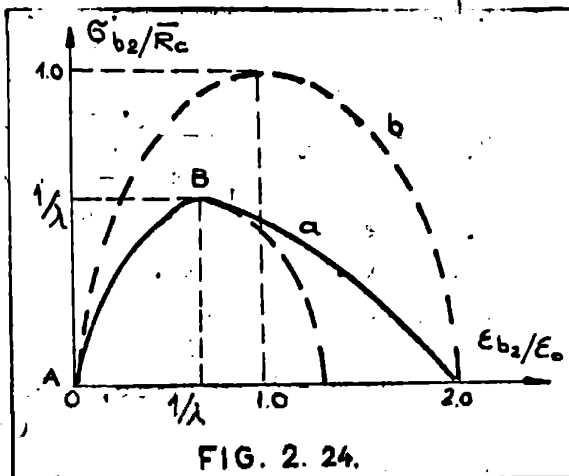


FIG. 2. 24.

ϵ_0 - deformația corespunzătoare vârfului parabolei în cazul solicitării la compresiune monoaxială;

$\epsilon_{max} = \epsilon_b + \epsilon_{t2} + 2 \epsilon_{b2}$ - deformația maximă la forfecare

ϵ_b - deformația longitudinală de compresiune în beton;

ϵ_{t2} - deformația de întindere în armătura transversală.

Vârful diagramei trece prin punctul de coordonate \bar{P}_c/λ și ϵ_0/λ . Cu cât forfecarea este mai mare, respectiv cu cât raportul $\epsilon_{max}/\epsilon_{b2}$ este mai mare, cu atât efectul de degradare al diagramei efort - deformație este mai accentuat (vârful diagramei deplasându-se înspre originea axelor de coordonate).

Cunoscând forma diagramei efort - deformație a betonului solicitat la compresiune cu forfecare se poate evalua factorul de ductilitate după procedeul prezentat la punctul 2.1..

În cazul elementelor solicitate la compresiune excentrică cu influența predominantă a forței tăietoare (raportul $M/Qh_0 < 4$ pentru determinarea ductilității capabile secționale, se poate ține seama de influența forței tăietoare într-un mod mai simplificat înlocuind deformația specifică limită la compresiune a betonului ($\bar{\epsilon}_b$) din relațiile (2.78), (2.88) și (2.140) cu valoarea deformației specifice limită a betonului solicitat la compresiune cu forfecare ($\bar{\epsilon}_{b2}$)/133/,/126/ dată de relația:

$$\bar{\epsilon}_{b2} = \frac{\bar{\epsilon}_b}{1 + 3,2 \left(\frac{Qh_0}{M} \right)^2} \quad (2.167)$$

Indiferent de modul de evaluare a ductilității capabile secționale, efectul forței tăietoare constă în diminuarea gradului de ductilizare a secțiunii /126/. Pentru a preveni pericolul rupei elementelor în secțiuni înclinate, care are caracter casant, este necesar ca betonul să fie determinat în mod corespunzător și armătura transversală să fie dimensionată astfel ca să se asigure gradul de ductilizare cerut.

2.4. DUCTILITATEA CAPABILA DE ELEMENT

Într-un calcul post-elastic la solicitări seismice, în vederea aprecierii capacității de absorbție a energiei induse de cutremur, interesuază în ultima analiză să se construiască pentru fiecare utillp o diagramă P - Δ (forță - deplasare) cu ajutorul căreia să se poată calcula lucrul mecanic dezvoltat de forțele P parcurgînd deplasările (deplasările) corespunzătoare Δ .

În procedeele biografice simplificat, de felul celor utilizate în cadrul încercărilor experimentale prezentate la lucrările /140/, /141/, /142/, /143/, /144/ efectuate de autor, diagrama $P - \Delta$ se determină pe un sistem echivalent cu un singur grad de libertate la deplasări laterale, considerând rezultanta P a forțelor orizontale și deplasarea din dreptul punctului ei de aplicare.

Caracteristica globală de ductilitate se element a unui stâlp sollicitat la compresiune excentrică, în coordonatele $P - \Delta$ va fi (fig. 2.25) /103/:

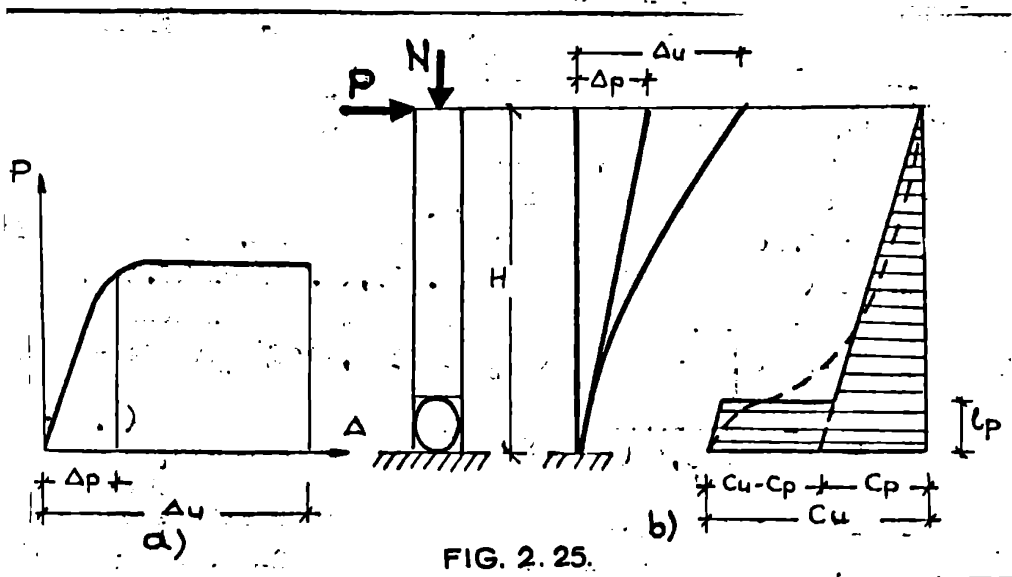


FIG. 2.25.

$$D_e = \frac{\Delta u}{\Delta p}$$

(2.169)

unde:

Δu - este deplasarea laterală ultimă ;

Δp - deplasarea laterală la apariția articulației plastice.

Prin intrarea unui stâlp de beton armat în stadiul post-elastic se formează la bază o zonă de deformare plastică pe înălțimea căreia curburile sînt în domeniul C_p C C_u .

(fig. 2.25.b), Variația reală a curburilor, reprezentată punctat în figură se poate înlocui cu suficientă aproximație în calcul prin variația liniară, parabolă sau linie plină. Înălțimea zonei plastice se notează cu l_p .

În procedeele de calcul simplificat, se utilizează și schematizări în care deformările plastice din zona, ϵ_p se consideră concentrată într-o articulație plastică punctuală echivalentă reprezentată de regulă ca în fig. 2.25.b.

Capacitatea de potire Θ_p a zonei plastice rezultă prin integrarea curburilor pe înălțimea l_p , deci este egală cu aria porțiunii respective din diagrama curburilor. În schematizarea liniară din fig. 2.25.b. avem:

$$\Theta_p = (\sigma_u - \sigma_p) l_p \quad (2.169)$$

Înălțimea l_p a zonei plastice se poate determina prin calcul /4/, pornind de la relația efort axial - moment - curbura. Cercetările experimentale au rătat însă că l_p este influențată și de alți factori, care nu pot fi evidențiați printr-un astfel de calcul și, anume:

- lunecările inevitabile ale armăturilor întinse, care au drept efect dezvoltarea deformării plastice pe o lungime mare;
- influența forței tăietoare (panta diagramei de momente se reflectă și în forma diagramei curburilor, iar pe de altă parte apariția de fisuri înclinate determină o creștere a lungimii l_p).

Variația empirică a lungimii zonei plastice l_p obținută pe baza cercetărilor experimentale efectuate ale diferiților autori se poate admite de forma:

- după cercetările lui Mattock /88/:

$$l_p = 0,5 h_0 + 0,05 Z \quad (2.170)$$

- dacă se ține seama și de influența forței axiale, după Baker /16/ avem:

$$l_p = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \left(\frac{Z}{h_0} \right)^{1/4} \cdot h_0 \quad (2.171)$$

în care:

h_0 - este înălțimea utilă a secțiunii transversale a stîlpului;

Z - distanța de la secțiunea critică (de plastificare) la punctul de inflexiune;

K_1 - 0,7 pentru armături din oțel laminat la cald;

K_1 - 0,9 pentru armături din oțel laminat la rece;

$K_2 = 1 + 0,5 \frac{N_u}{N_0}$, unde N_u este forța axială de compresiune din secțiunea critică respectiv în momentul ruperii și N_0 forța axială de compresiune care produce ruperea secțiunii critice respective în ipoteza solicitării acesteia la compresiune centrică;

$K_3 = 0,6$ pentru beton cu $R_c^n = 35,2 \text{ N/mm}^2$ sau $0,9$ pentru $R_c^n = 11,7 \text{ N/mm}^2$, în care R_c^n este considerat $0,85 R_b$ (între aceste limite se interpolează liniar).

Pentru un stîlp de beton armat solicitat la compresiune excentrică dreaptă sau oblică pornind de la schematizarea diagramei curburilor din fig. 2.25.b. ductilitatea de element D_0 se poate calcula direct în funcție de ductilitatea secțională (de curbura) D_0 ,

Deplasarea elastică la inițierea plastificării, Δ_p , se calculează cu ajutorul grinzii conjugate astfel:

$$\Delta_p = \frac{1}{2} \cdot C_p \cdot H \cdot \frac{2}{3} H = \frac{1}{3} C_p \cdot H^2 \quad (2.172)$$

Suplimentul de deplasare corespunzător deformațiilor plastice ($C_u - C_p$) va fi:

$$(C_u - C_p) \left(H - \frac{l_p}{2} \right) l_p \quad (2.173)$$

Iar deplasarea totală ultimă, Δ_u , va fi:

$$\begin{aligned} \Delta_u &= \frac{1}{3} C_p H^2 + (C_u - C_p) \left(H - \frac{l_p}{2} \right) l_p = \\ &= \frac{1}{3} C_p H^2 \left[1 + 3 \frac{C_u - C_p}{C_p} \left(1 - \frac{l_p}{2H} \right) \frac{l_p}{H} \right] \quad (2.174) \end{aligned}$$

Ductilitatea de element va fi:

$$D_0 = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} = 1 + 3 \frac{C_u - C_p}{C_p} \left(1 - \frac{l_p}{2H} \right) \frac{l_p}{H} \quad (2.175)$$

Deci se ține seama de relația (2.2) avem:

$$\frac{C_u - C_p}{C_p} = D_0 - 1 \quad (2.176)$$

și se obține D_0 în funcție de D_0 :

$$D_0 = 1 + 3 (D_0 - 1) \left(1 - \frac{l_p}{2H} \right) \frac{l_p}{H} \quad (2.177)$$

$$D_o = \frac{\sigma_u}{\sigma_p} = \frac{H^2 (D_o + 1)}{3 l_p (H - \frac{e_p}{2})} + 1 \quad (2.178)$$

Pentru exemplificare la o ductilitate de element $D_o = 4$ s-a calculat în tabelul 2.1. valoarea ductilității secționale (de curbura) D_o în funcție de valoarea relativă a zonei plastice l_p/H .

Tabelul.2.1.

l_p/H	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
D_o	21,51	11,53	8,21	6,56	5,57	4,92	4,46

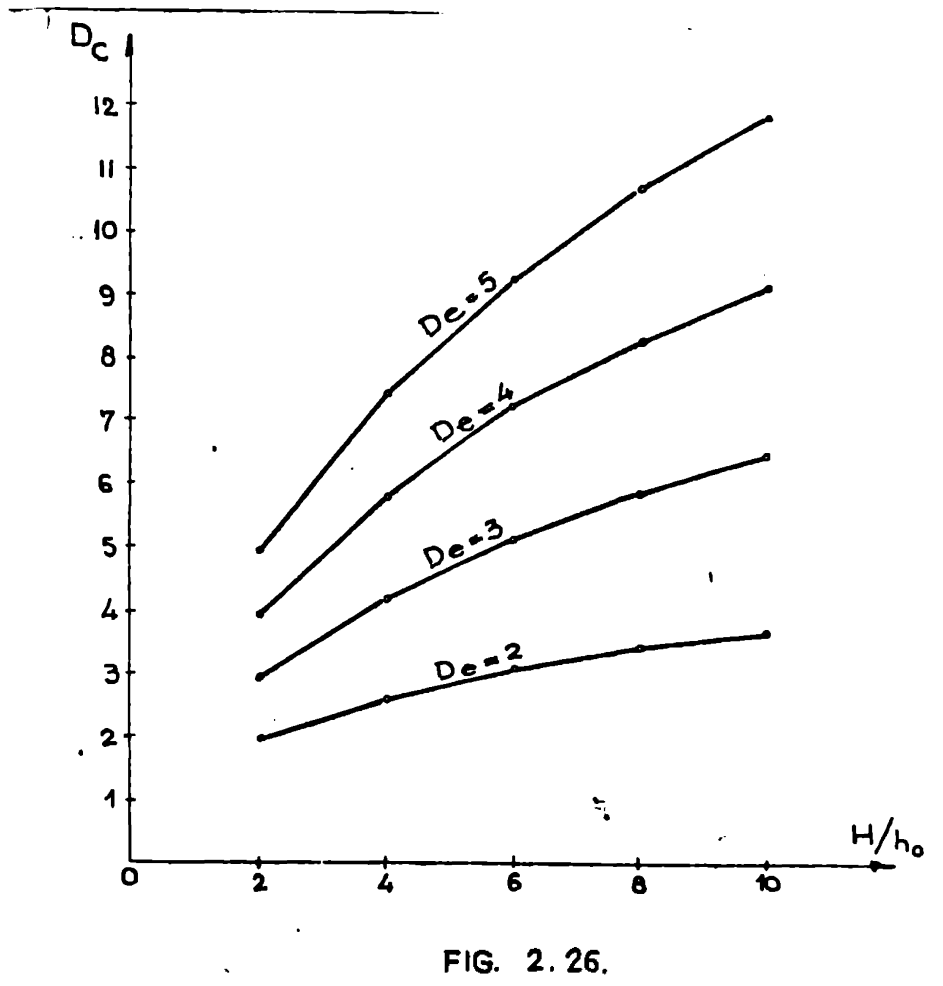
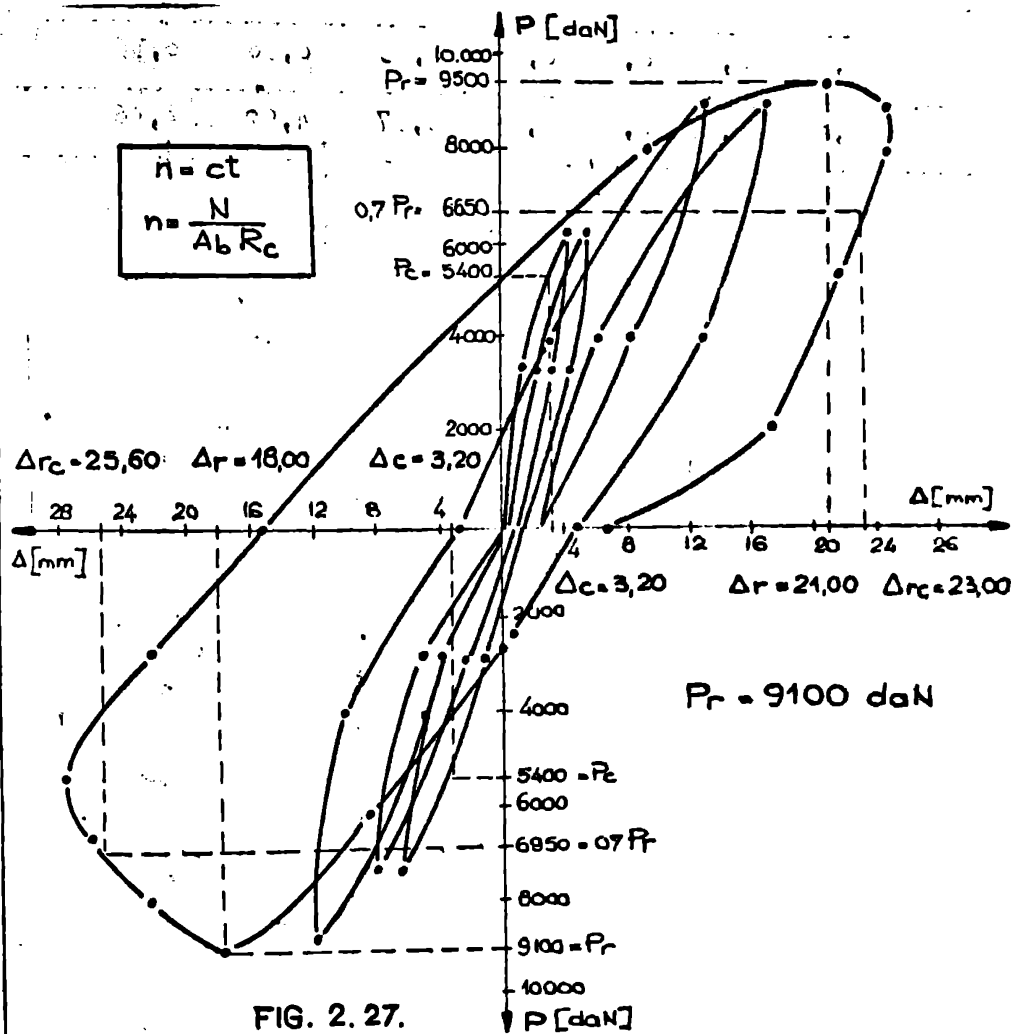


FIG. 2.26.

De asemenea cu relația (2.177) și introducând pentru l_p expresia (2.170), s-au trasat în fig. 2.26 curbele de variație ale ductilității de element D_e în funcție de ductilitatea de curbura D_c și de raportul H/h_0 .

Din figura 2.26 se observă că pe măsură ce zveltețea H/h_0 a stîlpului crește ductilitatea de element D_e scade în raport cu ductilitatea de curbura D_c .



Ductilitatea de element definită prin raportul $D_e = \Delta_u / \Delta_p$, ca o mărime caracteristică pentru capacitatea de absorbție a energiei induse de cutremur, presupune o diagramă ca în fig. 2.2.5.a.

apropietă de forma biliniară.

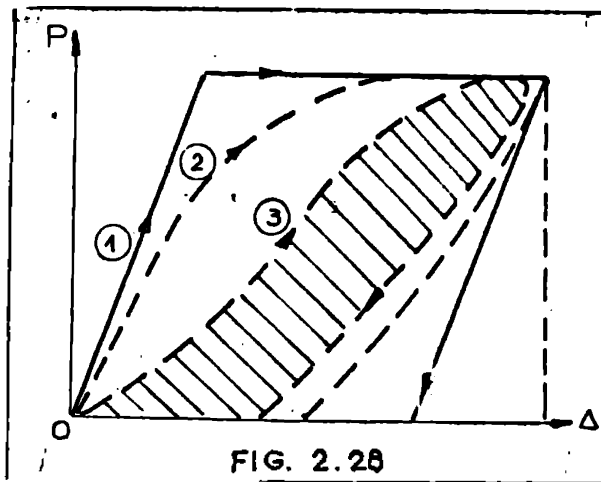
Cu cât forma reală a diagramei $P - \Delta$ se depărtează de cea biliniară, cu atât definiția ductilității prin D_e devine mai puțin semnificativă pentru caracterizarea capacității de absorbție a energiei.

Sub încărcări ciclice alternante de tipul celor seismice, diagramele $P - \Delta$ capătă formă histeretică, ca în fig. 2.2.7.

/29/, /47/, /103/, /129/.

Totodată, în funcție de ponderea cu care intervin deformațiile produse de forța tăietoare apar cazurile prezentate în fig. 2.28, unde s-a izolat un singur cadran față de fig. 2.27 /47/, /103/.

În fig. 2.28 :



- Diagrama 1 este cea biliniară idealizată, luată ca bază de comparație ;

- Diagrama 2 corespunde unui stâlp comprimat excentric la care forța axială gravitațională este constantă cu efectul încovoierii predominante ($M/Qh_0 \geq 4$), fără apariția prematură a unor avarii produse din forța tăietoare;

- Diagrama 3 corespunde comportării unui stâlp comprimat excentric la care forța axială gravitațională este constantă, cu efecte predominante ale forței tăietoare ($M/Qh_0 < 4$), a cărei deformabilitate este influențată în mod semnificativ de deplasările produse de forța tăietoare. În acest caz după mai multe cicluri de încărcare mai intensă se poate produce și o reducere a momentului capabil. La încărcări repetate această situație poate interveni după primele cicluri, respectiv după apariția și dezvoltarea fâșii rii înclinată. În ciclurile următoare rigiditatea este aută

micșorată de la început, ceea ce determină forma din figura a di-
gramei $P - \Delta$, cu curbura inversă (cu concavitatea în sus pe o
numită porțiune sub numele englezesc pinching).

Cantitatea de energie absorbită prin deformare se măsoară
prin ariile inelelelor hysteretice. Din figura unde s-a legat
aria corespunzătoare diagramei 3, apare evident că în acest caz
 D_0 nu mai reprezintă o măsură semnificativă a energiei absorbite.

De asemenea când diagrama $P - \Delta$ se depărtează de forma bi-
liniară, însăși stabilirea lui D_0 este destul de imprecisă, astfel
că definiția ductilității prin raportul $D_0 = \Delta_u / \Delta_p$ devine cu
atît mai supusă incertitudinii.

Din acest motiv unii autori recomandă ca ductilitatea stîl-
pilor din beton armat să fie apreciată în mod simplificat, direct
în funcție de poziția relativă a axei neutre din secțiunea de ve-
rificare (de la capetele stîlpilor în general). Astfel o ducti-
litate de element minimă pentru stîlpii din beton armat de $D_0 = 4$
este satisfăcută dacă $\xi = x/h_0 \leq 0,18$.

CAP. 3. CONTRIBUTII LA CALCULUL DUCTILITATII NECESARE A
ELEMENTELOR DE BETON ARMAT SOLICITATE LA COMPRESIUNE
EXCENTRICA DE SECTIUNE DUBLU T SI PATRATA

3.1. ASPECTE GENERALE

In timpul cutremurilor de mare intensitate acțiunile efective depășesc cu mult pe cele luate în considerare la proiectarea structurilor. Cu toate acestea, construcțiile supraviețuiesc acestor solicitări extraordinare, și aceasta se datorează în primul rând capacităților de a se deforma plastic fără a se rupe, a se prăbuși /74/.

In elementele structurilor proiectate în strictă conformitate cu normele de calcule antisismice apar în timpul cutremurilor deteriorări de tip : curgerea armăturilor și lunecarea lor în beton, fisurarea puternică a betonului, fisuri sau crăpături în pereții de umplutură, sau elementele secundare, deplasări mari (rotiri și translații) ale fundațiilor. Structurile care au suferit asemenea deteriorări sunt considerate a se găsi în domeniul plastic de comportare /74/.

Ca urmare a acestei realități, calculul structurilor solicitate la acțiuni seismice de mare intensitate trebuie să țină cont de caracteristicile plastice de deformare ale materialelor, lucru posibil dacă se face apel la metodele de analiză a sistemelor neliniare, care implică un mare volum de calcule, ceea ce face ca domeniul de aplicare a lor în proiectare să fie limitat.

Cu toate acestea există și metode aproximative de calcul din care unele țin seama de deformațiile plastice ale materialelor și care implicând un volum redus de calcule, sunt accesibile proiectantului. Din categoria metodelor aproximative, care conduc rapid la rezultate

bate utilizabile direct în calculul structurilor solicitate la acțiuni seismice, fac parte metodele energetice.

În principiu, metodele energetice porlesc de la constatarea că o structură supusă acțiunii seismice poate fi privită ca un sistem termodinamic în care se introduce energie.

Cantitatea de energie introdusă de cutremur într-o structură cu comportare elasto - plastică poate fi evaluată doar aproximativ (Housner, 1956)/76/. De asemenea, evaluarea bilanțului energetic creat într-o structură în timpul unui cutremur are un caracter particular, întrucât se referă numai la un singur moment și anume : momentul rupei structurii. În consecință, metodele energetice permit estimarea globală a comportării structurilor elasto - plastice în timpul unui cutremur de mare intensitate, fără să evidențieze însă întregul istoric al comportării structurii în fiecare din momentele de timp. Totuși aceste metode sînt capabile de o imagine coerentă a degradărilor pe care le suferă structura și deci pot constitui o bază pentru alcătuirea rațională a structurilor.

În cazul structurilor cu comportare elasto-plastică, principiul suprapunerii efectelor nu mai este valabil și prin urmare, analiza modală nu mai poate fi în principiu aplicată la determinarea răspunsului dinamic. Această face ca metodele energetice să nu poate fi aplicate decît pentru structurile elasto-plastice cum sînt cele cu un grad de libertate. Totuși, concluziile rezultate pentru aceste structuri sînt utile, cel puțin calitativ, și pentru aprecierea comportării structurilor elasto-plastice cu mai multe grade de libertate.

Rușerea unei structuri elasto - plastice poate apărea datorită unuia din următoarele mecanisme (Housner, 1960)/77/:

- încălziri-decălcări repetate de un număr de ori, care provoacă plasticizări în ambele sensuri, conducînd la o rușere

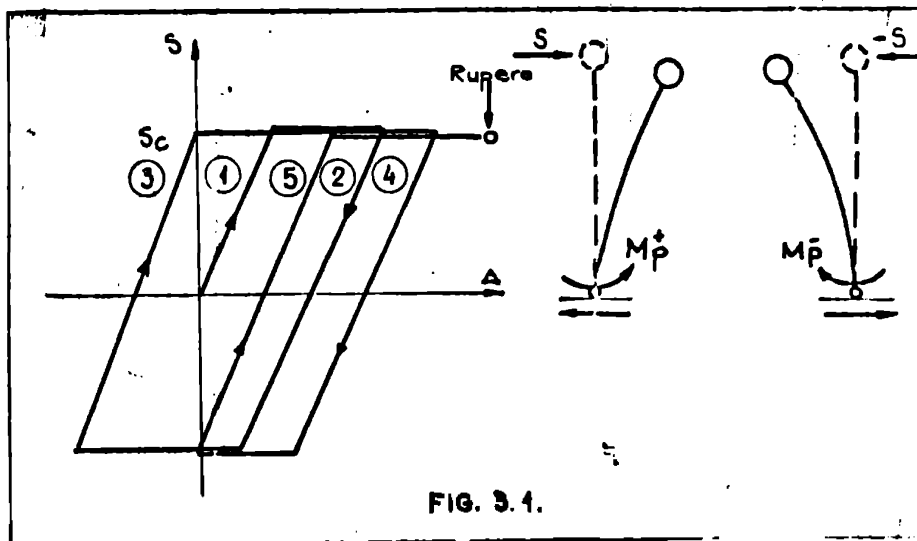
bruscă a secțiunii, așa numita rupere prin oboseală la un număr redus de cicluri (fig.3.1)

- atingerea deformației maxime corespunzătoare încărcării într-un singur sens (fig.3.2.);

- atingerea unei deplasări laterale atât de mari, încât structura nu se mai poate redresa ca urmare a unei mișcări a bazei în sens opus și se prăbușește (fig.3.3.)

În raport cu modul de rupere admis, distingem procedeul energetic de calcul la acțiuni seismice bazat pe deformația (deplasarea) limită (Housner, 1956)/76/

În prezent concepția de proiectare a structurilor ține seama de atenuarea răspunsului prin deformații neelastice și care reprezintă capacitatea unei structuri de a absorbi energie mecanică, prin deformații plastice în ambele sensuri și este caracterizată prin conceptul de ductilitate.



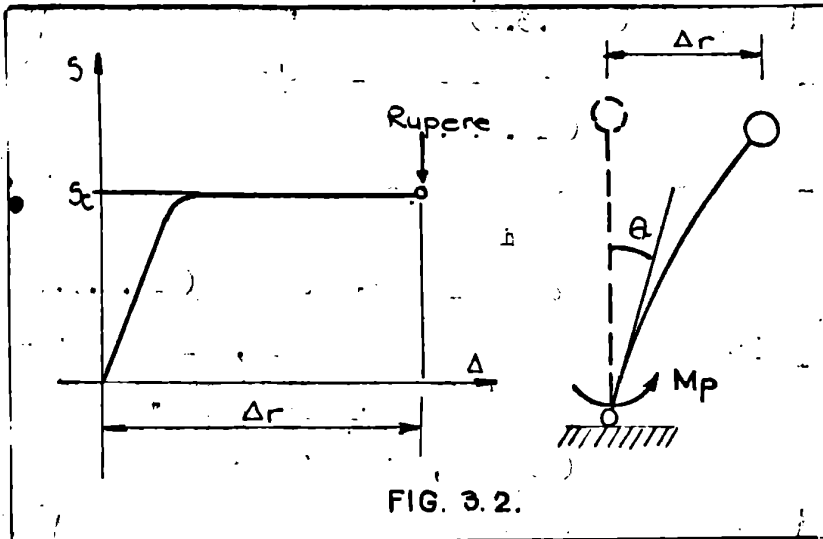


FIG. 3.2.

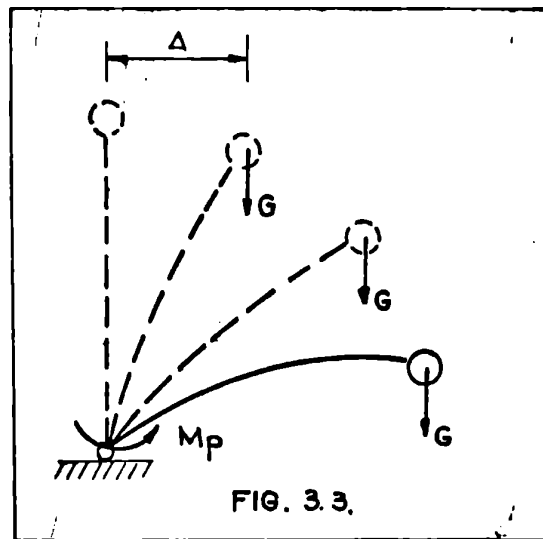


FIG. 3.3.

3.2. STABILIREA DUCTILITĂȚII NECESARE ÎN FUNCȚIE DE GRADUL DE SEISM LA ELEMENTE DE BĂTCĂ ARMAT SOLICITATE LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ DE SECȚIUNEA DUBLU T ȘI PATRATĂ

3.2.1. CAZUL CIND FORȚA SEISMICĂ ACȚIONEAZĂ DUPĂ O AXĂ DE INERTIE PRINCIPALĂ LA SECȚIUNI.

a) Metoda simplificată

Metoda simplificată a fost utilizată de proiect I.P.C.T.nr.

369 din 1979 /145/

Metoda este mai aproximativă și rezultă din ipoteza egalității de deplasare, respectiv de energie maximă absorbită între oscilatorul inelastic și cel elastic de aceeași rigiditate inițială, rezultând :

$$D_{nec} = 1,3/R \quad (3.1)$$

unde R - este factorul de reducere a capacității portante față de forța laterală maximă în răspunsul elastic :

$$R = \frac{F_y}{F_e} = \frac{K \cdot F_{cod}}{G \cdot G} = \frac{K \cdot C}{G} \quad (3.2)$$

Notînd prin F_{cod} , F_y , R_e respectiv forța laterală în calculul seismic convențional, (în speță, forța dată de normativul P100-78), forța laterală care corespunde intrării în curgere, a armăturii din zona întinsă și forța maximă care ar corespunde unui răspuns liniar elastic și introducînd factorii adimensionali :

$$K = \frac{F_y}{F_{cod}} \quad - \text{coeficient de siguranță la sarcină laterală de normativ ;}$$

$$C = \frac{F_{cod}}{G} \quad - \text{coeficient seismic global, după normativ ;}$$

$$\sigma = \frac{S}{g} = \frac{F_s}{G} \quad \text{= accelerația spectrală (elastică)}$$

în unități "g"

Introducând relația (3.2) în (3.1.) se obține în final :

$$D_{nec} \approx 1,3 \frac{\sigma}{K \cdot C} \quad (3.3)$$

Valoarea lui σ se poate estima că pentru seismul cel mai defavorabil de gradul 8 este :

$$\sigma = 1,4 \cdot \beta \cdot K_s \quad (3.4)$$

Înlocuind relația (3.4) în (3.3) se obține :

$$D_{nec} = \frac{1,82 \cdot \beta \cdot K_s}{K \cdot \beta \cdot K_s} \approx \frac{1,8}{K \cdot \psi} \quad (3.5)$$

unde :

ψ = este factor definit de normativul P-100-78,

iar $F_y = 0,9 F_u$; $F_u = \frac{M_u}{H}$ și $F_{cod} = N.C$

unde :

C = este coeficientul seismic global dat de normativul P-100-78.

Relația (3.5) poate fi considerată ca o valoare medie pentru cerințe de ductilitate, confirmată de lucrările /145/, /103/

b) Metoda exactă

Un calcul mai exact al ductilității necesare stabilit de autori în lucrările /134/, /65/, /141/, /134/, /63/, /61/ pentru o structură cu un grad de libertate (fig.3.4) care schematizează destul de corect structurile de beton armat de tipul halelor industriale parter, are la bază egalitatea între lucrul mecanic de deformare din stadiul elastic și cel absorbit în stadiul inelastic (plastic) datorită dezvoltării deformațiilor plastice.

Astfel din figura 3.4. rezultă :

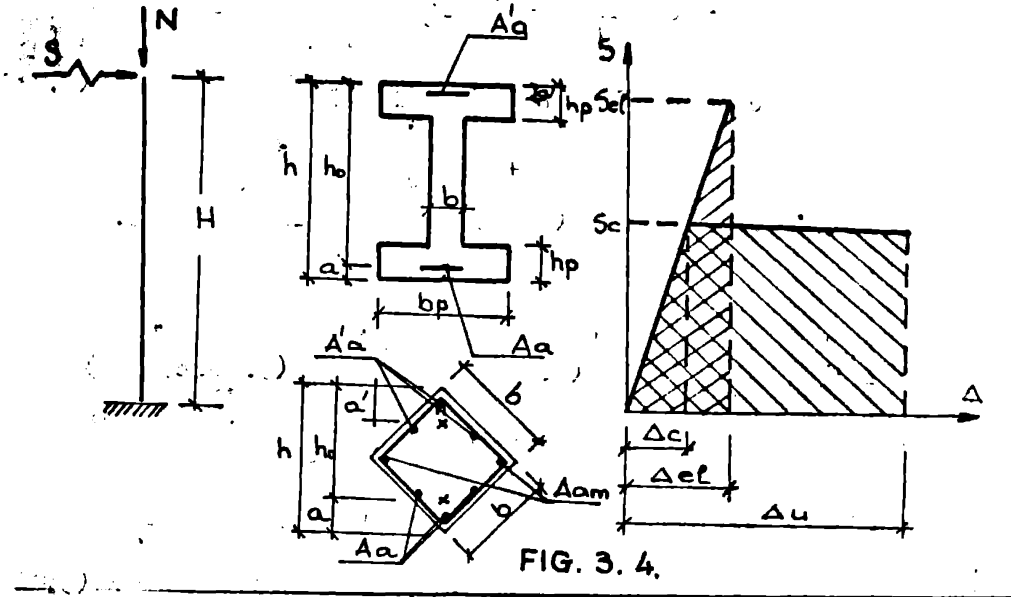


FIG. 3.4.

$$\frac{1}{2} \Delta_o S_o + (\Delta_u - \Delta_o) S_o = \frac{1}{2} \Delta_{el} S_{el} \quad (3.7)$$

unde :

- S_o - este încărcarea transversală corespunzătoare atingerii limitei de curgere în secțiunea critică ;
- S_{el} - încărcarea transversală maximă pe structura presupusă perfect elastică care apare în timpul cutremurului ;
- Δ_{el} - deplasarea elastică ;
- Δ_u - deplasarea ultimă ;
- Δ_o - deplasarea care apare sub încărcarea S_o

Valoarea ductilității necesare (D_{nec}) se scrie sub formă :

$$D_{nec} = \frac{\Delta_u}{\Delta_o} \quad (3.8)$$

Din relația (3.8) rezultă valoarea deplasării ultime (Δ_u)

astfel :

$$\Delta_u = \Delta_o \cdot D_{nec} \quad (3.9)$$

Inlocuind relația (3.9) în relația (3.7) obținem :

$$\frac{1}{2} \Delta_o S_o + (\Delta_o D_{nec} - \Delta_o) S_o = \frac{1}{2} \Delta_{el} S_{el} \quad (3.10)$$

sau :

$$\Delta_c S_c + \Delta_c S_c \cdot D_{nec} - \Delta_c S_c = \frac{1}{2} \Delta_{el} S_{el} \quad (3.10a)$$

aducem la numitor comun în relația (3.10a) și ordonând termenii obținem :

$$\Delta_c S_c + 2\Delta_c S_c D_{nec} - 2\Delta_c S_c = \Delta_{el} S_{el} \quad (3.10b)$$

sau :

$$2 \Delta_c S_c D_{nec} = \Delta_{el} S_{el} + \Delta_c S_c \quad (3.10c)$$

Deplasarea elastică (Δ_{el}) rezultă din figura 3.4. sub forma :

$$\Delta_{el} = \Delta_c \frac{S_{el}}{S_c} \quad (3.11)$$

Înlocuind relația (3.11) în relația (3.10.c) obținem :

$$2 \Delta_c \cdot S_c \cdot D_{nec} = \Delta_c \frac{S_{el}^2}{S_c} + \Delta_c S_c \quad (3.12)$$

aducem la același numitor în relația (3.12) și obținem :

$$2 \Delta_c \cdot S_c^2 \cdot D_{nec} = \Delta_c S_{el}^2 + \Delta_c S_c^2 \quad (3.12a)$$

sau:

$$2 \Delta_c S_c^2 D_{nec} = \Delta_c (S_{el}^2 + S_c^2) \quad (3.12b)$$

de unde rezultă valoarea ductilității necesare (D_{nec}) sub

$$D_{nec} = \frac{S_{el}^2 + S_c^2}{2 S_c^2} = \frac{S_{el}^2}{2 S_c^2} + 0,5 \quad (3.13)$$

unde:

$$S_{el} = \frac{N}{g} \cdot a \quad \text{și} \quad S_c = \frac{M_p}{H} \quad (3.14a \text{ la } b)$$

iar:

$$a = \beta \cdot K_B \cdot g$$

N - sete forța axială maximă din gruparea specială ;

M_p - momentul capabil corespunzător plastificării secțiunii de bază (momentul inițierii curgerii armăturii întinse)

H - înălțimea de calcul a stîlpului considerată pe direcția pe care se face verificarea de ductilitate ;

g - accelerația gravitațională ;

a - accelerația maximă a mișcării seismice a terenului

Înlocuind relațiile (3.14 a la b) în relația (3.13) obținem relația de calcul a ductilității necesare, sub forma:

$$D_{nec} = \frac{(N \cdot a)^2}{2 \left(\frac{M_p}{H} \right)^2} + 0,5 = \quad (3.15)$$

Valoarea momentului de plastificare (M_p) pentru o secțiune dublu T armată nesimetric sau simetric se determină în stadiul II, dintr-o ecuație de momente în raport cu centrul de greutate al armăturii comprimate, astfel :

$$M_p = 0,5 N \cdot h_0 \cdot A \quad (3.16)$$

CAZUL I :

$$x_p \leq h_p \text{ sau } \xi_p \leq \bar{h}_p \text{ (fig. 2.7),}$$

unde:

$$A = 1 + \bar{a} - 2\bar{a}' + \frac{2\mu\alpha}{n'} (1 - \bar{a}') - \frac{\alpha}{n' \cdot n_a} \frac{\xi_p^2}{1 - \xi_p} \left(\frac{1}{3} \xi_p - \bar{a}' \right) \quad (3.17)$$

cu notațiile (2.17 a la c).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_p) rezultă din relația (2.24).

CAZUL II :

$$x_p > h_p \text{ sau } \xi_p > \bar{h}_p \text{ (fig. 2.8), unde:}$$

$$A = 1 + \bar{a} - 2\bar{a}' + \frac{2\mu\alpha}{n'} (1 - \bar{a}') - \frac{\alpha}{n' \cdot n_a} \frac{\xi_p^2}{1 - \xi_p} \left(\frac{1}{3} \xi_p - \bar{a}' \right) - \frac{2\alpha\bar{A}}{n' \cdot n_a} \frac{\xi_p - \bar{h}_p}{1 - \xi_p} \left(\frac{1}{2} \xi_p - \bar{a}' \right) - \frac{\alpha \cdot \bar{A}}{n' \cdot n_a} \left(\frac{1}{3} \bar{h}_p - \bar{a}' \right) \cdot \frac{\bar{h}_p}{1 - \bar{h}_p} \quad (3.18)$$

cu notațiile (2.17 a la c).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_p) rezultă din relația (2.24).

