

**UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ**

Ing. Fekete-Nagy Luminița Dana Lenuța

**CONTRIBUȚII LA CALCULUL
ȘI ALCĂTUIREA ELEMENTELOR ȘI
STRUCTURILOR DIN BETON ARMAT
CU DISCONTINUITĂȚI STATICE
ȘI GEOMETRICE**

- TEZA DE DOCTORAT -

**Conducător științific:
Prof. dr. ing. Stoian Valeriu**

**BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICĂ"
TIMIȘOARA**

TIMIȘOARA

- 2002 -

CONTRIBUȚII LA CALCULUL ȘI ALCĂTUIREA ELEMENTELOR ȘI STRUCTURILOR DIN BETON ARMAT CU DISCONTINUITĂȚI STATICE ȘI GEOMETRICE

CUPRINS

CAP. 1 INTRODUCERE

1.1. Obiectul tezei de doctorat	1
1.2. Discontinuități statice, geometrice și de material la structuri și elemente structurale din beton armat	4

CAP. 2 METODE DE CALCUL ȘI DE DIMENSIONARE A ELEMENTELOR STRUCTURALE DIN BETON ARMAT

2.1. Evoluția în timp a metodelor de calcul	6
2.2. Metodele de calcul și principiile fundamentale ale acestora	8
2.3. Calculul la starea limită de rezistență în secțiuni normale pentru elementele solificate la încovoiere cu forță axială	21
2.3.1. Starea de deformații, ilustrare a modului de cedare a elementelor solificate la încovoiere cu forță axială	21
2.3.2. Metode de calcul în secțiuni normale la starea limită de rezistență	24
2.4. Calculul la starea limită de rezistență în secțiuni înclinate pentru elementele solificate la încovoiere, compresiune excentrică și întindere excentrică	34
2.4.1. Calculul în secțiuni înclinate la acțiunea forței tăietoare	37
2.4.2. Verificarea în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor	45

2.4.3. Calculul în secțiuni înclinate a elementelor solicitate la compresiune excentrică	46
2.4.4. Calculul în secțiuni înclinate a elementelor solicitate la întindere excentrică	47
2.4.5. Calculul consolelor scurte	48
2.4.6. Cazuri speciale de verificare a armăturilor transversale	49
2.4.6.1. Elemente solicitate la încovoiere, cu sau fără efort axial care prezintă unghiuri intrânde amplasate în zona întinsă a secțiunii	49
2.4.6.2. Verificarea armăturilor transversale cu rol de conectori	51
2.5. Sinteza calculului tradițional al elementelor structurale din beton armat	53

CAP. 3 CALCULUL ȘI ALCĂTUIREA ELEMENTELOR ȘI STRUCTURILOR DIN BETON ARMAT CU AJUTORUL PROCEDEULUI MODELELOR DE BARE

3.1. Procedeul modelelor de bare – o alternativă la calculul și alcătuirea elementelor și structurilor din beton armat.....	54
3.2. Principiile de bază și etape de proiectare	56
3.3. Subdomeniile de tip “B” și “D”. Definiții, caracteristici și modelarea lor.....	60
3.3.1. Subdomeniile de tip “B”	60
3.3.2. Subdomeniile de tip “D”	62
3.3.3. Delimitarea subdomeniilor de tip tip “B” și “D” pe structurile și elementele din beton armat.....	64
3.3.4. Cuplarea subdomeniilor de tip “B” și “D”	71
3.4. Stabilirea modelelor de bare	72
3.4.1. Modele de bare - elemente componente.....	76

3.4.1.1. Barele modelelor	76
3.4.1.2. Nodurile modelelor	79
3.4.2. Determinarea eforturilor în barele modelelor. Alegerea modelului optim de bare	82
3.4.2.1. Determinarea eforturilor în barele modelului	82
3.4.2.2. Alegerea modelului de bare optim	82
3.5. Dimensionarea modelelor de bare	84
3.5.1. Criterii de cedare pentru beton	86
3.5.2. Dimensionarea și verificarea barelor.....	88
3.5.2.1. Bare de armătură solicitate la întindere	88
3.5.2.2. Bare din beton solicitate la compresiune	89
3.5.2.3. Bare din beton solicitate la întindere	92
3.5.3. Dimensionarea și verificarea nodurilor	93
3.5.3.1. Noduri distribuite (continue).....	94
3.5.3.2. Noduri concentrate (singulare)	94
3.6. Conformarea elementului structural la nivel de detaliu	103
3.7. Studii și cercetări efectuate pe plan mondial, cu privire la aplicarea procedului modelelor de bare în calculul și alcătuirea structurilor și elementelor structurale din beton armat.....	104
3.7.1. Modelarea structurilor din beton armat cu discontinuități statice și geometrice.....	106
3.7.2. Proiectarea și conformarea elementului structural la nivel de detaliu	110
3.7.3. Proiectarea asistată de calculator.....	114
3.7.4. Cercetări experimentale.....	115
CAP. 4 PROIECTAREA ASISTATĂ DE CALCULATOR PRIN PROCEDURELE MODELELOR DE BARE.....	119
4.1. Prezentarea programului de calcul “PMB”	120

4.1.1. Descrierea subrutinelor și a modului de utilizare a programului de calcul “PMB”	121
4.2. Exemple de proiectare asistată de calculator cu programul “PMB”	135
4.2.1. Consola scurtă	135
4.2.2. Grinda-perete cu gol.....	140
4.2.3. Rigla de cuplare.....	146
4.3. Studii teoretice referitoare la aplicarea procedurii modelelor de bare la calculul și alcătuirea elementelor structurale	150
4.3.1. Conformarea unor zone de discontinuități statice și geometrice a elementelor structurale din beton armat	151
4.3.1.1. Armarea locală, sub forțe concentrate, a capetelor grinzilor	151
4.3.1.2. Nod de cadru din beton armat.....	152
4.3.2. Studii comparative: proiectare cu metode tradiționale - proiectare cu procedeul modelelor de bare	159
4.3.2.1 Grindă din beton armat, simplu rezemată, încărcată cu forțe concentrate aplicate în apropierea reazemelor.....	159
4.3.2.2. Perete structural din beton armat	161

CAP. 5 ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PENTRU ELEMENTE STRUCTURALE DIN BETON ARMAT DIMENSIONATE CU AJUTORUL PROCEDURELUI MODELELOR DE BARE

5.1. Programul experimental. Prezentare.....	164
5.2. Cercetări experimentale realizate pentru consola cu vută.....	165
5.2.1. Dimensionarea în conformitate cu teoria betonului armat.....	165
5.2.2. Dimensionarea prin procedeul modelelor de bare	166
5.2.2.1. Starea plană de tensiune și modelele de bare	167
5.2.2.2. Dimensionarea armăturilor	167
5.2.2.3. Interpretarea rezultatelor	168

5.2.3. Modelarea experimentală	169
5.2.3.1. Elementele experimentale și caracteristicile fizico- mecanice ale materialelor utilizate la realizarea lor.....	169
5.2.4. Încercarea experimentală.....	173
5.2.4.1. Modelul mecanic al încercării. Standul de încercări	173
5.2.4.2. Aparatura.....	174
5.2.4.3. Descrierea încercării și a modului de comportare a elementelor experimentale sub încărcări	175
5.2.5. Rezultatele experimentale și prelucrarea lor	177
5.2.6. Interpretarea rezultatelor. Concluzii.....	180
5.3. Cercetări experimentale realizate pentru rigla de cuplare a unei diafragme cu gol.....	181
5.3.1. Dimensionarea în conformitate cu teoria betonului armat.....	181
5.3.2. Dimensionarea prin procedeul modelelor de bare	183
5.3.2.1. Schema de încărcare și starea de tensiune din rigla de cuplare.....	183
5.3.2.2. Modele de bare pentru rigla de cuplare armată cu bare longitudinale și etrieri	184
5.3.2.3. Modele de bare pentru rigla de cuplare armată cu armătură diagonală	186
5.3.2.4. Interpretarea rezultatelor armării riglei de cuplare după teoria betonului armat și prin procedeul modelelor de bare	187
5.3.3. Modelarea experimentală	188
5.3.3.1. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor utilizate la realizarea elementelor experimentale	190
5.3.4. Încercarea modelelor experimentale	190
5.4.4.1. Standul de încercare	190
5.4.4.2. Comportarea modelelor experimentale sub încărcări. Rezultatele încercărilor experimentale și prelucrarea lor	191

5.3.5. Comparația dimensionare prin PMB - modelare experimentală pentru rigla de cuplare	194
5.4. Cercetări experimentale realizate pentru grinda-perete cu gol arbitrar amplasat	197
5.4.1. Dimensionarea conform teoriei betonului armat	198
5.4.2. Dimensionarea cu procedeul modelelor de bare	198
5.4.2.1. Starea plană de tensiune și modelele de bare pentru grinzile-perete	199
5.4.2.2. Dimensionarea modelelor de bare	200
5.4.3. Modelarea experimentală	201
5.4.3.1. Elementele experimentale	201
5.4.3.2. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor utilizate la realizarea elementelor experimentale	202
5.4.4. Încercarea elementelor experimentale pentru grinda-perete	205
5.4.4.1. Standul de încercări.....	205
5.4.4.2. Comportarea modelelor experimentale sub încărcări	206
5.4.4.3. Prelucrarea rezultatelor încercărilor experimentale	210
5.4.5. Interpretarea comparativă a rezultatelor dimensionării prin PMB și a încercărilor experimentale pentru grinda-perete	221
5.4.6. Analiza numerică neliniară cu programul “BIOGRAF”	223
5.4.7. Concluzii asupra încercărilor experimentale.....	227

CAP.6 CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE.

6.1. Concluzii.....	230
6.2. Contribuții personale	237

CAP.7 BIBLIOGRAFIE.....	239
-------------------------	-----

CAP. 1. INTRODUCERE

1.1. Obiectul TEZEI DE DOCTORAT

Deoarece principala ipoteză ce stă la baza metodelor de calcul și de dimensionare a elementelor din beton armat este ipoteza secțiunilor plane (a lui Bernoulli) iar aceasta își pierde valabilitatea în anumite zone de discontinuități ale structurilor, ne acoperind în întregime elementele structurale, este evident că aici alcătuirea și detalierea prin procedeele tradiționale de calcul se realizează pe baza experienței de proiectare, a rezultatelor unor încercări experimentale sau a unor prescripții constructive de alcătuire, care nu întotdeauna sunt în concordanță cu starea reală de eforturi din zonele respective.

În plus, datorită faptului că în procedeul tradițional de proiectare a elementelor din beton armat, dimensionarea și alcătuirea acestora se realizează plecând de la secțiunea elementului și, adoptând procedeul ”secțiune cu secțiune” se determină, pe baza înfășurătoarei momentelor secționale, pe rând, armătura din încovoiere și din forță tăietoare, se constată că interacțiunea dintre cele două eforturi este tratată empiric sau chiar ignorată.

Avându-se în vedere aceste neajunsuri în metodologia de calcul și de alcătuire a elementelor din beton armat în zonele de discontinuități statice sau geometrice, pe plan mondial s-a creat un curent favorabil găsirii de noi metode de dimensionare a acestor elemente, care să pornească de la imaginea completă a stării de solicitare din element.

O astfel de metodă de proiectare, practică, care constituie în același timp o modalitate de verificare în detaliu și în ansamblu a structurilor din beton armat, este **procedeul modelelor de bare (PMB)**, prezentat în capitolul 3 al lucrării de față.

Acesta a fost propus pentru prima dată în anul 1912 de către Morsch dar nu a fost pus în practică datorită dificultăților de rezolvare a stării de tensiune,

respectiv calculul eforturilor. Abia în anul 1982, profesorul Schlaich de la Universitatea din Stuttgart (Germania) a publicat un procedeu practic de dimensionare și de alcătuire a elementelor structurale din beton armat [37] bazat pe principiile enunțate de Morsch la începutul secolului XX iar în prezent, în contextul utilizării tehnicii moderne de calcul, cercetările teoretice și experimentale au luat amploare, procedeu devenind actual, fiind cunoscut în literatura de specialitate sub denumirea de “**strut-and-tie modelling**”.

În literatura de specialitate din țara noastră, prima semnalare a existenței și dezvoltării unor preocupări în domeniul cunoașterii procedurii modelelor de bare a apărut cu ocazia Conferinței de betoane de la Timișoara, în anul 1991, când s-au pus bazele unui program de cercetare în domeniul utilizării procedurii modelelor de bare la calculul și alcătuirea elementelor structurale și a structurilor din beton armat.

Lucrarea de față, care sintetizează cercetările autorului, desfășurate pe parcursul mai multor ani în cadrul unui colectiv al Departamentului Construcții Civile Industriale și Agricole al Facultății de Construcții și Arhitectură din Universitatea Politehnica Timișoara, în colaborare cu Filiala din Timișoara a I.C.C.P.D.C., se încadrează în acest program de cercetare științifică teoretică și experimentală în vederea utilizării **procedurii modelelor de bare** ca alternativă în proiectarea elementelor structurale din beton armat cu discontinuități statice și geometrice.

Lucrarea de doctorat este structurată pe **7 capitole**, astfel:

- **Capitolul 1** - conține o scurtă prezentare a particularităților de calcul și de alcătuire a elementelor structurale din beton armat cu discontinuități statice și geometrice și prezintă obiectul tezei de doctorat.
- **Capitolul 2** - prezintă un scurt istoric al metodele tradiționale de calcul și de alcătuire a elementelor structurale din beton armat și principiile fundamentale ale acestora.

- **Capitolul 3** – tratează în detaliu metoda de proiectare asistată de calculator a structurilor și elementelor structurale cu ajutorul procedurii modelelor de bare, principiile ce stau la baza acestui procedeu, etapele de proiectare ce trebuie parcurse, modul de realizare a modelelor de bare, dimensionarea elementelor modelelor de bare, alcătuirea și conformarea elementului structural în ansamblu și în detaliu. Tot aici sunt prezentate domeniile de cercetare și realizările pe plan mondial referitor la aplicarea modelării cu bare în proiectarea structurilor și elementelor structurale din beton armat.

- **Capitolul 4** – aici este prezentat programul de calcul original PMB, destinat facilitării proiectării cu procedeu modelelor de bare, secvențele specifice acestuia și câteva din aplicațiile realizate pe diferite tipuri de elemente structurale.

- **Capitolul 5** – prezintă cercetările experimentale realizate de autor pe elemente structurale din beton armat proiectate cu ajutorul procedurii modelelor de bare. Elementele de studiu conțin zone de discontinuități statice și geometrice și, prin rezultatele încercărilor experimentale, s-a confirmat faptul că procedeu modelelor de bare este o alternativă viabilă la calculul și dimensionarea elementelor din beton armat prin metode tradiționale.

- **Capitolul 6** – cuprinde concluziile finale ale lucrării, recomandările și propunerile făcute de autor, precum și contribuțiile personale aduse în domeniul calculului și dimensionării elementelor structurale și a structurilor din beton armat cu discontinuități statice și geometrice.

- **Capitolul 7** – prezintă lista titlurilor bibliografice analizate de autor în vederea conceperii și finalizării lucrării de față.

Lucrarea de doctorat se extinde pe un număr de 245 pagini, cuprinde un număr de 169 figuri, 88 relații de calcul, 15 tabele, 22 fotografii și 82 titluri bibliografice.

1.2. Discontinuități statice, geometrice și de material la structuri și elemente structurale din beton armat

Structurile și elementele structurale alcătuite din beton armat prezintă, în general, o serie de discontinuități, [39] acestea putând fi statice, geometrice sau de material. Dacă despre discontinuitățile de material se poate afirma că sunt amplasate, în general, în zonele de poză ale armăturilor de oțel (figura 1.1), discontinuitățile geometrice sunt caracteristice zonelor de variație bruscă a secțiunii transversale a elementelor structurale, cum ar fi zonele nodurilor de cadre sau cele aflate în jurul golurilor amplasate în elementele structurale (figura 1.2) iar discontinuitățile statice sunt caracteristice zonelor situate în imediata vecinătate a punctele de aplicare a încărcărilor concentrate, a reazemelor, consolelor sau a locurilor de ancorare a cablurilor de pretensionare (figura 1.3).

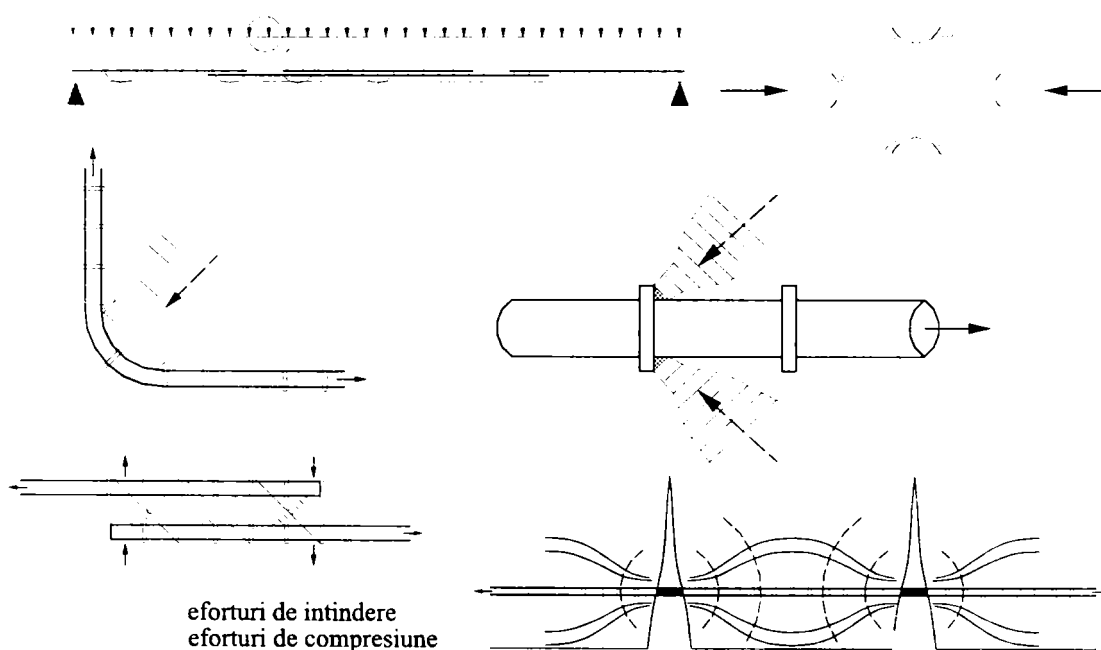


Fig.1.1. Discontinuitățile de material și câmpurile perturbate ale eforturilor unitare din aceste zone

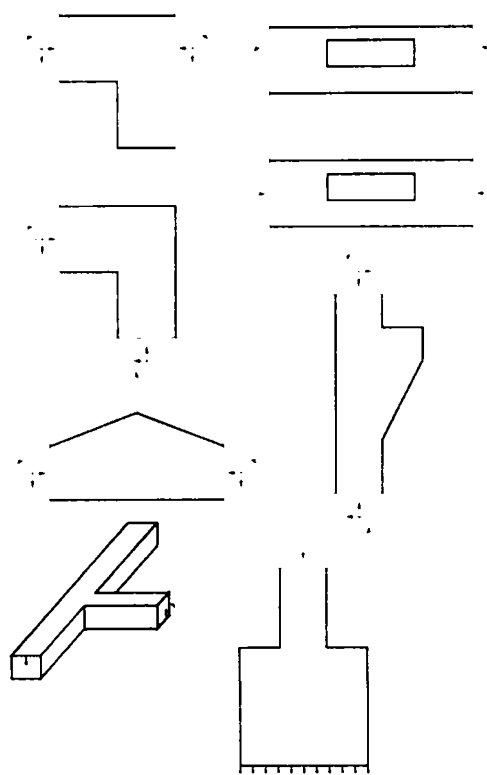


Fig.1.2. **Zone de discontinuități geometrice în structurile și elementele din beton**

armat

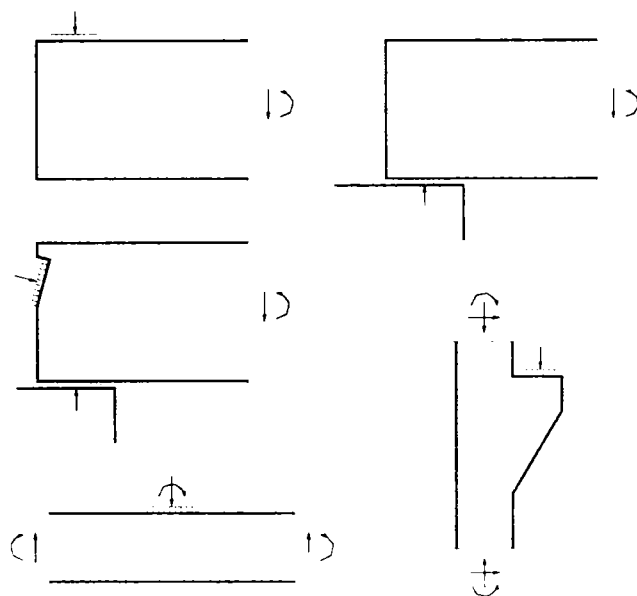


Fig.1.3. **Zone de discontinuități statice în structurile și elementele din beton**

armat

Existența discontinuităților într-un element structural din beton armat face ca, sub încărcări, starea de eforturi din aceste zone să fie serios perturbată (așa după cum se prezintă în capitolul 3), fapt ce pune sub semnul întrebării valabilitatea unora dintre ipotezele pe care se bazează calculul tradițional al elementelor structurale din beton armat în aceste zone.