Ductilitatea necesară rezultă sub forma :

$$D_{nec} \geq 2,0 \left(\frac{H}{h_0} \right)^2 \cdot \frac{a^2}{g^2 \cdot A^2} + 0,5 \quad (3.19)$$

Pe baza rezultatelor din literatura de specialitate și a unor evaluări preliminare efectuate [145], se admite aproximația

$$M_p = (0,8 - 0,9) M_u$$

Valoarea momentului ultim (M_u) pentru o secțiune dublu T, armată nesimetric sau simetric, în stadiul III (ultim) se determină dintr-o ecuație de momente în raport cu centrul de greutate al armăturii comprimate, astfel :

$$M_u = 0,5 \cdot N \cdot h_0 \cdot A \quad (3.20)$$

a). In cazul oțelului - beton cu palier de curgere (CB 37)
 CAZUL I : $x_u \leq h_p$ sau $\xi_u \leq \bar{h}_p$ (fig. 2.9) ;

- Dacă : $x_u > 2a'$ sau $\xi_u > 2\bar{a}'$, unde :

$$A' = 1 + \bar{a} - 2\bar{a}' + \frac{2\mu\alpha}{n'} (1 - \bar{a}') - \frac{2\xi_u}{n' \cdot b \cdot \beta} \left(\frac{1}{2} \xi_u - \bar{a}' \right) \quad (3.21)$$

cu notațiile (2.29 a la 1).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă din relația (2.31).

- Dacă $x_u \leq 2a'$ sau $\xi_u \leq 2\bar{a}'$ valoarea momentului ultim (M_u) se determină cu relația (3.20), (3.21), iar poziția relativă a axei neutre rezultă din relația (2.39).

CAZUL II : $x_u > h_p$ sau $\xi_u > \bar{h}_p$ (fig. 2.10), unde :

$$A = 1 + \bar{a} - 2\bar{a}' + \frac{2\mu\alpha}{n'} (1 - \bar{a}') - \frac{2\xi_u}{n' \cdot \beta} \left(\frac{1}{2} \xi_u - \bar{a}' \right) - \frac{2\bar{a}'}{n' \cdot \beta} \left(\frac{1}{2} \xi_u - \bar{a}' \right) \quad (3.22)$$

cu notațiile (2.29 a la 1).

- Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă din ecuația (2.44).

b). In cazul oțelului - beton cu limita convențională de curgere (PC 52 și PC 60)

CAZUL I : $x_u \leq h_p$ sau $\xi_u \leq \bar{h}_p$ (fig. 2.9.)

- Dacă $x_u > 2a'$ sau $\xi_u > 2\bar{a}'$ unde :

$$A = 1 + \bar{a} - 2\bar{a}' + \frac{2\mu}{n' \cdot R_0} \left(\frac{1 - 1,25\xi_u}{1,25\xi_u} \frac{\bar{E}_b E_a}{10} - \frac{E_0 E_a}{10} + \sigma_{0,2} \right) - \frac{2\xi_u}{n' \cdot b \cdot \beta} \left(\frac{1}{2} \xi_u - \bar{a}' \right) \quad (3.23)$$

cu notațiile (2.29 a la 1).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) se determină cu relația (2.58)

- Dacă $x_u \leq 2a'$ sau $\xi_u \leq 2\bar{a}'$ valoarea momentului ultim se determină cu relația (3.20), (3.23), iar poziția relativă a axei neutre (ξ_u) rezultă din relația (2.66)

CAZUL II : $x_u > h_p$ sau $\xi_u > \bar{h}_p$ (fig. 2.10), unde :

$$A = \frac{1 + \bar{a} - 2\bar{a}^2}{n' \cdot R_0} \left(\frac{1 - 1,25 \xi_u}{1,25 \xi_u + 10} \frac{\bar{E}_b E_a}{\sigma_{0,2}} - \frac{\epsilon_0 E_a}{10} + \sigma_{0,2} \right) - \frac{2 \xi_u}{n' \beta} \left(\frac{1}{2} \xi_u - \bar{a} \right) - \frac{2 \bar{A}}{n' \beta} \left(\frac{1}{2} h_p - \bar{a} \right) \quad (3.24)$$

cu notațiile (2.29 a la 1)

Poziția relativă a axei neutre (ξ_u) se determină din relația (2.73).

Valoarea momentului de plastificare (M_p) se determină astfel:

$$M_p = 0,9 M_u = 0,9 \cdot 0,5 N h_0 A = 0,45 N h_0 A \quad (3.25)$$

Ductilitatea necesară rezultă, sub forma :

$$D_{nec} = 2,469 \left(\frac{H}{h_0} \right)^2 \frac{a^2}{s^2 A^2} + 0,5 \quad (3.26)$$

3.2.2. CAZUL CIND FORȚA SEISMICĂ ACȚIONEAZĂ OBLIC

În cazul compresiunii excentrice oblice, evaluarea ductilității necesare, se poate face după cele două direcții ($D_{x,nec}$ și $D_{y,nec}$), prin descompunerea forței seismice care poate acționa după o direcție oarecare, după axele de inerție principale ale secțiunii.

Ductilitatea necesară după axa x se stabilește cu relația:

$$D_{x,nec} = \frac{\left(\frac{N_x}{E} \cdot a \right)^2}{2 \left(\frac{M_{px}}{H_x} \right)^2} + 0,5 \quad (3.27)$$

Ductilitatea necesară după axa y se stabilește cu relația:

$$D_{y,nec} = \frac{\left(\frac{N_y}{E} \cdot a \right)^2}{2 \left(\frac{M_{py}}{H_y} \right)^2} + 0,5 \quad (3.28)$$

unde :

- M_{px}, M_{py} este momentul corespunzător plastificării secțiunii de beton după axa x, respectiv axa y ;
- H_x, H_y înălțimea de calcul a stîlpului considerată pe direcția axei x, respectiv axei y.

3.2.2.1. SECȚIUNEA PĂTRĂTĂ

Valoarea momentului de plastificare pentru o secțiune pătrată (fig. 2.12) se determină cu relația :

$$\begin{aligned}
 &= A_a \sigma_c (h_0 - a') + N \left(\frac{h}{2} - a' \right) + A_m \frac{0,5 h - x_p}{h_0 - x_p} \cdot \sigma_c \left(\frac{h}{2} - a' \right) - \\
 &A_{a_m} \left(\frac{h - x_p - 0,3535b}{h_0 - x_p} \cdot \sigma_c \right) (h - 0,3535 b - a') - \\
 &A'_{a_m} \left(\frac{x_p - 0,3535b}{h_0 - x_p} \sigma_c (a - 0,3535 b - a') - \frac{1}{3} \frac{x_p^3}{h_0 - x_p} \cdot \frac{\sigma_c}{h_0} \left(\frac{1}{2} x_p - a' \right) \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.29}$$

Poziția axei neutre (x_p) rezultă din ecuația (2.81)

Valoarea momentului ultim (M_u) se determină astfel:

a) în cazul oțelului - beton cu palier de curgere (02.37)

CAZUL I: $x_u > 2a'$ (fig. 2.13).

$$\begin{aligned}
 M_u &= A_a \sigma_c (h_0 - a') + N \left(\frac{h}{2} - a' \right) + A_m \frac{0,5 h - 1,25 x_u}{1,25 x_u} \bar{\epsilon}_b E_a \left(\frac{h}{2} - a' \right) - \\
 &A_{a_m} \left(\frac{h - 1,25 x_u - 0,3535b}{1,25 x_u} \bar{\epsilon}_b E_a \right) (h - 0,3535 b - a') - \\
 &A'_{a_m} \frac{1,25 x_u - 0,3535 b}{1,25 x_u} \bar{\epsilon}_b E_a (0,3535 b - a') - x_u^2 R_1 \left(\frac{2}{3} x_u - a' \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.30}$$

Poziția axei neutre (x_u) se determină din relația (2.84)

CAZUL II: $x_u \leq 2a'$ (fig. 2.13) valoarea momentului ultim se determină cu relația (3.30), iar poziția axei neutre (x_u) din relația (2.85).

b) în cazul oțelurilor - beton cu limită convențională de curgere (PC 52 și PC 60):

CAZUL I: $x_u > 2a'$ (fig. 2.13)

$$\begin{aligned}
 M_u &= A_a \left(\frac{h_0 - 1,25 x_u}{1,25 x_u} \frac{\bar{\epsilon}_b E_a}{\sigma_c} - \frac{\epsilon_c E_a}{\sigma_c} + \sigma_c \right) (h_0 - a') + N \left(\frac{h}{2} - a' \right) + \\
 &+ A_m \frac{0,5 h - 1,25 x_u}{1,25 x_u} \bar{\epsilon}_b E_a \left(\frac{h}{2} - a' \right) + A_{a_m} \left(\frac{h - 1,25 x_u - 0,3535b}{1,25 x_u} \right) \bar{\epsilon}_b E_a (h - 0,3535 b - a') - \\
 &A'_{a_m} \left(\frac{1,25 x_u - 0,3535b}{1,25 x_u} \bar{\epsilon}_b E_a \right) (0,3535 b - a') - x_u^2 R_1 \left(\frac{2}{3} x_u - a' \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.31}$$

Poziția axei neutre (x_u) se determină din relația (2.86)

CAZUL II : $x_u \leq 2a'$ (fig. 2.13) valoarea momentului ultim (M_u) se determină cu relația (3.31), iar poziția axei neutre (x_u) din relația (2.87).

3.2.2.2. SECȚIUNEA DUELU T

Valoarea momentelor de plastificare (M_p) și valoarea momentelor ultime (M_u) după axa x se determină cu aceleași relații ca și în cazul compresiunii excentrice drepte (relațiile 3.16 la 3.28).

Valoarea momentelor de plastificare (M_p) după axa y se determină astfel :

$$M_{cy} = 0,5 N \cdot b_{poy} \cdot B \quad (3.32)$$

CAZUL I : $x_{py} \leq \frac{b_p - b}{2}$ sau $\xi_{py} \frac{b_{py} - b}{2}$ (fig. 2.16) unde :

$$B = 1 + \bar{a}_y - 2\bar{a}'_y + \frac{2\mu_y \alpha}{n'_y} (1 - \bar{a}'_y) - \frac{2\alpha}{n'_y \cdot n_a} \frac{\xi_{py}^2}{1 - \xi_{py}} \bar{h}_y \left(\frac{1}{3} \xi_{py} - \bar{a}'_y \right) \quad (3.33)$$

cu notațiile (2.59 a la n).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{py}) se determină din ecuația (2.97).

CAZUL II : $x_{py} > \frac{b_p - b}{2}$ sau $\xi_{py} \frac{b_{py} - b}{2}$ (fig. 2.17) unde :

$$B = 1 + \bar{a}_y - 2\bar{a}'_y + \frac{2\mu_y \alpha}{n'_y} (1 - \bar{a}'_y) - \frac{2\alpha}{n'_y \cdot n_a \bar{h}_y} \frac{\xi_{py}^2}{1 - \xi_{py}} \left(\frac{1}{3} \xi_{py} - \bar{a}'_y \right) - \frac{\alpha}{n'_y \cdot n_a} \cdot \frac{\xi_{py} - 0,5 \frac{b_{py} - b}{2} + 0,5 \bar{b}_y}{1 - \xi_{py}} \left(\xi_{py} - \frac{b_{py} - b}{2} \right) \left(\frac{1}{3} \xi_{py} - \bar{a}'_y \right) - \frac{b_{py} - b}{6} + \frac{b_{py} - b}{2} - \bar{a}'_y \quad (3.34)$$

cu notațiile (2.59 a la n).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{py}) se determină din relația (2.103).

Ductilitatea necesară după axa y rezultă, sub forma :

$$D_{y \text{ nec}} = 2,0 \left(\frac{H_y}{b_{poy}} \right)^2 \cdot \frac{n^2}{g^2 \cdot B^2} + 0,5 \quad (3.35)$$

Valoarea momentului ultim (M_u) se determină astfel :

$$M_{uy} = 0,5 N \cdot b_{poy} \cdot B \quad (3.36)$$

a) In cazul oțelului - beton cu palier de curgere (OB37)

CAZUL I :

$$x_{uy} \leq \frac{b_p - b}{2} \text{ sau } \xi_{uy} \leq \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2} \quad (\text{fig. 2.18})$$

- Dacă : $x_{uy} > 2 a'_y$ sau $\xi_{uy} > 2 a'_y$, unde :

$$B = 1 + \bar{a}_y - 2a'_y + \frac{2\mu_y \alpha}{n'_y} (1 - a'_y) - \frac{4}{n'_y h_y} \xi_{uy} \left(\frac{1}{2} \xi_{uy} - a'_y \right) \quad (3.37)$$

cu notațiile (2.108 a la n).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) se determină din relația (2.110).

Dacă : $x_{uy} \leq 2a'_y$ sau $\xi_{uy} \leq 2a'_y$ valoarea momentului ultim (M_u) se determină cu relația (3.36), (3.37) iar poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) se determină din relația (2.116).

CAZUL II : $x_{uy} > \frac{b_p - b}{2}$ sau $\xi_{uy} > \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2}$ (fig. 2.19), unde :

$$B = 1 + \bar{a}_y - 2a'_y + \frac{2\mu_y \alpha}{n'_y} (1 - a'_y) - \frac{B}{n'_y \beta} \left(\frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2} - a'_y \right) - \frac{2}{n'_y \beta} \left(\xi_{uy} - \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2} \right) \left(\frac{1}{2} \xi_{py} + \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{4} - a'_y \right) \quad (3.38)$$

cu notațiile (2.108 a la n).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) se determină din relația (2.121).

b) In cazul oțelurilor - beton cu limită convențională de curgere (PC 52 și PC 60).

CAZUL I : $x_{uy} \leq \frac{b_p - b}{2}$ sau $\xi_{uy} \leq \frac{\bar{b}_{py} - \bar{b}_y}{2}$ (fig. 2.18)

- Dacă $x_{uy} > 2 a'_y$ sau $\xi_{uy} > 2 a'_y$, unde :

$$B = 1 + \bar{a}_y - 2a'_y + \frac{2\mu_y}{n'_y \cdot R_o} \left(\frac{1 - 1,25 \xi_{uy}}{1,25 \xi_{uy}} \frac{\bar{\epsilon}_{1, R_o}}{10} - \frac{\bar{\epsilon}_{0, R_o}}{10} + \sigma_{0,2} \right) (1 - a'_y) - \frac{4}{n'_y h_y \beta} \xi_{uy} \left(\frac{1}{2} \xi_{uy} - a'_y \right) \quad (3.39)$$

cu notațiile (2.108 a la n).

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) se determină cu relația (2.127)

- Dacă $x_{uy} \leq 2a'_y$ sau $\xi_{uy} \leq 2a'_y$ valoarea momentului ultim (M_u) cu relația (3.36), (3.39) iar poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) se determină din relația (2.132).

CAZUL II : $x_{uy} > \frac{b_p - b}{2}$ sau $\xi_{uy} > \frac{b_{py} - b}{2}$ (fig. 2.19), unde :

$$B = 1 + a'_y - 2a''_y + \frac{2/\mu \cdot y}{n'_y \cdot R_0} \left(\frac{1 - 1,25 \xi_{uy}}{1,25 \xi_{uy}} \frac{\bar{E}_{bB}}{10} - \frac{\sigma_{0E}}{10} + \sigma_{0,2} \right) \cdot$$

$$(1 - a'_y) - \frac{\bar{B}}{n'_y \cdot \beta} \left(\frac{b_{py} - b}{2} - a'_y \right) - \frac{2}{n'_y \cdot \beta} \left(\xi_{uy} - \frac{b_{py} - b}{2} \right) \cdot$$

$$\left(\frac{1}{2} \xi_{uy} + \frac{b_{py} - b}{4} - a'_y \right) \quad (3.40)$$

cu notațiile (2.108) a la n.

Poziția relativă a axei neutre (ξ_{uy}) se determină din relația (2.137)

Valoarea momentului de plastificare (M_p) se determină astfel:

$$\bullet \quad M_p = 0,9 M_u = 0,9 \cdot 0,5 N b_{poy} B = 0,45 N \cdot b_{poy} B \quad (3.41)$$

Ductilitatea necesară după axa y rezultă sub forma :

$$D_y \text{ nec} \geq 2,469 \left(\frac{H_y}{b_{poy}} \right)^2 \cdot \frac{a^2}{g^2 \cdot B^2} + 0,5 \quad (3.42)$$

Astfel pentru calculul ductilității necesare (D_{nec}) se obține o relație de calcul mai complexă care ține seama de gradul de seism (prin accelerația maximă a mișcării seismice a terenului a), de procentul de armare longitudinală al secțiunii, de mărimea relativă a forței axiale gravitaționale (n) cât și de mărimea betonului.

În figurile 3.5 ; 3.6 și 3.7. s-au trasat abece pentru calculul ductilității necesare (D_{nec}) pentru diferite grade de seism în funcție de procentul de armare longitudinală, valoarea forței axiale gravitaționale (n), mărimea betonului și procentul $\frac{H}{h_0}$. Abecele de calcul au rezultat pe baza unui program de calcul automat întocmit de autor.

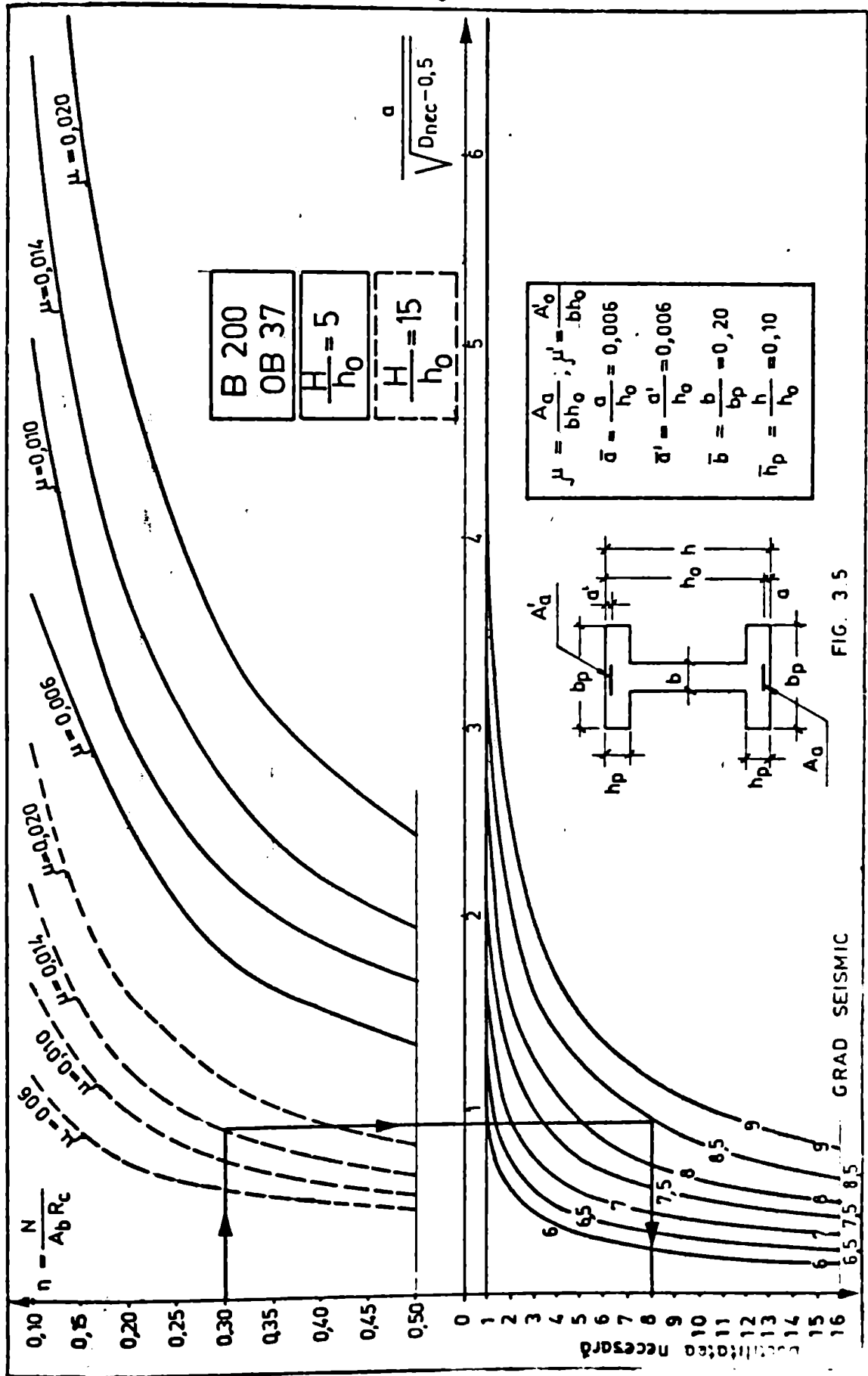


FIG. 3.5

GRAD SEISMIC

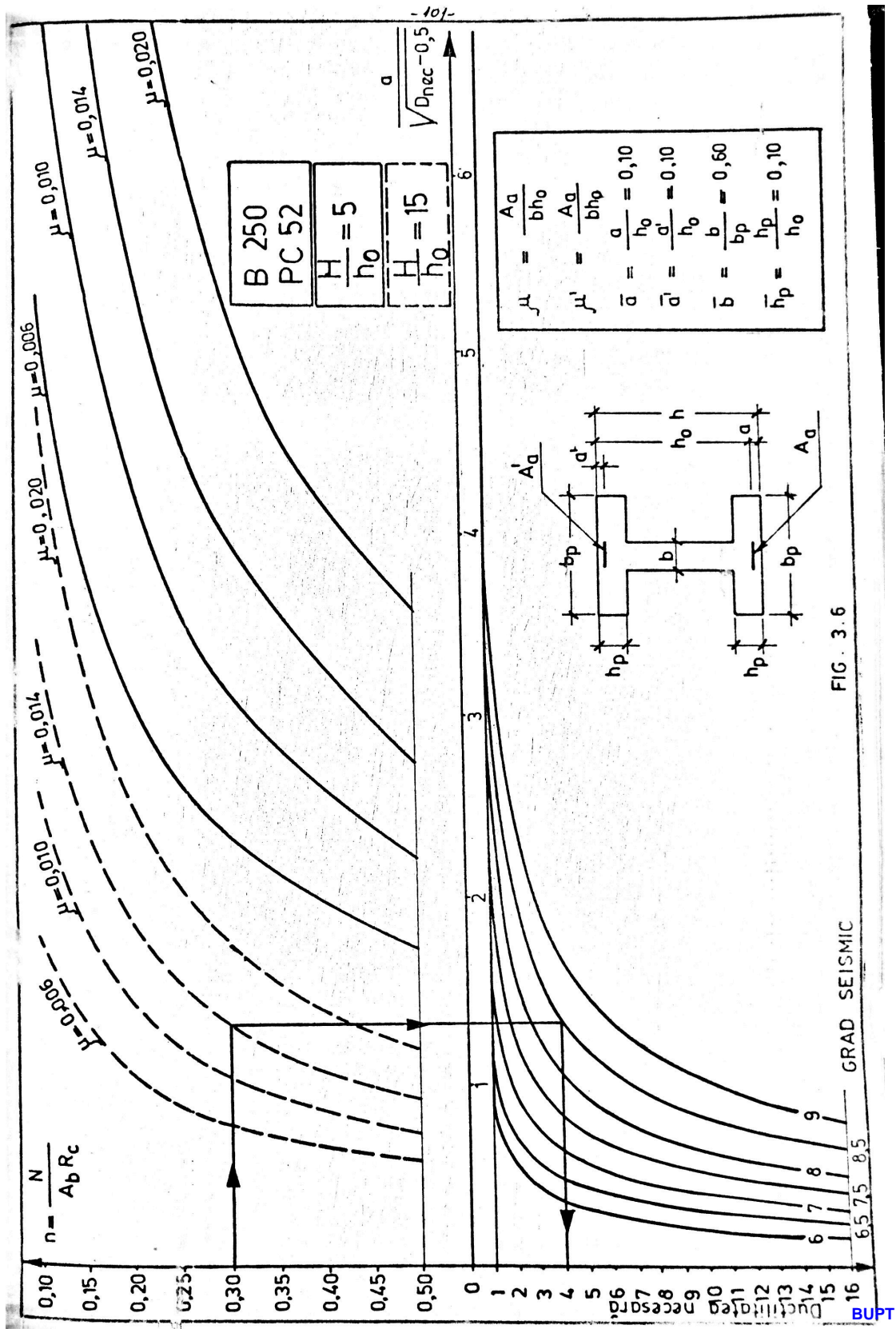


FIG. 3.6

BUPT

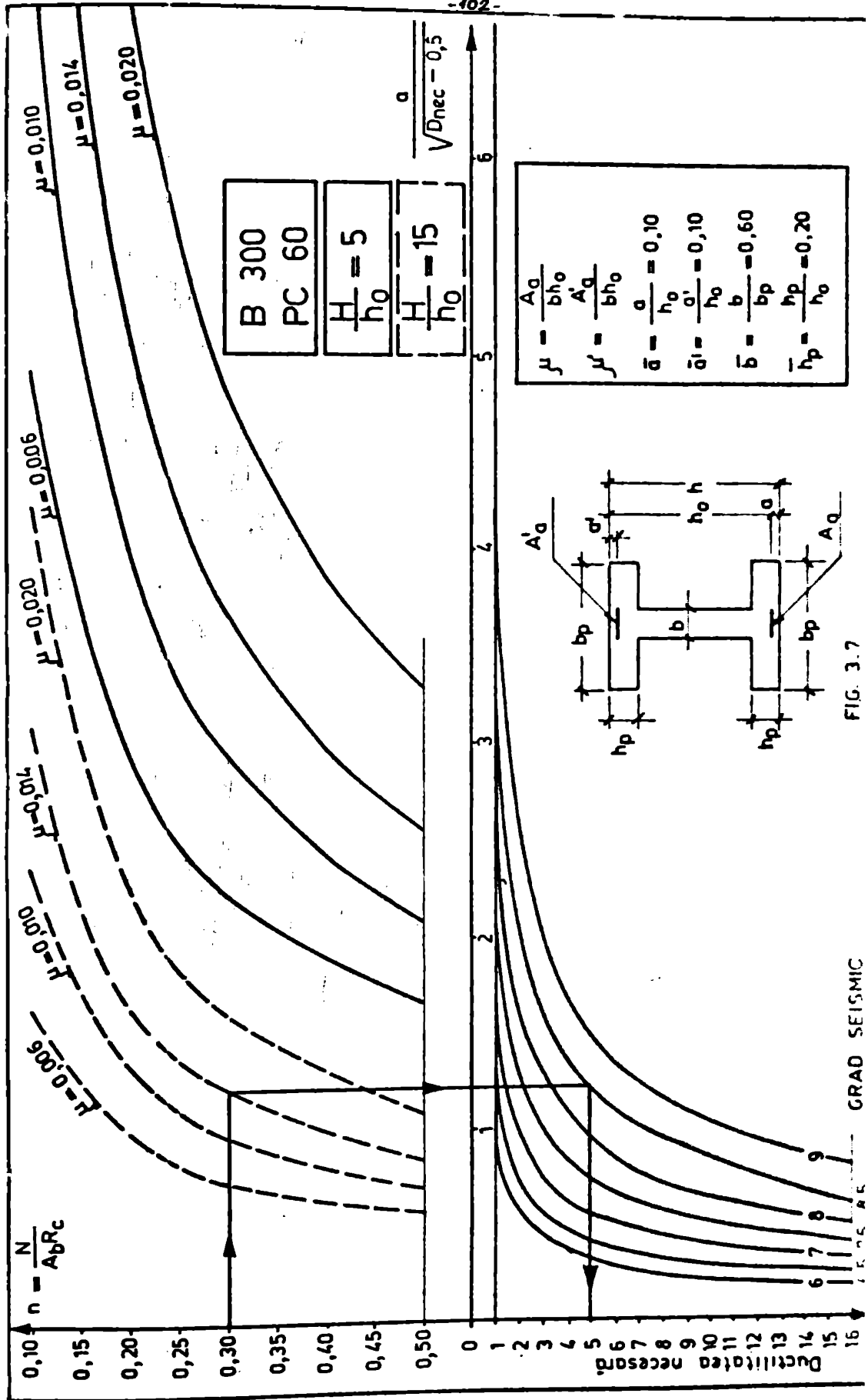


FIG. 3.7

GRAD SEISMIC

3.3. VERIFICAREA CERNINTELOR DE DUCTILITATE PENTRU STILPII HALELOR INDUSTRIALE PATER

In condițiile aproximativ admise, siguranța unei structuri, pentru o forță seismică dată este ca ductilitatea capabilă a structurii (D_{cap}) să fie mai mare decât ductilitatea necesară (D_{nec}).

$$D_{cap} \geq D_{nec} \quad (3.43)$$

In relația (3.43) ductilitatea capabilă (D_{cap}) este o caracteristică intrinsecă a structurii, iar ductilitatea necesară (D_{nec}) depinde de excitația seismică admisă în calcul.

Relația (3.43) este suficient de acoperitoare dacă se face verificarea pentru fiecare stâlp, nu și a întregii structuri, implicit, nu este necesară în acest caz calcularea cu-bei P- Δ pentru structură ci numai pentru element.

In cazul când nu este respectată inegalitatea (3.43) se trece la îndesarea etrierilor în zonele de capăt ale stâlpilor față de cele prevăzute în prescripțiile de proiectare constructive.

PARTEA V II-a . STUDIU EXPERIMENTAL

CAPITOLUL 4. PROGRAMUL EXPERIMENTAL SI EFECTUAREA INCERCARILOR

4.1. SCOPUL PROGRAMULUI EXPERIMENTAL

Scopul cercetărilor efectuate în cadrul lucrării de doctorat este următorul :

- de a permite o fundamentare mai corectă a prevederilor din normativul actual privind proiectarea antisismică a construcțiilor P 100 - 78 și STAS 10107/0 - 76, în ceea ce privește aspectele insuficient clarificate, ținând seama, și de unele date specifice ale comportării structurilor de beton armat în țara noastră în condițiile concrete ale proprietăților materialelor utilizate

- de a studia influența principalilor parametri asupra ductilității capabile a stâlpilor de beton armat pentru diferite factori de compresiune ;

- de a stabili relații de calcul pentru determinarea ductilității capabile în funcție de principalii parametri care o influențează

- de a determina ductilitatea necesară secțiunii în funcție de diferite grade de seism;

- de a servi la întocmirea unor recomandări pentru practici de proiectare la stâlpii halilor industriale parter, de secțiune dublu T și pătrat.

Astfel dintre aspectele mai puțin studiate pe plan mondial și la noi în țară au făcut obiectul cercetărilor din teză de doctorat, amintim:

- studiile cu privire la comportarea în domeniul post-elastic a elementelor comprimate excentric, elemente care sînt frecvent utilizate la halele industriale parter;

- influența acțiunii forței tăietoare și a valorii forței axiale gravitaționale asupra ductilității cupabile și stîlpilor comprimați excentric;

- corelarea dintre mărimea forței seismice convenționale de calcul și capacitatea structurilor de a absorbi energie prin dezvoltarea deformațiilor neelastice;

- studiul caracteristicilor materialelor care definesc proprietățile ductile secționale ale structurilor;

- aspecte legate de influența procentului de armare transversal asupra deformațiilor specifice limită a zonei comprimate de beton în diferite faze ale rupeii ductile; necesari pentru evaluarea în calcul a proprietăților ductile ale secțiunilor în diferite ipoteze de solicitare ale exploatarei normale și ale intensității forței seismice;

- stabilirea unui factor de ductilitate secțional minim necesar pentru o comportare corespunzătoare a structurii la diferite grade de seismicitate și modul de alegerea a elementului pentru o comportare corespunzătoare;

- stabilirea principalelor parametri asupra cărora este necesar să se acționeze la proiectare pentru a asigura ductilitatea necesară cerută de gradul respectiv de seism.

Programul experimental a fost efectuat de autor în etapele de cercetare 1979, 1980, 1981, 1982 și 1983 în cadrul laboratorului CATEDREI de beton armat din Timișoara.

Lucrarea a fost elaborată pe baza a cinci contracte de cercetare științifică încheiate cu ICCPDC București, Filiala de Cercetare și Proiectare în Construcții Timișoara /140/, /141/, /142/, /143/, /144/.

4.2. PROGRAMUL EXPERIMENTAL

4.2.1. PROIECTAREA SI ALCATUIREA ELEMENTELOR

Programul experimental prevăzut în etapele de cercetare din anii 1979, 1980, 1981, 1982 și 1983 a cuprins în anii 1979 și 1980 un număr de 8 (opt) elemente experimentale de secțiune dublu T supuse la compresiune excentrică dreaptă cu o forță axială gravitațională constantă $N = 0,19 A_b R_c$; $0,3 A_b R_c$ și $0,6 A_b R_c$. Solicitate la încărcări alternante în regim static, de tip seism. Din cele 8 (opt) elemente experimentale înscrise în fiecare etapă de cercetare, jumătate au fost alcătuite cu zveltețea la forfecare $M/Qh_0 = 4,00$, adică cu efecte reduse ale forței tăietoare, iar jumătate cu efecte predominante ale forței tăietoare, cu zveltețea de forfecare $M/Qh_0 = 1,50$ și $M/Qh_0 = 2,50$.

În anul 1981 un număr de 8 (opt) elemente experimentale (6 (șase) de secțiune dublu T și 2 (două) de secțiune dreptunghiulară) supuse la compresiune excentrică oblică, cu o forță axială gravitațională constantă $N = 0,2 A_b R_c$ solicitate la încărcări alternante în regim static, de tip seism. Din cele 6 (șase) elemente experimentale jumătate au fost alcătuite cu zveltețea la forfecare $M/Qh_0 = 4$, iar jumătate cu zveltețea la forfecare $M/Qh_0 = 1,5$. Cele două elemente cu secțiune dreptunghiulară au fost realizate cu efecte reduse la forța tăietoare.

În anul 1982 un număr de 8 (opt) elemente experimentale de secțiune pătrată, supuse la compresiune excentrică, cu o forță axială gravitațională $N = 0,35 A_b R_c$, jumătate din elementele experimentale au fost alcătuite cu zveltețea de forfecare $M/Qh_0 = 1,5$, respectiv jumătate cu zveltețea la forfecare $M/Qh_0 = 4,00$.

În anul 1983 un număr de 6 (șase) elemente experimentale de secțiune pătrată, supuse la compresiune excentrică oblică, cu o forță axială gravitațională $N = 0,45 A_b R_c$ jumătate din elementele experimentale au fost alcătuite cu zveltețea la forfecare $M/Qh_0 = 4$, iar jumătate cu zveltețea la forfecare $M/Qh_0 = 1,5$.

Compresiunea excentrică oblică s-a realizat prin aplicarea forței transversale alternante oblic asupra secțiunii transversale. Unghiul dintre linia forței alternante și axele de inerție principale ale secțiunii transversale s-a luat de 45° .

Elementele experimentale au fost executate la scară 1/2 confecționate din beton marca B 200, B 250 și B.300 și oțel - PC 52, armare simetric cu 4 ϕ 10 mm.

Pentru a studia variația ductilității în funcție de procentul de armare transversală, fiecare tip de element s-a executat în două variante de armare transversală și anume cu așchieri din oțel - beton OB 37 ϕ 6 la 20 cm și ϕ 6 la 10 cm.

Programul experimental detaliat este prezentat în tabelul 4.1. a la f.

Alcătuirea elementelor experimentale și modul lor de armare este prezentat în figurile 4.1., 4.2 și 4.3.

4.2.2. CONFECTIONAREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

Elementele au fost confecționate în cadrul laboratorului Catedrei de construcții de beton armat din Timișoara.

Elementele experimentale au fost realizate din beton marca B 250, B 300, B 200, având următoarele compoziții la 1 m³ beton proaspăt :

B. 250 :

- ciment (RIM 200)	360 kg
- apă	170 l
- agregate : 0 - 3 mm	672 kg
3 - 7 mm	115 kg
7 - 16 mm	1133 kg

Raportul apă - ciment A/c = 0,47

B. 300 :

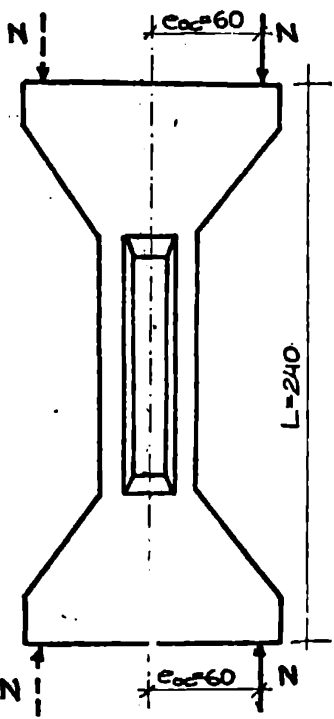
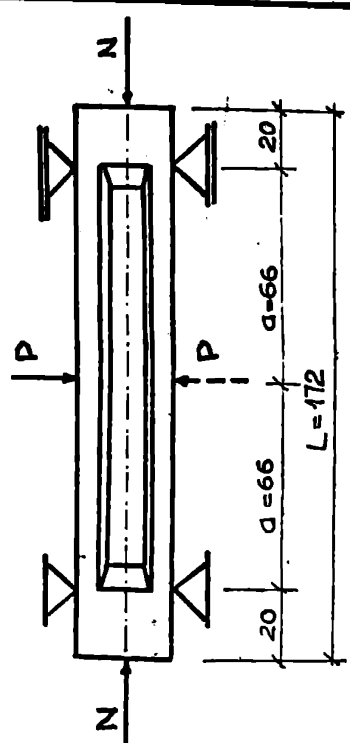
- ciment (PZ 400)	290 kg
- apă	160 l
- agregate 0 - 3 mm	587 kg
3 - 7 mm	392 kg
7 - 16 mm	980 kg

Raportul apă - ciment : A/c = 0,55

B. 200

- ciment (PZ 400)	280 kg
- apă	172 l
- agregate 0 - 3 mm	590 kg
3 - 7 mm	390 kg
7 - 16 mm	968 kg

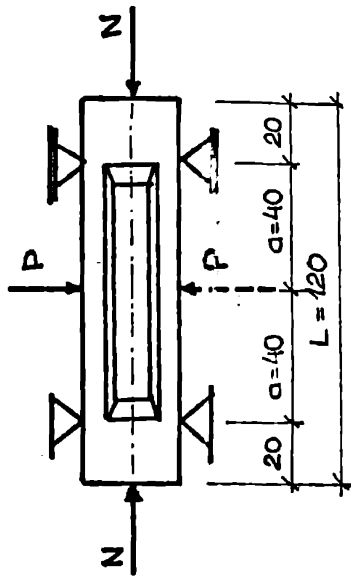
Raportul apă - ciment : A/c = 0,614

ELEVATIE STILPI SCHEMA DE INCARCADE	ELEMENTE FARA FORTE TAIETOARE -sectiune dublu T-	DREAPTA
		
INDICATIV STILPI	ST 1-1	ST 3-1
ARMATURA LONGITUDINALA A ₀ = A ₀	ST 1-2	ST 3-2
ARMATURA TRANSVERSALA	A ₀ = A ₀ = 4φ10 PC52 = 3,14 cm ²	A ₀ = A ₀ = 4φ10 PC52 = 3,14 cm ²
FORȚA AXIALĂ N	etrieri φ6/20 cm	etrieri φ6/10 cm
FORȚA ORIZZONTALĂ P	crește de la 0 la N rupere (într-un sens și celălalt sens)	constantă N = 0,2 A ₀ · R _c
RĂSPUNS	—	crește de la 0 la P _{rupere} (într-un sens și celălalt sens)

tab. 4.1 b

STILPI SOLICITATI LA COMPRESIUNE EXCENTRICA DREAPTA

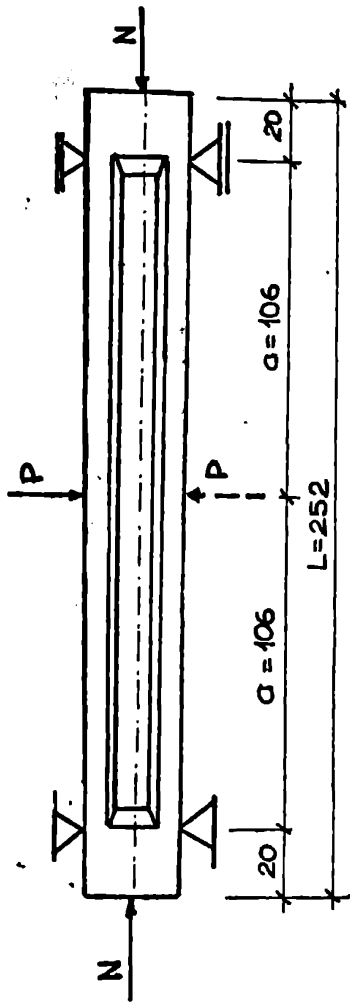
ELEMENTE CU EFECTE IMPORTANTE ALE FORTEI TAIETOARE SECTIUNEA DUBLU T.



ELEVATIE STILPI SCHEMA DE INCARCARE	ST 4-1	ST 4-2	ST 2-1	ST 2-2	ST 4-1	ST 4-2
INDICATIV STILPI						
ARMATURA LONGITUDINALA $A_a = A_b$	$A_a = A_b = 4\phi 10 \text{ PC 52} = 3,14 \text{ cm}^2$					
ARMATURA TRANSVERSALA	etrieri $\phi 6/20 \text{ cm}$	etrieri $\phi 6/10 \text{ cm}$	etrieri $\phi 6/20 \text{ cm}$	etrieri $\phi 6/10 \text{ cm}$	etrieri $\phi 6/20 \text{ cm}$	etrieri $\phi 6/10 \text{ cm}$
FORȚA AXIALĂ N	constantă $N = 0,2 A_b \cdot R_c$		constantă $N = 0,6 A_b \cdot R_c$		constantă $N = 0,3 A_b \cdot R_c$	
FORȚA ORIZONTALĂ P	crește de la 0 la P propor (într-un sens și celălalt sens)					
RAPORTUL $\frac{M}{N} \leq \frac{e}{h_0}$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50

STILPI SOLICITATI LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ DREAPTĂ tabelul 4.1.c.

ELEMENTE CU EFECTE REDUSE ALE FORȚEI TĂIETOARE SECȚIUNEA DUBLU T



ELEVAȚIE
STILPI
SCHEMA
DE
ÎNCĂRCARE

INDICATIV
STILPI

ARMĂTURA
LONGITUDINALĂ
 $A_d = A'_d$

ARMĂTURA
TRANSVERSALĂ

FORȚA AXIALĂ
N

FORȚA
ORIZONTALĂ P

RAPORTUL
MOMENTULUI
LA
FORȚA

ST 2-1

ST 2-2

ST 1-1

ST 1-2

ST 3-1

ST 3-2

$A_d = A'_d = 4\phi 10 \text{ PC S2} = 3,14 \text{ cm}^2$

etrieri
 $\phi 6/20 \text{ cm}$

etrieri
 $\phi 6/10 \text{ cm}$

etrieri
 $\phi 6/20 \text{ cm}$

etrieri
 $\phi 6/10 \text{ cm}$

etrieri
 $\phi 6/20 \text{ cm}$

etrieri
 $\phi 6/10 \text{ cm}$

constantă $N = 0,20 A_b R_c$

constantă $N = 0,6 A_b R_c$

constantă $N = 0,3 A_b R_c$

crește de la 0 la P rupere (într-un sens și celălalt sens)

4,00

4,00

4,00

4,00

4,00

4,00

ȘTIPI SOLICITATE LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ OBLICĂ

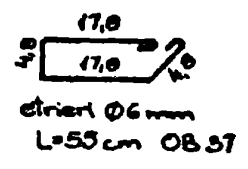
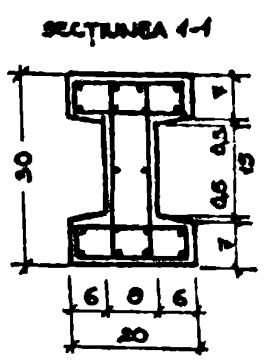
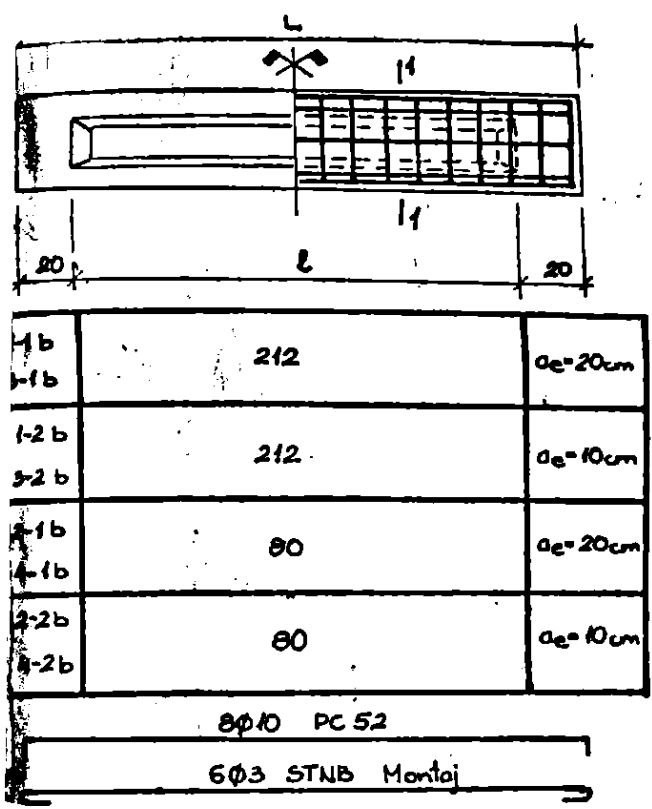
Tabela 4.14

ELEVATIE ȘTIPI SCHEMA DE ÎNCĂLCARE	ELEMENTE CU EFECTE IMPORTANTE ALE FORȚEI TĂIETOARE SECȚIUNEA DUBLUȚ				ELEMENTE CU EFECTE REDUSE ALE FORȚEI TĂIETOARE SECȚIUNEA DUBLUȚ			
		ST 1-1	ST 1-2/A	ST 1-2/B		ST 2-1	ST 2-2/A	ST 2-2/B
INDICATIV ȘTIPI	ST 1-1	ST 1-2/A	ST 1-2/B	ST 2-1	ST 2-2/A	ST 2-2/B		
ARMĂTURA LONGITUDINALĂ $A_a = A'_a$	$A_a = A'_a = 4\phi 10$ PC S2 = 3,14 cm ²			$A_a = A'_a = 4\phi 10$ PC S2 = 3,14 cm ²				
ARMĂTURA TRANSVERSALĂ	șrieri ø6/20 cm	șrieri ø6/10 cm	șrieri ø6/10 cm	șrieri ø6/20 cm	șrieri ø6/10 cm	șrieri ø6/10 cm	șrieri ø6/10 cm	
FORȚA AXIALĂ N	constantă $N = 0,2 A_b R_c$			constantă $N = 0,2 A_b R_c$				
FORȚA COZONTALĂ P	crașta de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)			crașta de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)				
REPORTUL h sau h ₀	4,50	4,50	4,50	4,00	4,00	4,00	4,00	

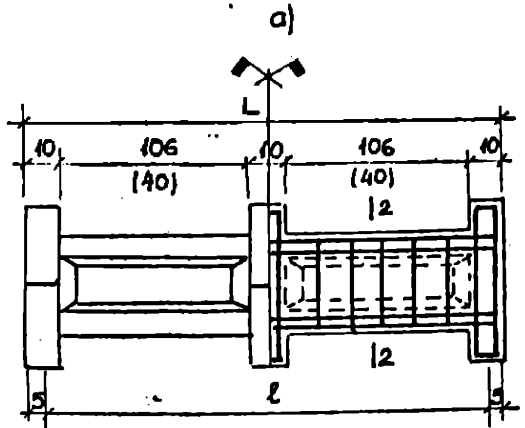
STILPI SOLICITATI LA COMPRESIUNE EXCENTRICA OBLICA

ELEMENTE CU EFECTE REDUSE ALE FORTEI TAIETOARE SECTIUNEA DREPTUNGHILARĂ	
ELEVATIE STILP SCHEMA DE INCARCARE	
INDICATIV STILPI	SD 2-1
ARMATURA LONGITUDINALA $A_s = A'_s$	$A_s = A'_s = 4\phi 10 \text{ PC 52} = 3,14 \text{ cm}^2$
ARMATURA TRANSVERSALA	etrieri $\phi 6/20 \text{ cm OB 57}$
FORȚA AXIALĂ N	constantă $N = 0,2 A_b \cdot R_c$
FORȚA ORIZONTALĂ P	crește de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)
RAPORTUL $\frac{M}{S_n}$ sau $\frac{h_0}{h_e}$	4,00
	SD 2-2
	$A_s = A'_s = 4\phi 10 \text{ PC 52} = 3,14 \text{ cm}^2$
	etrieri $\phi 6/10 \text{ cm OB 57}$
	constantă $N = 0,2 A_b \cdot R_c$
	crește de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)
	4,00

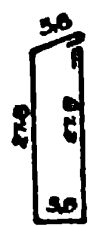
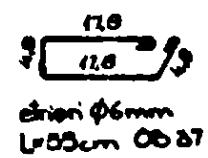
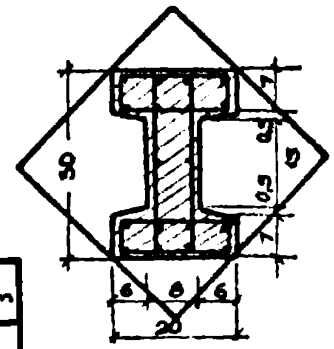
SOLICITAREA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ		ELEMENTE CU EFECTE REDUSE ALE FORȚEI TĂietoARE		ELEMENTE CU EFECTE IMPORTANTE ALE FORȚEI TĂietoARE		
SECTIUNEA DREPTUNGHIULARĂ		SECTIUNEA DREPTUNGHIULARĂ		SECTIUNEA DREPTUNGHIULARĂ		
ELEVATIE STILPI SCHEMA DE INCARCARE						
	INDICATIV STILPI	SP 1-1/A SP 1-1/B	SP 2-1/A SP 2-1/B	SP 2-2 SP 2-2	SP 1-1/A SP 1-1/B	SP 1-2 SP 1-2
ARMATURA LONGITUDINALĂ $A_s = A'_s$	$A_s = A'_s = 3\phi 10$ PC 52 2,355 cm ²	$A_s = A'_s = 3\phi 10$ PC 52 2,355 cm ²	$A_s = A'_s = 3\phi 10$ PC 52 2,355 cm ²	$A_s = A'_s = 3\phi 10$ PC 52 2,355 cm ²	$A_s = A'_s = 3\phi 10$ PC 52 2,355 cm ²	
ARMATURA TRANSVERSALĂ	etrieri $\phi 6/20$ cm	etrieri $\phi 6/15$ cm	etrieri $\phi 6/10$ cm	etrieri $\phi 6/15$ cm	etrieri $\phi 6/10$ cm	
FORȚA AXIALĂ N	constantă $N = 0,25 A_b \cdot R_c$	constantă $N = 0,45 A_b \cdot R_c$	constantă $N = 0,45 A_b \cdot R_c$	constantă $N = 0,45 A_b \cdot R_c$	constantă $N = 0,45 A_b \cdot R_c$	
FORȚA ZONTALĂ P	crește de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)	crește de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)	crește de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)	crește de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)	crește de la 0 la Prupere (într-un sens și celălalt sens)	
DEBITUL de apă h _o	1,50	1,50	1,50	4,00	4,00	



diari ϕ 6mm
L=75cm OB 37



SECTIUNEA 2-2



diari ϕ 6mm
L=75cm OB 37

T1-1/c	100	$a_e = 20\text{cm}$
T1-2c/A	100	$a_e = 10\text{cm}$
T1-2c/B		
T2-1c	252	$a_e = 20\text{cm}$
T2-2c/A	252	$a_e = 10\text{cm}$
T2-2c/B		

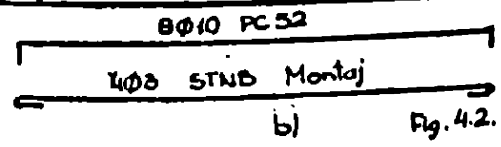


Fig. 4.2.

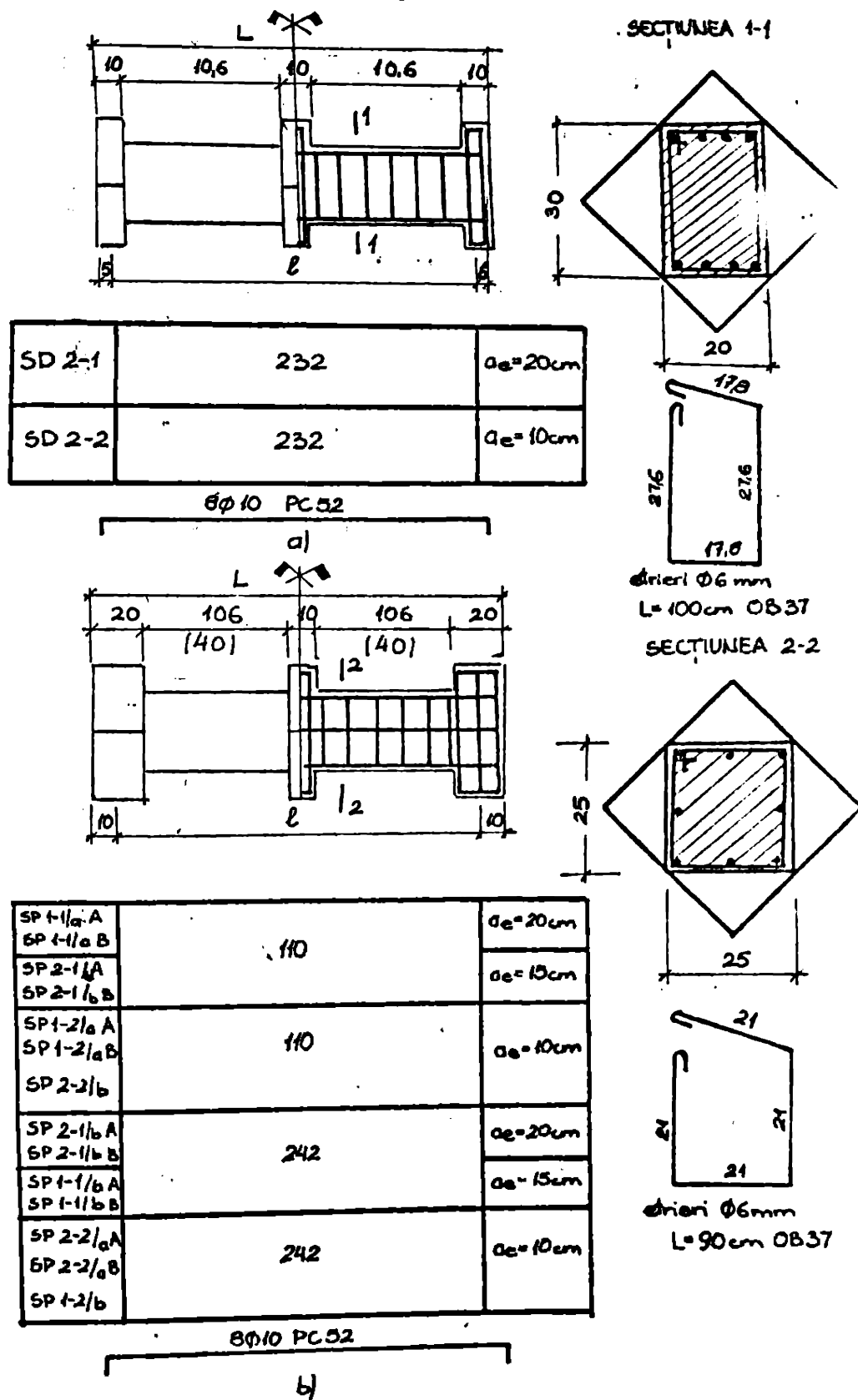


Fig.4.3.

La toate elementele experimentale s-au turnat epruvete de control. La fiecare stîlp s-au turnat 3 cuburi 20 x 20 x 20 cm pentru marca betonului , 3 cuburi 20 x 20 x 20 cm pentru determinarea rezistenței la compresiune a betonului la data încercării, 3 prisme 10 x 10 x 30 cm pentru determinarea modului de elasticitate al betonului, 3 prisme 10 x 10 x 55 pentru determinarea rezistenței la întindere a betonului.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului la elementele experimentale încercate sînt date în tabelul 4.2. Din tabelul 4.2. rezultă că mărcile obținute sînt în jurul mărcilor proiectate.

Ca armătură longitudinală de rezistență s-a utilizat oțelul-beton PC 52 cu diametrul ϕ 10 mm, iar pentru etriere oțelul - beton OB 37, cu diametrul ϕ 6 mm.

Caracteristicile fizico-mecanice au fost determinate pe cîte 3 epruvete standard din oțel-beton PC 52, cu diametrul ϕ 10 mm și 6 mm din oțel - beton OB 37 și sînt date în tabelul 4.3.

Tabelul 4.3.

Diametru ϕ mm	Limita de proporțio- nalityte (daN/cm ²)	Limita de curgere conven- țională sau reală (daN/cm ²)	Rezistența la rupere (daN/cm ²)	Alungirea procentuală la $\sigma_{0,5}$ (%)	Tipul oțelului
10	3990	4860	6570	31,2	PC 52
6	2270	2750	4120	34,2	OB 37

Curba caracteristică pentru armătură de rezistență PC 52, cu diametrul ϕ 10 mm este dată în figura 4.4.

Turnarea elementelor experimentale s-a efectuat în poziție orizontală , în cofraje din lemn.

Tabela 4.2.

CARACTERISTICILE FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI LA ELEMENTELE EXPERIMENTALE INCERCATE									
Indi- cativ stlp	Marca betonului R ₂₈ (daN/cm ²)	Rezisten- ța la compresiu- ne la data incercării elementu- lui R _t (daN/cm ²)	Rezisten- ța medie la compre- siune R _c (daN/cm ²)	Rezisten- ța normată la compre- siune R _c (daN/cm ²)	Rezisten- ța de calcul la compresiu R _c (daN/cm ²)	Rezisten- ța medie la întin- dere cal- culată din R _c (daN/cm ²)	Rezisten- ța medie la întin- dere obi- nute din incercări- le prieme- lor R _t (daN/cm ²)	Rezis- tența de cal- cul la întin- dere la data in- cercării R _t (daN/cm ²)	Modulul de elad- ticitate obținut la data incercă- rii E _b (daN/cm ²)
0									
ST1-1	392	392	310	234	147	26	31	10,99	301,886
ST1-2	390	390	308	232	146	26	27	10,99	280,701
ST2-1	390	391	309	233	146	26	34	10,99	266,666
ST2-2	392	405	318	239	151	26	41	10,99	275,862
ST3-1	390	412	324	244	153	26	37	10,99	293,878
ST3-2	392	398	314	237	149	26	35	10,99	326,086
ST4-1	390	423	332	250	157	27	35	11,42	290,566
ST4-2	392	447	348	263	165	23	32	9,72	287,829
ST1-1	280	296	240	181	114	22	26	9,30	225,000
ST1-2	282	298	241	192	115	22	27,87	9,30	300,000
ST2-1	280	285	232	175	110	21,50	25,85	9,00	222,000
ST2-2	282	297	241	182	115	22	17,06	9,30	225,000
ST3-1	280	301	244	184	116	22	26,38	9,30	240,000
ST3-2	282	322	259	195	123	22	22,44	10,20	280,000

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ST4-1	280,00	317,00	256,00	193,00	122,00	23,00	31,00	9,60	260,000
ST4-2	282,00	305,00	247,00	186,00	117,00	22,40	17,20	9,50	230,000
ST1-1	228,30	236,22	194,35	146,54	82,94	19,12	26,51	8,09	244,300
ST1-2/A	223,33	252,91	207,24	156,25	28,44	19,96	25,99	8,44	249,500
ST1-2/B	223,33	252,91	207,24	156,25	88,44	19,96	26,12	8,44	247,860
ST2-1	229,30	279,16	227,28	171,36	96,99	21,23	25,73	8,98	254,000
ST2-2/A	223,33	262,25	214,40	161,65	91,49	20,42	25,73	8,63	253,000
ST2-2/B	228,30	269,16	219,68	165,63	93,75	20,75	26,78	8,77	252,200
SD 2-1	223,33	224,82	185,48	139,85	79,15	18,54	26,18	7,84	250,000
SD 2-2	228,30	229,17	188,67	142,40	80,60	18,76	24,41	7,93	217,333
SP1-1/A	385,00	461,66	359,02	270,70	170,44	28,79	35,55	12,17	321,600
SP1-1/B	385,00	490,00	378,28	285,22	179,58	29,81	38,06	12,61	298,500
SP1-2/A	310,80	385,00	305,31	186,05	144,94	25,84	29,66	9,48	292,100
SP1-2/B	310,80	355,83	284,25	214,32	134,94	24,64	29,93	10,42	293,100
SP2-1/A	385,00	385,00	305,31	230,20	144,94	25,84	40,43	10,93	322,580
SP2-1/B	385,00	442,50	345,81	260,74	164,17	28,08	32,55	11,87	355,030
SP2-2/A	310,80	378,33	300,52	226,59	142,67	25,57	29,93	10,81	305,600
SP2-2/B	310,80	381,66	302,91	228,39	143,80	25,71	30,05	10,87	310,800
SP1-1/B	261,00	267,00	218,03	164,39	109,59	13,05	12,60	5,52	255,320
SP1-1/B	285,00	308,00	248,98	187,73	125,15	14,26	12,75	6,03	239,130
SP1-2	280,00	313,00	252,71	190,54	127,03	14,40	12,80	6,09	252,000

Tabelul 4.2. (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
SP2-1/A	260,00	342,00	274,14	206,70	137,80	15,21	14,30	6,43	285,000
SP2-1/B	285,00	298,00	241,50	182,09	121,39	13,97	13,50	5,91	216,050
SP 2-2	280,00	305,00	246,67	185,98	123,98	13,85	14,17	5,99	252.000

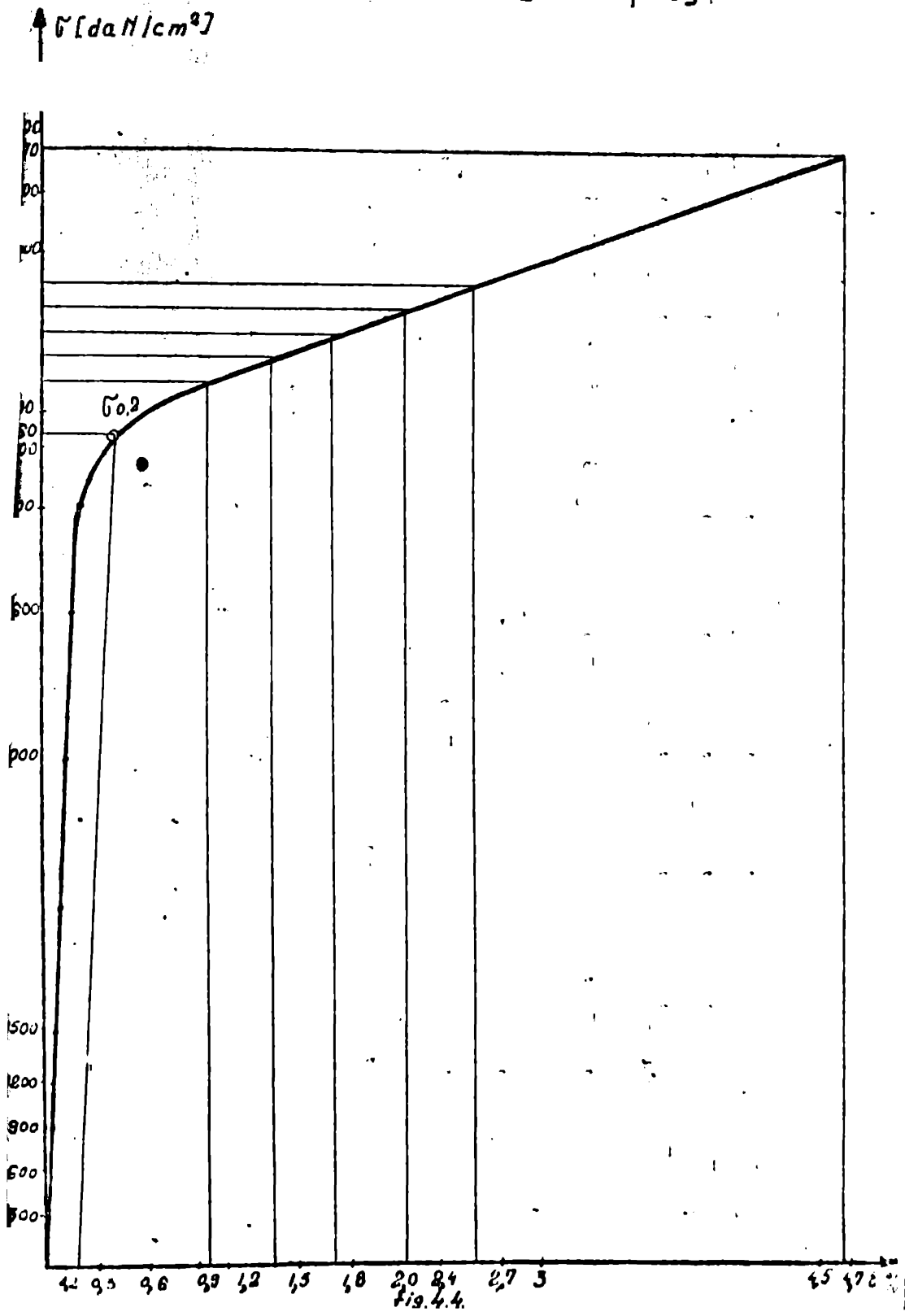
$$\bar{R}_0 = (0,87 - 0,0002 \bar{R}) \bar{R} ; R_0^M = (1 - 1,64 C_{v0}) \bar{R}_0 ; R_0 = m_{bc} \frac{R_0^M}{\gamma_{bc}} ;$$

$$C_{v0} = 0,15 ; m_{bc} = 0,90 ; \gamma_{bc} = 1,35 .$$

$$\bar{R}_t = 0,57 \bar{R}_0 \frac{2}{3} ; R_t^M = (1 - 1,64 C_{vt}) \bar{R}_t ; R_t = m_{bt} \frac{R_t^M}{\gamma_{bt}} ; C_{vt} = 0,18 ;$$

$$m_{bt} = 0,90 ; \gamma_{bt} = 1,50 \quad \text{Conform STAS 10102/75 și STAS 10107/0 - 76}$$

CURBA CARACTERISTICĂ σ - ϵ
 PENTRU ARMATURĂ [PC 52 ϕ 10].



4.3. PREGATIREA SI EFECTUAREA INCERCARILOR EXPERIMENTALE

4.3.1. MODUL DE INCARCARE

Inercarea stlpilor ST1-1 si ST1-2 la care forta axiala s-a crescut de la 0 - Nr s-a efectuat la un stand amenajat in acest scop astfel ca sa se poata asigura incarcarea stlpului cu excentricitatea alternanta de calcul $e_{oc} = 60$ cm. Schema de incarcare pentru acesti stlpi este prezentata in fotografia din fig. 4.5.

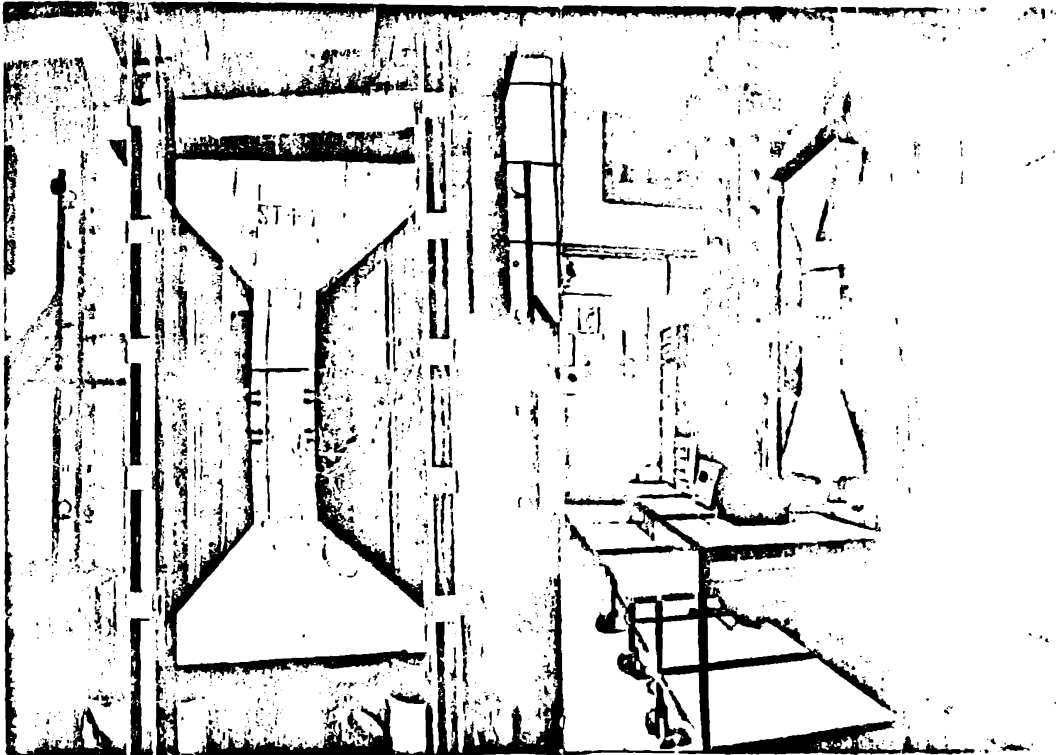


Fig. 4.5.

Pentru incercarea celorlalti stlpi comprimati excentric solicitati la N, M și Q s-a amenajat alt stand astfel ca sa se poata asigura o forta axiala constanta, $N = n \cdot A_p \cdot R_c$, care sa modeleze fortele axiale gravitationale, iar schema statica sa modeleze incastrea stlpului in fundatie.

Astfel s-a folosit ca schema statica de incarcare grinda simplu rezemata incercata cu o forta alternanta la mijloc si care simuleaza incarcarea a doua console, datorita faptului ca sub forta concentrata tangenta la fibra medie deformata este

orizontală. Schema de încălzire pentru stâlpii de secțiune dublu cu raportul M/Qh_0 este prezentată în fotografiile din fig.4.6 solicitată la compresiune excentrică dreaptă, iar în fig.4.7, solicitată la compresiune excentrică oblică. Pentru stâlpii cu raportul $M/Qh_0 = 1,50$ și $M/Qh_0 = 2,50$ este prezentată în fotografiile din fig.4.8., solicitată la compresiune excentrică dreaptă, iar în fig.4.9., solicitată la compresiune excentrică oblică.

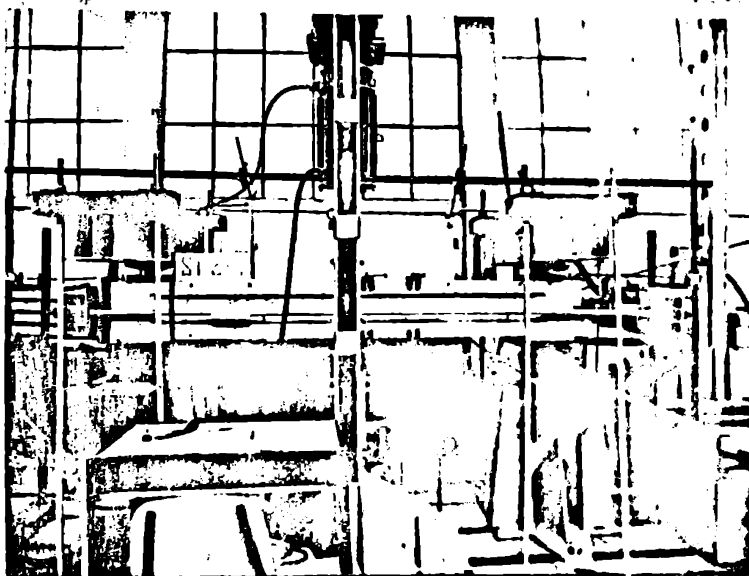


Fig. 4.6.



Fig. 4.7.



Fig. 4.8.

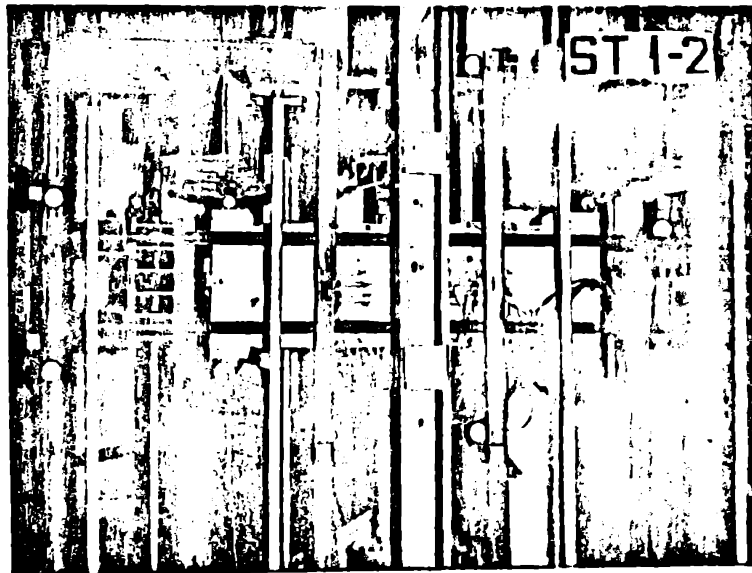


Fig. 4.9.

Schema de încărcare pentru stâlpii de secțiune pătrată cu raportul $M/Qh_0 = 4,00$ este prezentată în fig. 4.10, iar în fig. 4.11, cu raportul $M/Qh_0 = 1,50$, solicitați la compresiune excentrică oblică.

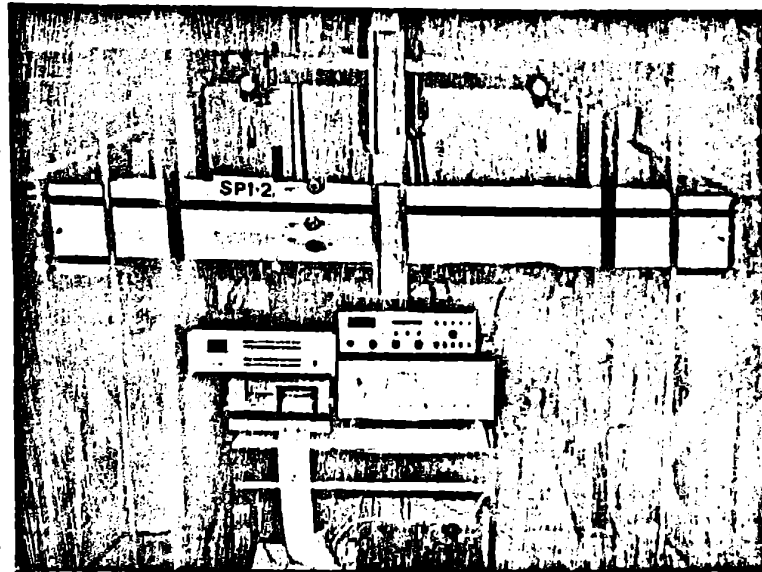


Fig. 4.10.

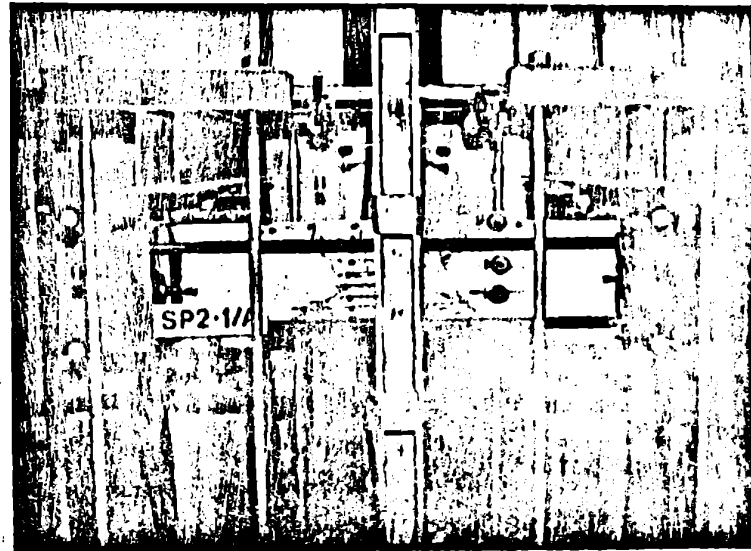


Fig. 4.11.

Solicitările alternante în regim static s-au efectuat conform metodologiei date de INCEPC București și s-au aplicat după următorul principiu :

- 2 cicluri de încărcare până la nivelul P^H (normat),
- 2 cicluri de încărcare până la nivelul P calcul

(determinat cu ajutorul rezistențelor de calcul conform STAS 10107/0 - 76) cu circa 3-4 trepte intermediare.

- 2 cicluri de încărcare pînă la nivelul 1,1 P de calcul;
- 2 cicluri de încărcare pînă la nivelul 1,2 P de calcul;
- 2 cicluri de încărcare pînă la nivelul 1,3 P de calcul;
- 2 cicluri de încărcare pînă la nivelul 1,4 P de calcul;
- apoi creșterea încărcării pînă la rupere într-un sens și în celălalt sens.

4.3.2. MĂSURĂTORI EFECTUATE

Valoarea forțelor la fiecare ciclu și treaptă de încărcare s-a efectuat cu ajutorul dozelor electrotensiometrice și în același timp cu un manometru etalon de 100 sau 200 atm.

Deformațiile și deplasările din planul de încovoiere la diferite nivele și cicluri de încărcare s-au măsurat cu ajutorul fleximetrelor cu fir cu precizia de 1 : 100 și 1 : 1000. În fig. 4.12.a și b se arată poziția aparatelor de măsurare a săgeților și a unor deplasări, la stâlpii cu secțiune dublu T, solicitați la compresiune excentrică dreaptă, iar în fig. 4.13.a la stâlpi cu secțiune dublu T solicitați la compresiune excentrică oblică și în fig. 4.13.b la stâlpi cu secțiune excentrică solicitați la compresiune excentrică oblică.

În domeniul post-elastic măsurarea deformațiilor (a săgeților) s-a efectuat pînă la depășirea solicitării maxime capabile, ajungîndu-se pînă la o scădere a încărcării de rupere de $0,7 P_T$ (la colaps).

Măsurarea deformațiilor betonului din zonele comprimate și întinse alternante s-a efectuat cu ajutorul timbilor tensometrice rezistive cu baza de măsurare $l_0 = 80$ mm și $l_0 = 50$ mm, care au fost așezate în zonele cu solicitare maximă, iar în zonele cu forțe tăietoare s-au așezat potete de timbre tensometrice rezistive pentru studiul fisurării în secțiuni înclinate, conform figurilor 4.14 a și b pentru stâlpi cu secțiune dublu T solicitați la compresiune excentrică dreaptă, iar în fig. 4.15 a pentru stâlpi cu secțiune dublu T solicitați la compresiune excentrică oblică și în fig. 4.15 b pentru stâlpi cu secțiune pătrată solicitați la compresiune excentrică oblică.