CAP. 2. METODE DE CALCUL ȘI DE DIMENSIONARE A ELEMENTELOR STRUCTURALE DIN BETON ARMAT

2.1. Evoluția în timp a metodelor de calcul

Paralel cu aplicarea practică a betonului armat s-au dezvoltat și cercetările privind acest material și s-au fundamentat teoriile de calcul. Mörsch, Freyssinnet, Rüsç și alții au desfășurat o activitate de cercetare teoretică și practică susținută pentru cunoașterea proprietăților fizico – mecanice ale betonului și pentru fundamentarea metodelor de calcul.

Evoluția metodelor de calcul ale construcțiilor în general și, implicit ale celor din beton armat, reflectă dinamica nivelului cunoașterii din domeniul tehnicii și al științei, pe parcursul epocilor. Dacă la început, elementele de beton armat se realizau după reguli empirice, în ultimele decenii ale secolului XIX se dezvoltă pentru calculul elementelor de beton armat **metoda rezistențelor admisibile**, aplicabilă corpurilor omogene și elastice, considerând în mod simplificat că betonul se comportă ca un material ideal elastic. Această metodă de calcul a continuat să fie aplicată ca unică metodă și în primele patru decenii ale secolului al XX-lea, realizându-se pe baza ei construcții importante care continuă să funcționeze în bune condiții și azi. În țara noastră metoda a fost oficializată pentru construcțiile civile și industriale în anul 1942. În general, construcțiile proiectate după metoda rezistențelor admisibile erau supradimensionate și duceau la soluții neeconomice.

Pe baza cunoașterii tot mai profunde a proprietăților fizico – mecanice ale betonului și în special a proprietăților elastico – vâscos – plastice, precum și în urma unui număr mare de lucrări experimentale asupra elementelor de beton armat s-a fundamentat **metoda de calcul la rupere**, care la noi în țară a fost oficializată în anul 1950 și folosită între anii 1949-1969 în paralel cu metoda rezistențelor admisibile.

Cercetările teoretice și experimentale au continuat cu studierea comportării elementelor în anumite situații critice care pot să intervină în timpul exploatarei construcțiilor cum ar fi apariția și deschiderea fisurilor, deformațiile elementelor precum și a diferitelor moduri de prindere a capacității portante prin rupere, pierderea stabilității sau a oboselii materialului. S-a fundamentat în acest fel **metoda de calcul la stări limită** care se folosește în mare măsură de teoria probabilităților atât pentru stabilirea încărcărilor cât și pentru stabilirea caracteristicilor de calcul ale materialelor. Această metodă este în momentul de față cel mai frecvent utilizată, înlocuind vechile metode, la noi în țară fiind oficializată pentru domeniul construcțiilor civile și industriale, prin normative condiționate de calcul la stări limită [3] și definitivată în anul 1969.

Studiile efectuate de Comitetul Euro–Internațional de Beton și de Federația Internațională a Precomprimării au fost adoptate ca norme internaționale și publicate sub formă de „Reglementări unificate comune pentru diferitele tipuri de lucrări de construcții și materiale” și „Codul Model CEB – FIP pentru structuri de beton armat” [3].

Metoda de calcul la stări limită constituie un progres evident din punct de vedere științific și economic față de metodele precedente. Ea are la bază, între altele, succesele obținute în ultimele decenii de teoria plasticității, numărul mare de cercetări teoretice și prelucrarea statistică a unui volum mare de măsurători și rezultate experimentale. Calculul construcțiilor de beton armat pe baza metodei la stări limită se bazează atât pe teoria elasticității, cât și a plasticității, făcând posibilă analiza comportării construcțiilor atât în stadiul elastic de serviciu (eforturi unitare, fisurare, deformații, etc.) cât și în stadiul plastic limită (rupere).

În prezent, în țara noastră, actele normative sub formă de standarde sau alte categorii de reglementări tehnice oficializează aplicarea metodei la stări limită în proiectarea și expertizarea structurilor de rezistență din construcții. Astfel, calculul se face după prescripțiile STAS 10100/0-75 [73], referitor la verificarea siguranței construcțiilor, după seria STAS 10101/0,1,2... [74], [75], [76], [77], [78], referitor la acțiuni în construcții, după STAS 10107/0–90 [72],

referitor la calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și precomprimat și STAS 10111/2-87 pentru calculul și alcătuirea suprastructurilor din beton, beton armat și precomprimat; pe lângă aceste standarde, se utilizează și normele specifice anumitor structuri din beton armat (Normativul P85-96 [70] pentru construcțiile cu pereți structurali sau Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat NP 007-97 [79]).

2.2. Metodele de calcul și principiile fundamentale ale acestora

a) Metoda rezistențelor admisibile

Calculul se conduce pe baza teoriei elasticității, aplicarea acestei metode betonului armat, material eterogen, anizotrop și cu proprietăți de deformare elastice–vâscos–plastice, necesitând admiterea următoarelor ipoteze simplificatoare:

1. *Ipoteza secțiunilor plane (ipoteza lui Bernoulli)*: secțiunile plane și normale pe axa barei înainte de deformare rămân plane și normale pe axa barei și după deformare. Această ipoteză nu este riguros exactă pentru betonul armat, căci secțiunile transversale se curbează din cauza eterogenității betonului, a eforturilor produse în beton și armătură de contracția betonului, a deformațiilor plastice diferite la compresiune și întindere funcție de mărimea eforturilor unitare, precum și din cauza fisurării betonului întins sub sarcinile de exploatare. Totuși, datele experimentale arată că atât timp cât monolitismul betonului armat nu este distrus, admiterea ipotezei lui Bernoulli nu duce la erori prea mari (după unii autori [9] de numai 1%). Conform ipotezei lui Bernoulli, deformațiile specifice variază liniar pe înălțimea secțiunii (figura 2.1.c).
2. *Ipoteza compatibilității deformațiilor*: permite determinarea coeficientului de echivalență $n_e = E_a/E_b$, presupunând că, datorită aderenței, deformațiile specifice a două fibre alăturate, de beton și de armătură sunt egale, deci se poate scrie: $\varepsilon_a = \varepsilon_b$ iar o secțiune unitară de armătură poate să preia un

efort unitar de n_e ori mai mare decât o secțiune unitară de beton (figura 2.1.b), rezultând: $n_e A_a = A_b$.

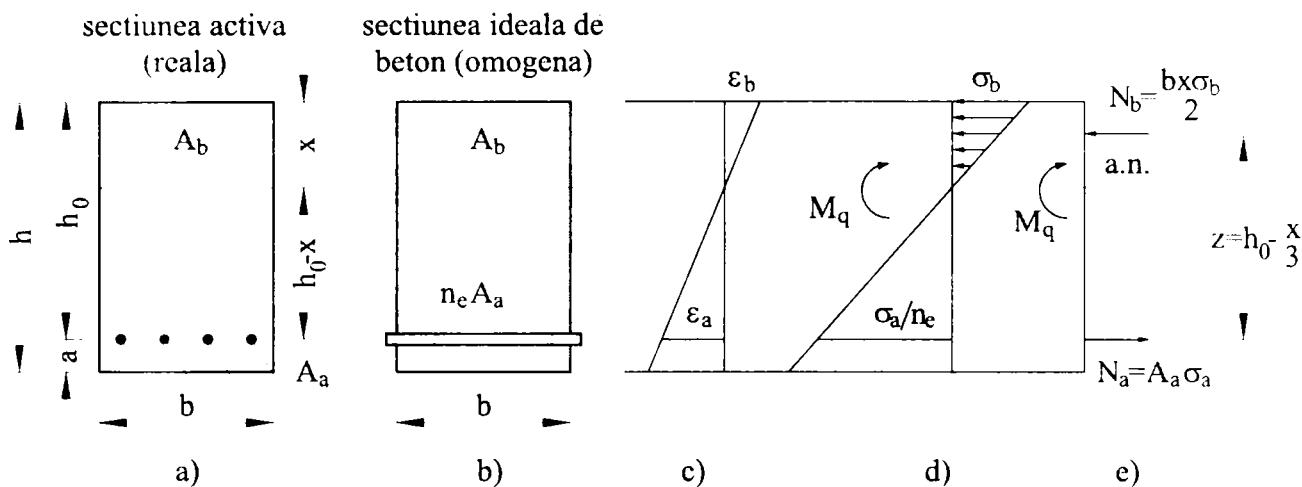


Fig.2.1. **Diagrame de deformații și de eforturi unitare în metoda rezistențelor admisibile**

3. *Ipoteza valabilității legii lui Hooke*: admite că deformațiile specifice ϵ sunt proporționale cu eforturile unitare σ atât pentru beton cât și pentru armătură. Pentru oțel, în domeniul rezistențelor admisibile, legea lui Hooke este riguros exactă. Pentru beton, în domeniul încărcărilor de exploatare ($\sigma_b \leq R_o$) se poate admite că pentru sarcini statice de scurtă durată betonul se deformează elastic și funcția σ - ϵ este liniară, deformațiile plastice având valori foarte mici; pentru sarcini statice de lungă durată deformațiile de curgere lentă sunt de asemenea proporționale cu eforturile unitare.
4. *Neglijarea betonului întins (fisurat) în exploatare*: Sub acțiunea sarcinilor de exploatare betonul întins este fisurat și în secțiunea cu fisură eforturile de întindere sunt preluate de armătură. Pentru simplificarea calculelor se face ipoteza acoperitoare că betonul întins nu lucrează în secțiunea cu fisură și că efort de întindere este preluat în întregime de armătură; secțiunea activă (figura 2.1.a) a elementului este deci formată din betonul comprimat, armătura întinsă și, eventual, armătura comprimată.

Pentru a se putea aplica betonului armat metoda rezistențelor admisibile, secțiunea neomogenă de beton și oțel se transformă într-o secțiune echivalentă omogenă, de beton, denumită secțiune ideală de beton (figura 2.1.a).

Principiul de calcul al metodei rezistențelor admisibile presupune transformarea secțiunii active eterogene, alcătuită din beton și armătură, într-o secțiune echivalentă, omogenă, ideală de beton, prin introducerea coeficientului de echivalență iar eforturile unitare în beton și în armătură σ și τ se determină cu ajutorul formulelor lui Navier și Juravski.

Metoda rezistențelor admisibile (M.R.A.), care în mod practic nu se mai folosește la calculul elementelor de beton armat, permitea calculul suficient de exact al eforturilor unitare și al deformațiilor elastice din momentul aplicării încărcărilor (încărcări statice de scurtă durată), dar ignora efectul proceselor de durată (contractie și curgere lentă) și al încărcărilor repetate, ea neputând deci descrie comportarea în timp a structurilor din beton armat. De asemenea, această metodă nu permite definirea unui coeficient de siguranță al elementului sau a secțiunilor lui ci, separat, **coeficienți de siguranță pentru beton și pentru armătură** care, în realitate, nu rămân constanți în timp datorită proprietăților reologice ale acestora.

Această metodă de calcul (M.R.A) nu face posibilă folosirea rațională a oțelurilor superioare la stâlpi și duce la supraarmarea inutilă a zonelor comprimate ale elementelor supuse la încovoiere sau compresiune excentrică cu mare excentricitate. Totuși, așa după cum se arată în [3] M.R.A. a avut un rol istoric important în dezvoltarea folosirii betonului armat, anumite părți din calculul după această metodă (calculul în stadiul II de exploatare) fiind preluate, pe noi baze, în metoda de calcul la rupere sau la stări limită (calculul la forțe tăietoare, la torsiune, la stările limită de oboseală, de fisurare și de deformații).

b) Metoda de calcul la rupere

Bazele vechii metode – teoria elasticității – au evoluat spre o premiză opusă – teoria plasticității – și au condus la elaborarea metodei de calcul la rupere, care începe să fie folosită pe bază de norme oficiale spre sfârșitul deceniului al IV-lea din secolul nostru (în Brazilia, URSS, etc).

Calculul de rezistență se face în stadiul III de lucru, la rupere, când sub efectul încărcărilor elementul de construcție își pierde rezistența sau stabilitatea (secțiunea își epuizează capacitatea portantă). Ipotezele simplificatoare ale acestei metode sunt:

1. *Ipoteza secțiunilor plane (ipoteza lui Bernoulli)*: admisă și pentru stadiul III de lucru (figura 2.2.b), permite aplicarea condiției de compatibilitate a deformațiilor, respectiv determinarea efortului unitar în armătura întinsă în momentul zdrobirii betonului comprimat; această ipoteză nu este necesară în cazurile curente, pentru oțelurile cu palier distinct de curgere sau pentru cele ecruisate la care se admite diagrama simplificată a lui Prandtl, în care efortul unitar în armătura întinsă este cel de curgere ($\sigma_a = \sigma_c$).

2. *Betonul întins, fisurat (după stadiul I a)* este scos din lucru iar rezistența lui nu intervine în calculul capacității portante a elementelor, astfel că secțiunea activă este alcătuită din betonul comprimat și armătura întinsă și comprimată, funcție de caz (figura 2.2.a).

3. *În stadiul III de rupere armătura întinsă atinge limita de curgere σ_c .*

4. *În betonul comprimat, efortul unitar este egal cu rezistența de rupere la compresiune din încovoiere R_i sau cu rezistența medie prismatică R_{pr} . Pentru încovoierea simplă și compresiune sau întindere excentrică cu mare excentricitate, diagrama de calcul a eforturilor unitare în betonul comprimat este de formă curbilinie datorită deformațiilor plastice, dar se admite o diagramă dreptunghiulară (figura 2.2.b,c) de înălțime $x = 0,8 x_r$ (normele braziliene - 1937 și cele românești din 1952).*

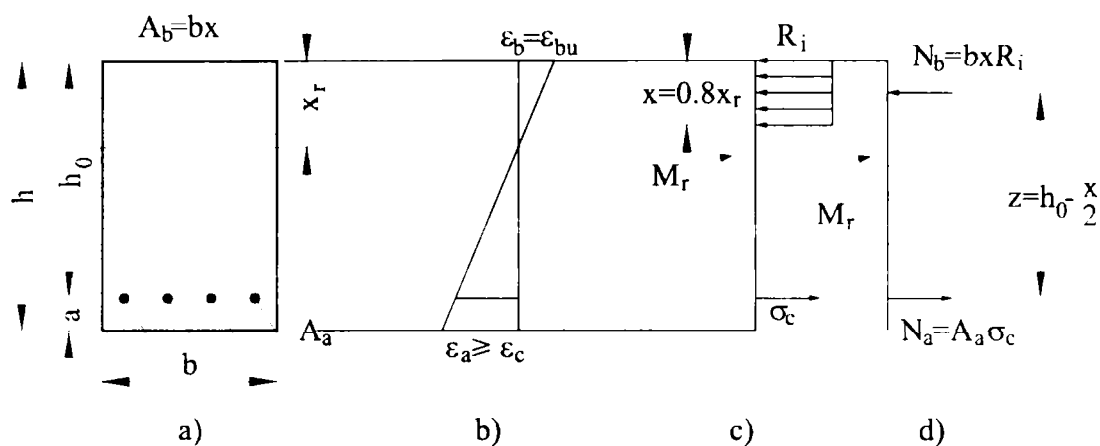


Fig.2.2. Deformații specifice și eforturi unitare în metoda de calcul la rupere

5. *Solicitarea normală admisibilă* (M , N , $M + N$) care corespunde încărcărilor de exploatare (stadiul II) se deduce din solicitarea de rupere (M_r , N_r , $M_r + N_r$), care corespunde epuizării capacității portante a secțiunii (stadiul III), prin împărțirea cu un **coeficient unic de siguranță** c , care apare implicit în calcule.

După [3], calculul la solicitările tangente (Q , M_t) se face în stadiul II de exploatare, ca în metoda rezistențelor admisibile, cu corecții rezultate din încercări și studii teoretice; alte norme au adoptat calculul în stadiul III de rupere, în secțiuni înclinate (Q) sau strâmbe (M_t).

Pentru determinarea solicitărilor de rupere (a capacității portante), sunt suficiente ecuațiile de echilibru static în secțiune, deoarece sunt cunoscute eforturile unitare în beton și în armătură (R_i sau R_{pr} și σ_c) și diagrama eforturilor unitare în betonul comprimat (dreptunghiulară).

Variabilitatea rezistențelor, a încărcărilor, solicitărilor și a dimensiunilor geometrice sunt luate în considerare prin coeficientul unic de siguranță “ c ”.

Coeficientul unic de siguranță este determinat în mod apreciativ, el variind între valorile limită $1,3 \div 2,4$ (conform [9]), funcție de principalii parametri care influențează mărimea lui, respectiv:

- gruparea încărcărilor: pentru încărcări fundamentale valoarea lui “ c ” este maximă, ea scăzând atunci când apar și încărcări accidentale și se

micșorează și mai mult dacă se iau în considerare și încărcări extraordinare;

- caracterul ruperii elementului: valoarea lui “c” este mai mare pentru ruperea casantă (ex. stâlpi) și mai mică pentru ruperea ductilă (ex. grinzi).
- ponderea încărcărilor utile: acestea au o variabilitate mai mare decât încărcările permanente, valoarea lui “c” crescând cu această pondere.

În metoda de calcul la rupere (M.C.R), capacitatea portantă a secțiunilor se determină pe baza rezistenței medii a materialelor (R_i , R_{pr} , σ_c).

Modulii de rigiditate ai secțiunilor se iau egali cu $E_b A_b$ sau $E_b I_b$ în stadiul I nefisurat (A_b reprezentând întreaga secțiune de beton, neglijându-se aportul armăturii) și cu $0,625 E_b A_b$ sau $0,625 E_b I_b$ în stadiul II fisurat.

Metoda de calcul la rupere (M.C.R.) reprezintă un progres evident față de metoda rezistențelor admisibile, în calcule ținându-se seama de proprietățile reale ale betonului armat. Totodată, verificarea experimentală a teoriei de calcul este simplă (toate încercările experimentale dând direct valoarea solicitării de rupere) și se poate defini în mod explicit coeficientul de siguranță al secțiunii sau al elementului care, cel puțin pentru structurile static determinate, nu este influențat de fenomenele de durată. Această metodă duce întotdeauna la rezultate mai economice decât metoda rezistențelor admisibile, în [9] precezându-se că se realizează o reducere a consumului de beton și oțel cu 5...20% și o repartizare mai rațională a armăturii între zona întinsă și cea comprimată a secțiunii (la încovoiere și compresiune excentrică cu mare excentricitate).

Pe lângă avantajele prezentate mai sus, această metodă prezintă o serie de neajunsuri, cum ar fi faptul că:

- Elementele de construcții din beton armat se calculează în stadiul III de rupere, stadiu care nu intervine și nu trebuie să intervină în exploatare; acest calcul nu spune deci nimic despre comportarea elementelor de construcții în stadiul II de serviciu, sub acțiunea încărcărilor de exploatare și nu se poate referi la rezistența

la sarcini repetate, la fisurare, rigiditate, etc. Teoria de calcul ar trebui să facă posibilă analiza comportării reale a elementelor de construcții în tot felul de condiții de lucru, de la încărcarea cu greutatea proprie până la rupere.

- Coeficientul unic de siguranță c , asemenea coeficienților din metoda rezistențelor admisibile, nu are o justificare științifică, fiind stabilit în mod empiric–apreciativ, pentru a acoperi cu o singură valoare un număr mare de variabile (încărcările aplicate construcției, calitatea materialelor folosite, ipoteze simplificatoare, aproximațiile admise în calcul, condițiile de lucru ale construcției, etc.).

- Proiectarea unui element de construcții din beton armat cuprinde două etape: determinarea eforturilor (M, N, T, M_t) și dimensionarea secțiunilor elementului pe baza stadiului de rupere.

La sistemele static determinate eforturile cresc proporțional cu încărcările până la rupere, la aceste sisteme regula de proiectare fiind simplă: se determină (M, N, T, M_t) produse de încărcările de exploatare folosind ecuațiile de echilibru static și apoi se dimensionează secțiunile elementului de construcții pe baza stadiului III la eforturile de rupere $M_r = c \cdot M$; $N_r = cN$, etc., unde c este coeficientul de siguranță prescris de norme.

La sistemele static nedeterminate proporționalitatea dintre eforturi și încărcări nu se mai păstrează până la rupere, din cauza deformațiilor plastice. La o anumită treaptă de încărcare, în secțiunea cea mai solicitată armătura ajunge la curgere și se formează o articulație plastică (stadiul II a). Formarea primei articulații plastice nu duce construcția la starea limită a capacității portante, efortul din această secțiune rămânând practic constant ($M_p \cong ct$) și deformația crește până când efortul din altă secțiune atinge valoarea limită și se formează o nouă articulație plastică. Această situație continuă până când sistemul static nedeterminat se transformă, total sau parțial, într-un sistem static determinat și apoi într-un mecanism. Încărcarea corespunzătoare formării mecanismului constituie încărcarea limită. Calculul sistemelor static nedeterminate ar trebui să se facă după metoda echilibrului limită, care permite

determinarea încărcărilor limită (de rupere), respectiv a eforturilor în urma apariției și dezvoltării articulațiilor plastice.

Calculul bazat pe capacitatea portantă limită a elementelor structurale a fost preluat de metoda de calcul la stări limită, în verificările stărilor limită ultime, cu modificările aferente caracterului metodei.

c) Metoda de calcul la stări limită

Metoda de calcul la stări limită este o metodă semiprobabilistică și a fost introdusă la noi în țară în anul 1963, printr-un normativ condiționat [3], în paralel cu metoda de calcul la rupere. Această metodă schimbă radical conceptul de siguranță prin utilizarea într-o mare măsură a statisticii matematice pentru determinarea valorilor cele mai defavorabile ale parametrilor considerați.

Principiile fundamentale de calcul ale metodei la stări limită constau în:

- Luarea în considerare a comportării elementelor de construcții în stadiul elastic de exploatare (stadiul I și II, după caz) și în stadiul plastic de rupere (stadiul III), conform proprietăților reale ale materialelor și definirea unor stări limită.
- Înlocuirea coeficientului unic de siguranță printr-un sistem de coeficienți diferențiați de calcul stabiliți în mod științific, care țin seama de variabilitatea inevitabilă a calității materialelor, a intensității acțiunilor sau de alți parametri.

Clasificarea stărilor limită se face în: *stări limită ultime* (SLU), pentru care se atinge valoarea maximă a capacității portante și *stări limită ale exploatarii normale* (SLEN), pentru care nu mai sunt satisfăcute condițiile normale de exploatare sau de durabilitate.

Pentru calculul structurilor din beton, beton armat și beton precomprimat, pot fi luate în considerare una sau mai multe din următoarele stări limită:

1. Stări limită ultime sau ale capacității portante

- a) Starea limită de rezistență** care poate interveni prin pierderea rezistenței materialului sau a consumării unor deformații plastice mari;

b) Starea limită de stabilitate a poziției sau a formei, care poate interveni fie prin pierderea stabilității la răsturnare și la alunecare a unei părți din construcție sau a construcției în întregime, fie prin pierderea stabilității formei elementului când intervine flambajul;

c) Starea limită de oboseală care poate interveni în cazul solicitărilor repetate când distrugerea secțiunii critice se produce prin ruperea la oboseală, la solicitări mai mici decât sub încărcările statice.

2. **Stări limită ale exploatării normale** – a căror depășire nu produce ruperea însă împiedică exploatarea normală datorită fisurării sau deformațiilor prea mare și anume:

a) Starea limită de fisurare – care poate duce la pierderea etanșeității sau la coroziunea armăturii;

b) Starea limită de deformație – care poate interveni din cauza unor deformații prea mari la încărcări statice sau dinamice, deformații care împiedică exploatarea normală a construcției, chiar dacă rezistența și stabilitatea sunt asigurate.

La verificare se iau în considerare cele mai defavorabile condiții de solicitare (valori maxime), cele mai defavorabile caracteristici ale abaterilor dimensionale geometrice (ultimele sunt luate în considerare la stabilirea rezistențelor de calcul).

Determinarea eforturilor în structurile static nedeterminate pentru verificarea la diferitele stări limită se face luând în considerare modul real de lucru al elementului de construcție sau al construcției la starea limită respectivă, adică ținând cont de proprietățile elastic–vâscos–plastice ale betonului, de proprietățile elastic–plastice ale armăturii și de influența fisurării betonului, când aceasta se produce.

Pentru calculul la starea limită de rezistență și stabilitate, în cazul în care există prescripții corespunzătoare sau verificări experimentale concludente, determinarea eforturilor în structurile static nedeterminate se face cu luarea în

considerare a redistribuirii eforturilor în urma apariției și dezvoltării deformațiilor plastice, soluția fiind mai economică, în caz contrar calculul se face cu metodele mecanicii construcțiilor, ca pentru corpuri omogene și elastice.

La elementele de construcții și structurile static nedeterminate supuse la sarcini repetate, luarea în considerare a redistribuirii eforturilor nu este permisă, căci ruperea prin oboseală se produce brusc, având caracter casant; în acest caz nu se mai produce o retransmiterea eforturilor și calculul se face în stadiul elastic.

În mod asemănător se procedează pentru structurile la care apariția fisurilor nu este permisă (apariția articulațiilor plastice este precedată întotdeauna de fisurarea betonului întins).

Calculul la starea limită de rezistență și de stabilitate este obligatoriu pentru toate elementele de rezistență căci pierderea rezistenței prin ruperea propriu – zisă sau pierderea stabilității prin flambaj este absolut inadmisibilă pentru orice element de construcții. Pe baza acestui calcul se determină în mod obișnuit dimensiunile secțiunilor elementelor și armătura necesară.

Verificarea la **starea limită de oboseală** se face doar în cazul când elementele de construcții sunt solicitate de încărcări repetate produse de vehicule și utilaje mobile de ridicare și transport, de mașini și utilaje cu amplasament fix. Normele de calcul la stări limită prevăd, pentru prima oară, un calcul la oboseală fundamentat științific și bazat pe încercări sistematice efectuate în acest scop.

Calculul la starea limită de formare a fisurilor al elementelor de beton simplu, când în secțiune apar eforturi unitare de întindere, este cuprins implicit în calculul de rezistență, căci fisurarea elementului înseamnă totodată și ruperea lui (stadiul I a).

Elementele de beton slab armat se calculează de asemenea la **starea limită de formare a fisurilor**, căci ele funcționează în exploatare în stadiul I de lucru.

Elementele de beton armat trebuie să funcționeze în exploatare în stadiul I de lucru, cu betonul întins fisurat, pentru ca armătura să poată fi folosită în mod

economic. Pentru aceasta este însă necesară limitarea deschiderii fisurilor pentru elementele care lucrează într-un mediu agresiv, care sunt supuse la presiunea lichidelor, a materialelor necoezive, etc. Dacă se asigură pentru elementele de beton armat condiția ca deschiderea fisurilor să nu depășească 0,3 mm, atunci se asigură de fapt conlucrarea armăturii cu betonul pe toată durata exploatării construcției și se împiedică coroziunea armăturii. Situația este asemănătoare pentru elementele din beton armat precomprimat.

Calculul la starea limită de deformație se face în cazurile când deplasările produse de încărcările statice sau amplitudinile oscilațiilor produse de încărcările dinamice împiedică exploatarea normală a construcției (planșee, căi de rulare, fundații de mașini, etc.); calculul se face prin limitarea acestor mărimi la valori admisibile date în norme.

Relațiile, conform [72] pentru **rezistențele caracteristice sunt:**

- pentru rezistența caracteristică la compresiune: R_{ck}

$$R_{ck} = (0,87 - 0,002 R_{bk}) R_{bk} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2.1)$$

- pentru rezistența caracteristică la întindere: R_{tk}

- pentru betoane cu agregate grele:

$$R_{tk} = 0,22 \sqrt[3]{R_{ck}^2} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2.2)$$

- pentru betoane cu agregate ușoare:

$$R_{tk \text{ (beton ușor)}} = R_{tk \text{ (beton greu)}} \left(0,3 + \frac{0,7\delta}{2400}\right) \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2.3)$$

unde: δ = densitatea aparentă a betonului

- pentru rezistențele de calcul ale betonului:

$$R_c = m_{bc} R_c^* \quad (2.4)$$

$$R_t = m_{ba} \cdot R_t^* \quad (2.5)$$

unde: R_c, R_t = rezistențele de calcul ale betonului la compresiune și la întindere;

m_{bc}, m_{bt} = coeficienții condițiilor de lucru ai betonului la compresiune și la întindere;

γ_{bc}, γ_{bt} = coeficienți de siguranță ai betonului, la compresiune și la întindere.

Valorile de bază ale rezistențelor de calcul R_c^* , R_t^* se obțin din valorile rezistențelor de calcul pentru care: $m_{bc} = 1$; $m_{bt} = 1$; $\sigma_{bc} = 1,35$; $\sigma_{bt} = 1,50$.

Alte caracteristici de calcul date în STAS 10107/0 – 90 sunt:

- E_b = modulul de elasticitate al betonului obișnuit;
- E_{bu} = modulul de elasticitate al betonului ușor;

$$E_{bu} = \left(\frac{\sigma_{bu}}{\sigma_b} \right)^2 E_b \quad (2.6)$$

cu σ_{bu} , $\sigma_b \Rightarrow$ densitățile betonului ușor, respectiv a betonului greu.

- Coeficientul de deformație transversală: $\gamma = 0,2$
- Modulul de elasticitate transversal:

$$G_b = 0,4 E_b \quad (2.7)$$

$$G_{bu} = 0,4 E_b \quad (2.8)$$

Diagramele $\sigma - \varepsilon$ (efort unitar – deformație specifică) care se adoptă sunt următoarele:

- pentru zonele comprimate ale elementelor din beton obișnuit, parabolă și palier orizontal conform figurii 2.3.a, în care deformația specifică ultimă $\varepsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$ în cazul betoanelor de clasă până la Bc 35, respectiv $\varepsilon_{bu} = 3 \text{ ‰}$ pentru betoane de clasă $> Bc 35$;
- pentru zonele comprimate ale elementelor din beton cu agregate ușoare, diagrama biliniară (figura 2.3.b);

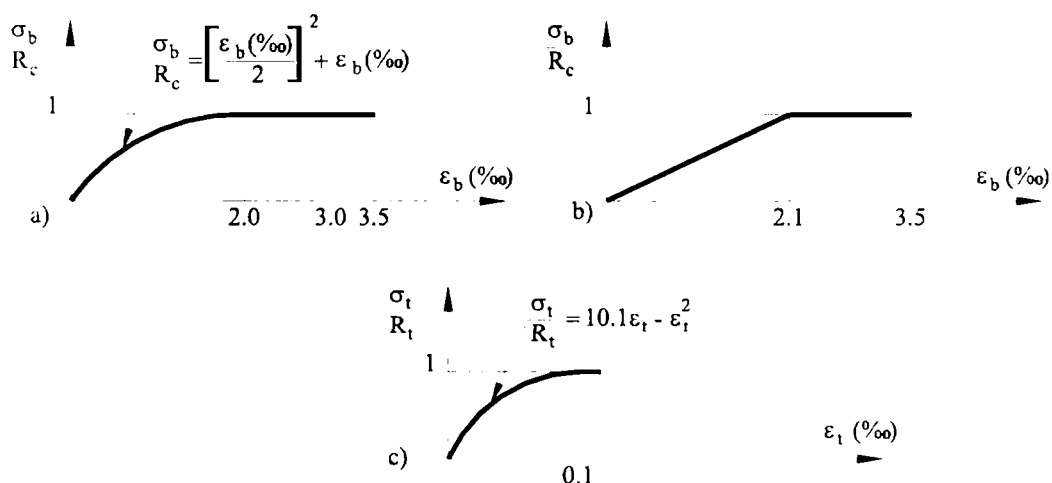


Fig.2.3. Diagrama efort unitar – deformație specifică pentru beton

- pentru zonele întinse ale elementelor din beton obișnuit de orice, clasă, parabolă (figura 2.3.c).

Pentru armăturile de rezistență ale elementelor structurale din beton armat și pentru cele nepretensionate ale betonului precomprimat, de regulă se folosesc oțeluri cu rezistențe superioare (în bare laminate PC 52, PC 60).

Oțelul neted OB 37 se utilizează, de regulă, numai la armăturile constructive și la armături de rezistență a căror dimensionare rezultă din respectarea condițiilor de procent % minim de armătură.

Rezistențele de calcul ale armăturilor se determină cu relația:

$$R_a = m_a R_a^* = m_a R_{ak} / \gamma_a \quad (2.9)$$

unde: R_{ak} = rezistența caracteristică a armăturii [N/mm²];

m_a = coeficienții condițiilor de lucru al armăturilor;

γ_a = coeficient de siguranță al armăturii, având valoarea medie 1,15 pentru OB 37, PC 52 și PC 60 și de 1,2 pentru STNB.

Valorile rezistențelor de calcul obținute pentru valoarea $m_a = 1$ sunt denumite valori de bază și se notează cu R_a^* .

În figura 2.4, diagrama $\sigma_a - \epsilon_a$ reprezentată cu linie plină este pentru oțeluri laminate la cald (PC 60, PC 52, OB 37), fiind biliniară cu palier (figura 2,4,a) iar cea reprezentată cu linie întreruptă (figura 2,4,b) este pentru sârmele trase (STNB, STPB) la care diagrama convențională este biliniară cu consolidare. Deformația specifică maximă utilizabilă în calcul este ϵ_{au} și are valorile: 10 ‰ pentru grupările de încărcări obișnuite și 50 ‰ pentru grupările de încărcări care includ acțiuni seismice.

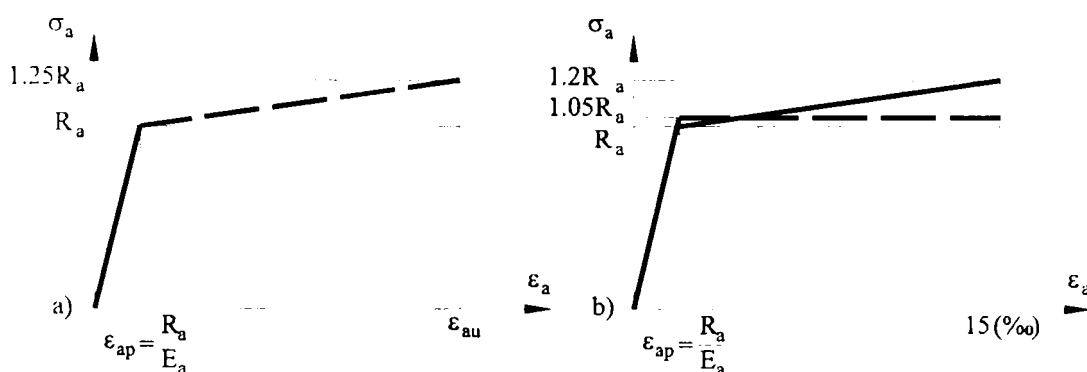


Fig.2.4. Diagrama $\sigma_a - \epsilon_a$ pentru oțeluri

În zonele plastice potențiale ale elementelor participante la structuri antiseismice, dacă se apreciază că deformațiile elementelor respective implică pentru armături incursiuni în domeniul de consolidare și acestea au un caracter defavorabil pentru dimensionare, pentru oțelurile laminate se consideră în calcul diagrama biliniară cu consolidare, reprezentată cu linie întreruptă (figura 2.4.a) iar pentru sârmele trase se utilizează diagrama biliniară echivalentă, reprezentată cu linie punct în figura 2.4.b.

2.3. Calculul la starea limită de rezistență în secțiuni normale pentru elementele solificate la încovoiere cu forța axială a elementelor din beton armat

2.3.1. Starea de deformații ilustrarea modului de cedare a elementelor din beton armat

Cedarea unei secțiuni supuse la încovoiere cu forța axială poate fi ilustrată de diagrama deformațiilor specifice din elementul soliciat. În figura 2.5 este redată “regula celor trei pivoți”; pivoții, din punct de vedere grafic, fiind punctele definite prin deformațiile specifice limită ale betonului și ale armăturii iar diagrama deformațiilor specifice trebuie să treacă prin unul din cele trei puncte A, B, sau C [9].