Deformațiile armăturilor din zona întinse și comprimate

AMPLASAREA MICROCOMPARATOARELOR PENTRU MĂSURAREA SĂGETILOR LA STILPI CU SECȚIUNEA DUBLU
 LA STILPI: ST 1-1 și ST 1-2
 LA STILPI: ST 2-1/a; ST 2-2/a; ST 3-1/a; ST 3-2/a; ST 4-1/a; ST 4-2/a
 ST 1-1/b; ST 2-1/b; ST 2-2/b; ST 3-1/b; ST 3-2/b; ST 4-1/b; ST 4-2/b

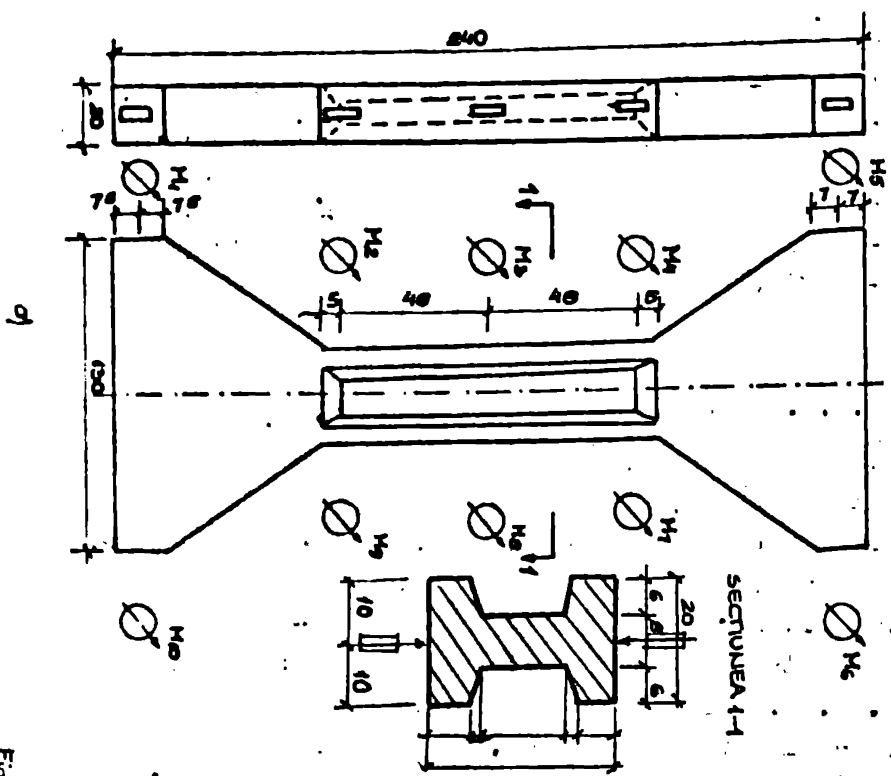
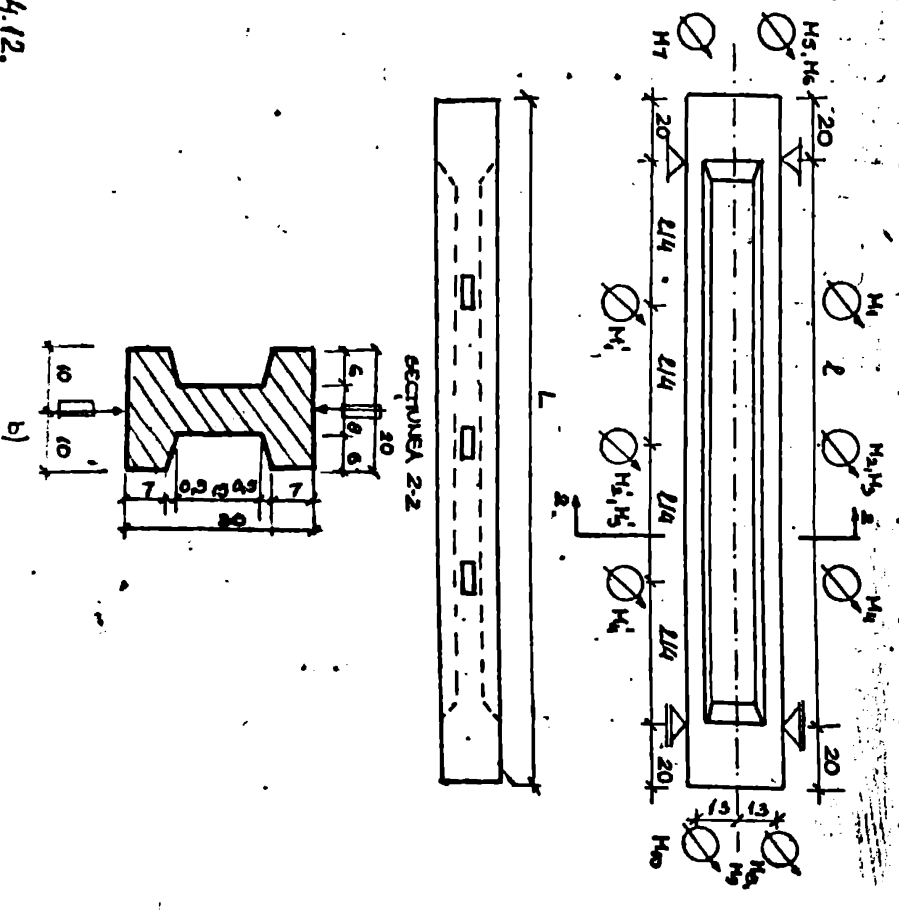
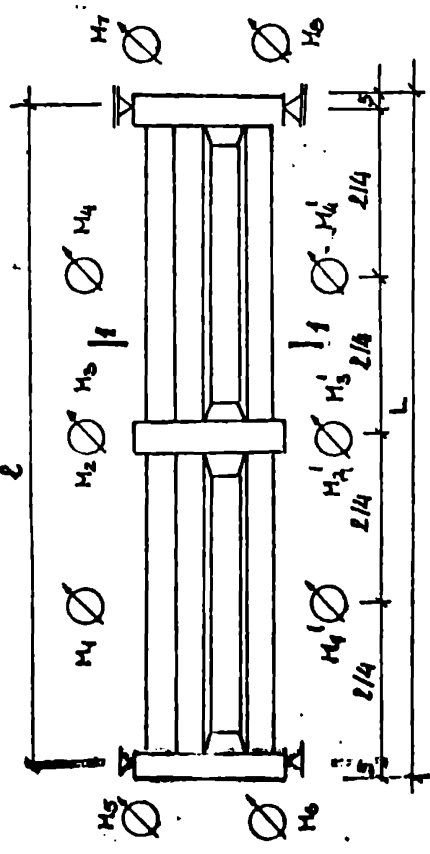


Fig. 4.12.

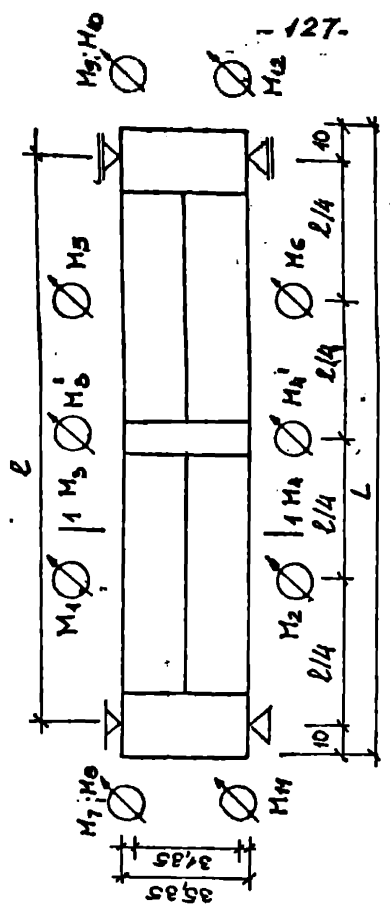


AMPLASAREA MICROCOMPARATOARELOR PENTRU MĂSURAREA SĂGETILOR

LA STÏLPILII: ST2-1c; ST2-2c/A; ST2-2c/B
 ST1-1c; ST1-2c/A; ST1-2c/B

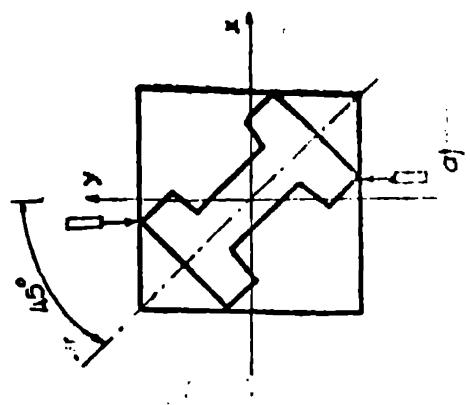


LA STÏLPILII: SP1-1d/A; SP1-1d/B; SP1-2d/A; SP1-2d/B; SP2-1d/A
 SP2-1d/B; SP2-2d/A; SP2-2d/B; SP2-1e/A; SP2-1e/B; SP2-2e;
 SP1-1e/A; SP1-1e/B; SP1-2e



127.

SECȚIUNEA 1-1



SECȚIUNEA 1-1

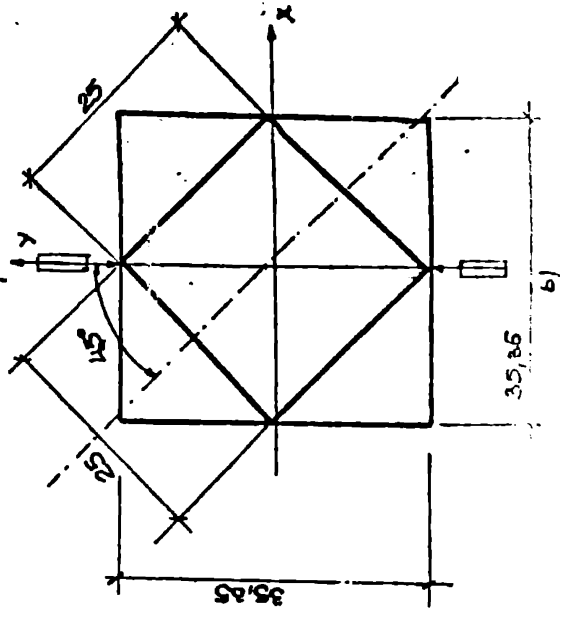


Fig. 4-13.

La diferite trepte de încărcare și la diferite cicluri au fost măsurate cu ajutorul timbrei tensometrice rezistive cu baza de măsurare $l_0 = 20$ mm. Aceste timbre au fost lipite direct pe armătura PC 52 prelucrată special pentru aceasta în zonele respective, prevăzându-se în acest sens la betonare ferestre în beton. Poziția de amplasare pe armătură a timbrei tensometrice rezistive este prezentată în figurile 4.16 a la b pentru stâlpi cu secțiune dublu T solicitați la compresiune excentrică, drept și oblică și în fig. 4.17 pentru stâlpi cu secțiunea pătrată solicitați la compresiune excentrică oblică.

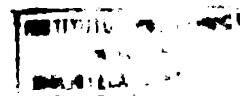
În afară de măsurările arătate s-a mai urmărit și procesul de apariție și dezvoltare a fisurilor până la ruperea elementului. În acest sens s-a măsurat distanța dintre fisuri și deschiderea fisurilor la diferite trepte și cicluri de încărcare după apariția lor, folosind pentru aceasta o lupă microscopică cu gradație având o precizie de 0,01 mm.

O atenție deosebită s-a acordat tuturor măsurărilor făcute în domeniul post - elastic după atingerea limitei de curgere convențională a armăturii, până la atingerea ruperii, respectiv a apariției fenomenului de colaps.

4.3.3. REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE

Pe baza încercărilor experimentale efectuate în cadrul laboratorului de Beton armat din Timișoara, Catedra de Beton Armat și Clădiri s-au obținut următoarele date experimentale sintetizate mai jos, în diagrame și tabele comparative /140/, /141/, /142/, /143/, /144/.

La încercarea elementelor experimentale s-au înregistrat deplasările liniei medii ale elementelor sub acțiunea încălzirii alternante, la diferite trepte de încărcare și la diferite cicluri. Astfel s-au măsurat săgețile elementelor în trei puncte caracteristice la $1/4$ și $1/2$ din deschidere, astfel să se poată trasa liniile medii deformație ale elementului la diferite trepte de încărcare și descărcare până la ruperea elementului. În tabelele 4.4 și 4.5. sînt prezentate săgețile elementelor încercate de la mijlocul deschiderii la treptele de intrare în curgere și la apariția de rupere a elementelor și la colaps pentru încălzirea alternantă și cicluri de încărcare.



AMPLASAREA TIMBRELOR TENSOMETRICE PE BETON LA STILPII CU SECȚIUNEA DUBLU T
 LA STILPII: ST 2-1/a; ST 2-2/a; ST 3-1/a; ST 3-2/a; ST 4-1/a; ST 4-2/a
 ST 1-1/b; ST 1-2/b; ST 2-1/b; ST 2-2/b; ST 3-1/b; ST 3-2/b; ST 4-1/b; ST 4-2/b

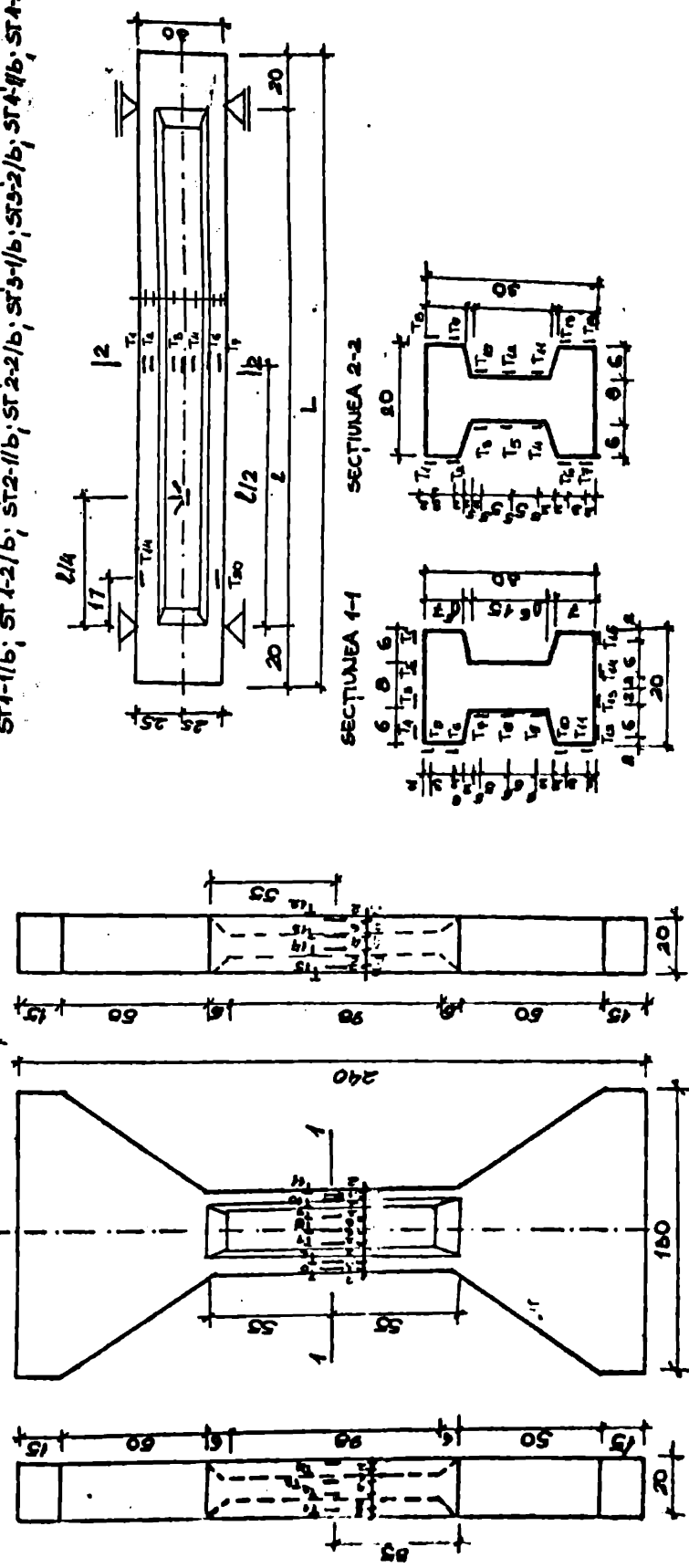
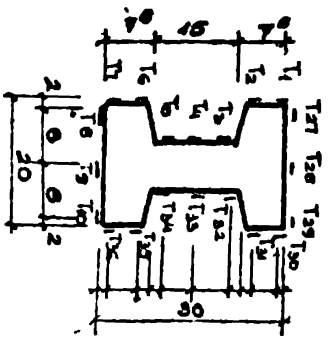
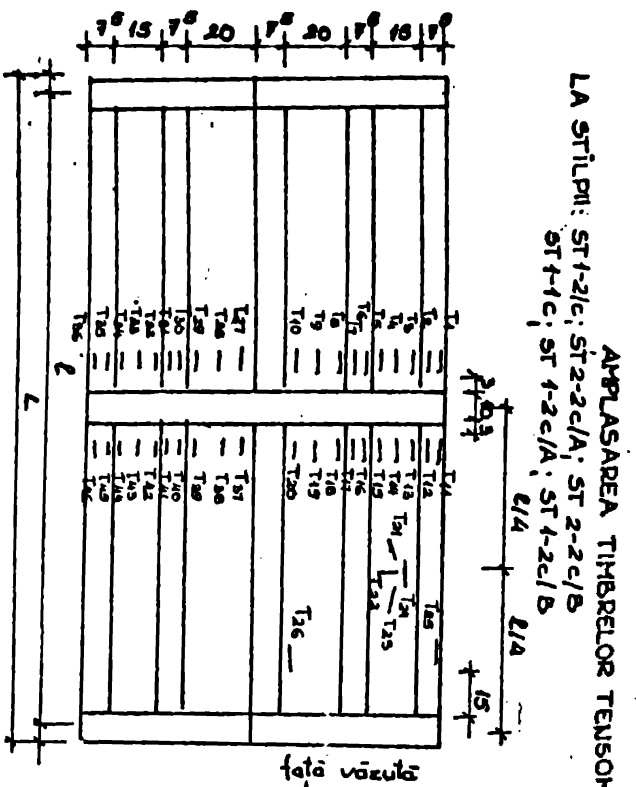
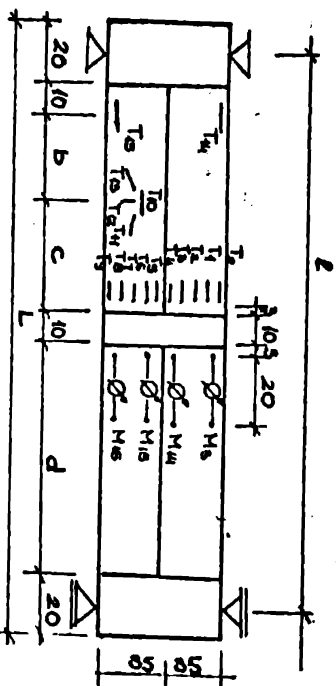


Fig. 4.14



LA ȘTILPILII: SP-1-1d/A; SP-1-1d/B; SP-1-2d/A; SP-1-2d/B
 SP-2-1d/A; SP-2-1d/B; SP-2-2d/A; SP-2-2d/B; SP-1-1e/A
 SP-1-1e/B; SP-1-2e; SP-2-1e/A; SP-2-1e/B; SP-2-2e



INDICATIV ȘTILP	B (cm)	C (cm)	d (cm)	M/gm
SP-1-1d/A				
SP-1-1d/B				
SP-1-2d/A	10	20	40	15
SP-1-2d/B				
SP-2-1e/A				
SP-2-1e/B				
SP-2-2e				
SP-2-1d/A				
SP-2-1d/B				
SP-2-2d/A	43	53	106	4
SP-2-2d/B				
SP-1-1e/A				
SP-1-1e/B				
SP-1-2e				

Fig. 4.15.

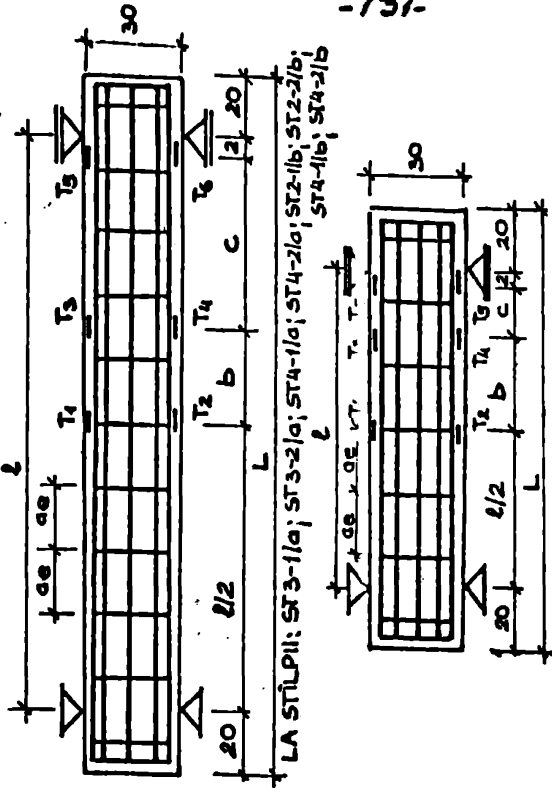
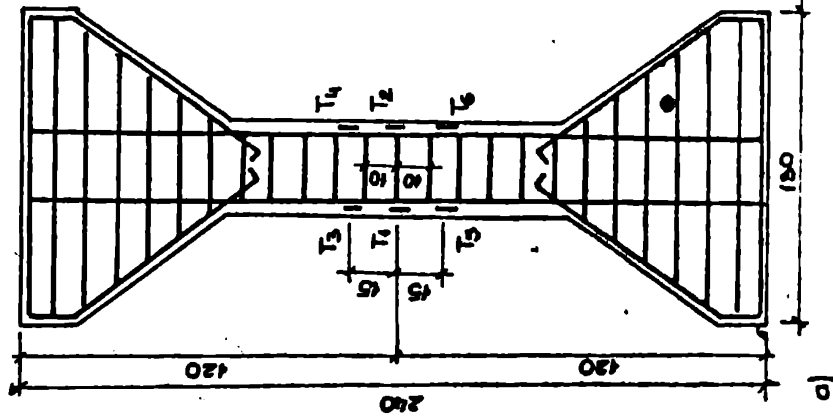
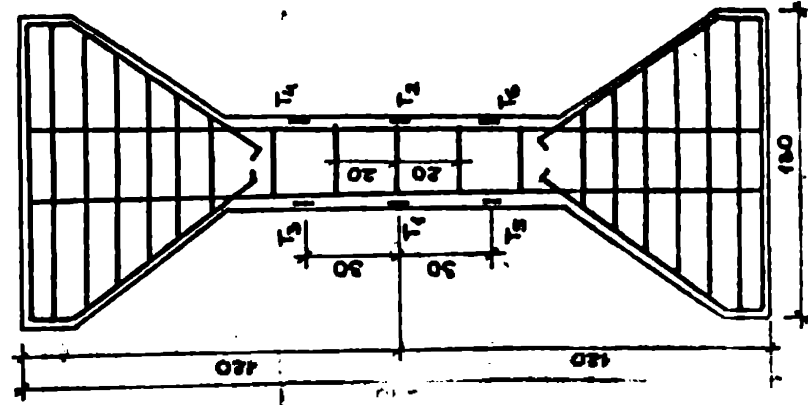
AMPLASAREA TIMBRELOR TENSOMETRICE PE OTEL LA STILPI CU SECȚIUNEA DUBLU T

LA STILPII:

LA STILPII: ST 2-1/a; ST 2-2/a; ST 3-2/a; ST 4-1/a; ST 4-2/a; ST 2-1/b; ST 2-2/b; ST 3-1/b; ST 3-2/b

ST 1-1/a

ST 1-2/a

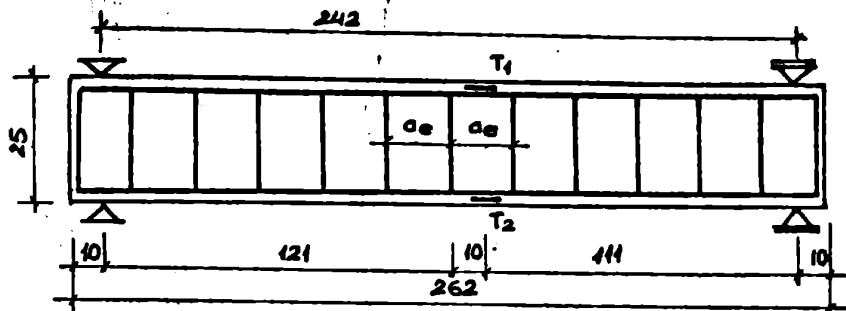


LA STILPII: ST 3-1/a; ST 3-2/a; ST 4-1/a; ST 4-2/a; ST 2-1/b; ST 2-2/b; ST 3-1/b; ST 3-2/b

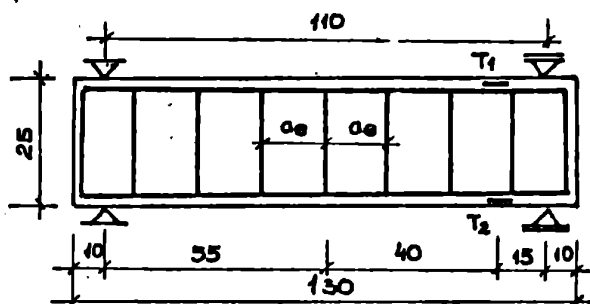
INDICATIV STILP	a ₀ (cm)	b(cm)	c(cm)	M/Qh ₀
ST 2-1/a; ST 1-1/b	20	30	7A	4
ST 3-1/b	10	15	89	4
ST 3-1/b	20	30	34	25
ST 3-2/a	10	15	49	2,5
ST 4-1/a; ST 2-1/b	20	30	8	1,5
ST 4-2/a; ST 2-2/b	10	15	23	4,5

Fig. 4.16.

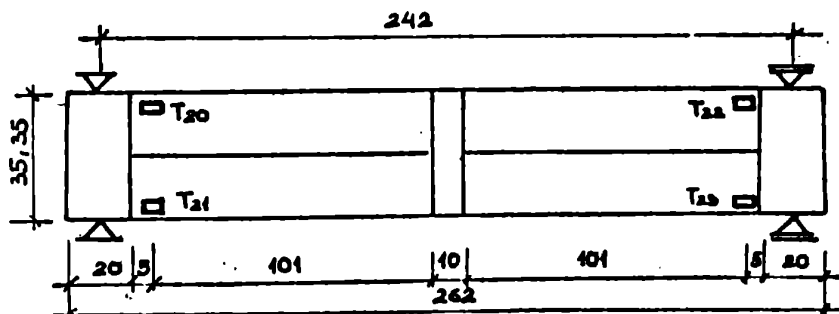
AMPLASAREA TIMBRELOR PE ARMĂTURĂ
 LA STÎLPILII CU SECȚIUNEA PĂTRATĂ
 LA STÎLPILII: SP 2-1d/A; SP 2-1d/B; SP 2-2d/A; SP 2-2d/B



LA STÎLPILII: SP 1-1d/A; SP 1-1d/B; SP 1-2d/A; SP 1-2d/B



LA STÎLPILII: SP 1-1e/A; SP 1-1e/B; SP 1-2e



LA STÎLPILII: SP 2-1e/A; SP 2-1e/B; SP 2-2e

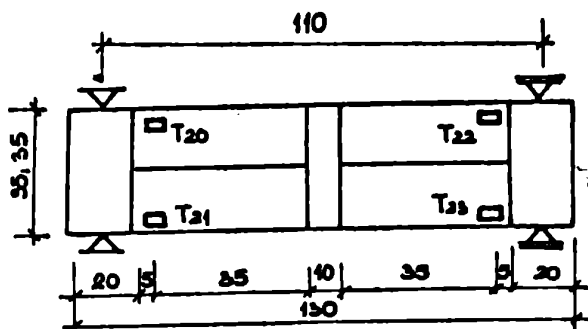


Fig. 4.17.

Pentru stâlpi au fost construite ciclogramele rezultate (suprapuse), unde s-a urmărit în special analiza domeniului post-elastic și pseudo-plastic, obținându-se din aceste diagrame săgețile la intrarea în curgere a armăturii (limita domeniului elastic) și săgețile la ruperea elementului, respectiv la colaps, corespunzătoare unei scăderi a încălcării după rupere la $0,7 P_T$.

Pentru studiul fisurării și ductilității capabile secțiunile s-au măsurat și deformațiile betonului din zona întinsă, respectiv comprimată alternativ cu ajutorul timbrei tensometrice respective. Aceste timbre tensometrice după treapta de apariție a fisurilor au ieșit din lucru. Totuși pentru a obține date asupra comportării zonei comprimate la încălcări alternante și în special pentru determinarea deformațiilor specifice limită a zonei comprimate s-au montat pe elementele experimentale niște bride cu tijă și microcomparatoare cu o precizie de 1 : 1000, cu ajutorul cărora s-au măsurat deformațiile zonei comprimate de beton la încălcări alternante în domeniul plastic și pseudolastic. Valorile deformației specifice limită a zonei comprimate ($\bar{\epsilon}_p$) sînt prezentate în tabelul 4.6. și sînt deosebit de importante pentru aprecierea ductilității secțiunilor a elementelor experimentale.

Deși obiectul lucrării nu reprezintă studiul măririi deschiderii fisurilor cu titlu informativ au fost măsurate la diferite trepte de încălcare pentru cele două cicluri, după apariția fisurilor pînă la ruperea mărimea deschiderii fisurilor. Astfel în tabelul 4.7. se prezintă unele observații, direct obținute pe baza măsurătorilor experimentale ale acestui proces. Tot în același tabel sînt date treptele de încălcare respectiv ciclul la care s-a atins deschiderea admisibilă medie a fisurilor

$\bar{w}_f = 0,3 \text{ mm}$, de asemenea și valoarea medie și maximă a deschiderii fisurilor la treapta de încălcare normată.

În figurile 4.18 ; 4.19 ; 4.20 ; 4.21 ; 4.22 ; 4.23 ; 4.24 ; 4.25 ; 4.26 sînt prezentate fotografiile stîlpilor după încercare.

În tabelul 4.8. sînt prezentate mărimea forțelor de rupere a elementelor experimentale, precum și ciclul după care a apărut prima dată surubirea zonei comprimate de beton și caracterul ruperii pentru fiecare element experimental.

SĂGEȚILE MAXIME ALE ȘTILPILOR SOLICITĂȚI LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ
DREAPTA MĂSURATE LA MIJLOCUL DESCHIDERII

Indicativ știlpi	$\alpha = \frac{N}{A \cdot R_0}$	Procent de arma- re		Zvelte- tea la forfe- care M/Qu ₀	Săgeata la în- trarea în curgere a ar- măturilor (mm)		Săgeata la ruperea știl- pului (mm)		Săgeata cores- punătoare la 0,7 P _r (mm)	
		Longi- tudinal p %	Trans- versal p %		Încăr- - - de sus	Încăr- - - de jos	Încăr- - - de sus	Încăr- - - de jos		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ST 1 - 1	0 - Nr	0,758	0,35	∞	9,00	4,00	72,5	15,00	94,00	24,00
ST 1 - 2	0 - Nr	0,758	0,71	∞	5,00	1,30	48,00	4,00	65,00	8,20
ST 2 - 1	0,19	0,758	0,35	4,00	3,25	1,70	22,10	8,00	26,00	14,00
ST 2 - 2	0,19	0,758	0,71	4,00	3,30	1,90	27,50	6,00	36,80	10,00
ST 3 - 1	0,19	0,758	0,35	2,50	3,30	2,60	14,20	10,50	18,00	17,60
ST 3 - 2	0,19	0,758	0,71	2,50	2,80	2,00	16,24	13,00	23,00	16,50
ST 4 - 1	0,19	0,758	0,35	1,50	1,40	0,90	4,90	4,40	7,30	6,40
ST 4 - 2	0,19	0,758	0,71	1,50	1,45	1,10	6,96	8,00	10,40	10,00
ST 1 - 1	0,60	0,758	0,35	4,00	5,95	-	23,20	-	26,90	-
ST 1 - 2	0,60	0,758	0,71	4,00	7,20	-	38,88	-	41,10	-
ST 2 - 1	0,60	0,758	0,35	1,50	2,50	-	4,75	4,00	6,20	-

Tabelul 4.4. (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ST 2 - 2	0,60	0,758	0,71	1,50	2,55	-	7,40	4,40	9,30	-
ST 3 - 1	0,30	0,758	0,35	4,00	-	6,00	-	33,00	-	37,30
ST 3 - 2	0,30	0,758	0,71	4,00	8,50	8,50	57,80	12,50	64,50	-
ST 4 - 1	0,30	0,758	0,35	1,50	2,60	-	5,72	5,30	7,50	-
ST 4 - 2	0,30	0,758	0,71	1,50	3,15	-	11,34	16,30	13,45	-

Tabelul 4.5.

SĂGETILE MAXIME ALE ȘTILPILOR SOLICITATI LA COMPRESIUNE
EXCENTRICA OBLICĂ MĂSURATE LA MIJLOCUL DESCHIDERII

Indicativ știlp	$a = \frac{M}{A \cdot R_0}$	Procent de armare Longi- tudinal ppp' %	Trans- versal Pe %	Zvelte- tea la forfe- care M/Qhe	Săgeata la în- trare în carge- re a armăturii (mm)		Săgeata la ru- perea știlpu- lui (mm)		Săgeata cores- punzătoare la 0,7 P ₂	
					Încăr- care de sus de jos	Încăr- care de sus de jos	Încăr- care de sus de jos	Încăr- care de sus de jos	Încăr- care de sus de jos	Încăr- care de sus de jos
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SD 2 - 1	0,20	0,525	0,1425	4,00	3,70	4,00	48,00	34,00	80,50	33,00
SD 2 - 2	0,20	0,525	0,285	4,00	3,30	6,70	45,00	40,00	82,00	62,00
ST 1 - 1	0,20	0,758	0,35	1,50	4,80	1,00	15,00	8,50	22,50	17,50
ST 1 - 2/A	0,20	0,758	0,71	1,50	4,80	1,20	17,00	8,50	25,00	20,00
ST 1 - 2/B	0,20	0,758	0,71	1,50	3,20	1,12	13,30	9,00	38,00	20,50
ST 2 - 1	0,20	0,758	0,35	4,00	9,00	2,80	36,40	35,00	65,00	36,50

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ST 2 - 2/A	0,20	0,758	0,71	4,00	8,00	3,00	46,00	37,50	69,50	67,00
ST 2 - 2/B	0,20	0,758	0,71	4,00	7,50	2,30	42,30	35,50	71,50	62,00
SP 1 - 1/A	0,35	0,417	0,113	1,50	3,70	2,80	8,00	5,50	10,50	12,50
SP 1 - 1/B	0,35	0,417	0,113	1,50	3,70	1,90	9,20	13,70	13,30	12,20
SP 1 - 2/A	0,35	0,417	0,226	1,50	3,50	2,80	8,60	14,30	17,00	22,00
SP 1 - 2/B	0,35	0,417	0,226	1,50	2,20	1,50	6,00	17,10	16,90	28,50
SP 2 - 1/A	0,35	0,417	0,113	4,00	6,40	3,00	21,00	26,50	40,40	43,80
SP 2 - 1/B	0,35	0,417	0,113	4,00	3,90	2,60	14,00	-	34,20	-
SP 2 - 2/A	0,35	0,417	0,226	4,00	6,50	3,20	25,00	3,50	41,30	24,60
SP 2 - 2/B	0,35	0,417	0,226	4,00	7,00	2,70	26,50	24,80	35,80	39,10
SP 1 - 1/A	0,45	0,417	0,151	4,00	8,00	3,60	22,20	30,00	28,00	39,80
SP 1 - 1/B	0,45	0,417	0,151	6,00	3,10	18,00	21,00	25,60	25,60	23,00
SP 1 - 2	0,45	0,417	0,226	4,00	7,00	3,05	24,20	21,60	29,50	22,60
SP 2 - 1/A	0,45	0,417	0,151	1,50	3,90	2,01	6,30	10,40	10,00	14,00
SP 2 - 1/B	0,45	0,417	0,151	1,50	4,00	2,80	9,00	11,50	12,80	16,30
SP 2 - 2	0,45	0,417	0,226	1,50	3,60	2,75	9,60	12,80	18,20	19,20

$$P = P' = \frac{A_a}{A_b} \cdot 100 = \frac{A'}{A_b} \cdot 100 \quad P_0 = \frac{m \cdot A_0}{b - a_0} \cdot 100$$

VALORILE DEFORMATILOR SPECIFICE LIMITA A ZONEI
COMPRESATE DE BETON MASURATE EXPERIMENTAL

TABELUL 4.6.

Indicativi stlpi	$N = \frac{N}{A_b R_c}$	Procent de armare		$\frac{M}{Qh}$	$\bar{\epsilon}_b \cdot 10^{-3}$	Mod de rupere
		Longi- tudinal p=p' (%)	Trans- versal p _s (%)			
0	1	2	3	4	5	6
ST1-1	0-Nr	0,758	0,35	∞	4,98	Incoviere
ST1-2	0-Nr	0,758	0,71	∞	5,70	incoviere
ST2-1	0,19	0,758	0,35	4,00	4,50	incoviere
ST2-2	0,19	0,758	0,71	4,00	5,87	incoviere
ST3-1	0,19	0,758	0,35	2,50	3,50	incoviere cu tăiere
ST3-2	0,19	0,758	0,71	2,50	3,80	incoviere cu tăiere
ST4-1	0,19	0,758	0,35	1,50	1,98	incoviere cu tăiere
ST4-2	0,19	0,758	0,71	1,50	2,20	incoviere cu tăiere
ST1-1	0,60	0,758	0,35	4,00	5,40	incoviere
ST1-2	0,60	0,758	0,71	4,00	6,20	incoviere
ST2-1	0,60	0,758	0,35	1,50	2,05	incoviere cu tăiere
ST2-2	0,60	0,758	0,71	1,50	2,40	incoviere cu tăiere
ST3-1	0,30	0,758	0,35	4,00	5,35	incoviere
ST3-2	0,30	0,758	0,71	4,00	6,25	incoviere
ST4-1	0,30	0,758	0,35	1,50	2,10	incoviere cu tăiere
ST4-2	0,30	0,758	0,71	1,50	2,40	incoviere cu tăiere
ST1-1	0,20	0,758	0,35	1,50	2,30	incoviere cu tăiere
ST1-2/A	0,20	0,758	0,71	1,50	2,50	incoviere cu tăiere
ST1-2/B	0,20	0,758	0,71	1,50	2,55	incoviere cu tăiere
ST2-1	0,20	0,758	0,35	4,00	5,45	incoviere
ST2-2/A	0,20	0,758	0,71	4,00	6,50	incoviere
ST2-2/B	0,20	0,758	0,71	4,00	6,40	incoviere
SP1-1/A	0,35	0,417	0,115	1,50	2,20	incoviere cu tăiere

Tabelul 4.6. (continuare)

0	1	2	3	4	5	6
P1-1/B	0,35	0,417	0,113	1,50	2,15	incevoiere cu tăiere
P1-2/A	0,35	0,417	0,226	1,50	2,40	incevoiere cu tăiere
P1-2/B	0,35	0,417	0,226	1,50	2,38	incevoiere cu tăiere
P2-1/A	0,35	0,417	0,113	4,00	4,96	incevoiere
P2-1/B	0,35	0,417	0,113	4,00	4,85	incevoiere
P2-2/A	0,35	0,417	0,226	4,00	5,25	incevoiere
P2-2/B	0,35	0,417	0,226	4,00	5,30	incevoiere
P1-1/A	0,45	0,417	0,151	4,00	4,50	incevoiere
P1-1/B	0,45	0,417	0,151	4,00	4,67	incevoiere
P1-2	0,45	0,417	0,226	4,00	5,10	incevoiere
P2-1/A	0,45	0,417	0,151	1,40	2,75	incevoiere cu tăiere
P2-1/B	0,45	0,417	0,151	1,50	2,70	incevoiere cu tăiere
P2-2	0,45	0,417	0,226	1,50	3,10	incevoiere cu tăiere

Tabelul 4.7.