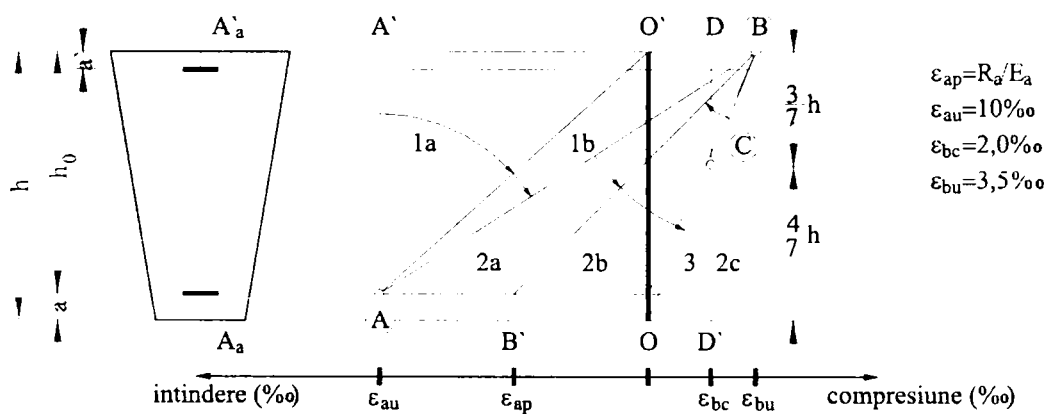


Fig.2.5. Diagrama deformațiilor specifice sub efectul încovoierii cu forță axială

Domeniile și subdomeniile care sunt puse în evidență în diagrama deformațiilor specifice prezentată în figura 2.5 sunt specifice diferitelor moduri de cedare ale secțiunii, respectiv:

- **DOMENIUL 1 (pivotal A)**, caracterizat prin cedarea celei mai întinse armături datorită atingerii deformației specifice ultime, ε_{au} , efortul unitar în armătura cea mai întinsă A_a fiind $\sigma_a = R_a$. Dreapta A-A reprezintă solicitarea de întindere centrică, apariția unui moment încovoietor producând rotirea secțiunii în jurul pivotului A. Subdomeniile caracteristice (1a și 1b) sunt:

- **Subdomeniul 1a**, reprezentând întinderea centrică sau cea excentrică cu mică excentricitate; axa neutră fiind plasată în afara secțiunii, întreaga secțiune este fisurată.
- **Subdomeniul 1b**, care reprezintă întinderea excentrică cu excentricitate mare sau încovoierea și se datorează creșterii momentului încovoietor, astfel încât axa neutră rămâne în secțiune iar capacitatea portantă a betonului este epuizată numai în situația limită când secțiunea se suprapune peste linia AB.

- **DOMENIUL 2 (pivotal B)**, caracterizat prin zdrobirea betonului comprimat ($\varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$), prin prezența axei neutre în secțiunea care se rotește în jurul pivotului B pe măsura reducerii excentricității forței.

- **Subdomeniul 2a** reprezintă solicitarea de încovoiere cu forță axială de compresiune sau de întindere. Acest subdomeniu reprezintă cazurile solicitării cu excentricitate mare: cazul I de compresiune, respectiv întinderea excentrică cu mare excentricitate. Deformația specifică a armăturii este ε_a , cu $\varepsilon_{ap} < \varepsilon_a < \varepsilon_{au}$ și $\varepsilon_{ap} = R_a/E_p$ iar $\sigma_a = R_a$. Prin micșorarea excentricității forței axiale de întindere, secțiunea tinde către domeniul 1b. Prin micșorarea excentricității forței de compresiune, secțiunea tinde către dreapta B-B, care reprezintă o situație specială, respectiv: armătura

a început să curgă ($\sigma_a = R_a$; $\varepsilon_{ap} = R_a / E_p$) odată cu zdrobirea betonului comprimat ($\varepsilon_{bc} = R_c$; $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$). Această situație corespunde stării de balans a secțiunii.

- **Subdomeniul 2b**, care se atinge după ce secțiunea a depășit dreapta de balans B-B și reprezintă solicitarea de încovoiere cu forță axială de compresiune în cazul II de compresiune, atunci când armătura A_a nu-și epuizează capacitatea portantă la întindere ($0 \leq \varepsilon_a < \varepsilon_{ap}$; $\sigma_a < R_a$). Axa neutră rămâne în secțiune, dar înălțimea zonei comprimate crește din ce în ce mai mult.
- **Subdomeniul 2c**, care se caracterizează prin faptul că toate armăturile sunt comprimate, însă în armătura A_a efortul unitar de compresiune este sub limita de curgere, respective $\sigma_a < R_c$. Axa neutră atinge, la limită, marginea inferioară a secțiunii care devine în întregime comprimată.

- **DOMENIUL 3 (pivotal C)** – este caracterizat de faptul că axa neutră este în afara secțiunii, deci secțiunea este în întregime comprimată. Pe măsura reducerii excentricității forței axiale de compresiune se produce rotirea secțiunii în jurul pivotului C și totodată epuizarea capacității portante a betonului, respectiv cedarea secțiunii. Armătura A_a este comprimată, deformația specifică ε_a putând să fie mai mare sau mai mică decât $\varepsilon_{ap} = R_a / E_p$. Poziția pivotului C rezultă din asemănarea triunghiurilor în figura 2.5.

Rotirea secțiunii în jurul pivotului C atrage după sine modificarea deformației specifice maxime la compresiune a betonului ε_{blim} , care începe să scadă, depărtându-se de $\varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$ și tinzând către valoarea de 2‰ . Această valoare poate fi determinată prin interpolare liniară în funcție de deformația specifică din fibra mai puțin comprimată ε_{bi} și având în vedere rotirea secțiunii în jurul pivotului C, prin utilizarea graficului din figura 2.6.

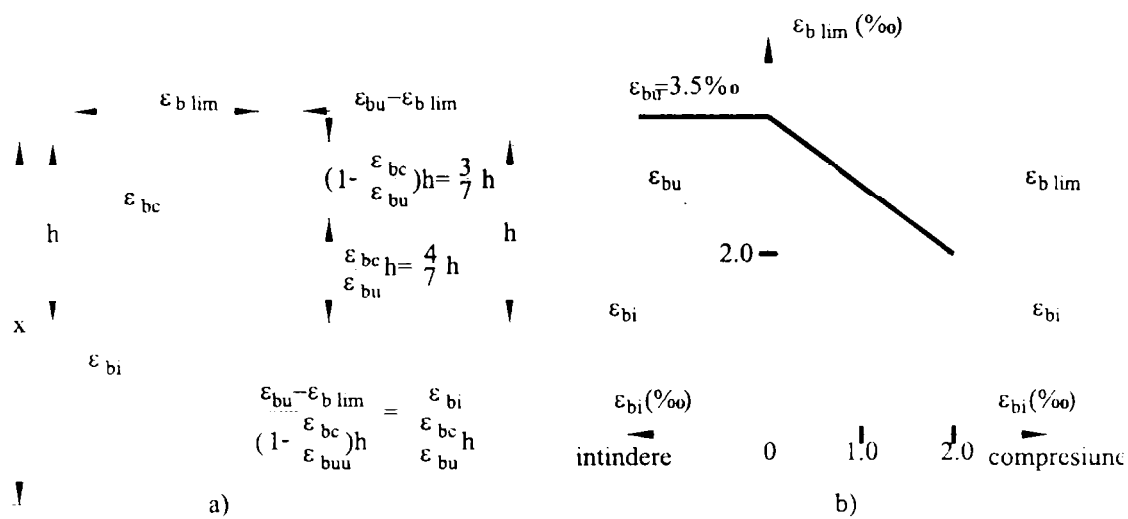


Fig.2.6. Determinarea deformației specifice maxime în fibra cea mai comprimată

2.3.2. Metode de calcul în secțiuni normale la starea limită de rezistență

Calculul și proiectarea elementelor structurale din beton armat la starea limită de rezistență - dimensionarea sau verificarea - se poate face prin două modalități și anume:

- **metoda generală de calcul** - care ia în considerare exprimarea explicită a condițiilor statice (ecuațiile de echilibru static), geometrice (utilizarea ipotezei secțiunilor plane) și fizice (curbele σ - ε ale materialelor) și ține cont de faptul că suprafața sau curba de interacțiune nu prezintă discontinuități pe tot domeniul de forță axială cuprins între compresiune și întindere centrică;
- **metoda simplificată de calcul** - care implică introducerea unor aproximări în vederea rezolvării numai cu ajutorul ecuațiilor de echilibru static. Aceste simplificări se referă la o anumită configurație a distribuției eforturilor unitare normale sau la faptul că curba de interacțiune poate prezenta discontinuități de pantă în punctele ce delimitează două subdomenii adiacente de solicitare la forță axială.

Conform STAS 10107/0-90 [3], în **metoda generală de calcul** la starea limită de rezistență în secțiuni normale, distribuția și mărimile eforturilor unitare în beton și armături pentru calcul se stabilesc pe baza următoarelor ipoteze:

- ipoteza secțiunilor plane (ipoteza lui Bernoulli), figura 2.7;

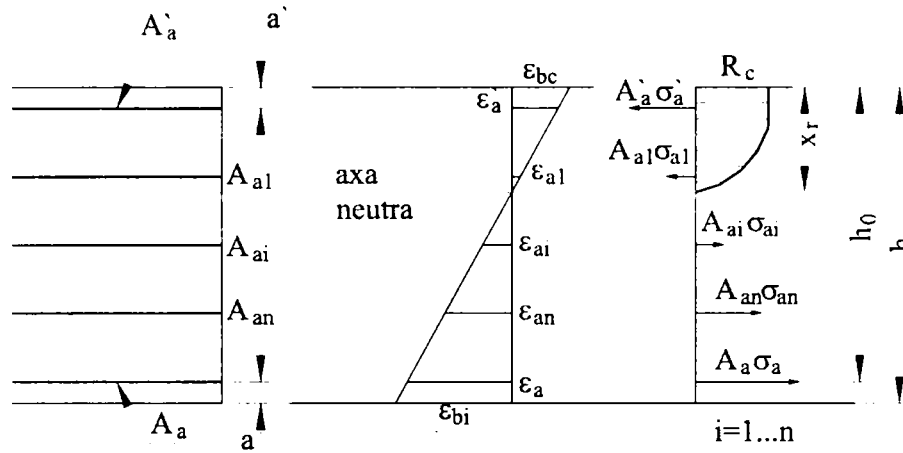


Fig.2.7. Ipoteza secțiunilor plane

- contribuția betonului la preluarea eforturilor de întindere se consideră neglijabilă;
- compatibilitatea deformațiilor specifice ale betonului și armăturii (armătura nu lunecă în raport cu betonul);
- diagrama $\sigma_b - \epsilon_b$ se ia conform figurii 2.3.a;
- deformația specifică maximă admisă în fibra extremă cea mai comprimată, pentru elementele din beton obișnuit în stadiul de rupere a secțiunii $\epsilon_{b\text{lim}}$ se ia astfel:
 - în cazul compresiunii excentrice, când $x_r = 1,25 x \leq h$, $\epsilon_{bi} \leq 0$ (figura 2.8, corespunzător dreptei 1); $\epsilon_{b\text{lim}} = \epsilon_{bu}$ (2.10)
 - în cazul limită convențional al compresiunii centrice (figura 2.9, corespunzător dreptei 2):
$$\epsilon_{b\text{lim}} = \epsilon_{bi} = 2 \text{ ‰} \quad (2.11)$$
- în cazurile intermediare, când axa neutră este înafara secțiunii,

$x > h$, $0 < \varepsilon_{bi} < 2 ‰$, ε_{blim} se determină prin interpolare liniară între valorile $2 ‰$ și ε_{bu} (figura 2.8 dreapta 3);

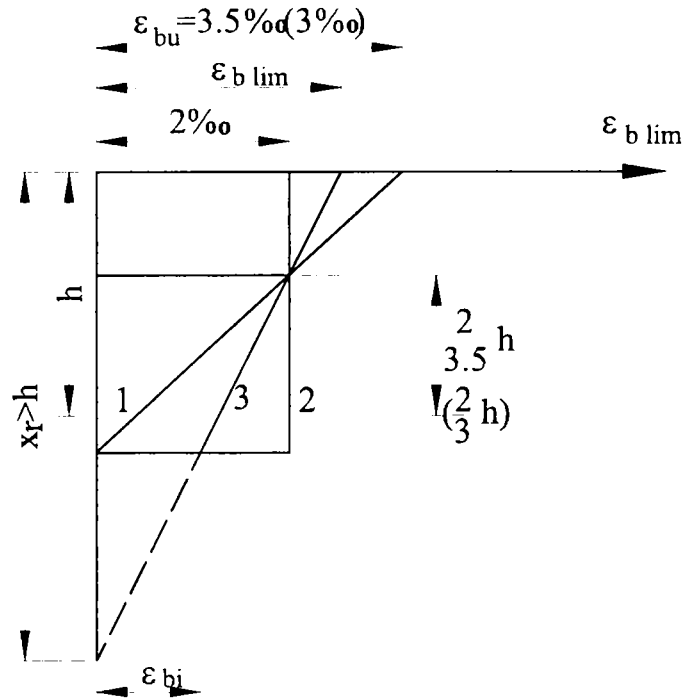


Fig.2.8. Deformația specifică

- diagrama $\sigma_a - \varepsilon_a$ se ia conform figurii 2.4;
- deformația specifică maximă armăturii a armăturii (ε_{au}) se limitează la valorile de: $50 ‰$ în cazul verificărilor în gruparea specială de încărcări și $10 ‰$ în celelalte cazuri.

În figura 2.8, cifrele din paranteze se referă la betonul greu (de clasă $B_c \geq 35$), ε_{bu} se ia conform figurii 2.3 iar ε_{bi} reprezintă deformația specifică a betonului la fibra cea mai puțin comprimată a secțiunii.

Definirea și delimitarea cazurilor de solicitare la încovoiere cu sau fără efort axial, în raport cu *curba limită de interacțiune* $N_{cap} = f(M_{cap})$, sunt prezentate în figura 2.9, exemplul fiind pentru secțiunile simetrice, armate simetric.

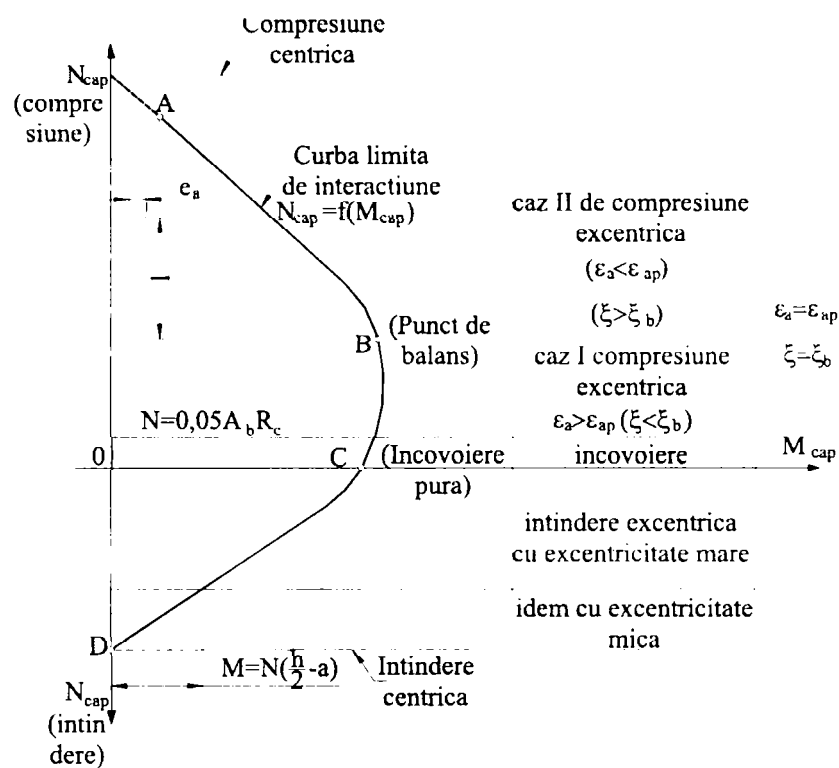
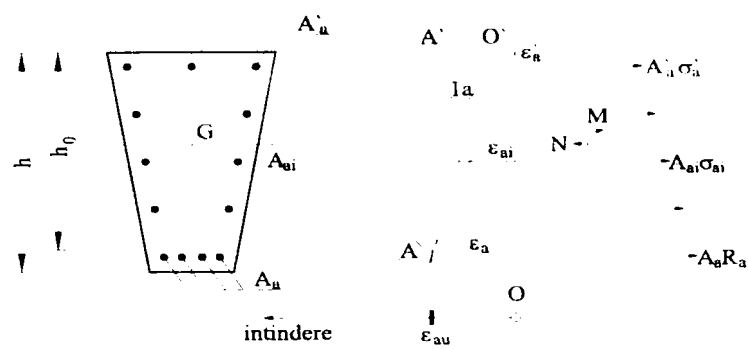


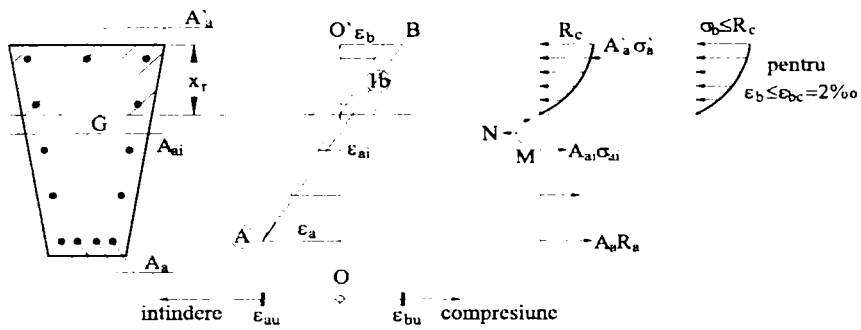
Fig.2.9. Curba de interacțiune a eforturilor secționale la starea limită de rezistență

Metoda generală de calcul presupune parcurgerea mai multor etape, printre care următoarele:

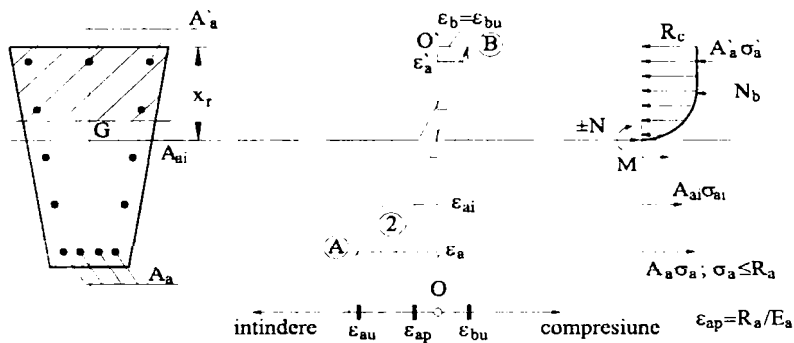
- alegerea uneia dintre cele patru tipuri de diagrame ale deformațiilor specifice, corespunzătoare diferitelor tipuri de solicitări, cuprinse în figurile 2.10.a,...d și realizate pe baza modului în care se produce cedarea secțiunii;
- în concordanță cu tipul diagramei alese se presupune o valoare pentru poziția axei neutre, x_r ;
- presupunând valabilă ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli, se face calculul celorlalte deformații specifice (în funcție de poziția axei neutre și de deformația specifică care determină cedarea secțiunii (respectiv $\epsilon_a = \epsilon_{au}$ pentru cazul în care se atinge deformația limită în armătura cea mai întinsă a secțiunii sau $\epsilon_{bc} = \epsilon_{b \text{ lim}}$ în cazul în care secțiunea normală ajunge la starea limită de rezistență în fibra cea mai comprimată a betonului);



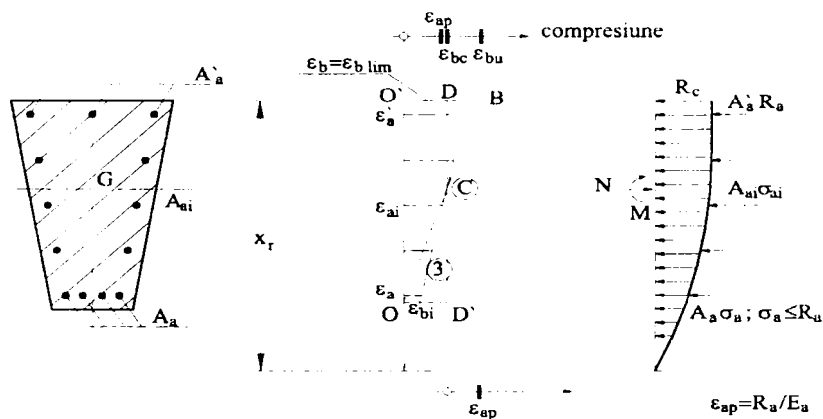
a) Secțiune întinsă centric sau excentric, cu axa neutră în afara secțiunii



b) Secțiune întinsă excentric, cu axa neutră în secțiune



c) Secțiune încovoiată, întinsă/comprimită excentric, cu axa neutră în secțiune



d) Secțiune comprimită, cu axa neutră în afara secțiunii

Fig.2.10. Diagramele deformațiilor specifice – corespunzătoare diferitelor solicitări și poziții ale axei neutre

- se realizează calculul eforturilor unitare și forțele interioare în toate armăturile;
- se alege tipul diagramei de eforturi unitare în betonul comprimat pe baza deformațiilor specifice din beton;
- se face calculul rezultantei compresiunilor în beton;
- se verifică corectitudinea alegerii tipului de diagramă și a poziției axei neutre (din figurile 2.10.a,...d) prin verificarea satisfacerii ecuației de proiecții pe axa barei ($\Sigma N = 0$);
- din ecuația de momente în raport cu o axă oarecare ($\Sigma M = 0$) se determină momentul încovoietor capabil al secțiunii, a cărei expresie generală este:

$$M_{cap} = [N] \cdot \{z\} \quad (2.12)$$

unde: $[N]$ – reprezintă matricea șir a forței axiale și a rezultantele tuturor forțelor interioare, adoptate cu semnul lor;

$\{z\}$ – reprezintă matricea vector a brațelor de pârghie a tuturor forțelor ce intervin în matricea $[N]$.

Verificarea secțiunii la starea limită de rezistență este realizată dacă se îndeplinește condiția

$$M^* < M_{cap} \quad (2.13)$$

unde: M^* este definit cu relațiile (2.18)

Deoarece metoda generală de calcul implică cunoașterea ariei de armătură și a modului de armare, ea nu poate fi folosită ca metodă directă de dimensionare. Utilizarea metodei generale pentru dimensionarea armăturilor se poate face numai prin:

- încercări succesive de verificare, realizate fie printr-un calcul manual (mai puțin rațional) fie printr-un calcul automat;

- utilizarea unor tabele sau diagrame construite cu ajutorul programelor de calcul.

În metoda simplificată de calcul (conform [72]), pentru elementele solicitate la încovoiere, compresiune și întindere excentrică cu mare excentricitate se iau în considerare următoarele:

- eforturile unitare în betonul din zona comprimată sunt distribuite uniform pe înălțimea x a acestei zone și au mărimea R_c ($x_r \approx 1.25x$);

- valorile $\xi_b = \frac{x_b}{h_0}$ corespunzătoare punctului de balans din figura 2.9 ($\epsilon_a = \epsilon_{ap} = R_a/E_a$) pot fi luate din tabelul 2.1;

- efortul unitar σ_a' în armăturile A_a' se ia R_a (pentru $x \geq 2a'$) iar pentru valorile lui $x < 2a'$ se admite simplificarea că rezultanta tuturor eforturilor unitare din zona comprimată a secțiunii (beton + armături) este concentrată în centrul de greutate al armăturii A_a' , simplificare admisă doar pentru verificarea la stări limită de rezistență și pentru evaluarea ductilității secțiunale;

- efortul unitar σ_a în armăturile A_a se determină în funcție de înălțimea relativă $\xi = x/h_0$ a zonei comprimate și de ξ_b (figura 2.11), astfel:

pentru $\xi \leq \xi_b \Rightarrow$

$$\text{pentru } \xi_b < \xi \leq 0,8 \Rightarrow \sigma_a = \frac{\xi_b}{\xi} \cdot \frac{1 - 1,25 \xi}{1 - 1,25 \xi_b} R_a \quad (2.14)$$

pentru $\xi > 0,8 \Rightarrow \sigma_{ai} = -R_a(5\xi - 4)$

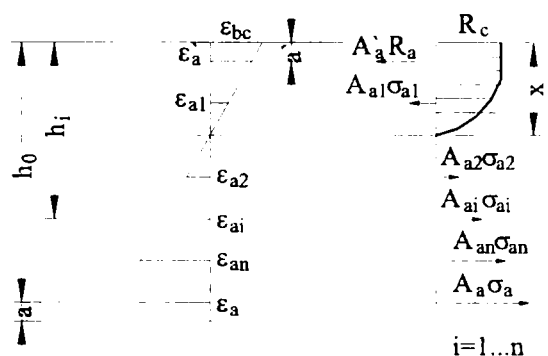


Fig.2.11. Efortul unitar și deformațiile specifice în armăturile intermediare

- în cazurile curente, se admite să nu se ia în considerare aportul armăturilor intermediare A_{ai} (A_{a1} A_{an}) la determinarea momentului capabil al secțiunii. La elementele la care acest aport nu poate fi neglijat (stâlpi cu secțiuni mari, diafragme, etc.), eforturile unitare σ_{ai} în armăturile intermediare (figura 2.11) se stabilesc separat, pentru fiecare rând de armături, cu relațiile:

- dacă $\xi \leq 0,8$

$$- R_a \leq \sigma_{ai} = \frac{\xi_b}{1 - 1,25\xi_b} \cdot \frac{\frac{h_i}{h_o} - 1,25\xi}{\xi} R_a \leq R_a$$

- dacă $\xi > 0,8$ (2.15)

$$- R_a \leq \sigma_{ai} = \frac{1,25\xi_b}{1 - 1,25\xi_b} \cdot \left[5 \frac{h_i}{h_o} (1 - \xi) - 2,72 + 2,15\xi \right] \cdot R_a$$

În tabelul 2.1 se dau valorile ξ_b , care ia în considerare faptul că pentru betoane de calitate superioară sau atunci când betonul are agregate ușoare, ε_{bu} scade față de valoarea 3,5 ‰.

Tabelul 2.1

Tipul de beton	Tipul de armătură	Clasa de beton	
		≤Bc35	>Bc35
Beton obișnuit	OB37	0,60	0,55
	PC52; PC60; STNB	0,55	0,50
Beton cu agregate ușoare	OB37	0,55	-
	PC52; PC60; STNB	0,50	-

La dimensionarea elementelor solicitate la încovoiere trebuie respectată condiția: $\xi \leq \xi_b$ (2.16)

La elementele structurale care participă la preluarea acțiunilor seismice, încadrate în clasa "a" [] în zonele plastice potențiale, pentru asigurarea ductilității secționale necesare, se impune condiția ca $\xi \leq \xi_{lim}$, unde ξ_{lim} are valori diferite: 0,25 la extremitățile riglei și 0,40 la extremitățile stâlpilor. Verificarea în raport cu valorile ξ_{lim} se face separat pentru fiecare direcție principală a secțiunii iar valorile ξ care se compară cu ξ_{lim} , se determină luând în considerare rezistențele de calcul ale betonului R_c , respectiv, ale armăturilor R_a .

Deoarece elementele structurale prezintă imperfecțiuni de execuție iar, pe de-altă parte secțiunile nu sunt omogene, se produc modificări în distribuția eforturilor unitare normale, efecte ce se introduc în calcul prin intermediul unei excentricități adiționale e_a , care conduce la creșterea valorii momentului încovoiator.

Mărimea excentricității adiționale în cazul elementelor comprimate este:

$$e_a = \frac{h}{30} \text{ dar minim } 2 \text{ cm} \quad (2.17)$$

cu h - mărimea secțiunii paralelă cu planul încovoierii.

Dimensionarea elementelor solicitate la întindere centrică sau la întindere excentrică cu mică excentricitate se face considerând că betonul nu preia eforturi iar în armăturile întinse și comprimate eforturile unitare sunt egale cu R_a .

În cazul elementelor întinse se consideră că $e_a = 0$, deoarece rigiditatea acestor elemente este redusă, motiv pentru care influența imperfecțiunilor de execuție și a neomogenităților secțiunii este nesemnificativă.

Elementele supuse compresiunii excentrice (încovoiere cu forță axială de compresiune) suferă și deformații de ordinul II care măresc valoarea eforturilor obținute din calculul static de ordinul I, măsura influenței efectelor de ordinul II fiind $\eta = M_{II}/M_I$. (2.17a)

Având în vedere cele de mai sus, valoarea corectată a momentului încovoietor din elementele supuse la încovoiere cu forță axială este:

$$M_s = \begin{cases} \eta(M + e_a N) & \text{– pentru elemente comprimate} \\ M & \text{– pentru elemente întinse} \end{cases} \quad (2.18)$$

în timp ce excentricitatea de calcul este:

$$e_{oc} = \begin{cases} \eta(e_o + e_a) & \text{– pentru elemente comprimate} \\ e_o & \text{– pentru elemente întinse} \end{cases} \quad (2.19)$$

Efectul de ordinul II (ΔM) este proporțional cu efortul axial (N) și cu săgeata (Δ), deci cu zveltețea elementului; sensibilitatea la efectele de ordinul II este indicată de coeficientul de zveltețe teoretic $\lambda_0 = l_{fl}/i$ (l_{fl} - lungimea de flambaj; i - raza de inerție sau de rotație).

Conform Normativului P100-91, structurile antiseismice din beton armat de tipul pereților structurali și a cadrelor prezintă unele particularități de calcul ce decurg din modul real de comportare al acestora la acțiunea seismelor, astfel, efectele de ordinul II se neglijează în calcul ($\eta=1$) la elementele la care coeficientul de zveltețe λ_0 îndeplinește condiția:

$$\lambda_0 = \frac{l_{fl}}{i} \leq 35, \text{ pentru secțiune transversală oarecare,} \quad (2.20a)$$

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{h} \leq 10, \text{ pentru secțiune transversală dreptunghiulară,} \quad (2.20b)$$

unde: i - reprezintă raza de inerție a secțiunii iar h reprezintă latura secțiunii transversale după direcția considerată.

Pentru structurile contravântuite, cum ar fi cele în cadre din beton armat cu noduri rigide, calculul de ordinul I este suficient, dar calculul de ordinul II poate fi necesar atunci când sistemul de contravântuire este relativ flexibil.

Structurile sau elementele structurale, cu sau fără elemente speciale de contravântuire, pentru care influența deplasării nodurilor asupra eforturilor pot fi neglijate sunt considerate ca structuri nedeplasabile.

Structurile contravântuite cu diafragme pot fi considerate structuri cu noduri nedeplasabile iar cadrele pot fi considerate structuri cu noduri nedeplasabile numai dacă deplasările de ordinul I măresc cu cel mult 10% eforturile calculate în ipoteza nedeplasabilității nodurilor, condiție care este destul de dificil de îndeplinit.

2.4. Calculul la starea limită de rezistență în secțiuni înclinate

Calculul la starea limită de rezistență în secțiuni înclinate reprezintă calculul la acțiunea forțelor tăietoare, care se combină în mod curent cu încovoierea, compresiunea sau torsiunea.

Pentru elementele supuse la încovoiere, calculul în secțiuni înclinate se face atât la moment încovoiător, cât și la forță tăietoare. Spre deosebire de calculul la moment încovoiător în secțiuni normale, din care rezultă dimensiunile secțiunii transversale de beton și armătură, calculul la moment încovoiător în secțiuni înclinate se rezumă la o verificare, de obicei.

În cazul elementelor supuse la încovoiere, starea de eforturi în element este condiționată de interacțiunea momentelor cu forțele tăietoare și de ponderea forței tăietoare în raport cu momentul încovoiător. Astfel, datorită momentului încovoiător M , în secțiune iau naștere eforturi unitare normale $\sigma_x = \sigma$, ($\sigma_y = 0$ la grinzi obișnuite), iar datorită forței tăietoare Q , eforturi unitare tangențiale τ_{xy} .

Pentru a pune în evidență comportarea elementelor încovoiate la acțiunea forțelor tăietoare este recomandabil să se studieze starea de eforturi din stadiul II (de exploatare) când, pentru determinarea lui τ_{xy} poate fi folosită formula lui Jurawski iar pentru determinarea eforturilor unitare principale σ_1 și σ_2 se folosesc relațiile cunoscute din rezistența materialelor.

În figurile 2.12 și 2.13 sunt redată variațiile eforturilor unitare normale în beton și armătură (σ_b și σ_a), a eforturilor unitare tangențiale (τ) și a eforturilor

unitare principale (σ_1 și σ_2) pentru un element de beton armat supus la încovoiere. Analiza variației eforturilor unitare principale σ_1 și σ_2 permite trasarea traiectoriilor lor și implicit pune în evidență modul de fisurare, fisurile fiind dispuse perpendicular pe direcția eforturilor unitare principale de întindere σ_1 , verticale în zona centrală și înclinate spre reazeme.

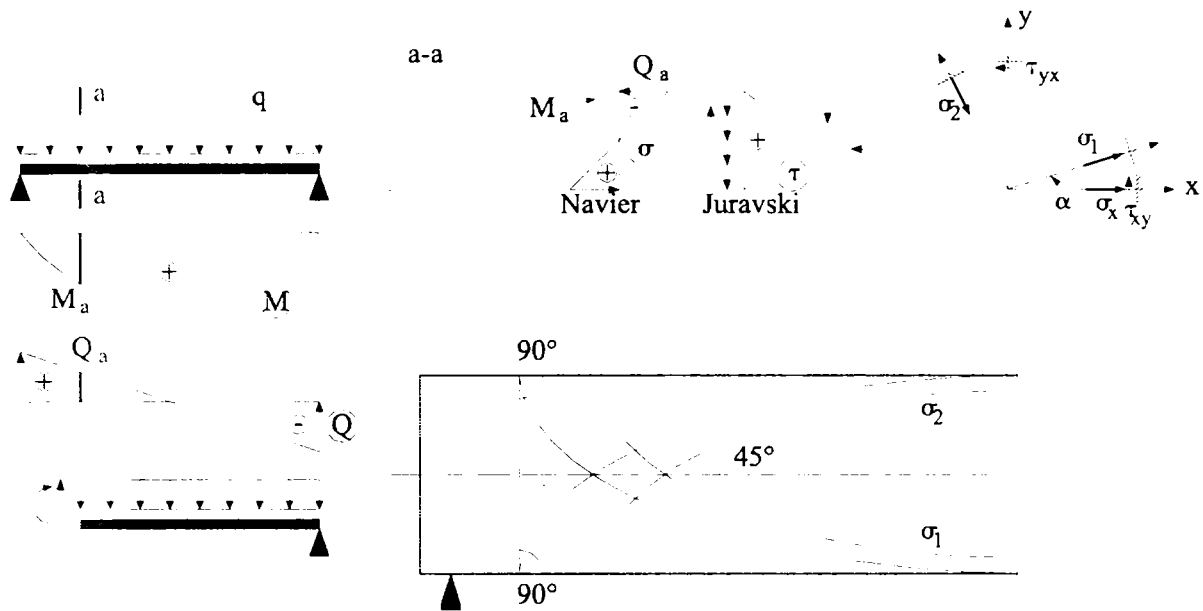


Fig.2.12. Traietoriile eforturilor unitare principale pentru un element încovoiat – material omogen și izotrop, elastic

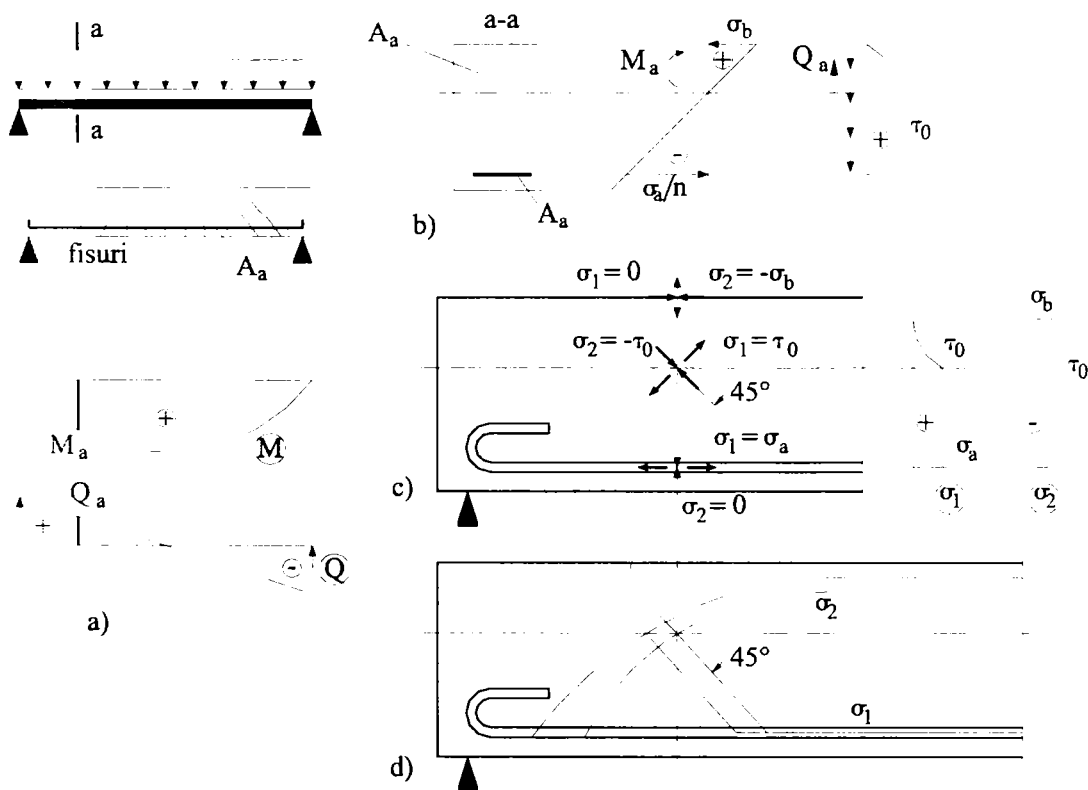


Fig.2.13. Traietoriile eforturilor unitare principale pentru un element încovoiat realizat din beton armat

Se presupune că eforturile de întindere vor fi preluate de armături, acestea trebuind să fie dispuse după traiectoriile eforturilor unitare principale de întindere σ_l .

Cu toate că, teoretic, normele acceptă acest lucru, practic prescripțiile în vigoare (STAS 10107/0-90 [72], etc.) sugerează utilizarea armăturilor transversale alcătuite din etrieri și bare înclinate.

Modul real de fisurare a unui element din beton armat supus la încovoiere pune în evidență prezența fisurilor normale pe axa grinzii (în zona centrală), datorate momentului încovoietor și a fisurilor înclinate (în zona reazemelor), datorate influenței forței tăietoare. După apariția fisurilor, se poate afirma că asigurarea continuității elementului de beton armat este preluată de rețeaua de armături longitudinale, transversale și de betonul comprimat.