MARIMI MASURATE EXPERIMENTAL PENTRU APARITIA SI DEZVOLTAREA FISURILOR

Indicativ stîlp	Procent de armare longitudinalinal zonei întinse p(%)	Treapta de încărcare de apă ritmică fisurilor lor P _f (tf)	Raportul $\frac{P_f}{P_r}$	Viteza deschiderii fisurilor la treapta de exploatare P _{exp}		Treapta de încărcare la care s-a atins deschiderea fisurilor maxime de 0,3 mm P _c (tf)	Pentru fisura din forma ta toare P _f /P _r	Nr. de încercări	Agreearea etrierilor	
				$\frac{v_{max}}{v_{med}}$ (mm)	$\frac{v_{max}}{v_{med}}$ (mm)					
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ST1-1	0,758	6,125	0,65	7,00	12,00	8,085	1,1 H sus	-	0-Nr	ø6/20
ST1-2	0,758	6,20	0,64	5,00	3,00	nu s-a atins valoarea P = 0,3 mm	Idem	-	0-Nr	ø6/10
ST2-1	0,758	7,00	0,45	3,00	6,00	Idem	Idem	-	0,19	ø6/20
ST2-2	0,758	7,00	0,55	2,00	2,00	Idem	Idem	-	0,19	ø6/10
ST3-1	0,758	14,50	0,65	nu au apărut fisuri	16,40	-	1,1 H sus	0,75	0,19	ø6/20
ST3-2	0,758	17,80	0,67	Idem	19,20	-	1,2 H sus	0,80	0,19	ø6/10
ST4-1	0,758	22,00	0,72	Idem	28,00	-	1,2 H sus	0,75	0,19	ø6/20
ST4-2	0,758	25,00	0,69	Idem	34,00	-	1,2 H sus	0,80	0,19	ø6/10
ST1-1	0,758	10,00	0,769	nu au apărut fisuri	nu au apărut fisuri	11,77	1,2 H jos	-	0,60	ø6/20
ST1-2	0,758	8,40	0,60	5,00	8,00	12,10	1,4 H jos	-	0,60	ø6/10
ST2-1	0,758	18,20	0,569	7,00	7,00	24,00	1,4 H sus	0,70	0,60	ø6/20
ST2-2	0,758	21,40	0,713	8,00	10,00	27,00	1,3 H sus	0,80	0,60	ø6/10
ST3-1	0,758	8,40	0,714	5,50	8,00	9,50	1,4 H sus	-	0,30	ø6/20
ST3-2	0,758	8,40	0,724	nu au apărut fisuri	nu au apărut fisuri	10,20	1,3 H sus	-	0,30	ø6/10
ST4-1	0,758	21,40	0,713	13,00	20,00	21,42	H jos	-	0,30	ø6/20
ST4-2	0,758	14,20	0,47	15,00	20,00	22,80	1,1 H sus	-	0,30	ø6/10

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
STI-1	0,758	6,00	0,461	11,20	15,00	6,60	1,1 H	0,70	0,20	6/20
ST1-2/A	0,758	7,40	0,513	10,50	13,00	11,50	1,2 H	0,80	0,20	6/10
ST1-2/B	0,758	7,40	0,513	11,60	14,50	10,60	1,2 H	0,75	0,20	6/10
ST2-1	0,758	2,80	0,583	5,00	8,00	4,40	1,3 H	-	0,20	6/20
ST2-2/A	0,758	3,75	0,721	7,00	13,00	5,00	1,2 H	-	0,20	6/10
ST2-2/B	0,758	2,80	0,549	6,50	10,00	5,10	1,5 H	-	0,20	6/10
SD2-1	0,523	3,00	0,500	35,00	47,00	3,00	H ²	-*	0,20	6/20
SD2-2	0,523	3,40	0,531	14,00	18,00	4,80	1,2 H	-	0,20	6/10
SP1-1/A	0,417	12,00	0,545	4,00	5,00	17,00	1,4 H	0,65	0,35	6/20
SP1-1/B	0,416	16,00	0,552	10,00	12,00	21,00	1,1 H	0,70	0,35	6/20
SP1-2/A	0,417	16,00	0,57	11,00	13,00	25,00	1,3 H	0,70	0,35	6/10
SP1-2/B	0,417	19,00	0,703	12,00	16,00	21,00	1,1 H	0,75	0,35	6/10
SP2-1/A	0,417	4,75	0,465	10,00	18,00	8,55	1,5 H	-	0,35	6/20
SP2-1/B	0,417	4,75	0,465	8,00	13,00	8,55	1,5 H	-	0,35	6/20
SP2-2/A	0,417	6,80	0,618	12,00	17,00	8,16	1,4 H	-	0,35	6/10
SP2-2/B	0,417	7,48	0,75	11,00	19,00	8,16	1,1 H	-	0,35	6/10
SP 2-1/A	0,417	4,70	0,587	11,00	25,00	5,70	1,1 H	-	0,45	6/15
SP1-1/E	0,417	4,70	0,447	9,60	15,00	7,40	1,3 H	-	0,45	6/15
SP1-2	0,417	5,70	0,67	8,00	16,00	8,00	1,4 H	-	0,45	6/10
SP2-1/A	0,417	15,00	0,714	6,50	10,00	17,00	1,7 H	0,79	0,45	6/15
SP2-1/B	0,417	15,40	0,687	6,00	8,00	19,60	1,4 H	0,72	0,45	6/15
SP2-2	0,417	16,52	0,669	7,00	8,00	21,20	1,3 H	0,83	0,45	6/10

• 14 •

141-

$$n = 0,19$$

$$M/Qh_0 = 4$$

$a_e = 20 \text{ cm}$



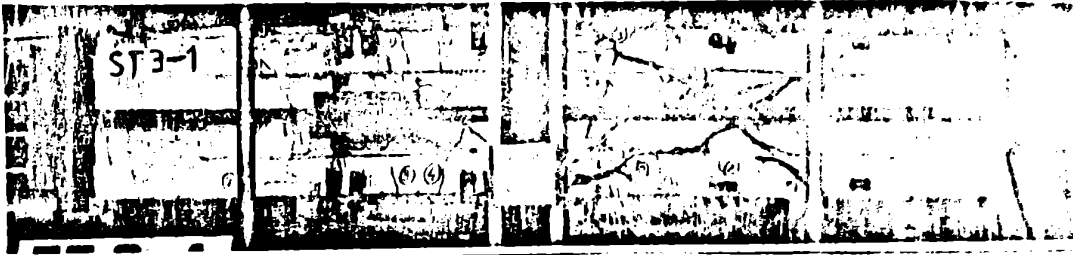
$a_e = 10 \text{ cm}$



$$n = 0,19$$

$$M/Qh_0 = 2,5$$

$a_e = 20 \text{ cm}$



$a_e = 10 \text{ cm}$



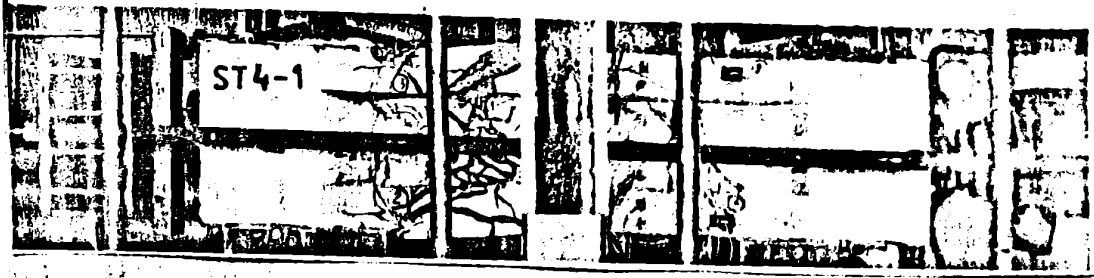
FIG. 4.18

- 142 -

$n = 0,19$

$M/Qh_0 = 1,5$

$a_e = 20 \text{ cm}$

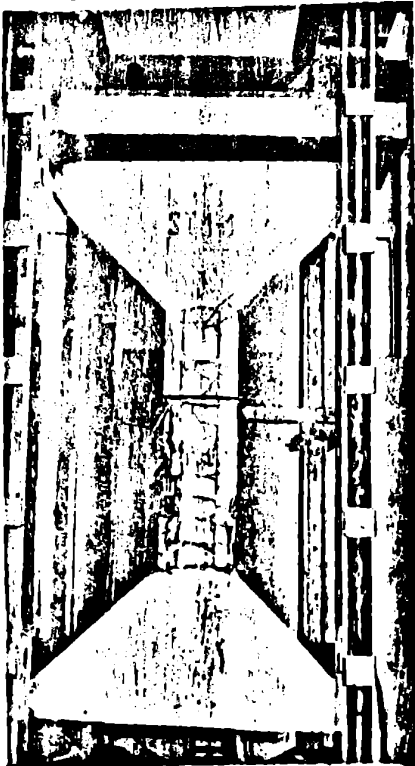


$a_e = 10 \text{ cm}$



$N = 0 - N_r$

$a_e = 20 \text{ cm}$



$a_e = 10 \text{ cm}$

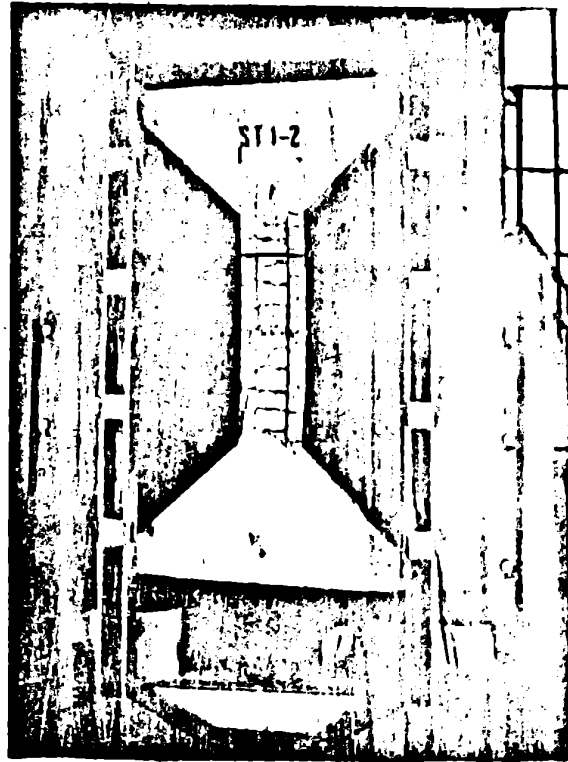


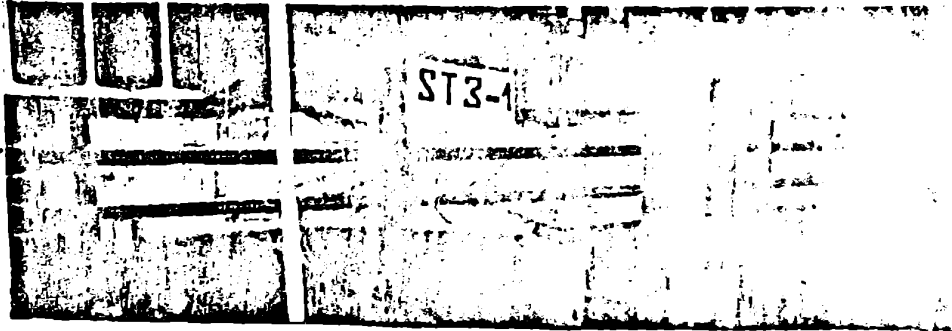
FIG 4.19

14.

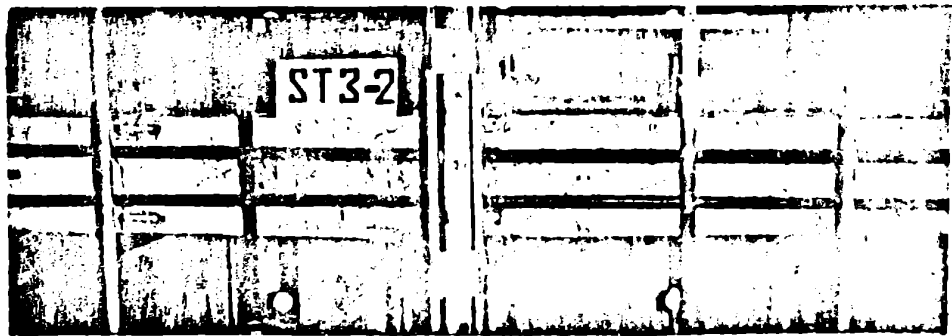
$$R = 0,30$$

$$M/Q h_0 = 4$$

$d_e = 20 \text{ cm}$



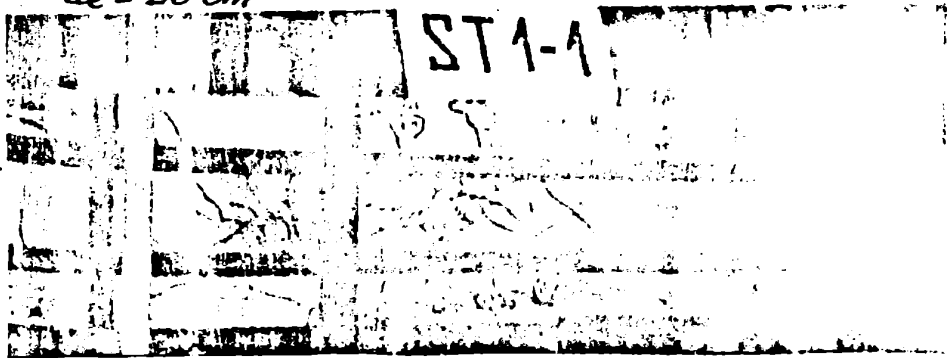
$d_e = 10 \text{ cm}$



$$n = 0,60$$

$$M/Q h_0 = 4$$

$d_e = 20 \text{ cm}$



$d_e = 10 \text{ cm}$

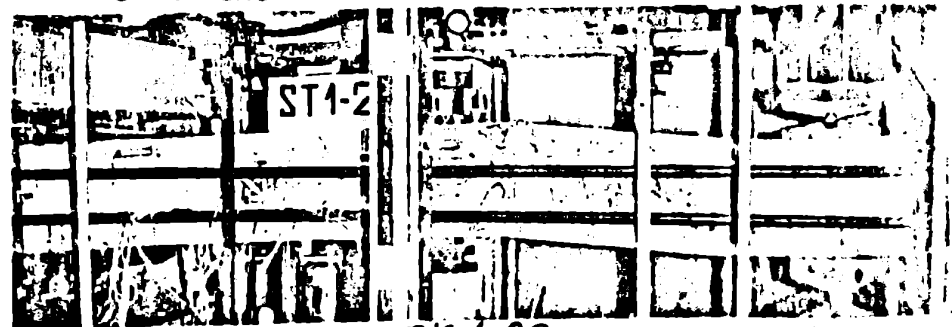


FIG. 4. 20

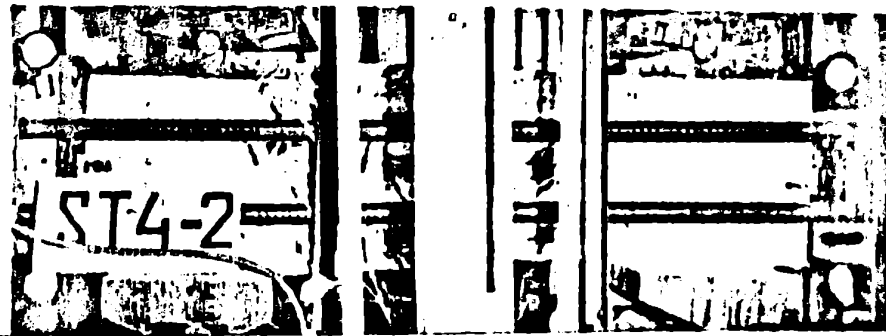
- 144 -

$$n = 0,30$$
$$M/Q h_0 = 1,5$$

$d_e = 20 \text{ cm}$



$d_e = 10 \text{ cm}$



$$n = 0,60$$
$$M/Q h_0 = 1,5$$

$d_e = 20 \text{ cm}$

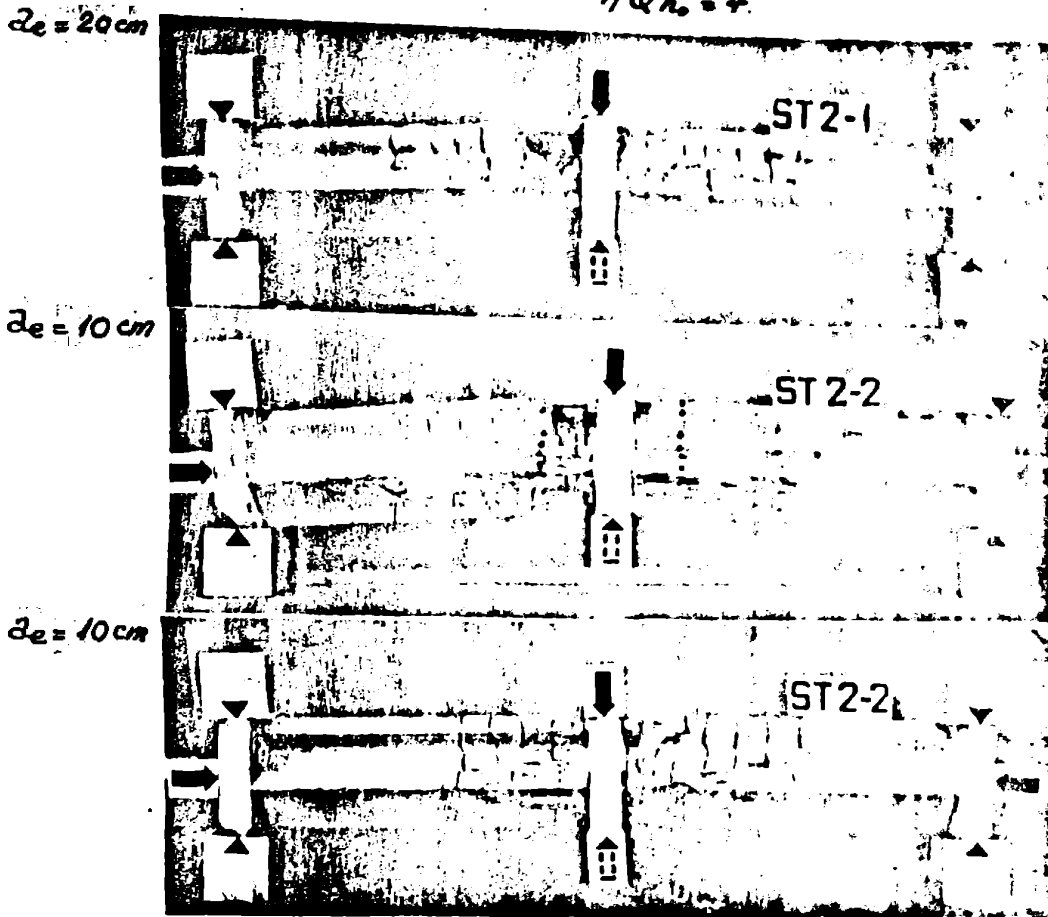


$d_e = 10 \text{ cm}$



FIG. 4.21.

$n = 0,20$
 $M/Qh_0 = 4$



$n = 0,20$
 $M/Qh_0 = 1,5$

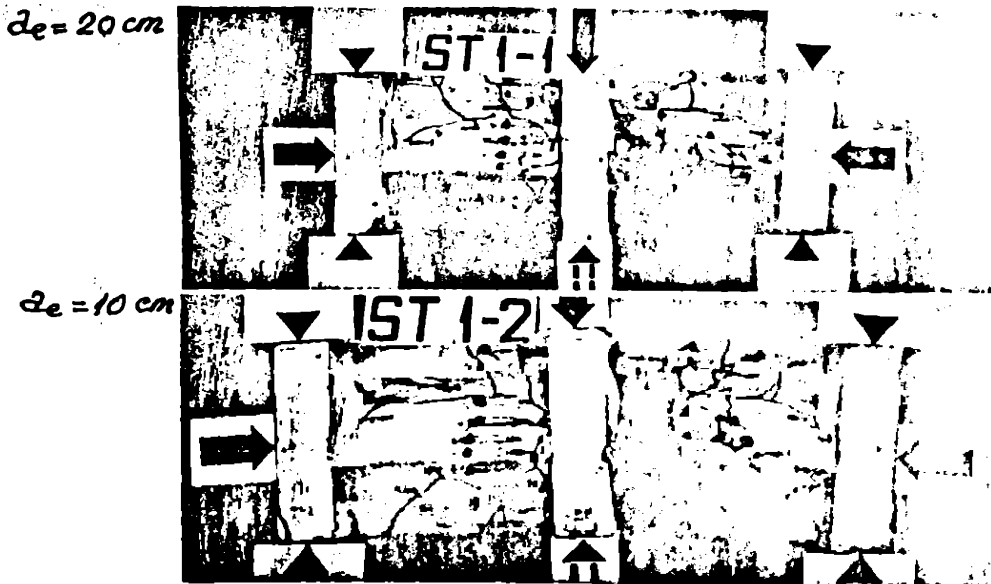


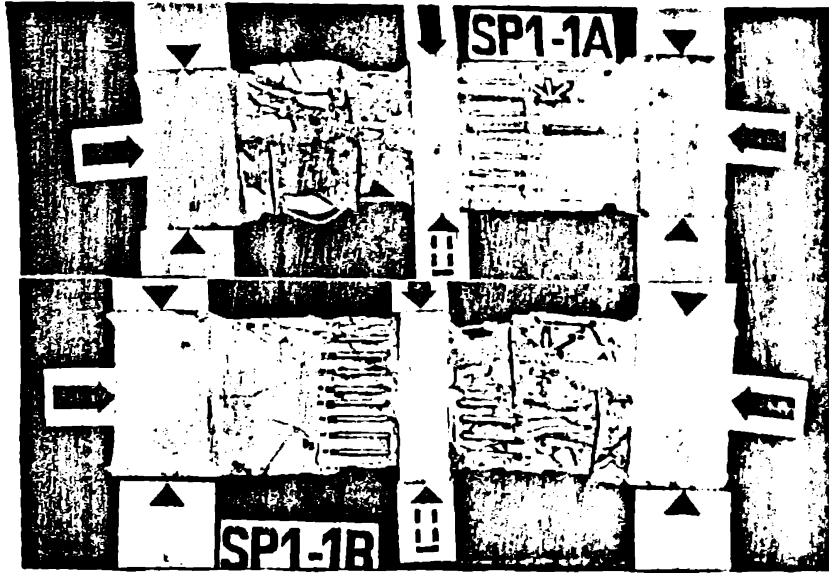
FIG. 4.22.

- 146 -

$$n = 0,35$$

$$M/Qh_0 = 1,5$$

$$d_e = 20 \text{ cm}$$



$$d_e = 10 \text{ cm}$$

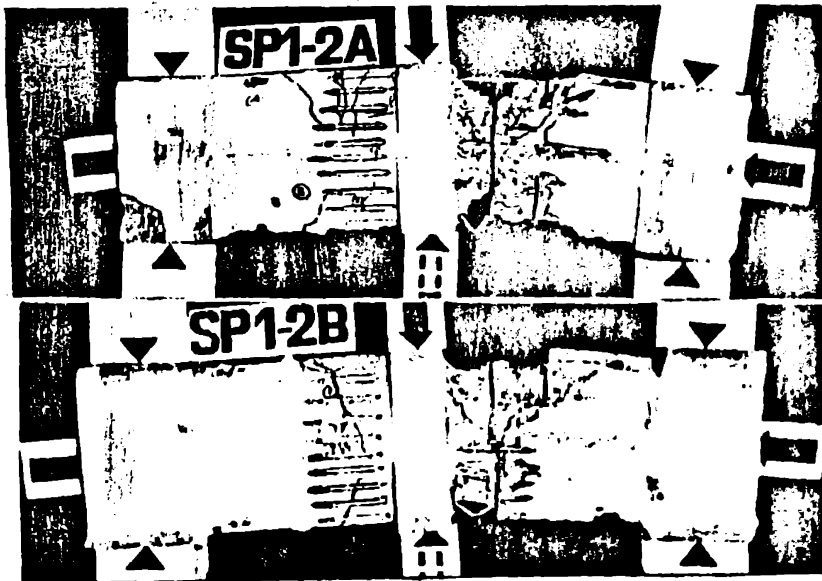
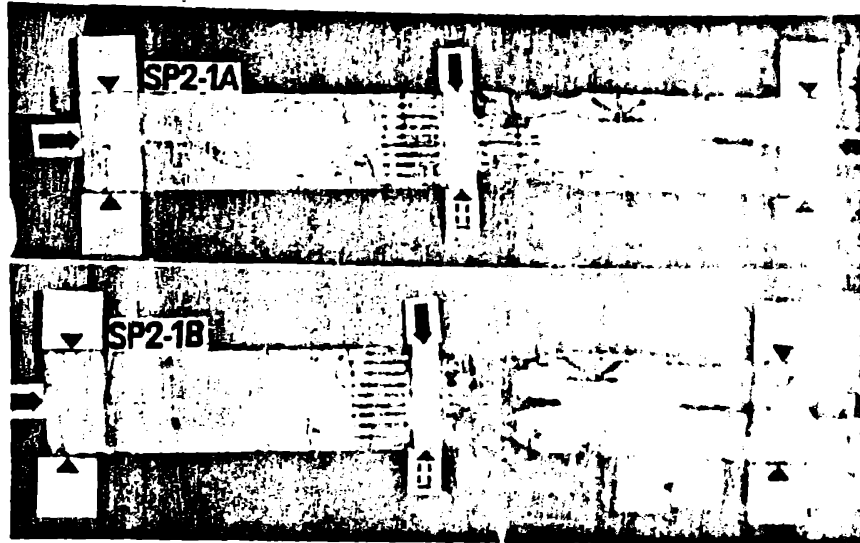


FIG. 4. 23.

$$n = 0,35$$

$$M/Q h_0 = 4$$

$$d_e = 20 \text{ cm}$$



$$d_e = 10 \text{ cm}$$

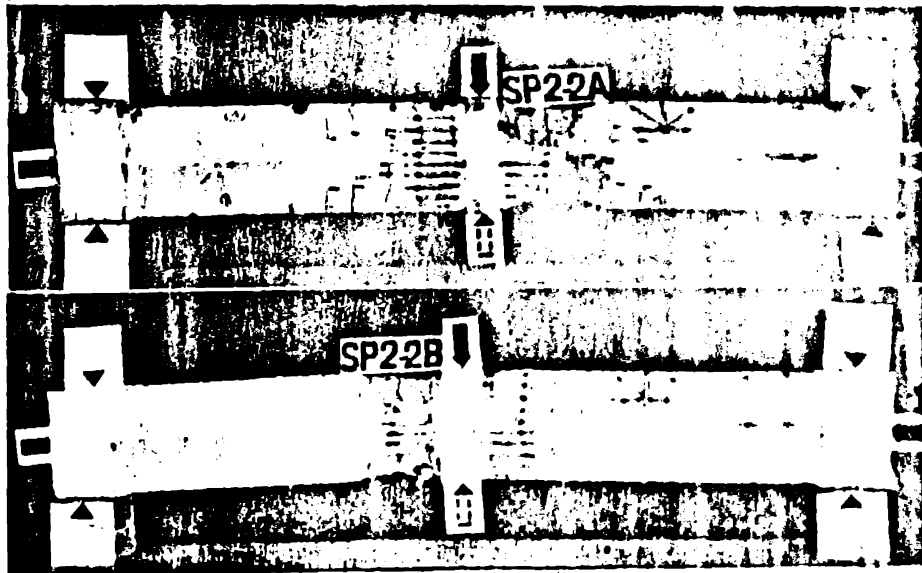
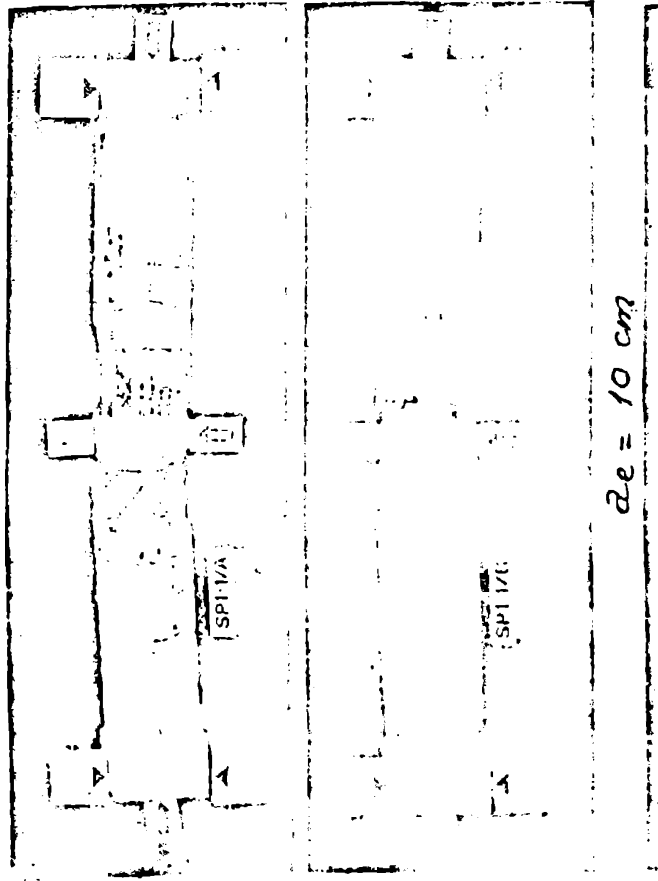
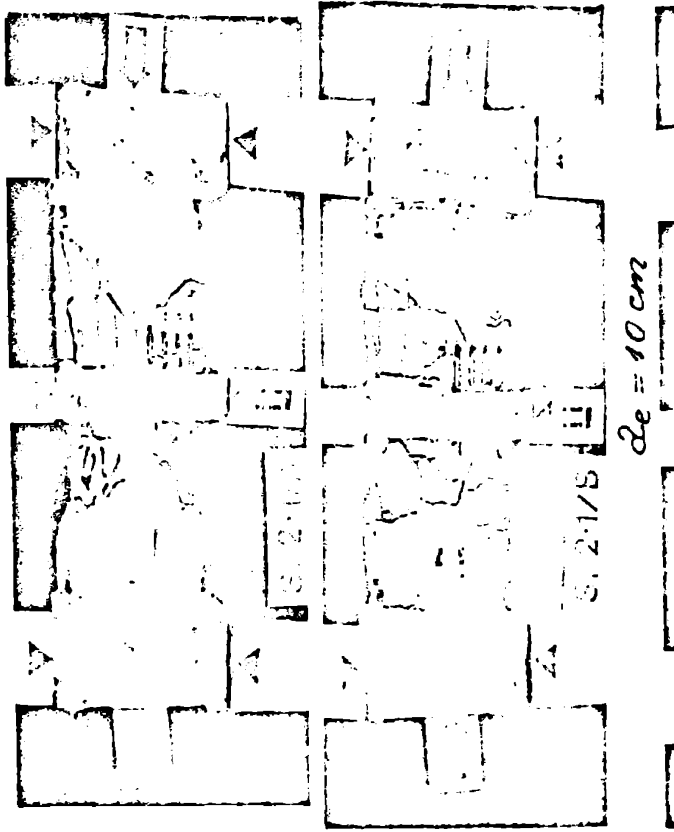


FIG. 4.24.

$n = 0,45$
 $M/Qh_0 = 4$
 $d_e = 15 \text{ cm}$



$n = 0,45$
 $M/Qh_0 = 1,5$
 $d_e = 15 \text{ cm}$



$d_e = 10 \text{ cm}$

$d_e = 10 \text{ cm}$

FIG. 4.25

FIG. 4.26

CARACTERISTICI ATINSE LA RUPEREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE SI MODUL DE RUPERE

Indi- cativ stip	n = A, B, C	Re- por- tul M	Valori experi- mentale		Valori teoretice		Rapoarte comparative		La ce cic- lu a apã- rut rupe- rea (I sau II) si din care parte	Caracte- rul rupe- rii ele- mentelor experimen- tale
			Incar- carea la cal- cul P (tf)	Incar- carea la ru- pere Pr (tf)	Incarca- rea de calcul cf. STAS 10107/0- 76 P (teor) (tf)	Incarca- rea de rupere calc. cu rezist. medii Pr (teor) (tf)	P (teor)	Pr (teor)		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ST1-1	0-Nr		6,650	9,310	5,087	6,490	1,307	1,435	Ciclul II sus 1,3 H	incovoiere
ST1-2	0-Nr		8,400	11,760	5,087	6,490	1,651	1,812	Ciclul I dr. 1,4 H	incovoiere
ST2-1	0,19	4	11,000	15,400	7,536	10,390	1,459	1,482	ciclul I sus 1,4 H	incovoiere
ST2-2	0,19	4	9,000	12,600	9,148	10,390	0,984	1,213	Ciclul II sus 1,3 H	incovoiere
ST3-1	0,19	2,5	15,857	23,200	7,984	16,032	1,986	1,385	Ciclul I sus 1,4 H	incovoiere cu fãrã tãietoare
ST3-2	0,19	2,5	18,714	29,000	10,483	20,166	1,785	1,299	Ciclul I sus 1,4 H	idem
ST4-1	0,19	1,5	18,714	36,000	13,325	28,532	1,404	1,051	Ciclul I sus 1,4 H	idem
ST4-2	0,19	1,5	26,386	40,000	15,227	31,979	1,726	1,151	Ciclul I sus 1,4 H	idem

Tabelul 4.8. (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ST1-1	0,60	4	9,280	13,000	8,640	12,100	1,074	1,074	Ciclul I. sus 1,3 H	incovoiere
ST1-2	0,60	4	10,000	14,000	10,850	15,200	0,922	0,921	Ciclul I. sus 1,5 H	incovoiere
ST2-1	0,60	1,5	22,800	32,000	21,850	30,600	1,043	1,045	Ciclul I. sus 1,7 H	incovoiere cu fortă tăietoare
ST2-2	0,60	1,5	21,420	30,000	22,920	32,100	0,935	0,935	Ciclul I. sus 1,5 H	idem
ST3-1	0,30	4	8,400	11,760	8,520	12,000	0,986	0,980	Ciclul I. jos 1,3 H	incovoiere
ST3-2	0,30	4	8,280	11,600	9,710	13,600	0,853	0,853	Ciclul I. sus 1,5 H	incovoiere
ST4-1	0,30	1,5	21,420	30,000	20,920	29,300	1,024	1,024	Ciclul II. sus 1,4 H	incovoiere cu fortă tăietoare
ST4-2	0,30	1,5	21,420	30,00	22,280	31,200	0,961	0,962	Ciclul II. sus 1,4 H	idem
ST1-1	0,20	1,5	11,100	13,300	H = 12,821 H = 5,541	27,313 7,489	0,866 1,776	0,487 1,776	Ciclul I. sus H	incovoiere cu fortă tăietoare
ST1-2/A	0,20	1,5	9,000	14,400	H = 12,822 H = 5,599	26,517 7,238	0,702 1,607	0,543 1,989	Ciclul I. sus 1,6 H	idem
ST1-2/B	0,20	1,5	9,000	14,400	H = 12,822 H = 5,599	26,517 7,238	0,702 1,607	0,543 1,989	Ciclul I. sus 1,6 H	idem
ST 2-1	0,20	4	3,400	4,800	H = 5,526 H = 2,448	10,641 2,958	0,615 1,389	0,451 1,623	Ciclul I. sus 1,4 H	incovoiere
ST2-2/A	0,20	4	4,500	5,200	H = 5,527 H = 2,246	11,256 3,142	0,814 1,355	0,463 1,655	Ciclul I. sus 1,2 H	idem
ST2-2/B	0,20	4	3,400	5,100	H = 5,527 H = 2,425	10,903 3,072	0,615 1,290	0,467 1,600	Ciclul I. sus 1,2 H	idem

Tabelul 4.8.(continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	8	10
SP1-1/A	0,35	1,5	19,000	27,600	16,953	24,113	1,121	1,145	Ciclul II sus 1,5 H	incovoiere cu fortă tictoare
SP1-1/B	0,35	1,5	19,000	29,000	15,686	24,521	1,212	1,187	Ciclul II sus 1,5 H	idem
SP1-2/A	0,35	1,5	19,000	28,000	15,709	23,589	1,209	1,187	Ciclul I sus 1,5 H	idem
SP1-2/B	0,35	1,5	19,000	27,000	15,707	22,435	1,209	1,203	Ciclul I sus 1,4 H	idem
SP2-1/A	0,35	4	4,700	10,200	7,139	10,641	0,658	0,958	Ciclul I. sus 1,6 H	incovoiere
SP2-1/B	0,35	4	4,700	10,900	7,140	10,653	0,658	1,023	Ciclul I sus 1,7 H	idem
SP2-2/A	0,35	4	7,480	10,200	7,139	10,641	1,048	0,958	Ciclul I sus 1,4 H	idem
SP2-2/B	0,35	4	7,480	10,200	7,140	10,672	1,048	0,956	Ciclul I sus 1,4 H	idem
SP1-1/A	0,45	4	5,300	8,000	6,555	8,890	0,885	0,900	Ciclul I sus 1,4 H	incovoiere
SP1-1/B	0,45	4	5,300	9,100	6,555	9,402	0,885	0,968	Ciclul II sus 1,6 H	idem
SP1-2	0,45	4	5,300	8,500	6,556	9,291	0,885	0,915	Ciclul I sus 1,5 H	idem
SP2-1/A	0,45	1,5	14,000	21,000	14,422	20,440	0,971	1,027	Ciclul II sus 2,1 H	incovoiere cu fortă tictoare
SP2-1/B	0,45	1,5	14,000	22,400	14,422	18,614	0,971	1,203	Ciclul I. sus 1,6 H	idem
SP2-2	0,45	1,5	16,200	24,400	14,422	20,205	1,133	1,209	Ciclul I sus 1,6 H	idem

CAPITOLUL 5. COMPARAREA REZULTATELOR EXPERIMENTALE CU CELE TEORETICE

5.1. COMPORTAREA IN DOMENIUL ELASTIC (fisurare, deschiderea fisurilor și deformații).

Din analiza rezultatelor încercărilor experimentale pentru stâlpii solicitați la compresiune excentrică dreaptă rezultă că rigiditatea lor este funcție de următorii parametri:

- rigiditatea stâlpilor în general crește cu scăderea înălțimii la forfecare exprimată prin raportul M/Qh_0 ;
- rigiditatea stâlpilor crește odată cu creșterea procentului de armare longitudinală (p) și a procentului de transversal a stâlpilor (p_s);
- rigiditatea stâlpilor crește de asemenea cu creșterea valorii relative a forței axiale gravitaționale $n = N/A_b R_c$.

Fenomenul care este în concordanță cu studiile teoretice efectuate de diferiți cercetători (69/,/103).

Aceste aspecte se datorează următoarelor cauze:

- a) La elementele la care este predominantă acțiunea forței tăietoare fisurarea apare la o înălțime mai mică decât la stâlpii la care încovoierea a fost predominantă cu raportul $M/Qh_0 = 4$. În aceste cazuri s-a produs o armare esențială la săgeți maxime mai reduse și la deformații specifice ale zonei comprimate de beton mai mici.
- b) O influență ceva mai redusă a avut procentul de armare transversal (efectul confinării betonului). La elementele la care armăturii au fost dispuse la distanța $s_e = 20$ cm și $s_e = 15$ cm săgețile au fost mai mari decât la elementele la care armăturii au fost dispuse la distanța $s_e = 10$ cm, aceasta datorită faptului că deformațiile specifice ale zonei comprimate de beton și în apropierea rupei au fost mai mici, prin împiedicarea deformațiilor transversale a zonei comprimate de către stâlpii, urmând să crească mai mult în apropierea rupei și în special în domeniul pseudoplastic, ceea ce a dus în final la creșterea ductilității capabile a acestor elemente.

c) Mărirea procentului de armare longitudinală de înălțime mărește rigiditatea stâlpilor datorită faptului că mărirea de armare longitudinală și fisurile sunt mai dese cu decît la stâlpii cu armare longitudinală mai mică și fisurile sunt mai dese cu decît la stâlpii cu armare longitudinală mai mică.

mici și care reduce ductilitatea capabilă, în special la elementele
la care poziția relativă a axei neutre depășește valoarea limită
($\xi > \xi_{lin}$),

d) Valoarea relativă a forței axiale gravitaționale influențează rigiditatea în mod favorabil, datorită faptului că mărește înălțimea zonei comprimate de beton, înăă care duce simultan la scăderea ductilității capabile a elementului.

Din analiza diagramelor se observă o scădere a rigidității elementelor cu creșterea treptei de încălzire și cu creșterea numărului de cicluri, mai ales după apariția și dezvoltarea fisurilor.

Procesul de apariție al fisurilor la elementele încălzite a fost influențat de următorii parametri :

- calitatea betonului ;
- raportul N/Qh_0
- valoarea relativă a forței axiale gravitaționale $n = N/A_b R_c$;
- numărul de cicluri de încălzire

- și la elementele cu acțiune predominantă a forței tăietoare de procentul de armare transversal (p_e)

Acești parametri au manifestat o influență atât asupra numărului treptei de fisurare cât și a direcției și dezvoltării fisurilor, procese care în final influențează atât rigiditatea elementelor, cât și ductilitatea capabilă, întrucât produc schimbări în caracterul suprafeței elementelor.

La elemente la care efectul forței tăietoare a fost predominant influența predominantă asupra apariției fisurilor a avut numărul ciclurilor de încălzire, forța axială gravitațională, procentul de armare longitudinal și direcția forței transversale oblice ultime. Raportul P_{tg}/N a variat funcție de parametrii sui menționați între 0,45 - 0,769 la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreptă, respectiv 0,549 - 0,721 la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică și 0,447 - 0,73 la elemente cu secțiune patrată solicitate la compresiune excentrică oblică (vezi tabelul 4.7).

La elemente la care influența forței tăietoare este predominantă nivelul de apariție al fisurilor înclinată a fost mai ridicat. Raportul P_{tg}/N a variat între 0,70 - 0,80 la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreptă și respectiv între 0,70 - 0,80 la elemente cu secțiune dublu T solicitate

itate la compresiune excentrică oblică și $0,65 - 0,83$ la elemente cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică (vezi tabelul 4.7.).

Fisurile înclinate la treptele următoare s-au deschis mai mult decât fisurile normale (a se vedea tabelul 4.7.), iar în final una din fisurile înclinate a dus la ruperea elementului în secțiune înclinată la acțiunea combinată a forței trăsătoare cu momentul încovoietor.

În ceea ce privește fisurile normale acestea au apărut la o treaptă la încălzire mai mică, raportul F_T/A_T a variat între $0,569 - 0,73$ la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă, respectiv $0,461 - 0,513$ la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică și $0,545 - 0,714$ la elemente cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică, oblică (vezi tabelul 4.7.).

Cu creșterea treptei de încălzire fisurile normale la ceaștiiștîlpi s-au deschis mai puțin decât cele înclinate așa cum rezultă din tabelul 4.7.

Deși obiectul lucrării nu reprezintă studiul mecanismului deschiderii fisurilor ca titlu informativ au fost prezentate la diferite trepte de încălzire, pentru cele două cicluri la fiecare treaptă, după apariția fisurilor pînă la ruperea elementelor și dezvoltării fisurilor. Astfel în tabelul 4.7. se prezintă valoarea medie a deschiderii fisurilor normale la treapta de excelență și la treapta de încălzire la care s-a atins starea de deschidere a fisurilor admisă de $0,3$ mm.

Din fotografiile din fig. 4.18 ; 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26 se poate vedea cum se schimbă caracterul fisurilor odată cu creșterea influenței forței trăsătoare. La elemente la care forța trăsătoare a fost predominantă dezvoltarea fisurilor înclinate principale de rupere a apărut și a început să se deschidă pînă la o treaptă ridicată (oi cu $0,8 - 0,85 F_T$) și care în final a dus la ruperea elementului mult mai devînt decât la elementele cu acțiunea redusă a forței trăsătoare.

Încălzirea alternativă a contribuit o dată cu creșterea treptei de încălzire și a numărului de niveluri de distribuție în treptată a elementului și la apariția unor fenomene suplimentare care a duse la schimbări calitative și cantitative privind dezvoltarea și evoluția a fisurilor.

De asemenea, în cadrul încercărilor experimentale s-au atins și mărimile măgărilor la atingerea în următoarele întinse la limita de curgere convențională, deoarece elementele au fost aranjate cu bare longitudinale de rezistență din FC 52, care sunt prezentate în tabelul 4.4 și 4.5.