Cedarea elementului de beton armat la acțiunea combinată a momentului încovoietor și a forței tăietoare, în secțiuni înclinate, este condiționată de calitatea și cantitatea materialelor folosite, putându-se deosebi următoarele moduri de rupere:

- rupere la forfecare – întindere, care se produce prin curgerea armăturii transversale intersectată de fisura înclinată și zdrobirea betonului comprimat de la capătul fisurii;
- rupere la forfecare – compresiune, care se produce prin zdrobirea betonului comprimat de la capătul fisurii;
- rupere care se produce datorită smulgerii armăturilor longitudinale sau transversale din beton ca urmare a unei slabe aderențe sau ancorări.

Pentru elementele de beton armat realizate cu procente obișnuite de armare, primul caz de rupere este cel caracteristic, celelalte cazuri de rupere nefiind proprii.

Alte elemente ce influențează comportarea la rupere sunt poziția sarcinilor concentrate față de reazeme, precum și de flexibilitatea grinzilor, în [9] fiind redată relația dintre forța tăietoare de rupere relativă Q_r/bh_0 și raportul

a/h_0 denumit braț de forfecare, dovedit fiind experimental că pentru valori $a/h_0 = 3...7$, respectiv $l/h_0 = 12...28$, ruperea se produce după mecanismul de grindă, adică rupere la forfecare-întindere.

Pentru valori $a_r/h_0 < 3$ ruperea se produce prin efectul de fermă cu tirant, iar când $l/h_0 < 12$ prin efectul de arc cu tirant, efortul unitar tangențial de rupere $\tau_r = \frac{Q_r}{b \cdot t}$ având valori mai mari decât în cazul mecanismului de grindă. Cu cât forța este mai apropiată de reazem, cu atât capacitatea grinzii la forțe tăietoare este mai mare.

Dacă solicitarea predominantă este forța tăietoare, ruperea elementului se produce prin deschiderea pronunțată a fisurilor înclinate și strivirea betonului comprimat din secțiune.

Pentru a evita acest mod de rupere, elementul trebuie calculat în secțiuni înclinate.

2.4.1. Calculul în secțiuni înclinate la acțiunea forței tăietoare

Calculul în secțiuni înclinate este obligatoriu pentru toate elementele de rezistență supuse la încovoiere cu sau fără forță axială, el făcându-se în urma calculului în secțiuni normale.

Din acest calcul rezultă armătura transversală de rezistență, dispusă, de regulă, sub formă de bare înclinate și etrieri.

Sub acțiunea forțelor tăietoare, elementele de beton armat se rup în secțiuni înclinate față de axa elementului, procesul ruperii fiind asemănător cu cel al elementelor solícitate la încovoiere.

În cazul betonului armat având procente obișnuite de armare (cazul betonului armat), ruperea începe la limita stadiului II prin intrarea în curgere a armăturilor intersectate de fisura înclinată (armătura longitudinală de rezistență, armătura înclinată și etrierii), în secțiune se formează o articulație plastică, cele două părți de grindă, separate de deschiderea fisurii înclinate, se rotesc una față

de alta în jurul punctului O, considerat centru de rotație relativă, situat în centrul de greutate al zonei comprimate din fisura înclinată, până când betonul se strivește și atinge rezistența R_c , în stadiul III, figura 2.14.

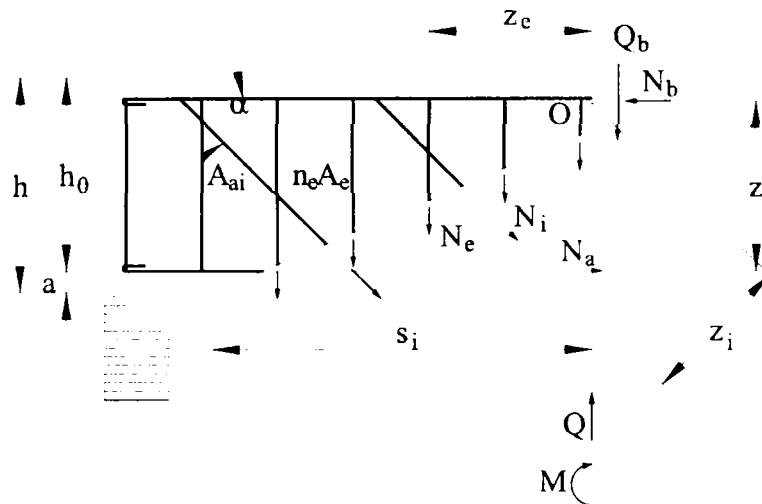


Fig.2.14. Eforturi în secțiunea înclinată

Principalii parametri care influențează ruperea în secțiuni înclinate sunt: armătura transversală (formată din bare înclinate și etrieri), armătura longitudinală, mărimea forței tăietoare și calitatea betonului.

Pentru elementele cu secțiune constantă, ecuația de proiecții după normala la axa elementului are forma:

$$Q \leq Q_{cap} = Q_b + \Sigma A_{ai} \cdot m_{at} \cdot R_a \sin \alpha + \Sigma A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_a \quad (2.21)$$

- unde: Q - este forța tăietoare de calcul maximă, de pe lungimea fisurii înclinate;
- Q_b - este forța tăietoare preluată de betonul zonei comprimate (rezultanta eforturilor de forfecare din betonul zonei comprimate);
- ΣA_{ai} - este aria secțiunii transversale a tuturor armăturilor înclinate intersectate de fisura înclinată pe zona ei centrală, de lungime 3/4 din lungimea porțiunii înclinate;
- ΣA_{et} - este aria secțiunii transversale a tuturor etrierilor intersectați de fisura înclinată;

m_{at} - este coeficient al condițiilor de lucru pentru armătura transversală, care se ia egal cu 0,8 pentru armături din oțel laminat și 0,7 pentru armături din sârme trefilate;

α - este unghiul dintre armătura înclinată și axa grinzii.

Expresia lui Q_b , conform [72], este:

$$Q_b = \frac{bh_o^2\sqrt{p}}{s_i} m_t R_t \quad (2.22)$$

unde: p - este procentul armăturii longitudinale de rezistență din zona întinsă, intersectată de fisura înclinată;

m_t - este un coeficient al condițiilor de lucru pentru R_t care introduce efectul gradului de solicitare din zonele de capăt asupra aportului betonului în preluarea forței tăietoare și are valoare:

$$- m_t = \frac{3-Q}{2} \leq 1 \text{ pentru zonele plastic potențiale cu } Q \geq 1; \quad (2.23)$$

- $m_t = 0$ la solicitările seismice cu $Q > 1$ în ambele sensuri,

- $m_t = 1$ pentru restul cazurilor,

iar Q reprezintă nivelul de solicitare la forță tăietoare pentru elemente de secțiune dreptunghiulară sau în formă de T și se exprimă cu relația:

$$Q = \frac{Q}{bh_o R_t} \quad (2.24)$$

La riglele de cuplare mai puțin solicitate, la care nu intervin zone plastice potențiale la capete, verificarea în secțiuni înclinate la forță tăietoare se face conform relației (2.21).

La verificarea la forță tăietoare a riglelor de cuplare trebuie să se țină seama și de reglementările specifice structurilor cu diafragme din beton armat [70], prevederi speciale pentru riglele înalte, cu corelarea între momentul capabil și forța tăietoare, etc.

Pentru elementele cu secțiune variabilă, forța tăietoare de calcul Q se corectează cu termenul: $\pm \frac{M \operatorname{tg} \beta}{z}$, adică :

$$Q \leq Q_{\text{cap}} = Q_b + \Sigma A_{\text{ai}} m_{\text{at}} R_a \sin \alpha + \Sigma A_{\text{et}} m_{\text{at}} R_a + \frac{Mtg\beta}{z} \quad (2.25)$$

în care: M - este momentul încovoietor din secțiunea considerată;

z - este brațul de pârghie al eforturilor interioare din aceeași secțiune;

β - este înclinarea tălpii oblice față de axa elementului.

Termenul $\frac{Mtg\beta}{z}$ micșorează forța tăietoare de calcul Q sau o mărește după cum secțiunea elementului crește în același sens cu momentul încovoietor sau în sens invers (figura 2.15).

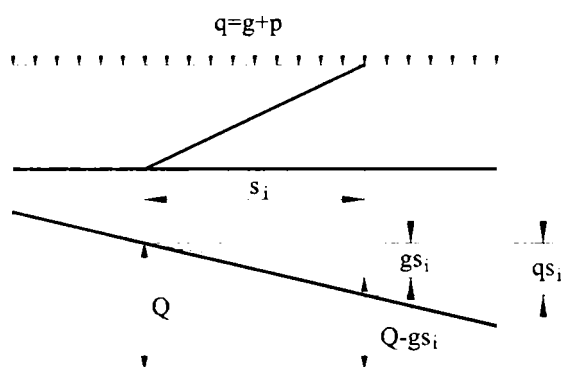


Fig.2.15. **Influența profilului elementelor și a sarcinii uniforme q asupra mărimii forței tăietoare**

Conform [72], **calculul armăturilor transversale** nu este necesar dacă: $Q \leq 0,75$, pentru plăci și $Q \leq 0,50$ pentru restul elementelor, deoarece toate eforturile unitare principale de întindere sunt preluate de beton, etrierii și armăturile înclinate fiind dispuse constructiv.

Secțiunile de beton ale elementelor trebuie astfel dimensionate încât să fie respectată condiția de limitare a eforturilor principale de compresiune:

$$Q \leq c; (c \geq 1) \quad (2.26)$$

Calculul armăturii transversale se face doar dacă sunt îndeplinite condițiile:

- în cazul grinzilor:

$$0,5 < Q \leq c \quad (2.27)$$

unde: c = 2 pentru zonele plastice potențiale și c = 4 pentru restul cazurilor.

- în cazul plăcilor:

$$0,75 < Q \leq c \leq 1 \quad (2.28)$$

Dacă nivelul de solicitare la forță tăietoare, $Q > c$, atunci se majorează dimensiunile secțiunii de beton sau se sporește calitatea acestuia până la satisfacerea condiției (2.27).

În calculul armăturii transversale se pleacă de la o dispunere preliminară a armăturilor rezultate din calculul la încovoiere. Practic, calculul la forțe tăietoare se rezumă la verificarea și definitivarea acestui mod preliminar de dispunere a armăturilor.

În cazurile curente se utilizează **procedeul simplificat de calcul** iar în cazurile speciale, atunci când din calculul pe baza procedurii simplificat rezultă că armăturile transversale dispuse în varianta preliminară nu sunt suficiente se utilizează **procedeul de calcul detaliat**.

Procedeul simplificat permite efectuarea calculului în varianta armării transversale numai cu etrieri sau în cea a armării cu etrieri și bare înclinate.

- Armarea transversală numai cu etrieri impune respectarea condițiilor (2.27) sau (2.28). În acest caz, efortul unitar preluat de armătura transversală, q_e , reprezintă proiecția pe verticală, pe unitatea de lungime, a efortului preluat de etrieri.

Notând cu A_e aria secțiunii transversale a unei ramuri a etrierului și cu A_{et} aria secțiunii transversale a tuturor ramurilor etrierului, rezultă:

$$A_{et} = n_{et} \cdot A_e \quad (2.29)$$

unde: n_{et} - este numărul ramurilor etrierului.

Efortul preluat de un etrier N_e se echilibrează cu efortul q_e pe distanța a_e dintre doi etrieri consecutivi, adică, se poate scrie relația de echilibru:

$$N_e = A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_a = q_e \cdot a_e \quad (2.30)$$

Atât distanța dintre etrieri cât și diametrul lor se impun, de regulă, din considerente de ordin constructive, distanța maximă dintre etrieri, $a_{e \max}$, determinându-se din condiția ca între doi etrieri consecutivi forța tăietoare Q să

fie preluată numai de beton. Scriind $Q = Q_b$ și $s_i = a_{e \max}$, pe baza relației (2.22)

$$\text{rezultă: } a_e \leq a_{e \max} = \frac{bh_o^2 \sqrt{p}}{Q} m_t R_t \quad (2.31)$$

Relația (2.21) se verifică pentru înclinarea cea mai defavorabilă a fisurii, punând condiția ca Q_{cap} să fie minim, cu respectarea limitelor:

$$0,5 h_o \leq s_i \leq 2,5 h_o \quad (2.32)$$

Pentru elementele armate numai cu etrieri, condiția Q_{cap} să fie minim, conduce la obținerea valorii minime a forței tăietoare preluată de etrieri și beton Q_{eb} adică:

$$Q_{\text{eb}} = Q_b + \Sigma A_{\text{et}} m_{\text{at}} R_a = Q_b + Q_e \quad (2.33)$$

$$\text{sau: } Q_{\text{eb}} = Q_b + s_i q_e \quad (2.34)$$

$$\text{unde: } Q_e = s_i q_e \quad (2.35)$$

Înclinarea cea mai defavorabilă a fisurii este dată de relația:

$$s_i = \sqrt{\frac{b \cdot h_o^2 \cdot \sqrt{p}}{q_e} m_t R_t}, \quad (2.36)$$

iar valoarea minimă a forței tăietoare preluată de etrieri și beton va fi:

$$Q_{\text{eb}} = 2\sqrt{bh_o^2 m_t R_t q_e \sqrt{p}} \quad (2.37)$$

Valoarea lui Q_{eb} se rotunjește în minus cu capacitatea ultimului etrier, adică:

$$Q_{\text{eb}} = 2\sqrt{bh_o^2 m_t R_t q_e \sqrt{p}} - A_{\text{et}} m_{\text{at}} R_a \quad (2.38)$$

$$\text{unde: } q_e = \frac{A_{\text{et}} m_{\text{at}} R_a}{a_e} \quad (2.39)$$

Dacă $Q \leq Q_{\text{eb}}$, starea limită este satisfăcută iar calculul la forță tăietoare se încheie, nefiind necesare, din calcul, armături înclinate. În cazul în care $Q > Q_{\text{eb}}$, fie se întăresc etrierii, fie se calculează armătura înclinată A_{ai} .

• Armarea cu etrieri și bare înclinate este necesară în situația în care $Q > Q_{\text{eb}}$ cu Q_{eb} calculat cu relația (2.37) sau (2.38). Aria armăturii înclinate se calculează din relația (2.21), pentru cazul $Q = Q_{\text{eb}}$, cu relația:

$$A_{\text{ai}} = \frac{Q - Q_{\text{eb}}}{m_{\text{at}} \cdot R_a \sin \alpha} \quad (2.40)$$

Dacă barele înclinate se ridică în plane diferite (figura 2.16), atunci rezultă:

$$A_{ai1} = \frac{Q_1 - Q_{eb}}{m_{at} R_a \sin \alpha} ; A_{ai2} = \frac{Q_2 - Q_{eb}}{m_{at} R_a \sin \alpha} ; A_{ai3} = \frac{Q_3 - Q_{eb}}{m_{at} R_a \sin \alpha} \quad (2.41)$$

• Armarea transversală numai cu bare înclinate se practică în cazul plăcilor, caz în care aria acesteia se determină cu relația:

$$A_{ai} = \frac{Q - Q_b}{m_{at} R_a \sin \alpha} \quad (2.42)$$

În calculul practic de verificare la forțe tăietoare se pleacă de la alcătuirea preliminară rezultată din calculul la încovoiere și se verifică condițiile (2.27), (2.28) sau (2.29).

Intr-o primă etapă se determină capacitatea portantă a betonului și a etrierilor (Q_{eb}) cu relațiile (2.38) și (2.39), pe baza dispunerii constructive a etrierilor (A_e) și a respectării condiției (2.32).

Calculul în etapa a doua intervine dacă Q_{eb} nu poate prelua toată forța tăietoare. În acest caz se dispun suplimentar și armături înclinate (A_{ai}) determinate cu relația (2.40).

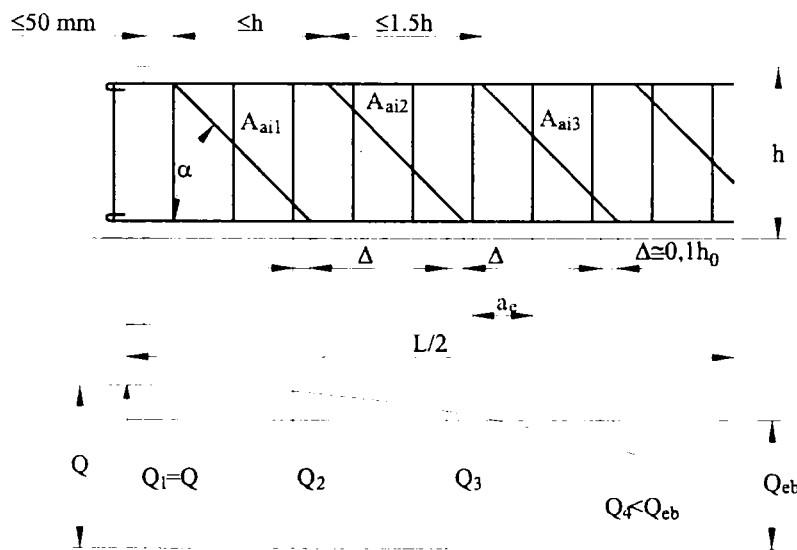


Fig.2.16. Modul de dispunere a barelor înclinate

Procedeul detaliat de calcul la forță tăietoare se utilizează când valoarea forțelor tăietoare este mare, caz în care este indicat ca valoarea lui Q_{eb} să fie determinată din însumarea lui Q_e și Q_b pentru secțiunile considerate și nu pe baza relației (2.39). Procedeul detaliat constă în determinarea celei mai

defavorabile înclinării a fisurii, corespunzătoare capacității portante minime la tăiere, $Q_{cap\ min}$ (figura 2.17).

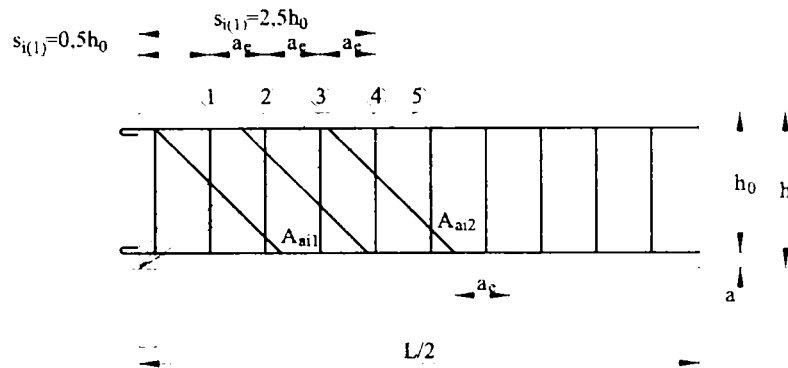


Fig.2.17. Modul de determinare a poziției celei mai defavorabile fisurii înclinate

Pentru ca armătura transversală să satisfacă starea limită de rezistență, se verifică inegalitatea:

$$Q \leq Q_{cap\ min} \quad (2.43)$$

în care capacitatea portantă minimă se determină cu relația:

$$Q_{cap.\min} = Q_b + Q_e + Q_i \quad (2.44)$$

unde: $Q_e = (n_f - 1)n_{et} A_e m_{at} R_a \quad (2.45)$

Q_e – forța tăietoare preluată de etrieri

$$Q_i = A_{ai(m)} \cdot m_{at} R_a \sin\alpha \quad (2.46)$$

Q_i – forța tăietoare preluată de barele înclinate

n_f - este numărul de etrieri intersectați de fisura înclinată

$A_{ai(m)}$ - este suma ariilor barelor care intersectează fisura înclinată m pe zona centrală (egală cu 3/4 din lungimea porțiunii înclinate).

Înclinarea cea mai defavorabilă se determină prin încercări, la diferite înclinări ale fisurii s_i , în intervalul:

$$0,5 h_0 \leq s_i \leq 2,5 h_0 \quad (2.47)$$

Pentru fiecare fisură înclinată, s_i , se calculează valoarea lui Q_{cap} , iar cu valoarea minimă a acesteia se verifică inegalitatea (2.43).

Pentru riglele de cuplare ale diaframelor cu goluri, la care sub acțiuni seismice intervin zone plastice potențiale, înclinarea fisurii se ia la 45° , iar contribuția betonului la preluarea forței tăietoare se neglijează ($Q_b=0$).

- Calculul la acțiunea forței tăietoare, indiferent de metodologia de calcul, se încheie cu definitivarea alcătuirii preliminare a elementului structural, recomandându-se respectarea prevederilor constructive și de armare date de normele românești [72] și cele specifice.

2.4.2. Verificarea în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor

Verificarea la moment încovoietor se face pe baza stării de eforturi cu schema din figura 2.14, scriind ecuația de echilibru a momentelor în raport cu centrul de greutate al zonei comprimate, o ecuație forma:

$$M \leq M_{cap} = A_a R_a z + \sum A_{ai} R_a z_i + \sum A_{et} R_a z_e \quad (2.48)$$

în care: - M - este momentul încovoietor de calcul din secțiunea de început a fisurii înclinate;

- z, z_i și z_e - sunt distanțele de la centrul de greutate al armăturilor întinse până la centrul de greutate al zonei comprimate;
- A_{ai} și A_{et} au semnificațiile din relația (2.21).

Pentru elementele cu variație bruscă a înălțimii, verificarea se face în secțiunea înclinată ce pornește din colțul întins (figura 2.18.a) iar pentru grinzile cu secțiune constantă sau variabilă verificarea la moment încovoietor se face în secțiunile caracteristice (figura 2.18.b).

Pentru restul elementelor, verificarea se face în secțiunile caracteristice care trec prin: marginea reazemului, punctele de ridicare a barelor longitudinale sau punctele de schimbare a distanțelor dintre etrieri (figura 2.18.b).

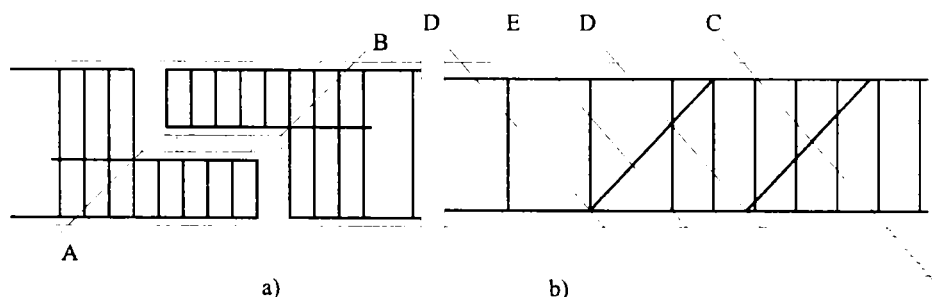


Fig.2.18. Poziția secțiunilor caracteristice de verificare la moment încovoietor

Conform prevederilor [72], verificarea în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor nu este necesară dacă se respectă prevederile constructive referitoare la ancorarea armăturilor întinse dincolo de secțiunile unde sunt necesare.

2.4.3. Calculul în secțiuni înclinate a elementelor solificate la compresiune excentrică

Verificarea la acțiunea forței tăietoare se efectuează cu aceleași relații ca și pentru elemente solificate la încovoiere, doar că influența efortului axial de compresiune (N) asupra forței tăietoare preluate de beton se ia în considerare prin intermediul coeficientului condițiilor de lucru (m_t) calculat cu relația (2.49), care afectează rezistența la întindere a betonului (R_t).

$$m_t = 1 + 0,5 n \quad (2.49)$$

unde: $n = \frac{N}{bh_o R_c}$ (2.50)

Secțiunile de beton vor fi astfel dimensionate încât să fie respectată condiția de limitare a eforturilor principale de compresiune, sub forma:

$$Q \leq c = 2 \quad (2.51)$$

În cazurile curente ale stâlpilor participanți la structuri antiseismice [79] se admite în mod acoperitor ca forța tăietoare să se determine în ipoteza că la ambele capete pot apărea zone plastice potențiale afectate de momentele de plastificare de semne contrare, adică:

$$Q = \frac{M_{pl}^{sup} + M_{pl}^{inf}}{H} \quad (2.52)$$

unde: M_{pl}^{sup} și M_{pl}^{inf} - sunt momentele de plastificare la capetele stâlpului;

H - este înălțimea liberă a stâlpului.

Forța tăietoare de calcul astfel determinată trebuie să satisfacă condiția:

$$1,5 Q_s \leq Q \leq \frac{Q_s}{\psi} \quad (2.53)$$

unde: Q_s - este forța tăietoare rezultată din calculul static cu încărcările seismice

convenționale;

ψ - este coeficient de reducere a efectelor încărcărilor seismice, ținând seama de ductilitatea structurii.

Dacă printr-un calcul corespunzător se demonstrează că la nici una din extremitățile elementului nu intervine o zonă plastică potențială, forța tăietoare de calcul (Q), astfel determinată, trebuie să satisfacă condiția:

$$Q \geq 1,5 Q_s \quad (2.54)$$

În cazul calculului la forțe tăietoare a diafragmelor verticale pline și a montanților diafragmelor cu goluri [70] se admit următoarele simplificări:

- înclinarea fisurii se ia la 45° ;
- forța tăietoare preluată de beton se ia egală cu $Q_b = 0,5 bhR_t$ în zona plastică potențială de la baza diafragmei și $Q_b = 0,7 bhR_t$ pe restul înălțimii.
- pentru limitarea eforturilor principale de compresiune se cere satisfacerea relației $Q \leq 1,5 bhR_t$, cu respectarea relației (2.53).

Pentru stabilirea forței tăietoare asociată mecanismului de rupere la diafragmele și la montanții diafragmelor cu goluri, în [72] se precizează faptul că trebuie să se țină cont și de reglementările tehnice speciale structurilor în diafragme.

2.4.4. Calculul în secțiuni înclinate a elementelor solificate la întindere excentrică

Verificarea la forțe tăietoare se face cu aceleași relații ca pentru elementele solificate la încovoiere, doar că influența efortului axial de întindere asupra forței tăietoare preluate de beton se ia în considerare prin coeficientul condițiilor de lucru m_t , determinat în funcție de tipul solicitării, cu relația:

- pentru elemente întinse excentric cu mare excentricitate:

$$m_t = \frac{e - 0,5}{e + 0,5} \quad (2.55)$$

$$\text{unde: } e = \frac{e_o}{h} \quad (2.56)$$

- pentru elemente întinse excentric cu mică excentricitate, $m_t = 0$.

Cu valoarea m_t calculată cu relația (2.55) se determină forța tăietoare preluată de beton:

$$Q_b = \frac{bh_o\sqrt{p}}{s_i} m_t R_t \quad (2.57)$$

unde: p - este procentul de armare longitudinală din zona întinsă, în dreptul fisurii înclinate;

s_i - este proiecția fisurii înclinate după axa elementului.

2.4.5. Calculul consolelor scurte

Consolele sunt elemente de rezistență care preiau forțe concentrate mari, principala solicitare fiind forța tăietoare. Dacă este îndeplinită condiția $l_c \leq 0,9h$, atunci consola se consideră a fi scurtă (figura 2.19).

Sub acțiunea încărcării, în secțiunea de încastrare I-I iau naștere eforturile M și Q (cu $M = P l_c$ iar $Q = P$), ca urmare, consolele scurte se calculează atât la acțiunea momentului încovoietor cât și a forței tăietoare.

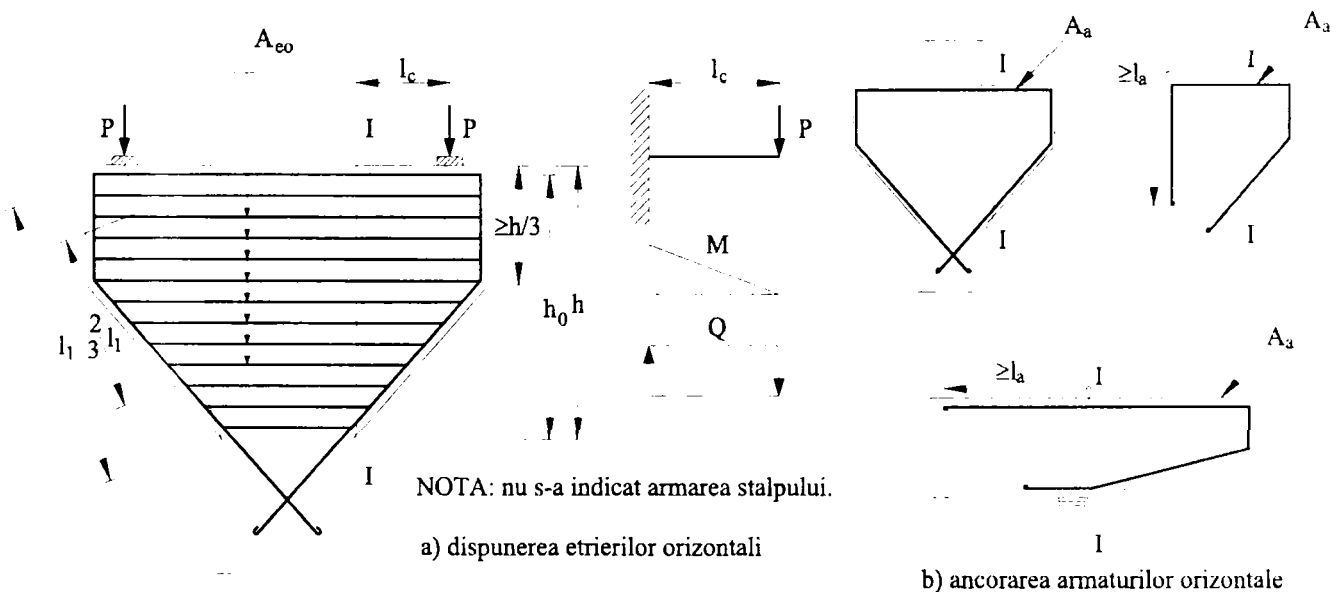


Fig.2.19. Console scurte – mod de alcătuire

Calculul la acțiunea momentului încovoietor se face ca pentru o secțiune

de regulă, dreptunghiulară, din acest calcul rezultând armătura de rezistență A_a care se dispune în zona întinsă, astfel ca încât să se respecte lungimile minime de ancorare l_a (figura 2.19).

Calculul la acțiunea forței tăietoare se face respectându-se condiția (2.27) (unde, pentru console scurte $c=2$), adică:

$$0,5 < Q \leq c = 2 \quad (2.58)$$

Pentru consolele scurte care susțin grinzi de rulare, în cazul când podurile rulante au regim greu de lucru, se va respecta în plus condiția:

$$\bar{Q}_t = \frac{Q_t}{bh_o R_t} \leq 1 \quad (2.59)$$

unde: Q_t - este forța tăietoare maximă din verificarea la starea limită de oboseală, majorată cu coeficientul 1,5.

Porțiunea activă a inimii consolelor scurte se consideră egală cu $2/3$ din lungimea (l_1) a dreptei care unește punctul de aplicație al încărcării cu extremitatea inferioară a consolei (figura 2.19).

Aria totală a secțiunii armăturii transversale, realizată din etrieri orizontali dispuși pe porțiunea activă a inimii, trebuie să îndeplinească condiția:

$$A_{eo} \geq \frac{Q \cdot l_c}{2,5h_o R_a} \quad (2.60)$$

În cazul consolelor de lungime medie (având $h \leq l_c \leq 1,5 h$) se face verificarea atât ca pentru o consolă scurtă, cât și ca pentru o consolă lungă, adoptându-se ipoteza cea mai defavorabilă.

2.4.6. Cazuri speciale de verificare a armăturilor transversale

2.4.6.1. Elemente solificate la încovoiere, cu sau fără efort axial, care prezintă unghiuri intrânde în zona întinsă a secțiunii

În cazul elementelor solificate la încovoiere, cu sau fără efort axial, care prezintă unghiuri intrânde în zona întinsă a secțiunii, există pericolul smulgerii

de pe traiectorie a armăturilor longitudinale de rezistență.

În această situație, prescripțiile în vigoare [72] prevăd ca în zona schimbării de direcție a armăturilor longitudinale, în funcție de particularitățile de armare ale zonei frânte, să se dispună etrieri suplimentari cu rol de armături de suspendare.

Astfel, dacă armăturile din zona întinsă se intersectează în secțiunea de frângere și sunt prelungite până în zona comprimată a secțiunii, cu respectarea lungimilor de ancorare l_a , nu este necesar un calcul al etrierilor ca armături de suspendare. Lungimea de ancorare l_a se măsoară de la distanța $h/2$, ca în figura 2.20.a.

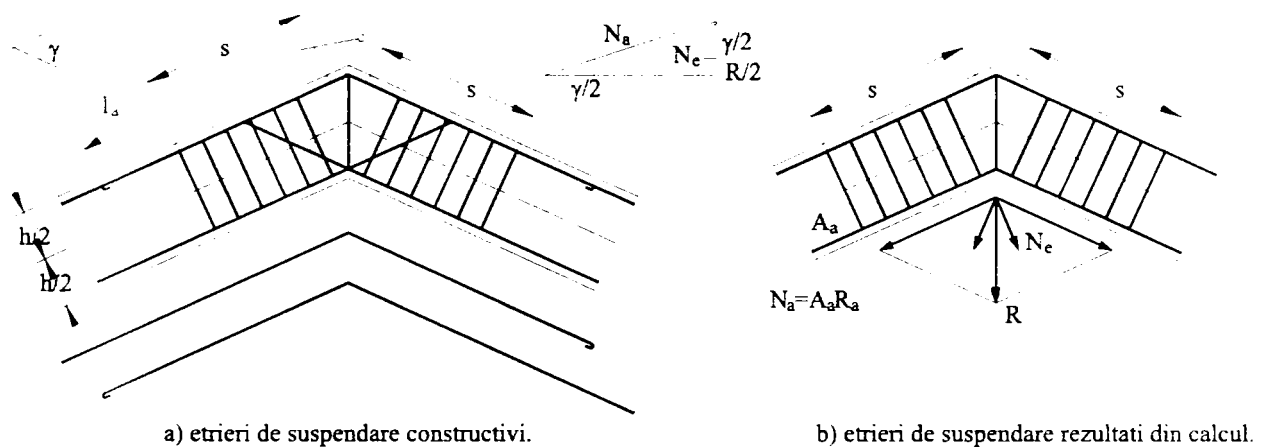


Fig.2.20. Armarea zonelor frânte

În cazul unghiurilor intrânde mici ($\text{tg } \gamma \leq 0,05$) se admite ca armătura întinsă să fie dusă continuu peste unghiul intrând, caz în care pe lungimea s se prevăd etrieri de suspendare (figura 2.20.b), dimensionați la întindere. Forța de întindere se consideră a fi rezultanta eforturilor care tind să smulgă armăturile longitudinale (R), calculată cu relația:

$$R = 2A_a R_a \sin \frac{\gamma}{2} \quad (2.61)$$

Această rezultantă se descompune în forțe (N_e) paralele cu direcțiile etrierilor iar între rezultanta (R) și forța de întindere a etrierilor (N_e) există relația:

$$R = 2N_e \cos \frac{\gamma}{2} \quad (2.62)$$

În aceste cazuri se prevăd etrieri intermediari, astfel ca fiecare bară longitudinală să fie prinsă de un colț de etrier iar lungimea (s) pe care se dispun etrierii se poate determina cu relația:

$$s = h \cdot \operatorname{tg} \frac{3(180^\circ - \gamma)}{8} \quad (2.63)$$

În toate cazurile, etrierii de suspendare se prevăd închiși iar aria lor se adaugă etrierilor rezultați din calculul la forță tăietoare în secțiuni înclinate.

2.4.6.2. Verificarea armăturilor transversale cu funcție de conectori

Conectorii, armăturile transversale care străbat un rost de separație între betoane turnate în faze diferite (cazul suprabetonărilor, a rosturilor de turnare la nivelul etajelor în cazul pereților structurali din beton armat, etc.), au rolul de a împiedecalunecarea în lungul rostului, putând să fie dispuși perpendicular sau înclinat față de planul de lunecare.

Capacitatea de rezistență la lunecare, la nivelul unui rost (figura 2.21) se consideră asigurată cu un mecanism echivalent de frecare, forța totală de lunecare capabilă L_{cap} preluată în lungul planului potențial de lunecare determinându-se cu relația:

$$L_{\text{cap}} = \mu_f (A_{\text{ac}} m_{\text{at}} R_{\text{a}} + N) + A_{\text{ai}} R_{\text{at}} (\cos \alpha + \mu_f \sin \alpha) \quad (2.64)$$

unde: A_{ac} - este suma ariilor armăturilor de conectare care străbat rostul;

μ_f - este coeficient echivalent de frecare, având valorile:

$\mu_f = 0,7$ pentru beton turnat pe plăci metalice sau pe beton întărit, curățate în prealabil.

$\mu_f = 1,0$ pentru beton turnat pe un beton întărit cu asperități, având adâncimea între 2 și 5 mm.

$\mu_f = 1,4$ pentru beton turnat pe un beton întărit cu asperități sau având profilaturi realizate artificial, mai mari de 5 mm.

N - este efortul axial secțional, cu semnul “+” dacă este compresiune și “-”

“ dacă este întindere, caz în care nu se afectează cu coeficientul μ_f ;

A_{ai} - este suma ariilor secțiunilor armăturilor întinse care străbat planul de lunecare;

α - este unghiul dintre barele înclinate și planul de lunecare;

R_a - este rezistența de calcul a armăturii.

Valoarea efortului unitar mediu, preluat în lungul planului de lunecare, $\tau = L/bl_0$ (în care b este lățimea și l_0 lungimea feței de contact) trebuie să nu depășească valoarea $4R_t$, în care R_t este rezistența de calcul la întindere pentru betonul de cea mai mică clasă aflat în contact cu armăturile de conectare.