În tabelul 4.9. este prezentat nivelul de solicitare la care s-a atins limita de curgere convențională în următoarele întinse. Raportul dintre $P_c \text{ exp} / P_c \text{ teor}$ a variat între 0,9 - 1, la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresie centrată dreaptă și raportul $M/Qh_0 = 4$, respectiv între 0,78 - 1,15 în elemente cu raportul $M/Qh_0 = 1,5$ și 2,5.

La elemente cu secțiune patrată solicitate la compresie excentrică oblică între 0,80 - 1,02 și raportul $M/Qh_0 = 4$, respectiv între 1,04 - 1,29 la elemente cu raportul $M/Qh_0 = 1,5$.

Tabelul 4.9.

VALORILE FORTEI DE CURGERE LA ELEMENTE EXPERIMENTALE

Indicativ stiflipi	n = $\frac{N}{A \cdot R_c}$	Procent de smarare		$\frac{M}{Qh_0}$	Încercarea la care s-a atins curgerea în următoarele întinse		Raportul $\frac{P_c \text{ exp}}{P_c \text{ calc}}$
		longi- tudinal p = p' (%)	trans- versal p = p'' (%)		Experimen- tală P _c exp. (daN)	Calcula- ta P _c calc (daN)	
0	1	2	3	4	5	6	7
ST2-1	0,19	0,758	0,35	4	9500	9000	1,05
ST2-2	0,19	0,758	0,71	4	10000	9000	1,11
ST3-1	0,19	0,758	0,35	2,5	15000	14000	1,07
ST3-2	0,19	0,758	0,71	2,5	16000	14000	1,14
ST4-1	0,19	0,758	0,35	1,5	19000	24200	0,78
ST4-2	0,19	0,758	0,71	1,5	29.500	24970	1,18
ST1-1	0,60	0,758	0,35	4	11000	11020	0,99
ST1-2	0,60	0,758	0,71	4	11000	11020	0,99
ST2-1	0,60	0,758	0,35	1,5	30100	22000	0,78
ST2-2	0,60	0,758	0,71	1,5	27000	37500	0,72
ST3-1	0,30	0,758	0,35	4	10700	9500	1,13
ST3-2	0,30	0,758	0,71	4	9000	9000	1,00
ST4-1	0,30	0,758	0,35	1,5	26000	26000	1,00
ST4-2	0,30	0,758	0,71	1,5	27000	26000	1,04

Tabelul 4.9 (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7
ST1-1	0,20	0,758	0,35	1,5	11000	-	-
ST1-2/A	0,20	0,758	0,71	1,5	11000	-	-
ST1-2/B	0,20	0,758	0,71	1,5	11000	-	-
ST2-1	0,20	0,758	0,35	4	3500	-	-
ST2-2/A	0,20	0,758	0,71	4	3800	-	-
ST2-2/B	0,20	0,758	0,71	4	3500	-	-
SP1-1/A	0,35	0,417	0,113	1,5	25400	20711	1,23
SP1-1/B	0,35	0,417	0,113	1,5	25000	21197	1,18
SP1-2/A	0,35	0,417	0,226	1,5	21000	19619	1,07
SP1-2/B	0,35	0,417	0,226	1,5	23000	17844	1,29
SP2-1/A	0,35	0,417	0,113	4	7500	8544	0,89
SP2-1/B	0,35	0,417	0,113	4	7500	9312	0,81
SP2-2/A	0,35	0,417	0,226	4	8600	8408	1,02
SP2-2/B	0,35	0,417	0,226	4	8200	8468	0,97
SP1-1/A	0,45	0,417	0,151	4	6500	8169	0,80
SP1-1/B	0,45	0,417	0,159	4	7400	9058	0,82
SP1-2	0,45	0,417	0,226	4	7000	8908	0,79
SP2-1/A	0,45	0,417	0,151	1,5	22000	21201	1,04
SP2-1/B	0,45	0,417	0,151	1,5	20900	18935	1,10
SP2-2	0,45	0,417	0,226	1,5	22000	19306	1,14

5.2. COMPORTAREA ÎN DOMENIUL POST - ELASTIC

Caracterul rupei elementelor încercate a fost, foarte diferit fiind în general legat de modul de dezvoltare a fisurii de rupere.

La elementele încercate, cu efecte reduse ale forței tăietoare, cu raportul $M/Qh_0 = 4$, solicitate la compresiune excentrică dreaptă sau oblică, cu mare excentricitate, rupeau sau produs similar la încovoiere dreaptă sau oblică, întrucât în toate valorile poziției axei neutre a fost $x < 0,4 h_0$, în timp ce în curgere (curgerea convențională $\sigma_{0,2}$) a armăturii întinse și apoi prin zdrobirea zonei comprimate de beton la rezistență medie R_c .

La rupea după al doilea cens la forța alternantă, s-a observat în zona comprimată o dezlipire a armăturilor de beton și apoi îndoierea lor datorită faptului că la încălzire după celălalt sens, armătura fiind în zona întinsă a intrat în curgere.

La elementele încercate, solicitate la compresiune excentrică dreaptă, sau oblică cu efecte predominante ale forței tăietoare raportul $M/Qh_0 = -1,5$ și $2,5$, rupeau elementele sau produs la acțiunea combinată a forței tăietoare și a momentului încovoiător prin deschiderea unei fisuri înclinate și atingerea stării de curgere convențională, în armătura longitudinală și prin intrarea în curgere a arăturilor, terminându-se prin zdrobirea zonei comprimate de beton.

În fotografiile din fig. 4.18, 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.23, 4.25 și 4.26 sînt prezentate aspectele după rupea elementelor experimentale încercate.

În tabelul 4.6 sînt prezentate caracteristicile la rupere ale elementelor experimentale, caracteristicile calculate, raporturile comparative, precum și modul de rupere și ciclul la care a avut loc ruperea.

Din comparația acestor valori rezultă că forța de rupere experimentală, în general, a fost mai mare decît valoarea teoretică a forței calculate cu valorile medii ale rezistențelor.

Pentru elementele experimentale, cu efecte reduse ale forței tăietoare ($M/Qh_0 = 4$) valoarea raportului $P_r \text{ exp}/T_r$ teoretic a variat între 1,213 - 1,482 la elemente cu secțiune dublă T solicitate la compresiune excentrică dreaptă și $n = 0,19$.

respectiv 0,921 - 1,074 pentru $n = 0,60$ și 0,853 - 0,930 pentru $n = 0,30$. La elementele cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică între 0,451 - 0,467 pentru $n = 0,20$ după axa x , respectiv între 1,623 - 1,660 după axa y . La elementele cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică între 0,956 - 1,023 pentru $n = 0,35$, respectiv între 0,900 - 0,968 pentru $n = 0,45$.

La valoarea raportului $P_{\text{exp}}/P_{\text{teoretic}}$ a variat între 0,984 - 1,459, la elementele cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă și $n = 0,19$, respectiv între 0,922 - 1,074 pentru $n = 0,60$ și 0,853 - 0,936 pentru $n = 0,30$.

La elementele cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică între 0,615 - 0,814 pentru $n = 0,20$ după axa x , respectiv între 1,339 - 1,355 axa y . La elementele cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică între 0,658 - 1,048 pentru $n = 0,35$, respectiv 0,885 pentru $n = 0,45$.

Pentru elementele experimentale, cu efecte predominante ale forței tăietoare, cu $(M/Qh_0 = 1,5$ și $2,5)$, valoarea raportului $P_{\text{exp}}/P_{\text{teoretic}}$ a variat între 1,051 - 1,335 la elementele cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă și $n = 0,19$, respectiv între 0,935 - 1,045 pentru $n = 0,60$ și 0,962 - 1,024 pentru $n = 0,30$. La elementele cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică între 0,487 - 0,543, pentru $n = 0,20$ după axa x , respectiv între 1,776 - 1,989 după axa y . La elementele cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică între 1,145 - 1,209 pentru $n = 0,35$, respectiv între 1,027 - 1,209 pentru $n = 0,45$.

La valoarea raportului $P_{\text{exp}}/P_{\text{teoretic}}$ a variat între 1,404 - 1,986 la elementele cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă și $n = 0,19$, respectiv între 0,935 - 1,043 pentru $n = 0,60$ și 0,961 - 1,024 pentru $n = 0,30$. La elementele cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică între 0,702 - 0,826 pentru $n = 0,20$ după axa x , respectiv între 1,607 - 2,003 după axa y . La elementele cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică între 1,121 - 1,212 pentru $n = 0,35$, respectiv între 0,971 - 1,123 pentru $n = 0,45$.

Valorile experimentale au fost acordate o foarte bună concordanță cu cele teoretice, având o imprecizie admisă, deci se pot considera corectitudinile, în toate cazurile.

Din tabelul 4.8. rezultă că forța de rupere este influențată în principal de următorii parametri :

- de direcția solicitării (dreaptă sau oblică)
- procentul de armare longitudinală, iar în suprafața de acțiune combinată a forței tăietoare și a momentului încovășitor este influențată și de procentul de armare transversală ;
- zveltărea la forfecare M/Qb_0 ;
- valoarea relativă a forței axiale gravitaționale $n = N/A_b R_c$.

Valoarea forței TĂietoare DE rupere A fost calculată pe elementele experimentale încercate după STAS 10107/0-75 cu ajutorul relației :

$$Q_T = Q_{bN} + Q_e \quad (5.1)$$

Analiza comportării în domeniul post-elastic a elementelor încercate /140/, /141/, /143/, /142/, /144/ s-a efectuat prin determinarea experimentală a ductilității capabile de element ca raport al deplasărilor (algețelor) la rupere (f_T) și a celor corespunzătoare limitei elastice de intrare în curbură a armăturilor din zona întinsă (f_c):

$$D_e = \frac{f_T}{f_c} \quad (5.2)$$

Se poate defini și o ductilitate capabilă de element în răspunderea valorii forței de colaps, luând în considerare și deformațiile pseudoplastice ce apar la scăderea forței de rupere până la valoarea $0,7 P_T$:

$$D'_e = \frac{f_{rc}}{f_c} \quad (5.3)$$

La stabilirea ductilității capabile de element s-a luat în considerare curba caracteristică a ciclotației de încălzire-decălzire, astfel încât comportarea elementului să aparțină de cea rezultă din seism.

Valoarea teoretică a ductilității capabile de element

lează cu ajutorul relației (2.175) prezentată în capitolul 2, în funcție de ductilitatea secțiunii de curbă calculată cu ajutorul relației (2.78), (2.83), (2.140) și (2.169).

Ductilitatea secțională capabilă de curbă este influențată în sens favorabil de toți factorii care determină creșterea valorii curburii ultime.

Mărimea curburii ultime (C_u) depinde de poziția axei neutre, respectiv de valoarea $x_u = \xi_u h_0$ a înălțimii zonei compresionate în stadiul limită de rezistență [4], [67]. Când înălțimea și distribuția eforturilor sînt cunoscute în cazul

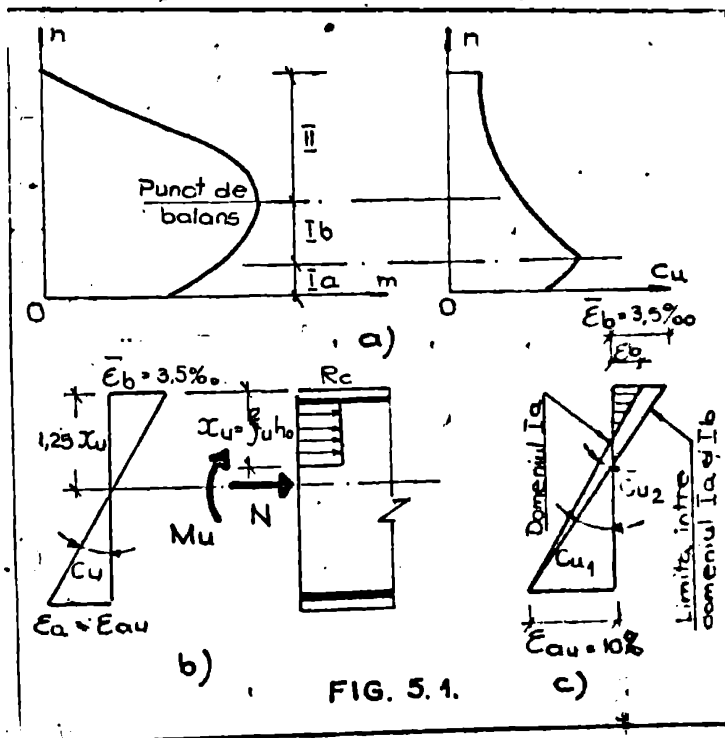


FIG. 5.1.

rezistenței simetrice, ξ_u este funcție numai de valoarea efortului axial N , în consecință se poate stabili în acest caz o relație directă între n și C_u , independent de momentul încovoietor.

În fig. 5.1 a este prezentată alături generalizarea curbei $n-C_u$ în corelație cu curba limită de interacțiune.

În figura 5.1.a se vede că pe măsură ce n scade sub punctul de balans, C_u crește sensibil, iar în zona Ia (cedează prin întinderea deformației specifice limită a armăturii ϵ_{su}) prezintă

o mică reducere. Astfel cum în zona Ia, σ_u crește cu scăderea lui ξ_u rezultă că în zona Ia, în cazul în care σ_u este mai mare decât valoarea caracteristică σ_{u2} (adică $\sigma_u > \sigma_{u2}$), atunci $\xi_u < \xi_{u2}$. În cazul în care $\sigma_u < \sigma_{u2}$, atunci $\xi_u > \xi_{u2}$. Astfel, în zona Ia, ξ_u este proporțional cu σ_u .

În zona Ia (fig. 5.1.3) $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cu2}$ și $\epsilon_u < \epsilon_{cu}$, astfel că pe măsură ce ξ_u scade, scade și σ_u ($\sigma_{u2} < \sigma_{u1}$).

Factorii care influențează valoarea caracteristică σ_{u2} sunt:

- factorii care duc la mărirea deforșării limitate a betonului la comprimare, gradul de confinare (apăsare) a betonului și stăvilile de beton armat prin învelișul de beton;

În zona Ia (fig. 5.1.3), deforșarea limitată a betonului devine funcție specifică de învelișul de beton și de condițiile de încălzire și răcire a betonului;

- în ceea ce privește învelișul de beton, se poate afirma că o parte din betonul din zona întinsă condusă la o deforșare limitată a betonului ξ_{u2} , devine o sursă de deforșare și de comprimare a betonului din zona comprimată a betonului. În cazul secțiilor armate simetric, cele două efecte se compensează;

- creșterea mării (clasei) betonului;

- scăderea valorii caracteristice la comprimare, caracterizată prin raportul σ_{u2}/σ_{c2} , pentru betonul caracterizat prin valoarea caracteristică la întindere și o anumită deforșare limitată a betonului;

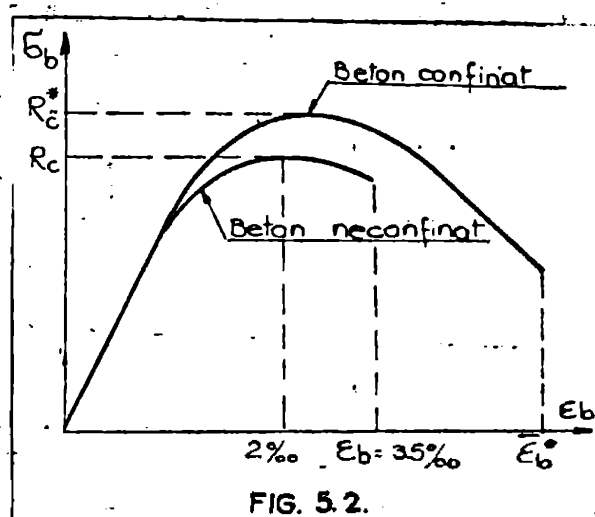
- creșterea valorii relative a forței axiale generată de armătură $\mu = N/A_s P_0$ conduce la reducerea deforșării limitate a betonului.

O problemă importantă care influențează proprietățile mecanice ale secțiunii transversale este legată de influența confinării (a forței) prin armătură transversală (stâlci și dăși) asupra comportării zonei comprimată a betonului în stadiul post-elastic.

În zonele comprimăte ale elementelor de beton armat solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică dreptă sau oblică, stăvilii realizează o fretură (confinare) a betonului, opunându-se deforșării transversale. Prin aceasta se obține pe de-o parte o creștere

capacității portante a betonului la compresiune, echivalând o majorare a rezistenței de calcul de la R_c (monoaxial) la valoarea R_c^* (triaxial) iar pe de altă parte o creștere a formației specifice limită a betonului de la \bar{E}_b la o valoare \bar{E}_b^* .

Curba caracteristică a betonului se modifică în consecință modul arătat în fig. 5.2. /4/.



Pentru a oferi posibilitatea determinării mai riguroase armăturii transversale în funcție de gradul de ductilitate scontat, în lucrarea /102/ se prezintă a propunere de diagramă efort - deformație a betonului confinat reprezentată în fig. 5.3

Din fig. 5.2 și 5.3. se observă următoarele :

- efectul confinării se manifestă numai în apropierea stadiului de cedare a betonului, astfel că pînă la valoarea $\sigma_b/R_c = 0,8 - 0,9$ curba caracteristică a betonului rămîne practic aceeași ca și pentru betonul neconfinat ;

- creșterea rezistenței de calcul de la R_c la R_c^* este mai puțin importantă decît cu a deformațiilor specifice limită de la \bar{E}_b la \bar{E}_b^* , deci confinarea prin etrieri are un efect favorabil mai important sub aspectul îmbunătățirii ductității betonului la compresiune ;

... rama coboritoare a cunei caracteristice este mai pronunțată în cazul betonului confinat /4/, /102/.

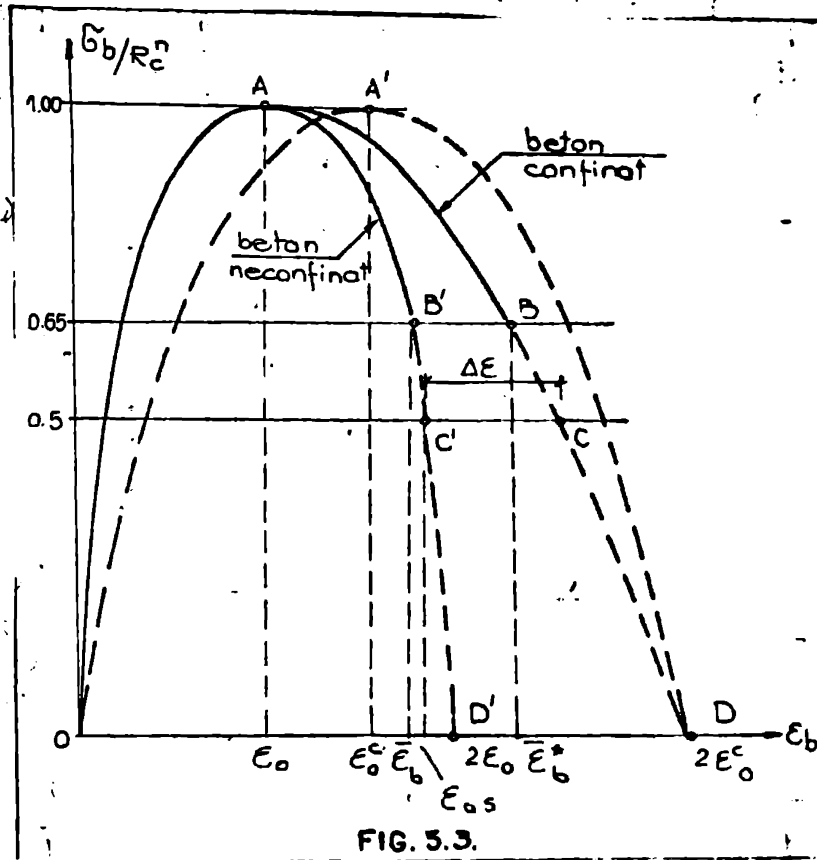


FIG. 5.3.

Efectul favorabil al confinării betonului este cunoscut în literatură /4/, /103/, /129/.

Factorul principal de care depinde efectul favorabil al confinării îl constituie procentul de așezare transversală realizat de șterieri (p_s). Alți factori care influențează asupra efectului de confinare sînt: valoarea limită de curgere a șterierilor (R_{se}), distanța dintre șterieri (a_s) distanțele dintre armăturile longitudinale și cantitatea de armătură longitudinală. De asemenea, este important dacă fiecare bară este învecinată unui colț de șterieri.

Din unele propuneri din literatură /4/, /21/, /25/, efectul confinării asupra rezistenței de calcul și asupra deformații la cîmpie limită la comprimare a betonului poate fi evaluat relativ cu ajutorul relațiilor:

$$R_o^* = R_o \left(1 + 4,1 \frac{p_e \cdot R_{ae}}{100 R_o} \right) \quad (5.4)$$

$$\bar{\epsilon}_b^* = \bar{\epsilon}_b \left(1 + 3 \sqrt{\frac{p_e R_{ae}}{100 R_o}} \right) \quad (5.5)$$

După propunerea din lucrarea /102/ efectul confinării asupra deformației specifice limită la compresiune a betonului poate fi evaluată cu ajutorul relației :

$$\bar{\epsilon}_b^* = \bar{\epsilon}_b + 12 p_e \sqrt{b_s / a_e} \quad (5.6)$$

unde :

b_s este lățimea miezului confinat.

Necesitatea unei confinări eficiente a capetelor stîlpilor de beton armat este deosebit de importantă pentru asigurarea unei comportări ductile a acestora, avînd în vedere că ductilitatea secțiunilor stîlpilor este condiționată de mărimea deformației specifice limită la compresiune a betonului $\bar{\epsilon}_b^*$.

În cadrul programului experimental s-a studiat influența următoarelor parametri asupra ductilității de element (D_e) :

- influența mărimii forței axiale gravitaționale ;
- influența procentului de armare longitudinală (p %)
- influența confinării deci a procentului de armare transversală a stîrierilor (p_e %) ;
- zveltețea la forfecare, prin raportul $L/4h_o$;
- influența efectului ciclurilor de încălzire - descălzire transversală ;

Din analiza ciclogramelor ridicate pentru stîlpi se constată că, comportarea post-elastică este cu atât mai mare cu cît valoarea relativă a forței axiale gravitaționale $u^* = N/A_o R_o$ este mai mică, cu cît raportul $L/4h_o$ este mai mare și cu cît procentul de armare transversală a stîrierilor (p_e) crește.

Acese concluzii sînt confirmate de măsurătorile experimentale efectuate de autor.

5.3. STABILIREA DUCTILITĂȚII CAPABILE DE ELEMENT

Pe baza măsurătorilor experimentale prezentate sintetic, în ciclograme și tabele, în tabelele 5.1. și 5.2. s-au determinat valorile ductilității capabile de element ale stîlpilor de beton armat încercuți, la trepte de încălzire corespunzătoare cu treptele de încălzire ale elementelor și la trepte corespunzătoare celor

prin colaps, luând în considerare și deformațiile pseudo-plastice ce apar la scăderea forței de rupe până la valoarea $0,7 P_T$, calculate cu relația (5.2.) și (5.3.)

Valorile ductilității secționale de curbură ale stîlpilor încercați s-au calculat cu relațiile (2.78); (2.88); (2.140); (2.141) și sînt prezentate în tabelele 5.1. și 5.2.

Valorile rezistențelor de calcul și a deformațiilor la limită la compresiune ale betonului, ținînd cont de efectul înălțării s-au fost calculate cu relațiile (5.4) și (5.5) (tabelul 5.3)

Deformația specifică limită la compresiune a betonului ($\bar{\epsilon}_c$) s-a luat egală cu 3,5 ‰ pentru elemente cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică dreaptă, respectiv 4 ‰ pentru elemente cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică.

Valorile teoretice ale ductilității capabile de element pentru stîlpi încercați au fost calculate cu relația (2.125) și sînt prezentate în tabelul 5.1. și 5.2.

Din tabelele 5.1 și 5.2. se observă că valorile ductilităților capabile de element la stîlpii încercați sînt mai mici în cazul cînd zveltețea la forfecare $M/Qh_0 = 1,5 - 2,5$, față de cazul cînd $M/Qh_0 = 4$.

Scăderea valorii zvelteței la forfecare reduce valoarea deformației specifice limită a betonului la compresiune și conduce la reducerea ductilității.

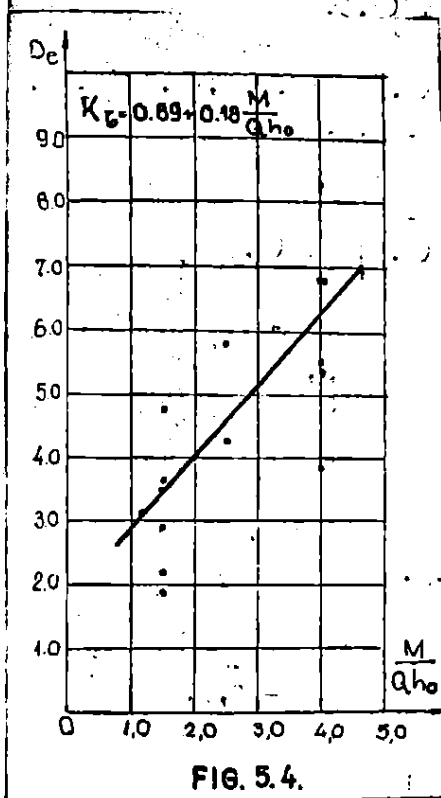
Rezultă deci, că efectul forței tăietoare constă în reducerea ductilității capabile de element și a ductilității capabile secționale.

În cadrul programului experimental a fost studiat un caz mai sever atunci cînd zveltețea la tăiere a fost luată la limită egală cu $M/Qh_0 = 1,5$ și factor de compresiune mare, caz care nu prea se întîlnește în practică, aceasta cu scopul de a determina ductilitatea minimă de element.

Astfel s-a stabilit un coeficient K_z de reducere a ductilității capabile secționale de curbură, care ia în considerare influența forței tăietoare prin raportul M/Qh_0 și modul de curbură a elementului, pornind de la valorile ductilității capabile de element experimentale, luînd ca reper elementele solicitate la compresiune excentrică cu zvelteța la forfecare $M/Qh_0 = 4$ unde în general influența forței tăietoare este mai redusă, în

ate cazuri $K_{\bar{\epsilon}} = 1$.

In fig. 5.4. s-au prezentat valorile ductilității capabile



de element funcție de dezvoltarea la forfecare M/Qh_0 , pentru elemente cu secțiunea dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă, respectiv în fig. 5.5. pentru elemente cu secțiunea pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică.

Pe baza prelucrării datelor experimentale, pornind de la o corelație liniară, s-a ajuns la coeficientul $K_{\bar{\epsilon}}$ de reducere a ductilității secționale în funcție de raportul M/Qh_0 pentru secțiunea dublu T solicitată la compresiune excentrică dreaptă sub forma (fig. 5.4.) :

$$K_{\bar{\epsilon}} = 0,29 + 0,18 \frac{M}{Qh_0} \leq 1,00 \quad (5.7)$$

respectiv sub forma (fig. 5.5) :

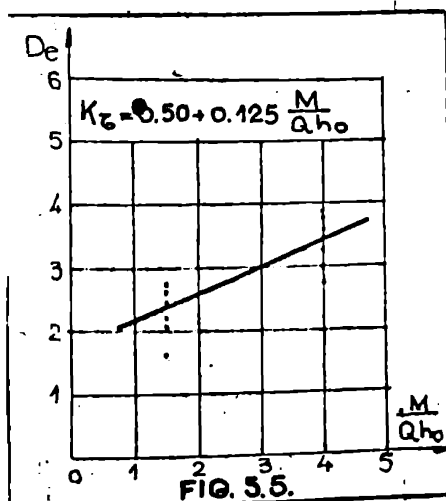
$$K_{\bar{\epsilon}} = 0,50 + 0,125 \frac{M}{Qh_0} \leq 1,00 \quad (5.8)$$

pentru secțiunea pătrată solicitată la compresiune excentrică oblică.

In tabelul 5.1 și 5.2 sunt calculate valorile ductilității secționale de curbură pentru stăpini încercați experimental, rezultând cu coeficientul $K_{\bar{\epsilon}}$ care ține seama de influența predominantă a forței tăietoare.

In fig. 5.6. se prezintă modul cum descrește ductilitatea

secționale de curbură funcție de raportul M/Qh_0 , la elementele



VALORILE DUCTILITĂȚII DE CURBURĂ ȘI DE ELEMENT CALCULAT ȘI DE ELEMENT EXPERIMENTAL PENTRU STILPI CU SECȚIUNEA DUBLU T SUCIȚIATI LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ DEȘAPTA ȘI OBLICĂ

Tabelul.5.1.

Indica- ția Nr. ordi- nii	Indica- ția Axa de arma- re %	Procente de arma- re %	M (kg)	K %	Ducti- litatea de curbură D ₀	Calculat cu relația: (5.9) (2.121) (2.170)		H (cm)	Ductilitatea de element teoretic- od calculat D _{teor} / D _{calc}		Ductilitatea de element experimental D _{exp}	D _{exp} %										
						M ₀ (kg)	M ₀ / M		D _{teor}	D _{calc}												
1	ST2=1	x-x	1,45 0,35	0,19	1,00	7,729	33,43	56,00	16,60	18,30	106	6,363	6,817	8,914	4,262	3,25	22,10	26,00	6,800	3,000	6,936	15,00
2	ST2=2	x-x	1,45 0,71	0,19	1,00	9,223	33,43	28,25	16,60	18,80	106	7,553	8,296	1,552	4,996	3,30	27,30	56,80	8,330	11,150	6,907	25,29
3	ST3=1	x-x	1,45 0,35	0,30	1,00	6,575	35,93	39,00	20,03	18,80	106	5,708	6,022	3,860	3,700	6,00	33,00	37,30	5,300	6,217	1,038	11,53
4	ST4=2	x-x	1,45 0,71	0,30	1,00	7,979	35,93	39,85	20,03	18,80	106	6,894	7,392	1,500	4,302	6,50	37,80	64,50	6,800	7,388	1,014	10,38
5	ST1=1	x-x	1,45 0,35	0,60	1,00	6,087	24,49	32,03	21,56	18,80	106	3,506	3,344	2,900	2,900	6,95	23,20	26,90	3,900	4,521	0,899	13,74
6	ST1=2	x-x	1,45 0,71	0,60	1,00	6,343	24,49	32,84	21,56	18,80	106	4,276	3,933	3,500	3,500	7,20	38,80	41,10	5,400	5,708	0,792	18,52
7	ST3=1	x-x	1,45 0,35	0,19	0,74	5,842	20,89	21,65	14,74	16,80	66	4,870	4,983	5,876	4,200	6,30	14,20	18,00	4,300	5,433	1,133	21,17
8	ST3=2	x-x	1,45 0,71	0,19	0,74	6,708	20,89	22,35	14,74	16,80	66	5,562	5,817	6,351	4,800	8,80	16,24	23,00	5,800	8,214	0,959	29,39
9	ST4=1	x-x	1,45 0,35	0,19	0,56	4,381	12,54	12,44	13,00	15,50	40	3,681	3,664	3,739	4,160	4,40	4,90	7,30	3,500	5,214	1,052	32,87
10	ST4=2	x-x	1,45 0,71	0,19	0,56	5,136	12,54	12,61	13,00	15,50	40	4,276	4,295	4,375	4,870	4,45	6,96	10,40	4,800	7,172	0,991	39,07
11	ST4=1	x-x	1,45 0,35	0,30	0,56	3,789	13,47	13,51	15,70	15,50	40	3,343	3,349	3,636	3,610	6,60	5,72	7,50	2,200	2,885	1,520	23,74
12	ST4=2	x-x	1,45 0,71	0,30	0,56	4,577	13,47	14,08	15,70	15,50	40	4,005	4,113	4,380	4,340	6,13	11,34	17,45	3,600	4,270	1,113	15,69
13	ST2=1	x-x	1,45 0,35	0,60	0,56	2,623	9,19	11,73	16,90	16,50	40	1,990	2,218	2,621	2,510	6,50	4,73	6,20	1,900	2,480	1,047	23,39
14	ST2=2	x-x	1,45 0,71	0,60	0,56	3,252	9,19	11,85	16,90	16,50	40	2,371	2,705	3,250	3,100	6,55	7,40	9,30	2,900	3,647	0,917	20,28
1	ST1=1	x-x	1,45 0,35	0,20	0,56	4,572	15,94	19,33	16,54	15,50	40	4,418	4,927	4,514	4,343	6,80	15,00	22,50	3,125	4,688	0,414	39,34
2	ST1=2	x-x	1,45 0,71	0,20	0,56	5,529	15,94	18,40	16,54	15,50	40	3,334	3,313	3,456	3,239	6,80	17,00	25,00	3,542	5,208	1,506	31,99
3	ST1=2	x-x	1,45 0,35	0,20	0,56	4,266	10,03	8,19	11,70	10,50	40	3,146	3,901	2,450	3,234	6,80	13,30	38,00	3,500	10,00	0,899	55,00
4	ST2=1	x-x	1,45 0,35	0,20	1,00	3,032	12,49	15,23	21,10	18,80	106	7,701	8,081	1,776	4,418	6,00	36,40	65,00	4,044	7,222	1,919	44,00
5	ST2=2	x-x	1,45 0,35	0,20	1,00	7,525	12,49	17,80	21,10	18,80	106	9,029	10,237	5,744	5,294	6,00	46,00	69,50	5,750	8,688	1,570	33,82
6	ST2=2	x-x	1,45 0,35	0,20	1,00	9,775	12,49	16,56	21,10	18,80	106	9,437	10,006	6,712	5,265	7,50	42,30	71,50	5,640	9,533	0,673	40,84

INSTITUTUL POLITEHNIC
BUCUREȘTI

VALORILE DUCTILITĂȚII DE CURBURA SİDE ELEMENT CALCULAT ȘI DE ELEMENT EXPERIMENTAL PENTRU ȘTILPI CU SECȚIUNE PATRATĂ SOLICITATI LA COMPRESIUNE ECENTRICĂ OBLICĂ

Nr. crt. și simbol	Procent de armare $\frac{p}{p_0}$	$\frac{M}{Qh_0}$	α	K_0	Ductilitatea calculată μ_0	L calculat cu relația (5.9) $\frac{M}{Qh_0}$	L calculat cu relația (2.171) (2.170)	Ductilitatea de element calculat unde l_p calculat cu relația (2.175) μ_0 sau relația (5.9) (5.9) (2.171) (2.170)	Săgeți măsurate experimental (mm)			Ductilitatea de element experimental			Raportul $\frac{D_{exp}}{D_{teor}}$	D.exp				
									l_0	l_{cure}	l_{re}	f_0	f_c	f_{rc}			D_{teor}	D_{exp}	D_{exp}	D_{exp}
1	SP1-1/A	0,417	1,5	0,35	0,69	15,36	15,27	17,91	40	2,409	1,994	2,395	2,582	3,70	8,00	10,50	2,160	2,840	1,115	23,94
2	SP1-1/B	0,437	1,5	0,35	0,69	15,36	15,27	17,91	40	2,332	1,945	2,319	2,495	3,80	9,20	13,30	2,420	3,500	0,964	30,86
2	SP1-2/A	0,417	1,5	0,35	0,69	15,36	15,27	17,91	40	2,794	2,231	2,777	3,014	3,50	8,60	17,00	2,460	4,860	1,136	49,38
4	SP1-2/B	0,417	1,5	0,35	0,69	15,36	15,27	17,91	40	2,786	2,218	2,769	3,006	2,20	6,00	16,90	2,730	7,680	1,021	64,45
5	SP2-1/A	0,417	4	0,35	1,00	40,97	19,48	21,21	106	3,604	2,724	2,394	2,502	6,40	21,00	40,40	3,280	6,310	1,099	48,02
6	SP2-1/B	0,417	4	0,35	1,00	40,97	19,48	21,21	106	3,571	2,736	2,376	2,483	3,90	14,00	34,20	3,590	8,770	0,995	59,06
7	SP2-2/A	0,417	4	0,35	1,00	40,97	19,48	21,21	106	4,004	2,943	2,608	2,733	6,50	25,00	41,30	3,930	6,350	1,040	39,37
8	SP2-2/B	0,417	4	0,35	1,00	40,97	19,48	21,21	106	4,013	2,953	2,613	2,738	7,00	26,50	25,80	3,790	5,110	1,039	25,83
9	SP1-1/A	0,417	4	0,45	1,00	41,06	23,83	21,21	106	3,913	3,277	2,867	2,680	8,00	22,20	28,00	2,780	3,500	1,408	20,57
10	SP1-1/B	0,417	4	0,45	1,00	41,06	23,83	21,21	106	3,772	3,201	2,777	2,599	6,00	18,00	25,60	3,000	4,230	1,237	29,08
11	SP1-2	0,417	4	0,45	1,00	41,06	23,83	21,21	106	4,077	3,421	2,973	2,776	7,00	24,20	29,50	3,460	4,210	1,178	17,81
12	SP2-1/A	0,417	1,5	0,45	0,69	15,40	18,68	17,91	40	2,605	2,338	2,848	2,796	3,90	6,30	10,00	1,620	2,560	1,668	36,72
13	SP2-1/B	0,417	1,5	0,45	0,69	15,40	18,68	17,91	40	2,670	2,369	2,922	2,869	4,00	9,00	12,80	2,250	3,200	1,187	29,69
14	SP2-2	0,417	1,5	0,45	0,69	15,40	18,68	17,91	40	2,848	2,505	3,127	3,068	3,60	9,60	18,20	2,670	5,050	1,067	47,13

VALORILE CALCULATE ALE DEFORMĂȚII SPECIFICE
LIMITA A ZONEI COMPRESIATE DE BETON

Tab. 5.5.

Solicita- rea Secți- unea	Indica- tiv stiflpi	n	M Qh ₀	Procente de armare		E _s · 10 ⁻³ Calculat cu relația		E _s · 10 ⁻³ calculat cu relația (5.4)
				p = p'	p _s	(5.5)	(5.6)	
Compreseune excentrică dreaptă secțiunea dublu T	ST2-1	0,19	4	1,45	0,35	5,353	5,797	347,22
	ST2-2	0,19	4	1,45	0,71	6,101	10,094	338,09
	ST3-1	0,19	2,5	1,45	0,35	5,309	5,797	328,75
	ST3-2	0,19	2,5	1,45	0,71	6,118	10,094	304,05
	ST4-1	0,19	1,5	1,45	0,35	5,287	5,797	371,45
	ST4-2	0,19	1,5	1,45	0,71	5,987	10,094	421,05
	ST3-1	0,30	4	1,45	0,35	5,585	5,797	285,46
	ST3-2	0,30	4	1,45	0,71	6,382	10,094	339,05
	ST4-1	0,30	1,5	1,45	0,35	5,535	5,797	325,40
	ST4-2	0,30	1,5	1,45	0,71	6,452	10,094	357,05
	ST1-1	0,60	4	1,45	0,35	5,602	5,797	279,46
	ST1-3	0,60	4	1,45	0,71	6,488	10,094	321,05
	ST2-1	0,60	1,5	1,45	0,35	5,638	5,797	271,46
ST2-2	0,60	1,5	1,45	0,71	6,488	10,094	321,05	
Compreseune excentrică trîcă oblică secțiunea dublu T	ST2-1 x	0,20	4	1,45	0,35	5,660	5,797	256,75
	ST2-1 y	0,20	4	0,30	0,39	5,780	6,808	277,75
	ST2-2/A x	0,20	4	1,45	0,71	6,660	10,094	294,05
	ST2-2/A y	0,20	4	0,30	0,78	6,870	12,860	304,75
	ST6-2/B x	0,20	4	1,45	0,71	6,660	10,094	294,75
	ST6-2/B y	0,20	4	0,30	0,78	6,700	12,860	304,75
	ST1-1 x	0,20	1,5	1,45	0,35	5,830	5,797	232,01
	ST1-1 y	0,20	1,5	0,30	0,39	5,970	6,808	232,75
	ST1-2/A x	0,20	1,5	1,45	0,71	6,720	10,094	287,05
	ST1-2/A y	0,20	1,5	0,30	0,78	6,870	12,860	295,75
	ST1-2/B x	0,20	1,5	1,45	0,71	6,720	10,094	287,05
	ST1-2/B y	0,20	1,5	0,30	0,78	6,870	12,860	295,75
Compreseune excentrică oblică secțiunea patrată	SP2-1/A	0,35	4	0,417	0,113	5,210	5,453	421,00
	SP2-1/B	0,35	4	0,417	0,113	5,130	5,453	420,01
	SP2-2/A	0,35	4	0,417	0,226	5,720	8,111	477,71
	SP2-2/B	0,35	4	0,417	0,226	5,718	8,111	483,00
	SP1-1/A	0,35	1,5	0,417	0,113	5,120	5,453	420,00
	SP1-1/B	0,35	1,5	0,417	0,113	5,090	5,453	517,01
	SP11 /A	0,35	1,5	0,417	0,226	5,710	8,111	483,00
	SP1-2/B	0,35	1,5	0,417	0,226	5,770	8,111	421,07
	SP1-1/A	0,45	4	0,417	0,151	5,660	6,243	321,01
	SP1-1/B	0,45	4	0,417	0,151	5,520	6,243	321,01
	SP1-2	0,45	4	0,417	0,226	5,880	8,111	421,01
	SP2-1/A	0,45	1,5	0,417	0,151	5,490	6,243	411,41
	SP2-1/B	0,45	1,5	0,417	0,151	5,570	6,243	371,22
SP2-2	0,45	1,5	0,417	0,226	5,900	8,111	427,22	

încercate pentru diferite factori de compresivitate n (n=0,19; 0,30; 0,60), la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresivitate excentrică dreaptă.

În fig. 5.7.a este prezentat modul cum scade ductilitatea secțiunii M, de curbă funcție de creșterea factorului de compresivitate n, respectiv în fig. 5.7.b modul cum crește ductilitatea

secțională odată cu creșterea procentului de armare transversală

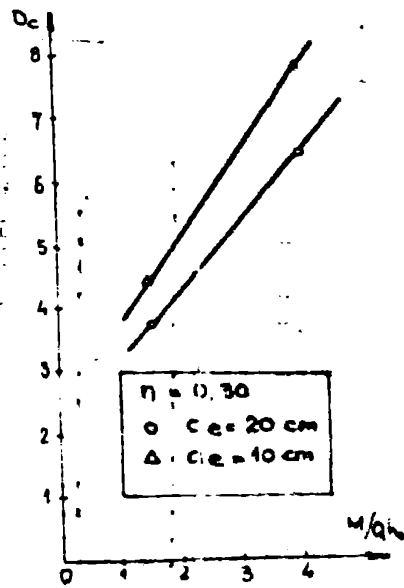
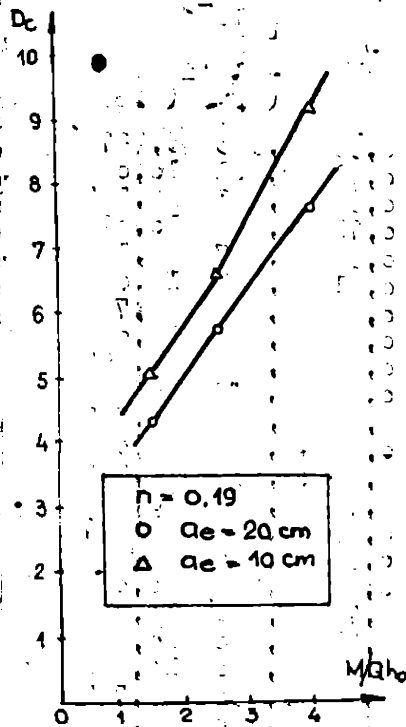
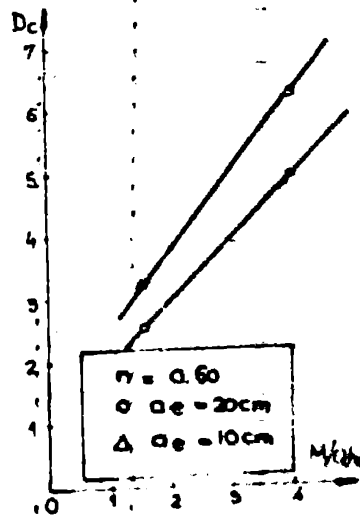
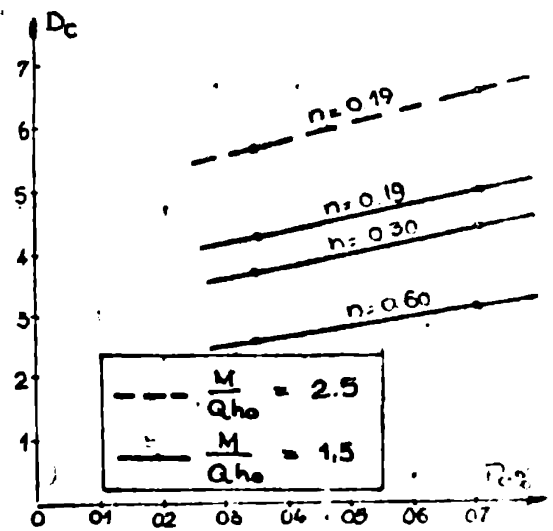
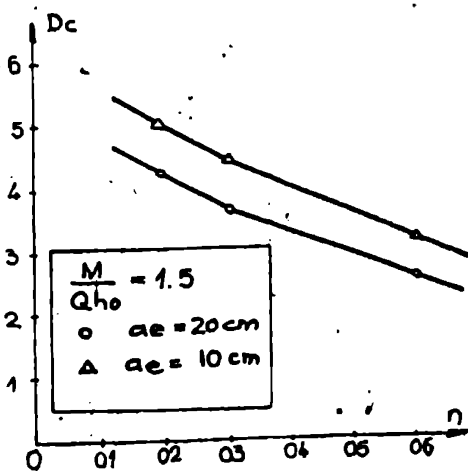
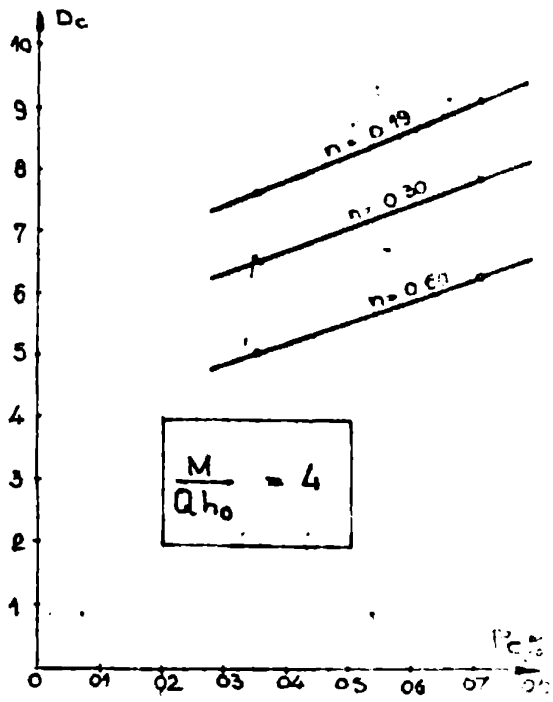
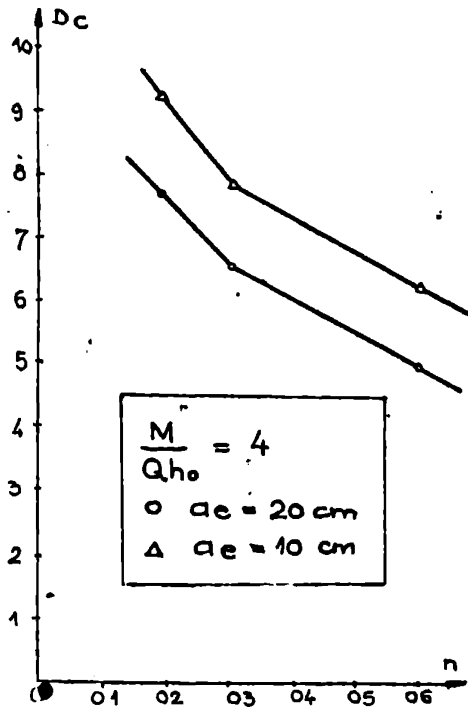


FIG. 5.6.



(P_c) (confinarea betonului cu etrieri) pentru diferiți factori de compresiune η și raportul $M/ql_0 = 1,5 ; 2,5 ; 4$, la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică simetrică.

În fig. 5.8. este prezentat modul cum descrește ductilitatea secțională de curbura, funcție de raportul M/ql_0 , la elementele încercate, pentru diferiți factori de compresiune η ($\eta=0,35$ și $0,45$), la elemente cu secțiune patrată solicitate la compresiune

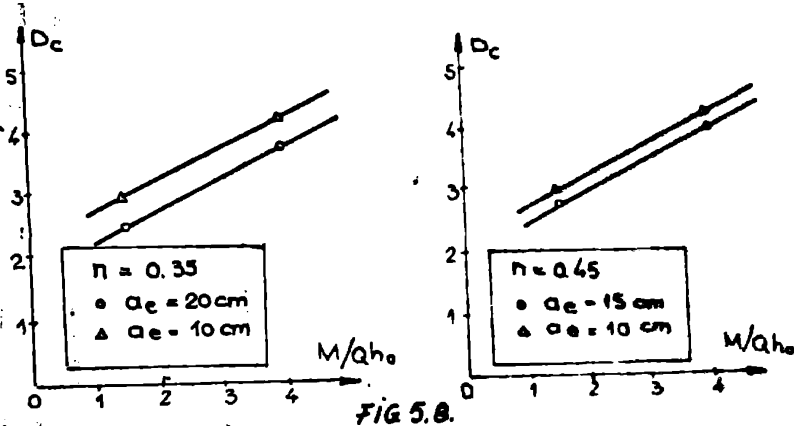


a)

b)

FIG 3.7.

excentrică oblică.



In fig. 5.9. a este prezentat modul cum scade ductilitatea oblică de curbă funcție de creșterea factorului de compresune n , respectiv in fig. 5.9. b modul cum crește ductilitatea oblică de curbă o dată cu creșterea procentului de armare transversal ($p_e \%$), pentru diferiți factori de compresune n raportul $M/Qh_0 = 1,5$ și 4 , la elemente cu secțiune pătrată elasticitate la compresune excentrică oblică.

In tabelele 5.1 și 5.2. valorile teoretice ale ductilității capabile de elemtn au fost calculate luind în considerare pentru calculul lungimii articulației plastice (l_p) relațiile (2.17c) și (2.17l). Din tabelele rezultă căci cu aceste valori ale lui l_p , între valorile calculate și cele experimentale ale ductilității capabile de elemtn sînt diferențe mici.

Din acest prptiv, autorul, pe baza măsurătorilor experimentale a lungimii articulației plastice (l_p) pentru stlpii forțați și a momentelor de rupere experimentale, prezentate în tabelul 5.4., a determinat relații de calcul pentru lungimea articulației plastice (l_p) pornind de la relația (2.17l)

in primul caz, s-a ajuns la relația :

$$l_p = K_1 K_2 K_3 \left(\frac{K}{Qh_0} \right) \cdot h_0 \quad (5.9)$$

unde : K_1, K_2, K_3, h_0 au aceleași semnificații ca în relația (2.17l)

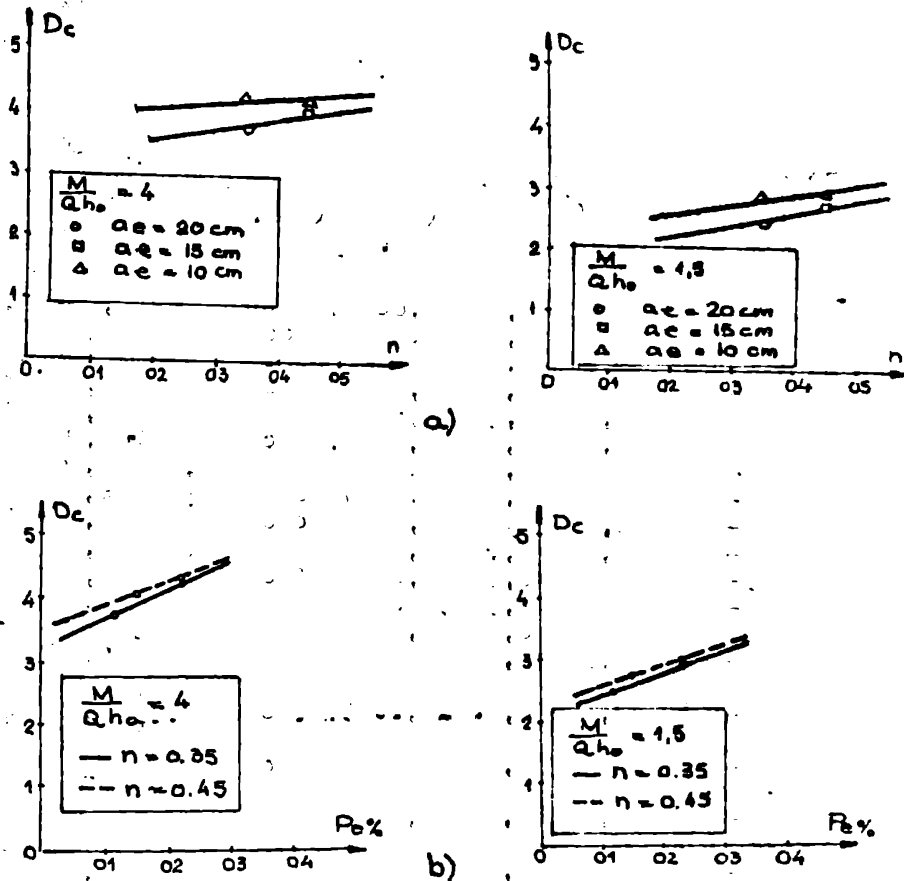


FIG. 5.9.

Valoarea lui l_p a fost stabilită în funcție de valoarea relativă a forței axiale gravitaționale (n), de valoarea zvelteții la forfecare prin raportul $\frac{M}{Qh_0}$, de calitatea oțelului, calitatea betonului și de înălțimea utilă a secțiunii transversale de beton (L_0).

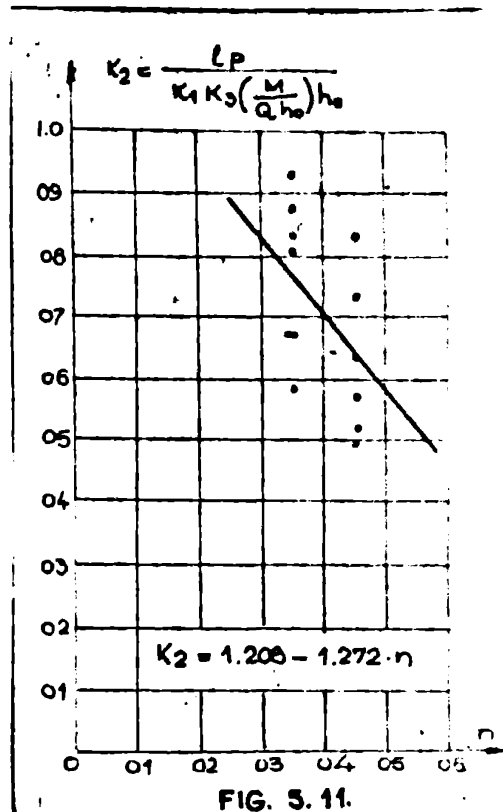
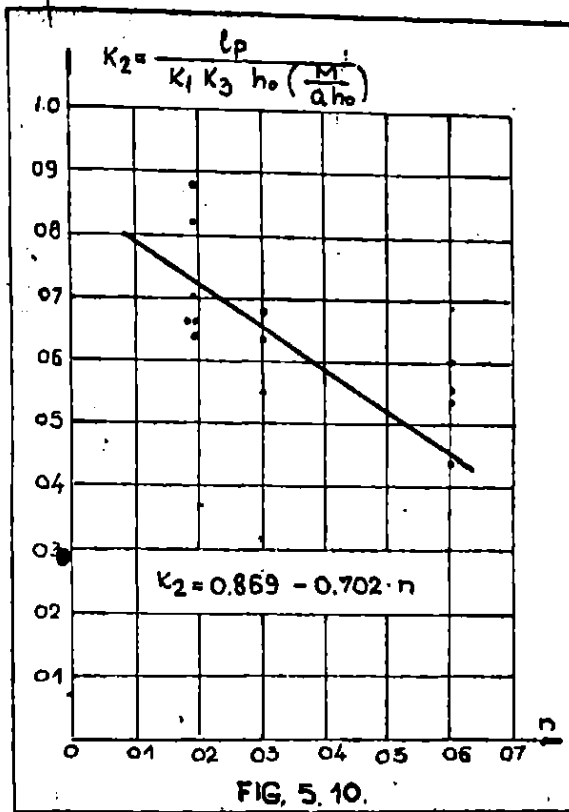
Corelația liniară găsită pentru coeficientul K_2 în funcție de valoarea lui n , a fost stabilită pe baza măsurătorilor experimentale.

În fig. 5.10 este prezentată această corelație stabilită pe baza măsurătorilor experimentale pentru elemente cu secțiune dublu T încercate solicitate la compresiune excentrică dreaptă, respectiv în fig. 5.11, pentru elemente cu secțiune patrată încercate solicitate la compresiune excentrică oblică.

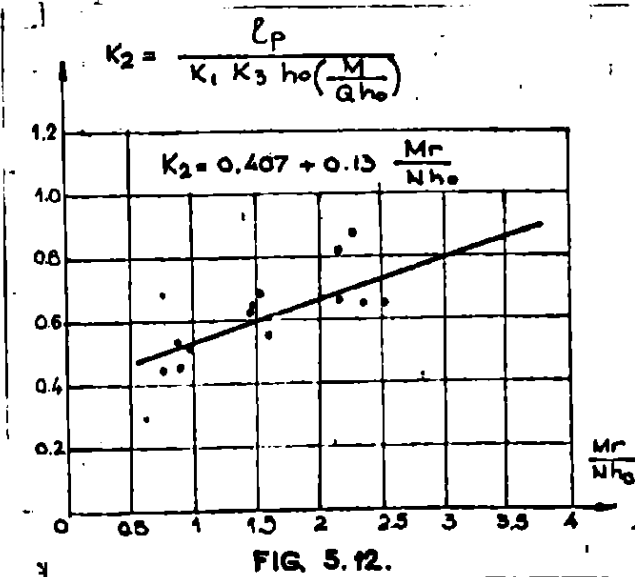
Tabelul 5.4.

VALORILE MOMENTELOR DE RUPERE SI ALE LUI l_p MASURATE
 PENTRU STILPII INCEPCATI SI RAPORTE COMPARATIVE

Solicita- tura	Indicativ stilp	M Qh ₀	n	l _p (cm)	Moment de rupere (daN.cm)		Raportu- te	
					M _{resp} M _{cale}		M _{resp}	M _{cale}
					daN.cm	daN.cm	daN.cm	daN.cm
Compresune excentrică dreaptă secțiunea cloblu T	ST2-1	4	0,19	30,00	678400	968144	2,186	2,120
	ST2-2	4	0,19	30,00	816200	1088721	2,546	3,332
	ST3-1	2,5	0,19	18,00	765600	883820	2,356	2,720
	ST3-2	2,5	0,19	20,00	957000	921207	3,024	2,910
	ST4-1	1,5	0,19	14,00	720000	824601	2,159	2,473
	ST4-2	1,5	0,19	15,00	800000	893957	2,283	2,520
	ST1-1	4	0,60	25,00	689000	1001529	0,981	1,710
	ST1-2	4	0,60	28,00	742000	1097631	0,962	1,422
	ST2-1	1,5	0,60	11,00	640000	808661	0,867	1,206
	ST2-2	1,5	0,60	9,00	600000	964309	0,77	1,330
	ST3-1	4	0,30	30,00	623200	947080	1,602	2,435
	ST3-2	4	0,30	35,00	614000	1054521	1,400	2,557
	ST4-1	1,5	0,30	13,00	600000	820513	1,404	2,010
	ST4-2	1,5	0,30	14,00	600000	874073	1,529	2,208
Compresune excentrică oblică secțiunea dublu T	ST1-1	1,5	0,20	16,00	332500	602800	1,794	3,210
	ST1-2/A	1,5	0,20	9,00	360000	602900	1,821	3,253
	ST1-2/B	1,5	0,20	12,00	360000	602900	1,821	3,253
	ST2-1	4	0,20	25,00	278400	617700	1,743	2,210
	ST2-2/A	4	0,20	20,00	301600	651600	1,473	2,110
	ST2-2/B	4	0,20	20,00	295800	530800	1,411	1,800
Compresune excentrică oblică secțiunea pătrată	SP1-1/A	1,5	0,35	16,00	759000	740370	0,640	0,630
	SP1-1/B	1,5	0,35	15,00	797000	704824	0,638	0,612
	SP1-2/A	1,5	0,35	10,00	770000	708259	0,763	0,719
	SP1-2/B	1,5	0,35	12,00	742500	698317	0,791	0,747
	SP2-1/A	4	0,35	32,00	617100	835464	0,612	0,820
	SP2-1/B	4	0,35	37,00	659550	873960	0,577	0,767
	SP2-2/A	4	0,35	35,00	617100	811541	0,621	0,810
	SP2-2/B	4	0,35	38,00	617100	863172	0,617	0,822
	SP1-1/A	4	0,45	28,00	484000	717481	0,493	0,730
	SP1-1/B	4	0,45	31,00	550550	809299	0,492	0,730
	SP1-2	4	0,45	40,00	514250	613546	0,452	0,700
	SP2-1/A	1,5	0,45	13,00	577500	706820	0,463	0,673
	SP2-1/B	1,5	0,45	17,00	616000	618310	0,507	0,606
	SP2-2	1,5	0,45	10,00	671000	694612	0,609	0,590



În al doilea caz, s-a ajuns la aceeași relație (5.9) în care s-a schimbat doar valoarea coeficientului K_2 . Valoarea lui l_p rezultă în acest caz funcție de zveltețea la forțarea



$(M/Q h_0)$; calitatea oțelului, calitatea betonului; de raportul $\frac{M_r}{N h_0}$ și înălțimea utilă a secțiunii transversale de beton (h_0).

În fig. 5.12 este prezentată corelația liniară stabilită pentru coeficientul K_2 pe baza rezultatelor experimentale, pentru elemente cu secțiunea dublu T, încercate

la solicitare la compresiune excentrică dreaptă, iar în fig. 5.13, pentru elemente cu secțiune pătrată încercate la compresiune excentrică oblică.

Din tabelele 5.1 și 5.2. rezultă că l_p calculat cu relația 5.9) în cele două cazuri, dă valori ale ductilității calculate apropiate de valorile experimentale determinate prin măsurători.

Valorile măsurate și calculate au fost determinate pe un număr redus de elemente, față de numărul parametrilor de care depinde fenomenul, motiv pentru care ele pot fi considerate doar ca valori orientative.

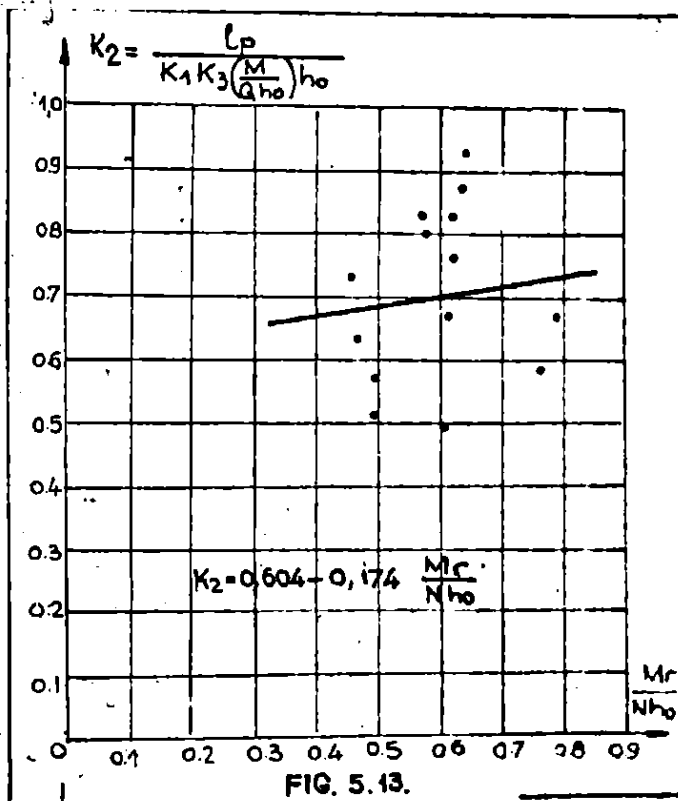


FIG. 5.13.

Pentru a stabili valorile reale ale ductilității este necesar încercarea unui număr mai mare de elemente, iar valorile care să se obțină pe baza prelucrării statistice pe parametrii care influențează procesul de ductilitate a secțiunii. Iarăși datorită faptului că în cazul stîlpilor cu sveltețe la forfecare caracterizată prin raportul $M/Qh_0 = 1,5 - 3,5$ apare foarte rar, practic, domeniul stîlpilor obîșnuiți este $M/Qh_0 > 4$.

Din tabelul 5.1. rezultă că valoarea raportului $D_{cr}^{ter}/D_{cr}^{exp}$ pentru cazul secțiunilor dublu T solicitată la compresiune centrală și dreaptă fiind $n = 0,19$ și $M/Qh_0 = 4$ a răsunat între 0,936 - 0,907, respectiv între 1,014 - 1,038 pentru $n = 0,30$ și între 0,792 - 0,899 pentru $n = 0,60$.

Pentru cazul cînd $n = 0,19$ și $M/Qh_0 = 1,5 - 2,5$ a variat între $0,891 - 1,133$, respectiv între $1,113 - 1,520$ pentru $n = 0,30$ și între $0,817 - 1,047$ pentru $n = 0,60$.

Din tabelul 5.1. rezultă că valoarea raportului D_e^{teor} / D_e^{exp} pentru cazul secțiunilor dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică cînd $n = 0,20$ și $M/Qh_0 = 4$ a variat între $1,570 - 1,919$ după axa x respectiv între $0,925 - 1,066$ după axa y. Pentru cazul cînd $n = 0,20$ și $M/Qh_0 = 1,5$ a variat între $1,414 - 1,524$ după axa x și respectiv între $0,834 - 0,899$ după axa y.

Din tabelul 5.2. rezultă că valoarea raportului D_e^{teor} / D_e^{exp} pentru cazul secțiunilor patrate solicitate la compresiune excentrică oblică cînd $n = 0,35$ și $M/Qh_0 = 4$ a variat între $0,995 - 1,099$ și respectiv între $1,178 - 1,408$ pentru $n = 0,45$. Pentru cazul cînd $n = 0,35$ și $M/Qh_0 = 1,5$ a variat între $0,954 - 1,136$ și respectiv între $1,067 - 1,608$ pentru $n = 0,45$.

Din tabelul 5.1. și 5.2. se observă o creștere a ductilității capabile de element prin îndesarea etrierilor de la 20 cm distanță la 10 cm în medie de 27 %, iar la colaps în medie cu 21 %, pentru elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă, respectiv în medie 19,97 %, iar la colaps în medie cu 41 %, pentru elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică. În cazul elementelor cu secțiune patrată solicitate la compresiune excentrică oblică se observă o creștere a ductilității capabile de element prin îndesarea etrierilor de la 20 cm distanță la 10 cm în medie cu 20,43 %, iar la colaps în medie cu 42,6 % respectiv în cazul îndesării etrierilor de la 15 cm distanță la 10 cm în medie cu 21,99 %, iar la colaps în medie cu 30,15 %.

Pezeva de ductilitate capabilă de element de la raportul de colaps se recomandă pentru siguranță să nu se ia în considerare la calcul.

În fig. 5.14 se prezintă modul cum descrește ductilitatea capabilă de element experimentală funcție de raportul M/Qh_0 , la elementele încercate, pentru diferite factori de compresiune la ($n = 0,19 ; 0,30$ și $0,60$), la elemente cu secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă.

În fig. 5.15 a este prezentat modul cum scade ductilitatea capabilă de element experimentală funcție de factorul de compresiune n , respectiv în fig. 5.15 b modul cum crește

utilitatea capabilă de element dată ou creșterea procentului

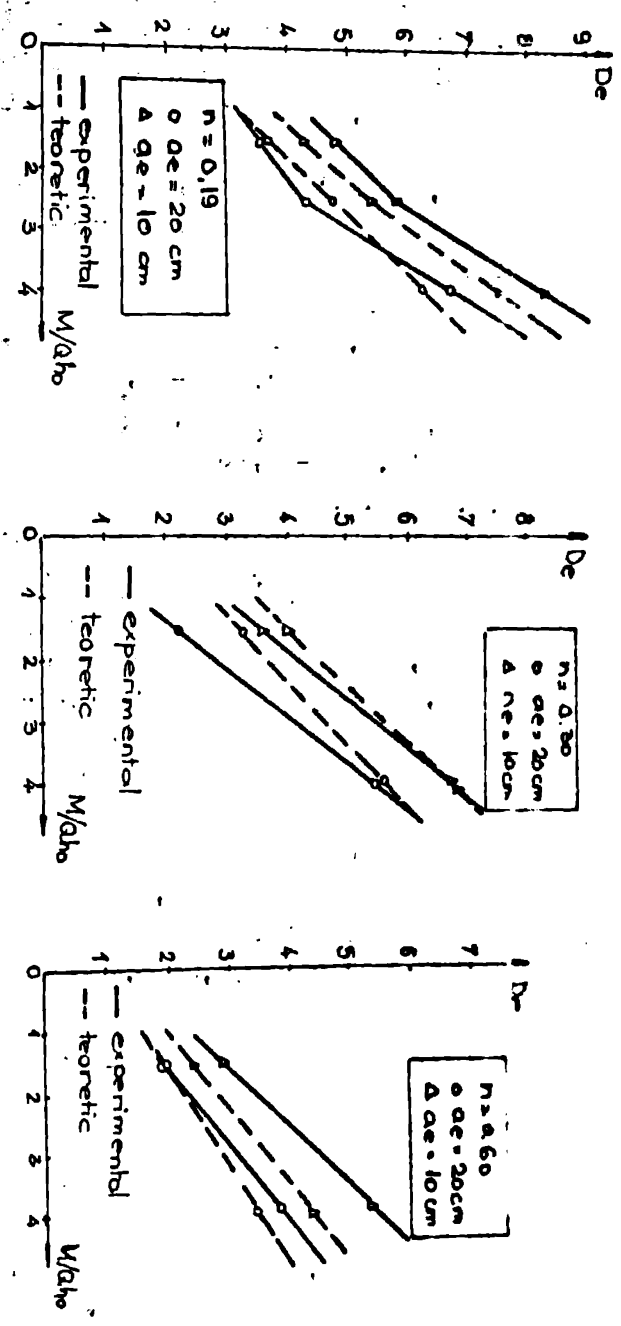
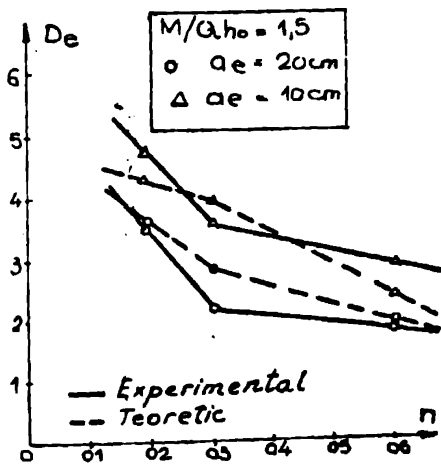
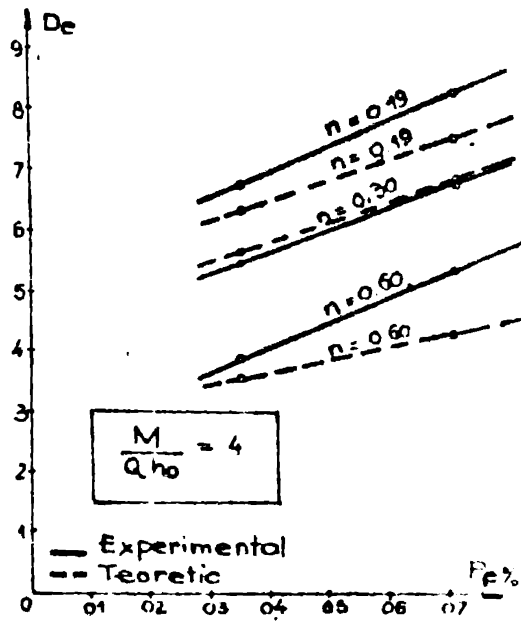
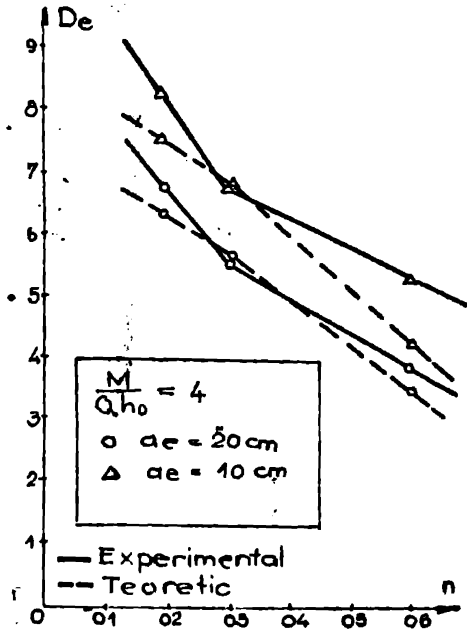
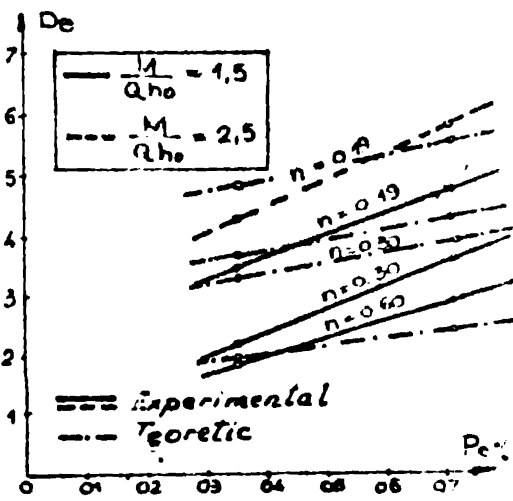


FIG. 5.14.

de armare transversal ($p_s \%$) pentru diferite factori de compresie n și raportul $M/ah_0 = 1,5 ; 2,5$ și 4 , la elemente cu secțiune dublu T, solicitate la compresie excentrică drept.



a)



b)

FIG. 3. 15.

In fig. 5.16 este prezentat modul cum descrește ductilitatea posibilă de element, funcție de raportul M/Qh_0 , pentru diferiți factori de compresiune n ($n = 0,35$ și $0,45$), la elemente cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică.

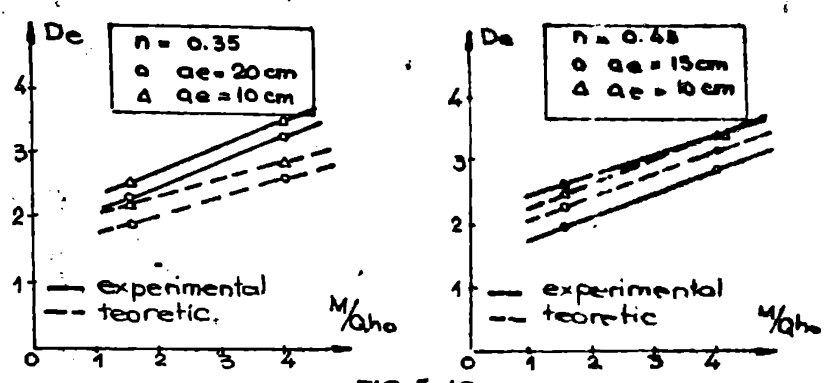


FIG. 5.16.

In Fig. 5.17 este prezentat modul cum crește ductilitatea posibilă de element odată cu creșterea procentului de armare transversală ($p_s \%$), pentru diferiți factori de compresiune n și raportul $M/Qh_0 = 1,5$ și 4 , la elemente cu secțiune pătrată solicitate la compresiune excentrică oblică.

Datorită faptului că forța tăietoare predominantă, în general reduce ductilitatea posibilă de element sub valori adărite,

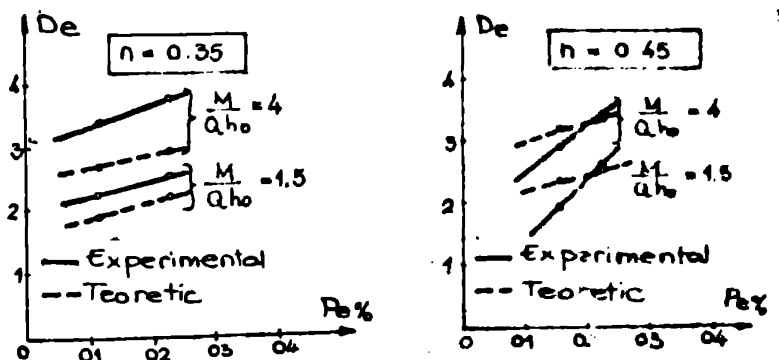


FIG. 5.17.

se recomandă ca în cazul când și factorul de compresiune este mare ($n = k/A_b R_0 > 0,20$) stâlpii să fie armăți astfel ca raportul M/Qh_0 să nu scadă sub valoarea 4, ca și în cazurile curente se poate respecta.

CAPITOLUL 6. CONCLUZII SI MOD DE VALORIFICARE A REZULTATELOR CERCETARII

In lucrare se prezinta unele contributii originale privind stabilirea si calculul ductilitatii elementelor de beton armat de sectiune dublu T si patrată solicitată la compresiune excentrică dreaptă și oblică, supuse la încălziri alternante de tip seism, cu influența redusă și predominantă a forței tăietoare.

Partea I-a a lucrării "studiu teoretic" cuprinde trei capitole ș

In capitolul I este prezentată o privire critică asupra teoriilor existente privind evaluarea capacităților de ductilitate pentru elemente de beton armat încovoiate și comprimate excentric.

In capitolul 2 sunt prezentate contribuțiile aduse la calculul ductilității capabile secționale și de element a elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică dreaptă și oblică de sectiune dublu T și patrată, supuse la încălziri alternante de tip seism cu influența redusă și predominantă a forței tăietoare. Sunt prezentate evoluțiile de calcul a ductilității capabile secționale și de element.

Pentru elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică dreaptă și oblică cu efecte importante ale forței tăietoare, zveltatea la forfecare caracterizată prin raportul $M/Qh_0 < 4$ (caz mai rar întâlnit în practică), se prezintă un procedeu de calcul simplificat al ductilității capabile, care ține seama de scăderea ductilității prin reducerea deformației specifice limită a zonei comprimate de beton ($\bar{\epsilon}_b$), datorită influenței forței tăietoare, cu coeficientul K_T stabilit pe date experimentale.

In capitolul 3 sunt prezentate contribuțiile aduse la calculul ductilității necesare a elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică dreaptă și oblică, de sectiune dublu T și patrată. Sunt prezentate două metode de calcul:

a) metoda simplificată utilizată în Proiectul I.P.C.T. Nr. 5369 din 1979.

b) metoda exactă pentru structurile cu un grad de libertate care schematizează destul de corect structurile de beton armat de tipul halelor industriale purtătoare, unde obișnuit este recomandată să se utilizeze secțiunea dublu T din considerenții economici.

Metoda ține seama de gradul de seism (prin accelerația maximă a mișcării seismice a terenului a), de procentul de armare longitudinală al secțiunii, de mărimea relativă a forței axiale gravitaționale (n) cit și de mărca (clasa) betonului. Sunt prezentate relațiile de calcul a ductilității necesare pentru secțiunile studiate, precum și abace de calcul pentru diferite mărci (clase) de beton, tipuri de oțel și raportul $\frac{F}{F_0}$. Se prezintă verificarea cerințelor de ductilitate pentru stâlpii halelor industriale perter.

Partea a II-a a lucrării "Studiu experimental" cuprinde două capitole :

În capitolul 4 se prezintă programul experimental, efectuarea încercărilor experimentale și rezultatele măsurătorilor încercărilor experimentale.

Programul experimental a cuprins un număr de 16 stâlpi cu secțiune dublu T solicitați la compresiune excentrică dreptă, 6 stâlpi cu secțiune dublu T și 14 stâlpi cu secțiune patrată solicitați la compresiune excentrică oblică.

În cadrul programului experimental au fost studiate următoarele aspecte :

- comportarea în domeniul post - elastic a elementelor comprimate excentric ;
- influența acțiunii forței tăietoare și a valorii forței axiale gravitaționale asupra ductilității capabile secțiunile și de element a stâlpilor compresionați excentric ;
- influența caracteristicilor materialelor care definesc proprietățile ductile ale structurilor ;
- aspecte legate de influența procentului de armare transversală, asupra deformațiilor specifice limită a zonei comprimate de beton în diferite faze ale ruperii ductile, necesare pentru evaluarea în calcul a proprietăților ductile ale secțiunilor în diferite ipoteze de solicitare ale exploatare normale și a intensității forței seismice ;
- stabilirea unui factor de ductilitate minim necesar pentru o comportare corespunzătoare a structurii la diferite grade de seismicitate și modul de alcătuire a elementelor pentru o comportare corespunzătoare ;
- stabilirea principalelor parametri asupra cărora este necesar să se acționeze la proiectare pentru a asigura ductilitatea necesară cerută de gradul respectiv de seism.

În capitolul 5 se prezintă compararea rezultatelor experimentale cu cele teoretice, printr-o serie de tabele, grafice și diagrame în funcție de parametrii studiați.

În urma cercetărilor teoretice și experimentale efectuate pe stâlpi de beton armat, de secțiune dublu T și patrată solicitați la compresiune excentrică dreaptă și oblică, cu influența redusă și predominantă a forței tăietoare, supuși la încălziri alternante de tip seism, în regim static, rezultă următoarele concluzii:

1. Valoarea teoretică a ductilității capabile secțiunile de curbură pentru elemente la care zveltărea la forfecare, raportul $M/Qh_0 \geq 4$ se poate calcula cu relațiile din capitolul 2.

În cazul elementelor la care zveltărea la forfecare, raportul $M/Qh_0 < 4$, ductilitatea capabilă secțiunile se poate calcula cu relațiile din capitolul 2.2, utilizând procedeul simplificat care ține seama de reducerea ductilității capabile secțiunile, datorită influenței predominante a forței tăietoare prin coeficientul K_g stabilit pe cale experimentală dat de relația (5.7) pentru secțiunea dublu T solicitată la compresiune excentrică dreaptă și oblică, respectiv (5.8) pentru secțiunea patrată solicitată la compresiune excentrică oblică.

2. Valoarea teoretică a ductilității capabile de element se poate calcula cu ajutorul ductilității capabile secțiunile de curbură, utilizând relația (2.175) din lucrare.

Valoarea ductilității calculată cu această relație pentru stâlpii încercați experimental, este în general mai mică decât valoarea reală măsurată experimental, deci este acoperitoare și poate fi utilizată în calculele de proiectare.

3. Valoarea teoretică a ductilității necesare, care ține seama de influența principalelor parametri care influențează caracteristicile ductile ale secțiunii se poate determina prin două metode:

- a) metoda simplificată utilizată în Proiectul I.P.C.T.Nr. 5369 din 1979, cu ajutorul relației (3.5);
- b) metoda exactă cu ajutorul relației (3.15)

4. Verificarea cerințelor de ductilitate de element pentru stâlpii halelor industriale parter se poate face cu relația (3.43);

În cazul când nu este respectată inegalitatea (3.43) se recomandă trecerea la îndesarea stăvililor în zonele de capăt ale stâlpilor.

5. In cazul compresiunii excentrice oblice la secțiuni dreptunghiulate și patrata pe baza unor studii teoretice/30/ au rezultat următoarele concluzii;

a) Se evidențiază cu cât n este mai mic cu atât curbura ultimă (la rupere) (C_u) pentru unghiul de înclinare a rezultantului oblic rezultant (θ) pentru $\theta = \frac{\pi}{4}$ este mai mic decât pentru $\theta = 0$. Constatarea se datorează faptului că în relația: $C_u = \frac{\sigma_b}{E_b} / 1,25 \cdot \xi_u h_0$, ξ_u la $\theta = \frac{\pi}{4}$ este cu atât mai mare decât ξ_u la $\theta = 0$ și $\frac{\pi}{2}$, cu cât acesta din urmă sunt mai mici, respectiv forța axială n este mai mică;

b) Dacă se mărește cantitatea de armătură pe secțiune, în armare intermediară, momentul oblic capabil crește cu o valoare care variază în raport cu n și θ ;

c) Dacă armătura intermediară se concentrează la colțurile secțiunii, atunci creșterea momentului oblic capabil este maximă și crește cu n după direcțiile principale ale secțiunii de la zero practic zero indiferent de n , după direcția diagonală a secțiunii;

d) Curbura ultimă (la rupere) (C_u) a secțiunii comprimate excentric oblic este afectată de cantitatea și distribuția armăturii pe secțiune numai dacă $n < 0,30$. În acest caz, creșterea armăturii intermediare sau de colț scade curbura ultimă C_u cu o valoare care este maximă la excentricitatea după direcțiile principale ale secțiunii și minimă după direcția diagonală.

Concentrarea la colțuri a armăturii îmbunătățește curbura numai după direcții apropiate de direcțiile principale ale secțiunii;

e) Se constată că, dacă $n < 0,30$, ductilitatea la curbura (D_c) scade pe măsură ce direcția excentricității se îndepărtează de direcțiile principale și se apropie de direcția diagonală secțiunii;

f) De asemenea, se constată că distribuția și cantitatea armăturii influențează valoarea D_c numai dacă $n < 0,30$ și direcția excentricității nu coincide cu diagonala secțiunii. Pe măsură ce direcția excentricității se îndepărtează de diagonala secțiunii și se apropie de una din direcțiile principale ale secțiunii, D_c crește odată cu scăderea cantității de armătură și cu concentrarea ei la colțurile secțiunii.

6. Cercetările experimentale au scos în evidență principalii parametri care influențează ductilitatea capabilă de element și de curbura a stîlpilor de beton armat de secțiune dublu T și patrata solicitați la compresiune excentrică disp-

ta și oblică, cu influența redusă și predominanță a forței tăietoare, supuși la încălcări alternate de tip seism în regiuni active:

a) Valoarea zvelteții la forfecare, caracterizată prin raportul M/Qh_0 , a cărei scădere sub valoarea 4, la elemente la care valoarea relativă a forței axiale gravitaționale este relativ mare ($n > 0,30$) reduce considerabil ductilitatea de element până la valori de 1,90 - 2,90 pentru stâlpi cu secțiune dublă T solicitați la compresiune excentrică dreptă, respectiv între 1,60 - 2,67 pentru stâlpi cu secțiune patrată solicitați la compresiune excentrică oblică, valori care s-au obținut pe stâlpi cu marca de beton B200, B250, și B300.

b) Creșterea procentului de armare longitudinală peste valori optime, mai ales când armarea se face cu oțel - beton PC 52 sau PC 60, duce la valori ale ductilității capabile de elemente reduse, de aceea se recomandă utilizarea procentelor de armare optime chiar și la stâlpi la care încovoierea este predominantă, astfel se poate asigura la alcătuirea stâlpilor pe lângă o armare economică și o ductilitate corespunzătoare;

c) Valoarea procentului de armare transversală al stâlpilor influențează într-o măsură mult mai mare ductilitatea capabilă de elemente stâlpilor, prin acțiunea de confinare a betonului, în special în domeniul post - elastic. Pentru a ține seama de acțiunea confinării asupra deformației specifice limită a zonei conștimate de beton produsă de îndesarea stâlpilor se poate folosi cu rezultate bune relația (5.5) din lucrare.

Se recomandă pentru îmbunătățirea proprietăților ductile la stâlpii structurilor pentru zonele seismice cu grad de protecție antiseismică ≥ 7 îndesarea stâlpilor în zonele de la capetele stâlpilor pe o distanță la partea superioară de $H/8$ și minim 60 cm, iar la partea inferioară de $H/6$ și minim 60 cm;

Pentru gradul de protecție antiseismică ≥ 8 chiar în cazul îndesării stâlpilor, la 10 cm distanță se recomandă verificarea ductilității necesare cu relația (3.15).

d) Ductilitatea capabilă de elemente scade odată cu creșterea forței axiale gravitaționale. Se recomandă în practică pentru o menținere a ductilitate capabilă de element peste valoarea 8 la stâlpi să se alcătuiască structura astfel încât valoarea forței axiale gravitaționale $n = M/A_b R_0 \leq 0,20 - 0,25$ care se poate realiza prin utilizarea unor elemente de acoperiș și de planșeu mai ușoare

reprezentând și soluții mai economice, recomandate, care țin
cont și de directivele de partid și de stat;

7.) Din cercetările experimentale efectuate s-a constatat că:

a) Prezența unui număr însemnat de cicluri de înfrângere
transversală alterăntă, duce treptat la o degradare succedentă
stîlpilor datorită dezvoltării fisurilor după ambele direcții;

b) Comportarea post-elastică este cu atât mai bună, cu cât
se înalțește la forfecare este mai mare și cu cât procentul de armare
transversală al stîlpilor (confins-ea betonului) este mai
mare.

8. Ductilitatea stîlpilor de beton armat sporește pentru
o marcă (clasă) dată de beton cu cât oțelul folosit are propor-
tietăți plastice mai pronunțate (OB 37). Altfel spus, în urma
după la reducerea înălțimii zonei comprimate de beton la solici-
tări peste limita elastică și deci la majorarea curbării ultime
(la rupe-re) (C_u).

9. La stabilirea dimensiunilor stîlpilor de beton armat,
înch din faza de predimensionare este necesar să se țină cont
de condițiile de ductilitate care sînt mai severe decît cele de
capacitate portantă, conform paragrafului 1.3. din lucrare.

10. Din studiile teoretice și experimentale rezultă că
pentru a nu reduce prea mult ductilitatea stîlpilor de beton
armat comprimați excentric, se recomandă să se aleasă
aceste elemente astfel ca înălțimea la forfecare, să nu depășească
în general sub valoarea 4, condiție care în general în practică
este respectată.

11. De asemenea se recomandă ca în zonele seismice cu grade
de protecție antiseismică ≥ 7 ciocurile stîlpilor și distan-
țarea stîlpilor la capetele stîlpilor să se realizeze ca în fi-
gura 1.5.

12. Pentru a asigura o ductilitate de înalt nivel este
necesar ca la stîlpii de beton armat solicițai la compresiune
excentrică dreaptă sau oblică, să se facă o rotație de 90° în
pe ambele direcții, astfel ca poziția relativă a axei de înfrângere
pe ambele direcții să satisfacă condiția $\xi_u < 0,45$.

13. Se consideră necesară stabilirea unei limitei mai
severe în proiectare a alungirii specifice din armăturile în-
tînce, pentru a preveni degradarea progresivă a elementelor în
cazul acțiunii mai multor cicluri de înfrângere alterăntă
celor dinamice produse de acțiunile seismice.

14. Din cercetările efectuate a rezultat că oțelurile sau PC 60 nu au calitățile prevăzute de STAS-ul în vigoare ceea ce privește deformațiile specifice de suprafață, toate epurările încercate s-au rupt la deformații specifice limită mult mai mici decât cele prevăzute în normă, înși la rezistențe mai mari. Din acest motiv se consideră ca oportun să se intervină pe lângă furnizori pentru respectarea tehnologiei de fabricație, deci a calității oțelurilor pentru elemente de beton armat.

15. Lucrarea reprezintă sinteza studiilor teoretice, bazate pe o vastă bibliografie și a celor experimentale, existente pe plan mondial și în țară, precum și o serie de studii teoretice și experimentale proprii, referitoare la contribuții privind calculul ductilității elementelor de beton armat de secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreptă și oblică, care în prezent sînt aproape inexistente la noi în țară.

16. Cele de mai sus, scot în evidență caracterul de nouitate al temei, constituind un început în domeniul studiat și o bază de plecare pentru alte noi studii și cercetări.

Valorile măsurate și calculate au fost determinate pentru număr redus de elemente, față de numărul parametrilor de care depinde fenomenul, motiv pentru care ele pot fi considerate doar ca valori orientative.

Pentru a stabili valorile reale ale ductilității este necesar în continuare încercarea unui număr mai mare de elemente, iar valorile reale să se obțină pe baza prelucrării statistice, pe parametrii care influențează procesul de ductilizare a secțiunii.

17. Studiile teoretice și experimentale efectuate de autor s-au desfășurat pe o perioadă de cinci ani, pe baza a cinci contracte de cercetare științifică încheiate cu ICCPBC București, Filiala de Cercetare și Proiectare în Construcții Timișoara și au fost valorificate prin utilizarea lor la revizuirea normelor de calcul din țară, P100 - 78 și STAS 10107/0 - 76, precum și prin recomandări pentru descrierile de proiectare elaborate după terminarea fiecărui contract de cercetare științifică și prin diferite publicații de specialitate /61/, /62/, /63/, /64/, /65/, /66/, /67/, /140/, /141/, /142/, /143/, /144/, prin care se pun la dispoziția proiectanților formule și abace de calcul pentru determinarea ductilității la secțiuni dublu T solicitate la compresiune excentrică dreptă și oblică.

... /// ...

B I B L I O G R A F I E

- 1/. Aizenberg, Iark., - Construcții cu structura autosadaptabilă la solicitări seismice. Traducere din limba rusă. Editura Tehnică, București, 1982.
- 2/. ACI - Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77).
- 3/. Agent, P., Bănuț, V., - Calculul structurilor din beton armat cu stâlpi zvelți. Editura tehnică, București, 1979
- 4/. Agent, R., Pontolnicu, T., - Calculul structurilor cu diafragma din beton armat. Editura tehnică, București, 1982.
- 5/. Agent, R., Constantinescu D., - Dimensionarea directă și optimizarea armăturii la elementele de beton armat cu compresiune excentrică oblică solicitate în compresie excentrică oblică. Revista Construcții nr. 7. București, 1984
- 6/. Avram, C., Mirșu, C., Rob, C., - Asupra ductilității și energiei de deformație a elementelor de beton armat în vederea analizei neliniare a structurilor supuse la seisme. A III-a Conferință de betoane, Vol. I. Structura de beton armat. Cluj - 22-24-oct. 1976.
- 7/. Avram, C., Deutsch, I., Pop A., Weissz, A., - Proiectarea economică a elementelor de construcții din beton armat. Editura Facla, Timișoara, 1979
- 8/. Avram, C., - Betonul armat, proiectarea și dimensionarea secțiunilor. Editura Tehnică, București, 1982
- 9/. Avram, C., - Curs de beton armat, Partea II, Calculul și selecționarea elementelor de construcții, Timișoara, Litografia învățământului, 1985
- 10/. Avram, C., Ficoșariu, I., Filimon, I., Tertea, I., Mirșu, C., rezistențele și deformațiile betonului, București, Editura tehnică, 1971
- 11/. Avram, C., - Referitor la a doua ediție (1971) a Recomandărilor internaționale pentru calculul și execuția construcțiilor din beton (CEB-FIP), București, revista construcțiilor nr. 9, 1971.
- 12/. Avram, C., Calculul des structures en beton. Evolution des règlements, Paris, Travaux, nr. 470, Mai 1974
- 13/. Avram, C., Pop, A., - Dimensionarea economică a betonului armat. Compressiune excentrică oblică, București, Rev. Construcții, nr. 2., 1975
- 14/. Avram, C., Filimon, I., Manual pentru calculul construcțiilor, Volumul II, Secțiunea XV, București, Ed. Tehnică, 1980
- 15/. Avram, C., Filimon, I., Curs de beton armat vol. I și II, Timișoara, Litografia IPT, 1976
- 16/. Baker, A. L. L., Ambracone, A. M. M., Inelastic Hyperstatic Frames Analysis, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Proceedings of the International Symposium, Miami, ASCE-ASI Volume, 1964
- 17/. Bănuț, V., Calculul neliniar al structurilor. Editura tehnică, București, 1981
- 18/. Balan, S., Căpățînă, D., ș.a. Cutremurul de pământ în România de la 4.03.1977, Editura Academiei P.S.R., București, 1977.

- /19/. Berg, G.V., Thomaiden, S.S., Energy Consumption by Structures in Strong Motion Earthquakes, Proc. 2-nd W.C.I., Tokyo, 1960
- /20/. Bertero, V.V., Popov, E.P., Hysteretic Behaviour of Ductile Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Connections, Report EERC 75 - 16.
- /21/. Blume, J.A., Newark, N.J., Corning, I.H., - Design of Multistorey reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Assoc, 1961
- /22/. Bob, C., - Contribuții la studiul articulațiilor plastice în structurile de beton și st. formate din ele, teză de doctorat, Timișoara, 1970.
- /23/. Borges, F.J., Castanheira, M., Siguranța structurilor. Edit. Tehnică, București, 1971
- /24/. Brinzan, I., Cotavitu, L., Cercetări experimentale privind comportarea diafragmelor din beton armat monolit în domeniul post-elastic, revista construcții, București, nr. 5, 1983
- /25/. Cișmigiu, Al., Forje. Materiale Structuri. Arhitectură nr. 2, 1972
- /26/. Cișmigiu, Al., După 4 ani, 1977. Arhitectură, București, nr. 4, 1977
- /27/. Ciuhandru, E., Mihăieșu, Al., Tudor, D., Ianca, S., Cercetări experimentale privind ductilitatea diafragmelor monolite cu goluri solicitate la încercări 2D-zonale alter-nante, revista Construcții, București, nr. 5, 1984
- /28/. Cișmigiu, Al., Dogaru, L., Proiectarea rezistenței și ductilității grinzelor și stîlpilor din beton armat. revista Construcții, București, nr. 2, 1976
- /29/. Constantinescu, D., Postelnicu, T., rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat. revista Construcții, București, nr. 1, 1979
- /30/. Constantinescu, D., Posetnic, V., Beacșu, M., - Aspecte privind proiectarea secțiunilor dreptunghiulare de beton armat la compresiune excentrică oblică. revista Construcții, București, nr. 1, 1984.
- /31/. Chen, V.F., Shoyaku, M.T., Tangent stiffness method for biaxial bending of reinforced concrete columns. Fritz Engineering Laboratory Report No. 3891, October 1976, Lehigh University
- /32/. Crainic, L., Metode energetice în proiectarea antisismică a structurilor. revista Construcții, București, nr. 1, 1979.
- /33/. Comité Euro-International du béton Systeme International de réglementation Technique Unifiée des Structures Bulletin D'information No. 124/125 P. Avril 1978
- /34/. Cistiakov, E.A., Belikov, V.A., Izgibi vnesentzennoy i jstie Korotkih i ghibnik elementov - Beton i jalezobet Nr. 5, 1971.
- /35/. C.E.B. - F.I.P. Code-modesle pour les structures en Beton. Comité Euro-International du Béton, Paris, 1978

- /36/. Complements to the Q.E.B.-F.I.P. Model Code, 1978, Bulletin D'Information Nr. 130.
- /37/. Dabița, Fl., Aspecte actuale privind comportarea inelastică a structurilor supuse acțiunii seismice revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, București, nr. 5, 1970
- /38/. Dabița, Fl., Aspecte privind ductilitatea și capacitatea de absorbție a energiei de către elementele de beton armat, revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, București, nr. 12, 1970
- /39/. Deutsch, I., Optimizarea calculului și dimensionării armăturilor la elemente de beton armat sollicitate la compresiune excentrică oblică, Buletinul Științific și Tehnic, IPTV Timișoara, Seria Construcții, Tom. 23(37), Fascicola 2 - 1978
- /40/. Deutsch, I., Berechnung der Wisbildung bei auf Biegung mit Querkraft beanspruchten Stahlbetonbauteilen Zurich, I.V.B.H., Abhandlungen-Band 32-I, 1972
- /41/. Deutsch, I., Contributions to the Analysis of Cracking in Reinforced Concrete Members Subjected to Bending and Shear, Paris, CEB-Commission "Effort Tranchaut", Mars, 1971
- /42/. Deutsch, I., Allgemeine Theorie der Bildung von Schrägrisen infolge Querkraftbeanspruchung, Zurich, I.V.B.H., Abhandlungen - Band 33-I, 1973
- /43/. Deutsch, I., Izvercian, M., Studiu teoretic privind calculul la starea limită de deschidere a fisurilor la elementele de beton armat de secțiune dublu T sollicitate la compresiune excentrică oblică, Buletinul Științific și Tehnic al IPTVT, Timișoara, seria Construcții Tom 26(40) Fascicola 1, 1981
- /44/. Deutsch, I., Teoria formării și apariției fisurilor înclinate la elemente de beton armat sollicitate la încovoiere cu forță tăietoare, Buletinul IPT, seria Construcții, Nr. 2, 1970.
- /45/. Dilger, W., Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbeton tragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung, Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton, Heft, 179, Berlin, 1966
- /46/. Dumitrescu, D., Agent, R., Constantinescu, D., Postelnicu, T., Probleme generale de concepție și calcul în proiectarea antisismică a construcțiilor din beton armat, raport de sinteză, Conferința XI-a de betoane, Timișoara, octombrie 1982, Vol. 4 și în Construcții nr. 2, 1983
- /47/. Dumitrescu, D.F., Postelnicu, T., Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismică, revista Construcții, Nr. 1, București, 1979

- /48/. Dumitrescu, D., Constantinescu, D., Postelnic, T., - Probleme ale alegerii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice. Revista Construcției, București, nr. 8, 1979
- /49/. Dumitrescu, D., Agent, P., Nicula, I., Ciinț, N., Popărescu, A., Weissenberg, H., Lisai, F., Stănescu, A., - Indrumător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat, București, Editura Tehnică, 1978.
- /50/. Dumitrescu, D., Agent, P., Băndi, H., - Redactarea fabricației a normativului românesc pentru proiectarea antisismică a construcțiilor (Flou-81) Prezentare și comentarii. Revista Construcției, București, nr. 12, 1981
- /51/. Dumitrescu, D., Constantinescu, D., Postelnic, T., - Probleme ale compozițiilor structurilor din beton armat la acțiuni seismice, Revista Construcției, București, nr. 2., 1984
- /52/. Duțulescu, E., - Dimensionarea secțiunilor de beton armat la îngoaleră cu forță axială. Revista Construcției, București, nr. 2., 1977
- /53/. D. I. N. 1045 - Beton und Stahlbetonbau Bemessung und Ausführung. Beuthvertrieb GmbH, Berlin, 1972
- /54/. Documentation complémentaire au Manuel de Calcul C.E.B. - PIF "Flexion - Compression" Bulletin D'Information, nr. 83, Avril, 1972
- /55/. Endo, T., Adachi, H., Kakunishi, M., - Force - Deformation Hysteresis Curves of reinforced Concrete Shear Walls. Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, vol. 6.
- /56/. Filimon, I., Deutsch, I., - Curs de beton armat și precomprimat vol. 1 și 2. Litografia IPTV. Timișoara, 1984
- /57/. Filimon, I., Deutsch, I., Irbășiu, A., - Aspecte ale dimensionării elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică cu mică excentricitate. Buletinul științific și tehnic al IPTV. Timișoara, Seria Construcții, Tom. 22. (3) Fascicola 2 - 1977.
- /58/. Filimon, I., Deutsch, I., Irbășiu, A., - Calculul elementelor de beton armat de secțiune I, solicitate la compresiune excentrică oblică, pe baza formulei lui Nikitin. Buletinul științific și tehnic al IPTV Timișoara, Seria Construcții, Tom. 24(1) Fascicola 2., 1979
- /59/. Filimon, I., Deutsch, I., Irbășiu, A., Izdeceam, M., - Studiu teoretic privind capacitatea portantă a elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică oblică utilizând metoda axei neutre înclinate. Buletinul științific și tehnic al IPTV Timișoara, Seria Construcții Tom. 24(3) Fascicola 1 - 1979

- /60/. Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., Iosip, St., Tudor, A., - Aspecte teoretice și experimentale privind grinzile dublu armate, solicitate la încărcări alternante de tip seismic utilizate pentru structurile de beton armat. Conferința a XI-a de betoane, Timișoara, octombrie, 1982.
- /61/. Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., Irbășiu, A., Izveceanu, M., - Studiu teoretic și experimental privind ductilitatea stîlpilor pentru hale industriale. Conferința XI-a de betoane, Timișoara, oct. 1982.
- /62/. Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., Irbășiu, A., Izveceanu, M., - Studiu teoretic privind calculul ductilității secționale a stîlpilor comprimați excentric de secțiune dublu T. Sesiunea Științifică Jubiliară, 40 de ani de învățămînt superior de Construcții lași", 23-25 octombrie, 1981.
- /63/. Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., Irbășiu, A., Izveceanu, M., - Considerații privind influența ductilității asupra răspunsului seismic al structurilor. Buletinul Științific și Tehnic al IPTV, Timișoara, seria Construcții, Tom. 26(40) Fascicola 1, ianuarie-iunie, 1981.
- /64/. Filimon, I., Deutsch, I., Irbășiu, A., Izveceanu, M., Jiva, C., - Aspecte ale comportării la încărcări alternante a stîlpilor de secțiune dublu T, comprimați excentric, revista Construcții, București, nr. 7, 1989.
- /65/. Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., Irbășiu, A., Izveceanu, M., - Studiul teoretic privind calculul ductilității secționale a stîlpilor comprimați excentric. Buletinul Științific și Tehnic al IPTV, Timișoara, Seria Construcții, Tom Fasc.
- /66/. Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., Irbășiu, A., - Studiu experimental privind analiza domeniului post-elastic și a ductilității de element la stîlpi de beton armat solicitați la compresie excentrică oblică de secțiune pe, atît suprași la încărcări alternante. Buletinul științific și Tehnic al IPTV Timișoara, seria Construcții Tom 29(43), 1984.
- /67/. Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., - Aspecte asupra caracteristicilor de deformație post-elastică la stîlpid de beton armat. Buletinul științific și Tehnic al IPTV Timișoara, Seria Construcții Tom 30(44), 1985.
- /68/. Filimon, I., Deutsch, I., Irbășiu, A., Izveceanu, M., - Studii experimentale privind comportarea elementelor de beton armat cu secțiune dublu T solicitate la compresie excentrică oblică, Buletinul științific și Tehnic al IPTV, Seria Construcții, Tom 25(39), Fascicola 2, iulie-decembrie, 1980.
- /69/. Fintel, M., - Handbook of Concrete Engineering, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1974.

- /70/. Fintel, M., Ductile-Shear Walls, in Earthquake resistant Multistory Buildings, Journal of the American Concrete Institute, Nr. 6., 1974
- /71/. Fintel, M., Ghosh, S.K., - Inelastic response History Analysis of Earthquake resistant Building Structures with Yielding Walls and Elastic Brakes, Proceeding of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 5.
- /72/. Georgescu, S., Noui normativ sovietic pentru proiectarea scurtilor în zone seismice. revista Construcții, București, Nr. 6., 1984
- /73/. Grasser, E., Diethelm, L., Bemessungstafeln für Stahlbetonschritte auf der Grundlage der neuen DIN 1047, Verner. Verlag Düsseldorf, 1972.
- /74/. Hangan, M.S., Crainic, N.L., Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor, Editura Academiei R.S.R., 1978
- /75/. Housner, G.W., Behaviour of Structures During Earthquakes. Proc. ASCE, vol. 85, Nr. EM4, octombrie, 1959
- /76/. Housner, G.W., Limit Design of Structures to resist Earthquakes, Proc. 1st World Conf. on Earth. Eng. Berkeley, 1958
- /77/. Housner, G.W., The Plastic Failure of Frames During Earthquakes Proc. 2nd World Conf. on Earth. Eng. Tokyo, 1960
- /78/. Irim, M., Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică. Editura didactică și Pedagogică, București, 1973
- /79/. Irim, M., Dinamica structurilor și inginerie seismică. Ediția a II-a revizuită. Editura didactică și Pedagogică, București, 1984.
- /80/. Kent, D.C., Park, P., Flexural Members with Confined Concrete. Journal of the Str. Div., ASCE, vol. 97, ST 7, iulie, 1971
- /81/. Korninski, L.I., Poliakov, S.V., ș.a. - Bazele proiectării clădirilor în regiuni seismice. Editura Tehnică, București, 1964
- /82/. Kustu, O., Behavior of reinforced Concrete Deep Beam-Column Subassemblages under Cyclic Loads, report EERC 73-8, 1975.
- /83/. Marinov, R., Corelația siguranței cu reglementările de proiectare pentru structurile solcitate la solicitări seismice. Comentarii și propuneri. revista Construcții, București, Nr. 7., 1979
- /84/. Mihăiescu, A., Ianca, S., Ciuhandru, Ghe., Tudor, D., - Studiu experimental al caracteristicilor de ductilitate ale diafragmelor de beton armat, solcitate la încălziri lente, ale alternanțe. Buletinul științific și Tehnic al I.P.T.V. Timisoara, Seria Construcții, Tom 29(43), Fascicula 1-2, ianuarie-decembrie, 1984
- /85/. Mihăiescu, A., Tudor, D., Ciuhandru, Ghe., Ianca, S., Aspecte ale compoziției unei diafragme solcitate la solicitări orizontale ale alternanțe. Buletinul științific și Tehnic al IPTV Timisoara, seria Construcții. Tom 29(43) Fascicula 1-2, ianuarie-decembrie 1984.

- 86/. Mihăiescu, A., Ianca, S., Tudor, D., Pușdai, C., Ciubandru, Ghe.,
Comportarea diafragmelor din beton armat
monolit la acțiuni alternante. Studiu experi-
mental al ductilității. Conferința III-a de
beton, Iași, 11-13. oct. 1984, vol. III.
- 87/. Mihăiescu, A., Friedrich, P., Toma, A., Stoian, V., - Unele aspecte
privind comportarea coloanelor de elemente
spatiale la acțiuni orizontale alternante.
Conferința III-a de beton, Iași, 11-13. oct.
1984, vol. III.
- 88/. Matok, A. H., Discussion of "Rotational Capacity of Rein-
forced Concrete Beams" by W. L. Coraly "Jour-
nal of Structural Division ASCE", Vol. 93 ST2,
Aprilie, 1967
- 89/. Mac Gregor, J. G., Ductility of Structural Elements. Hand-
book on Concrete Engineering (edited by Mark
Fintel), New York, Van Nostrand Reinhold
Company, 1974.
- 90/. Mihu, A., Construcții de beton armat. Editura didactică
și pedagogică, București, 1969.
- 91/. Mărgu, O., Friedrich, P., - Construcții din beton armat. Edi-
tura didactică și pedagogică, București, 1980
- 92/. Mărgu, O., Structuri de beton armat. Institutul Polite-
hnic, Timișoara, 1966
- 93/. Mărgu, O., Friedrich, P., Construcții industriale speciale din
beton armat, Editura didactică și pedagogică
București, 1975
- 94/. Mărgu, O., Calculul antisismic al structurilor pe baza
prescripțiilor de proiectare P.13-70. Curs
postuniversitar "Construcții speciale de
beton armat", Institutul Politehnic Timișoara,
no. 911, 1972.
- 95/. Negoiță, Al., Stări limită speciale pentru construcții
antisismice, revista Construcții, București,
Nr. 11, 1983
- 96/. Negoiță, Al., Ciombaru, I., Ungureanu, M., Ionescu, C., Din
activitatea științifică a ultimului deceniu
al școlii române de ingineria antisismică,
revista Construcții, București, Nr. 4, 1983
- 97/. Neumann, J. V., General Comments and Basic Theoria Concerning
Aseismic Construction, RIF Notes, 66, January -
February, 1977
- 98/. Newmark, N. M., Current Trends in the Seismic Analysis and
Design of High-rise Structures, Proc Symposium
on Earthquake Engineering, Vancouver, 1965.
- 99/. Newmark, N. M., Hall, W. J., Dynamic Behaviour of Reinforced
and Prestressed Concrete Building Under
Horizontal Forces and the Design of Joints.
Association International des Ponts et
Carpents, VIII-eme Congrès, New York, 1968
- 100/. Nicula, I., Onet, T., Beton armat. Editura Tehnică și Pedu-
gică, București, 1982

- /101/. Olaru, D., Diaconu, D., - Noi cercetari privind ductilitatea
sectiunilor inelare de beton armat. revista
Constructii, Bucuresti, Nr. 6, 1983
- /102/. Onet, I., Ductilizarea elementelor din beton parțial
precomprimat prin confinarea betonului. rev.
constructii, Bucuresti, Nr. 8, 1984.
- /103/. Park, R., Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John
Wiley, New York, London, Sydney, Toronto, 1975
- /104/. Paulay, T., Santhakumar, V., Ductile Behaviour on Coupled
Shear Walls, Proc. ASCE, Nr. 1., 1976.
- /105/. Paulay, T., Uzumeri, S., Private critica asupra proiectării
seismice (in traducere), Journal of Canadian
Civil Engineering, Nr. 2., 1975
- /106/. Paulay, T., An Elasto-Plastic Analysis of Coupled Shear Walls
ACI Journal, Proceedings, Vol. 67, Nr. 11., 1970
- /107/. Paulay, T., Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams.
Journal of the Structural Division, Proceedings
of the ASCE, Nr. 9, 1971.
- /108/. Paulay, T., The Design of reinforced Concrete Ductile Shear
walls for Earthquake resistance. research
report Sl.1. University of Canterbury, Christ-
church (New Zealand), Feb., 1981.
- /109/. Paulay, T., Coupling Beams of reinforced Concrete Shear Walls
Journal of the Structural Division, Proceedings
of the ASCE Nr. 3, 1971.
- /110/. Paulay, T., Santhakumar, A.V., Ductile Behaviour of Shear
Walls Subjected to reversed Cyclic Loading.
Proceedings of the 6th World Conference on
Earthquake Engineering, New Delhi, 1977,
- /111/. Paulay, T., Priestley, M., Syng, A., Ductility in Earthquake
resisting Squat Shearwalls, Journal of the
American Concrete Institute, N.Y.A., 1982
- /112/. Pascaru, I., Calculul elementelor de beton armat de sectiune
dreptunghiulara la incovoiere oblica-liniara
si compresie excentrica oblica pe doua directii
cu metoda stavelor limitate. peisaj ISPE Timisoara
- /113/. Petcu, V., Calculul structurilor de beton armat in domeniul
elastic. Editura Tehnica, Bucuresti, 1972
- /114/. Petcu, V., Stanculescu, G., Pancaloi, V., - Adaptabilitatea
plastica a structurilor din beton armat. Probleme
actuale in mecanica solinelor sub secutia
P. P. Teodorescu, Vol. III, Editura Academiei
Bucuresti, 1981.
- /115/. Popescu H., Probleme ale structurilor din beton armat. Editura
Academiei R.S.P., Bucuresti, 1977.
- /116/. Pusch, H., Hargli, F., Mayer, M., Schubversuche an Stahlbeton-
pechteckeliken mit gleichmassig verteilter
Belastung. Deutsche Ausschuss für Stahlbeton
Heft, 145, Berlin, 1962

- /117/. Sandi, H. - Siguranța structurilor clădirilor de locuit. Înviștămintele rezultate din calcularea la cutremurul din 4 martie 1977. Revista Construcții, București, nr. 12, 1981.
- /118/. Serb G. G., Calculul secțiunilor dreptunghiulare la încobâire oblică. Revista Construcții, București, nr. 8, 1984.
- /119/. Telesnab, V. L., Flexão composta oblîqua no concreto armado. Sao Paulo, Brasil, 1977.
- /120/. Terțea, I., Onet, T. "Ductility of Partially Prestressed Concrete" - "International Symposium on Linearity and Continuing in Prestressed Concrete", University of Waterloo, Canada, 1983.
- /121/. Terțea, I., Onet, T., Szigeti, L., Ductilitatea stîlpilor din beton armat compresia excentrică. Buletinul științific și Tehnic al IPTV, Timișoara, Seria Construcții, Tom 25(39) Fascicola 1, ianuarie-iulie, 1980.
- /122/. Terțea, I., Onet, T., rotational Capacity of Plastic Hinge in reinforced Lightweight Concrete Beams. Bulletin d'Information CBE, Franța, vol. 132, 1979.
- /123/. Terțea, I., Onet, T., Szigeti, L., The Post-elastic Behaviour of reinforced Concrete Columns, Subjected to Central Force Plus reverse Bending Moment, The VII th European Conference of Earthquake Engineering, Athens, 1982.
- /124/. Terțea, I., Onet, T., Szigeti, L., Comportarea în domeniul post-elastic a stîlpilor din beton armat la sarcini mutuale solicitate la compresie cu momente încovoietoare și forțe tăietoare alăturate. Revista Construcții, nr. 4, 1983.
- /125/. Terțea, I., Onet, T., Păouș, V., Socăciu, M., Szigeti, L., Ductilitatea betonului armat cu ferită grade de precompresie la încovoire și compresie excentrică. Conferința pe tema "Proiectarea, realizarea și experimentarea structurilor în zone seismice", Iași, 1983, publicații, vol. I.
- /126/. Terțea, I., Onet, T., Păouș, V., Proiectarea betonului armat (Tabele, monograme, Scheme logice, prescripții, exemple de calcul) Ediția a treia revizuită și adăugită. Editura didactică și Pedagogică București, 1985.
- /127/. Tologea, S., Probleme privind patologia și terapeutică construcțiilor, Editura Tehnică, București, 1977.
- /128/. Tozinskii, M. s.a. Calculul construcțiilor din beton armat pe baza deforșărilor complexe, Moscova, 1974

- /129/. Vallenat, J., Beitero, V.V., Popov, E.P., Concrete Columns by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads, report E.E.C. 77-13, 1977.
- /130/. Vecchio, I. Collino, M.P.M., Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear, IABSE Colloquium Dalt, 1981.
- /131/. Veletsos, A.S., Newmark, N.M., Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. 2nd WCEE, Tokyo, 1960.
- /132/. Walster, R., Le calcul de la résistance à l'effort, tranchant des poutres en béton armé ou en béton précontraint (Théorie de rupture par effort tranchant). Bulletin d'information N° 42, juillet, 1964.
- /133/. Walster, R., Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. Schubbautheorie. Beton und Stahlbetonbau, N. 11, 1960.
- /134/. Wolovits, F., Verificarea la celelalte de ductilitate a stîlpilor de beton armat din structurile cu un grad de libertate, revista Construcții, București, N. 6., 1980.
- /135/. Wolovits, F., Proiectarea stîlpilor de beton armat solicitați la compresiune excentrică oblică. Instrucțiunile publicabile pentru Construcții, București, 1977.
- /136/. Wolfgang, A.J., Alain, M., Jean, P., Calcul de béton armé à l'état-limite ultime sous charges en flexion simple et composées conformes aux normes CEB. Collection DTI. Editions Eyrolles-61, pl. Saint-Germain, 75005, Paris, 1976.
- /137/. Wight, F., Bozen, M., Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Columns Subjected to Large Displacement, Research Report, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, N. 403, Univ. of Illinois, Urbana, 1973.
- /138/. Zagajski, S.W., Beitero, V.V., Bouwkamp, J.G., Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Columns Subjected to High Axial and Cyclic Shear Forces, report EEC 78-05, 1978.
- /139/. Yamada, M., Yagi, S., Shear Explosion on Reinforced-Concrete Short Columns. Proc. 1st World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
Calculul și alocarea elementelor liniare de beton armat solicitate la încercări alternante de tip seismic. Stâlpi compunși excentrici de secțiune dublu T cu sau fără efecte importante ale forței tricotone. Etapele lucrării și concluzii, recomandări pentru proiectare. Contract. n. 705/1979. ICCPDG Fil. Fimigol, pdz. plan proiectare p. VI. 2.1./1979.
- /141/. ***
Calculul și alocarea elementelor liniare de beton armat solicitate la încercări alternante de tip seismic. Stâlpi compunși excentrici de secțiune dublu T cu sau fără efecte importante ale forței tricotone. Etapele lucrării și concluzii, recomandări pentru proiectare. Contract. n. 705/1979. Act adițional.

- 141/. *** Studiu privind ductilitatea elementelor din beton armat solicitate la încercări alternative de tip seismic. Stâlpi solicitați la compresiune excenetrică oblică de secțiune dublu T și dreptunghiulară cu și fără acțiunea forței tangențiale. Etapa 1981, referat cu concluzii, recomandări și proiectare. ICCPCC - Fil. Timișoara, Contract, 871/1981.
- 142/. *** Studiu privind ductilitatea elementelor din beton armat la încercări alternative de tip seismic. Stâlpi solicitați la compresiune excenetrică oblică de secțiune dreptunghiulară și cu forța acțiunea forței tangențiale. Etapa II, 1982, referat cu concluzii, recomandări de proiectare. Contract, 871/1981. ICCPCC - Filiala Timișoara.
- 144/. *** Studiu privind ductilitatea elementelor din beton armat la încercări alternative de tip seismic. Stâlpi cu secțiune parabolică solicitați la compresiune excenetrică oblică cu și fără forța tangențială. Referat cu concluzii, recomandări și proiectare. Etapa III, 1983. Contract 871/1981. Fil. Timișoara, Proiectare regională nr. 2/83. ICCPCC. Fil. Timișoara, Proiectare regională nr. 2/83. ICCPCC. Fil. Timișoara, Proiectare regională nr. 2/83.
- 145/. *** Studiu pentru evaluarea de înălțime a ductilității pentru stâlpii halelor industriale parte. Proiect IFCT. București, nr. 5369/1979
- 146/. *** Seismic Design of Concrete Structures, CBS Bulletin of Information, no. 135, 1980.
- 147/. *** STAS 10107/0-76 Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat
- 148/. *** STAS 10107/ revizuirea prescripțiilor de calcul și alertare ale elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. (STAS 10107/0-76) Proiectarea I., decembrie 1979
- 149/. *** STAS 6000-67 Calculul elementelor de beton armat și beton precomprimat - hale industriale. Editura Tehnică, București, 1969.
- 150/. *** STAS 10111/2-77 Poduri din beton armat și beton precomprimat. Calculul elementelor. Institutul Român de Standarde, București, 1977.
- 151/. *** SRII II. 21-75. Stâlpii din beton armat și beton precomprimat în zonele de beton armat și beton precomprimat. Editura Tehnică, București, 1975.
- 152/. *** revizuirea prescripțiilor de calcul și alertare ale elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat (STAS 10107-76) - dict. I. D. 1979
- 153/. *** Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, TC, Publication 5-6, 1977
- 154/. *** Normativ privind proiectarea edificiilor din beton armat și beton precomprimat de locuințe, social-culturale, agro-zootehnice și industriale. Ploeu-78
- 155/. *** Normativ pentru proiectarea edificiilor din beton armat și beton precomprimat de locuințe, social-culturale, agro-zootehnice și industriale, inclusiv hale. Ploeu-78, aprobat prin Decret nr. 89 din 21. Iulie 1978.