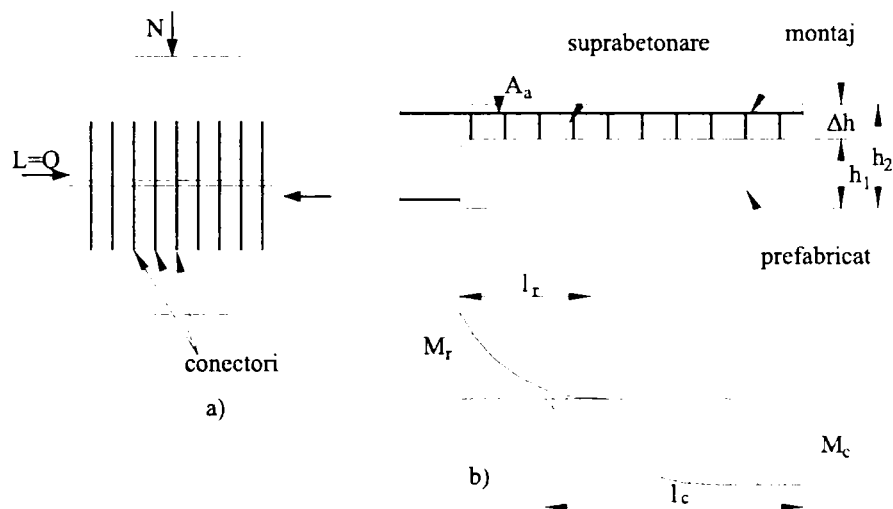


Fig.2.21. Modul de dispunere a conectorilor

În cazul când planul potențial de lunecare este perpendicular pe axul elementului (figura 2.20) (de exemplu: rosturile orizontale de turnare a diaframelor verticale monolite la nivelul planșeelor), dimensionarea conectorilor se face cu relația:

$$Q \leq L_{cap} \quad (2.65)$$

în care: Q - este forța tăietoare de calcul în secțiunea considerată, iar L_{cap} se determină cu relația (2.64), cu următoarele precizări:

- pentru elemente participante la structuri antiseismice, când N este efort de compresiune, mărimile lui se afectează cu coeficientul 0,6;
- în mărimea A_{ac} se includ ariile secțiunilor armăturilor verticale de pe inimă și de la capătul întins al secțiunii.

2.5. Sinteza metodelor tradiționale de calcul și de dimensionare a elementelor structurale din beton armat

În capitolul 2 al lucrării au fost prezentate pe larg metodele tradiționale de calcul și de dimensionare a elementelor structurale din beton armat, evoluția în timp a acestora și, pentru fiecare dintre acestea, principiile fundamentale pe care se bazează.

Ca o sinteză a celor prezentate, se poate afirma că procedeul tradițional de proiectare a elementelor structurale din beton armat realizează dimensionarea și alcătuirea (conformarea) acestora plecând de la secțiunea elementului. Adoptând acest procedeu – secțiune cu secțiune – se determină mai întâi armătura pentru preluarea momentului încovoietor și apoi cea pentru preluarea forței tăietoare pe baza eforturilor secționale.

În acest caz interacțiunea dintre eforturile secționale este ignorată sau tratată în mod empiric.

O altă observație referitoare la aplicarea metodelor tradiționale de calcul este că principala ipoteză a calculului tradițional al elementelor din beton armat o constituie ipoteza secțiunilor plane, ipoteza lui Bernoulli.

Această ipoteză nu este însă valabilă în toate zonele elementului datorită discontinuităților statice (rezemări, încărcări) și geometrice, care anulează valabilitatea acestei ipoteze. În acest fel se întâlnesc cazuri în care ipoteza secțiunilor plane nu acoperă decât o parte a elementului, urmând ca detalierea acestei zone să se facă pe baza experienței de proiectare, a încercărilor experimentale sau a unor prescripții de alcătuire, poate nu suficient de corecte.

În concluzie, procedeul tradițional de proiectare al elementelor din beton armat poate să nu fie valabil în toate situațiile sau în toate zonele unui element, lucru care constituie unul dintre neajunsurile calculului și dimensionării elementelor din beton armat prin metodele tradiționale.

CAP. 3. CALCULUL ȘI ALCĂȚUIREA ELEMENTELOR ȘI STRUCTURILOR DIN BETON ARMAT CU AJUTORUL PROCEDEULUI MODELELOR DE BARE

3.1. Procedeele modelelor de bare - o alternativă la calculul și alcătuirea elementelor și structurilor din beton armat

După cum s-a prezentat în capitolul 2, proiectarea elementelor din beton armat se bazează pe o serie de ipoteze simplificatoare care, în realitate nu sunt perfect valabile în toate zonele elementelor structurale. Astfel ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli, principala ipoteză a calculului tradițional, poate fi aplicată doar anumitor zone din structură, ea nefiind acoperitoare pentru zonele de discontinuități statice sau geometrice (cum ar fi nodurile cadrelor, consolele, grinzile - perete, zonele golurilor sau retragerile din secțiunile elementelor structurale).

Deoarece toate părțile unei structuri, incluzând cele de discontinuități, sunt la fel de importante, a apărut necesitatea creării unui nou concept de proiectare, aplicabil în toate punctele structurii și care să fie bazat pe modele fizice ușor de înțeles, ce nu pot fi eronat interpretate. O modalitate de rezolvare, care pleacă de la imaginea stării de tensiune a elementului respectiv, o constituie **procedeele modelelor de bare**, care propune generalizarea analogiei cu grinda cu zăbrele în proiectarea structurilor și a elementelor structurale din beton (fie că este beton simplu, armat sau precomprimat), prin aplicarea acesteia sub forma modelelor de bare pentru fiecare parte a structurii.

Propunerea este justificată datorită faptului că în structurile din beton armat eforturile unitare datorate încărcărilor de pe structură au o distribuție specifică, în care câmpurile eforturilor unitare de compresiune, distribuite, sunt interconectate prin câmpuri de tensiuni de întindere concentrate în “barele”

întinse ale modelului. Aceste “bare” întinse, pot fi practic bare de armătură, tendoane de pretensionare sau câmpuri de tensiuni de întindere în beton.

Din condiții analitice, modelele de bare (denumite “*strut-and-tie models*” în literatura de specialitate internațională), concentrează toate câmpurile de compresiune și de întindere din element în bare și le interconectează prin intermediul nodurilor.

Așa după cum s-a prezentat în capitolul 1 al lucrării, la începutul secolului XX, doi cercetători, W. Ritter și E. Morsch, au pus bazele procedurii modelelor de bare dar, datorită dificultăților de rezolvare a stării de tensiune, aplicarea eficientă a acestuia era imposibilă. Mai târziu, prof. Schlaich și prof. Shaeffer împreună cu un colectiv de cercetători de la Universitatea din Stuttgart, au pus bazele metodei de dimensionare a elementelor din beton armat cu ajutorul modelelor de bare pentru întreaga structură și pentru mai multe tipurile de structuri [37], deschizând drum nou aplicării acestei metode elementelor din beton armat.

Abordările numeroșilor autori diferă prin modul de tratare a încărcării ultime (de rupere) și a cerințelor de satisfacere a siguranței în exploatare, prof. Schlaich, propunând în lucrarea sa [39] ca tratarea la modul general a stadiului ultim de rezistență și a celui limită de siguranță în exploatare (în stare fisurată) să se realizeze unitar, prin utilizarea aceluiași model de bare în ambele cazuri, respectiv prin orientarea geometriei modelului de bare după câmpurile de tensiuni din stadiul elastic și dimensionarea elementelor acestuia după regulile teoriei plasticității. Prin această procedură s-a demonstrat faptul că atât betonul armat cât și cel precomprimat urmează aceleași principii, cu toate că se comportă distinct sub încercările de exploatare și că, din punct de vedere practic, se poate ajunge la o rezolvare corectă doar dacă soluțiile acceptate sunt de o acuratețe suficientă, respectiv modelele de bare urmăresc imaginea scurgerii încărcărilor prin structură iar barele întinse și comprimate ale acestora (inclusiv nodurile) sunt alcătuite pe baza unor criterii uniforme de proiectare vizând siguranța în exploatare a construcțiilor.

După alți autori [7] **procedeul modelelor de bare** este o aplicație specială a metodei de analiză plastică (similară metodei fâșiilor lui Hillerborg), aplicabilă cu succes diafragmelor, șaibelor și regiunilor de discontinuități statice și geometrice ale elementelor structurale care, prin înlocuirea cu un sistem de bare cu o suficientă ductilitate (sistem ce trebuie să îndeplinească condiția limitativă conform căreia limita inferioară a capacității portante a unei structuri este dată de sistemul de forțe care aparțin unei stări de eforturi admisibile, fără a fi violate condițiile de curgere) duce la o soluție de proiectare sigură.

Obiectivele pe care și le propune metoda de calcul a elementelor din beton armat cu ajutorul **procedeului modelelor de bare** sunt următoarele:

- Evaluarea corectă a stării de eforturi în toate punctele elementelor din beton armat, chiar și în zonele cu discontinuități statice sau geometrice (zone pentru care ipoteza lui Bernoulli, a secțiunilor plane, își pierde valabilitatea).
- Realizarea detaliilor de armare într-un mod intuitiv, la îndemâna inginerilor proiectanți cu experiență.
- Dimensionarea simultană la starea complexă de eforturi (M, N, T).

În rezolvarea tuturor acestor obiective, utilizarea metodelor numerice și a programelor avansate de calcul au adus o serie de facilități, făcând din **procedeul modelelor de bare** o metodă rapidă și eficientă de proiectare.

3.2. Principiile de bază și etapele de proiectare

Principiul metodei pornește de la premiza că orice element din beton armat poate fi împărțit, din punct de vedere al valabilității anumitor ipoteze de comportare (ex. ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli), în așa numitele **subdomenii de tip "B"**, respectiv **tip "D"**, în capitolul 3 din prezenta lucrare fiind redat pe larg modul de delimitare a acestor zone pe structurile din beton armat și caracteristicile fiecăreia dintre ele. Pentru aceste zone, eforturile și deformațiile pot fi deduse din eforturile determinate pe sistemul static format din bare și plăci sau cadre, calculul făcându-se cu teoria de grindă pentru materialele

ce au o comportare elastică – liniară în stare nefisurată și prin utilizarea modelelor de bare și a metodelor de calcul date în normative (prezentate în capitolul 2) pentru elementele din beton armat în stare fisurată.

Deoarece metodele clasice (tradiționale) nu sunt aplicabile în toate punctele unui element de beton armat (cum ar fi zonele în care distribuția eforturilor unitare este neliniară, adică zonele de discontinuități statice sau geometrice), scurgerea eforturilor prin aceste regiuni poate fi descrisă destul de exact prin modele de bare întinse și comprimate, cunoscute în literatura de specialitate sub denumirea de "**strut-and-tie models**".

În aceste modele de bare, o bară reprezintă "concentrarea" unui câmp de eforturi unitare (fie de compresiune, fie de întindere) iar direcția barei respective se confundă cu traseul eforturilor în zonele cele mai sollicitate sau poate fi ușor deviată de la acesta în zonele mai puțin sollicitate din element.

Barele comprimate – așa numitele "**struts**"- reprezintă concentrarea câmpului eforturilor de compresiune din beton iar **barele întinse** – așa numitele "**ties**"- reprezintă, de obicei, unul sau mai multe niveluri de armătură întinsă din element sau, ocazional, concentrarea câmpului de eforturi de întinderi ale betonului, acolo unde nu sunt dispuse armături pentru preluarea acestor eforturi (de exemplu o placă din beton armat armată pe o singură direcție sau ancorajele barelor netede de armătură).

Cunoscând modelul de bare pentru zonele de tip "D" se pot calcula forțele din barele (întinse sau comprimate) ale modelului, făcând echilibrul dintre forțele interioare și cele exterioare și se pot verifica și dimensiona barele și nodurile astfel încât acestea să poată rezista eforturilor interioare. Metoda presupune ca structura să fie calculată după teoremele limitei inferioare ale teoriei plasticității.

Deoarece materialele structurale, în speță betonul, au deformații plastice reduse, modelul de bare trebuie astfel ales încât capacitatea maximă de deformare să nu fie depășită în nici un punct al structurii înainte ca în restul structurii să se atingă capacitatea portantă presupusă. Impunând această condiție

de ductilitate, devine evident faptul că în zonele mai puternic solicitate toate barele modelului vor avea direcția și mărimea eforturilor (forțelor interioare) rezultate în conformitate cu calculul din teoria elasticității iar în zonele solicitate normal sau chiar mai puțin solicitate; direcția barelor modelului poate fi deviată considerabil de la cea a câmpului de eforturi elastice, fără a mări prea mult ductilitatea structurii. În consecință, barele întinse - "ties" - sau barele de armătură în general, pot fi dispuse după cerințele practice, întreaga structură adaptându-se sistemului structural intern (modelului de bare) propus.

Metoda orientării barelor modelelor după direcția și forma câmpului de eforturi date de teoria elasticității neglijează o parte din încărcarea ultimă, dar are avantajul că același model de bare poate fi folosit atât pentru încărcarea ultimă cât și pentru încărcarea din ipoteza de exploatare.

Dacă scopul final al analizei este determinarea încărcării ultime reale, modelul de bare se poate adapta ușor acestui stadiu de încărcare prin modificarea barelor modelului astfel încât să crească rezistența structurii, caz în care trebuie luată în considerare și capacitatea de rotire (de deformare) a structurii.

Modelarea cu bare a structurii din beton armat îngăduie o analiză structurală care poate duce la optimizarea structurii, existând posibilitatea alegerii celei mai bune soluții de armare și de conformare în detaliu, corespunzător cu nivelul cunoștințelor și cu experiența practică a inginerului proiectant.

Etapele care se urmăresc în aplicarea **procedului modelelor de bare** la proiectarea unui element sau a unei structuri din beton armat sunt:

1. Delimitarea subdomeniilor de tip "B" și "D" pe structură sau pe elementul de beton armat;
2. Analiza structurală generală pentru determinarea forțelor de legătură ale zonelor de tip "D";
3. Calculul câmpului de eforturi unitare în zonele tip "D";

4. Conceperea unui model de bare întinse și comprimate care să modeleze cât mai bine câmpul de eforturi unitare;
5. Calculul forțelor din barele modelului aflat în echilibru static;
6. Dimensionarea barelor întinse, a barelor comprimate și verificarea celor mai solicitate noduri;
7. Armarea și conformarea structurii, cu verificarea lungimilor de ancoraj ale barelor de armătură dispuse.

În cazul în care proiectarea elementelor structurale se realizează cu ajutorul **procedeului modelelor de bare**, se pot face următoarele observații:

- pentru majoritatea structurilor se recomandă să se realizeze mai întâi o analiză structurală pe baza unui model de calcul adecvat, evitând un model foarte complex de bare întinse și comprimate;
- zonele de tip “B” ale elementului se dimensionează pe baza eforturilor secționale (M , N , T , M_T) determinate utilizând procedeele clasice sau analogia grinzii cu zăbrele;
- dacă structura constă dintr-un singur domeniu de tip “D”, analiza structurală de la pasul 2 poate fi omisă, procedeul continuând cu pasul 3;
- pentru zonele de tip “D” este necesară realizarea unui model de bare întinse și comprimate asociat fiecărei ipoteze de încărcare;
- direcția barelor modelului se stabilește urmărind orientarea eforturilor unitare principale;
- poziția și orientarea principalelor bare întinse și comprimate se poate stabili utilizând diagramele de eforturi unitare secționale;
- poziția barelor întinse ale modelului se poate stabili ținând seama și de poziția efectivă a armăturilor elementului din beton armat, poziție rezultată din considerente tehnologice;
- geometria modelului trebuie adaptată ipotezei de încărcare pentru care acesta este în echilibru;

- modelul de bare optim este acela care are barele întinse cele mai scurte și deci o deformabilitate redusă, criteriul de optimizare fiind dat de relația (3.4) din lucrarea de față.

3.3. Subdomeniile de tip “B” și “D”. Definiții, caracteristici și modelarea lor

Denumirea de subdomenii de tip “B” și “D” a fost introdusă în literatura de specialitate [37] în anul 1982, de către profesorii J. Schlaich, D. Weischede și K. Schafer de la Universitatea din Stuttgart, aceste noțiuni fiind asociate zonelor de discontinuități statice și geometrice din structurile și elementele structurale din beton armat.

3.3.1. Subdomeniile de tip “B”

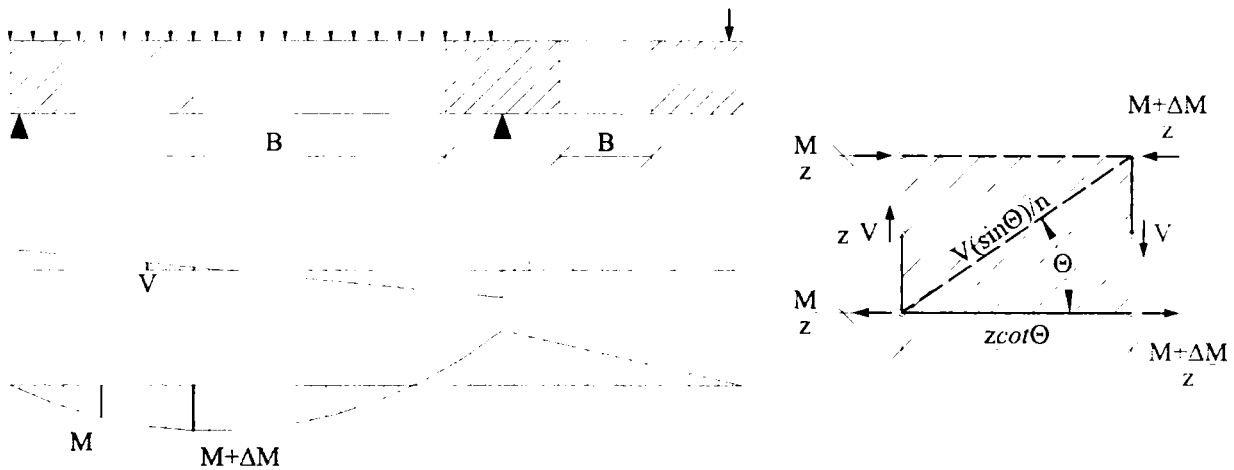
Subdomeniile de tip “B” a căror nume vine de la englezescul “beam” (sau de la “Bernoulli”) sunt, prin definiție ([24], [26], [36]), acele zone din structurile sau elementele de beton armat în care este valabilă ipoteza lui Bernoulli (ipoteza secțiunilor plane) și unde eforturile și deformațiile sunt deduse din solicitările de moment încovoietor, forță axială și forță tăietoare (M , N , T) obținute în urma analizei statice structurale a sistemului alcătuit din bare și plăci, respectiv:

- în stare nefisurată calculul eforturilor unitare se face cu teoria de grindă pentru materiale elastice (fiind valabilă legea lui Hooke), folosind mărimile caracteristice ale secțiunii transversale (A -aria, I -momentul de inerție);
- în stare fisurată, atunci când eforturile unitare de întindere din beton depășesc rezistența la întindere a acestuia, pentru calculul eforturilor unitare este nevoie de aplicarea **procedului modelelor de bare** (prezentat în continuare) sau a altor metode de calcul date de norme (prezentate în capitolul 2).

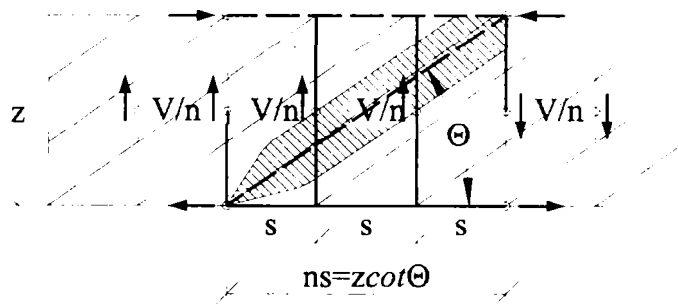
Modelarea subdomeniilor de tip "B" se face [37] cu ajutorul unui **element tip "B"**, ce are caracteristicile geometrice prezentate în figura 3.1.a, (înălțimea secțiunii transversale z și lungimea $l = z \operatorname{ctg} \Theta$), are o diagonală întinsă, una comprimată și două noduri la capetele elementului.

Pentru un subdomeniu de tip "B", încărcată cu M , N , V (caz frecvent întâlnit în practică), modelul de bare poate să lipsească dacă forța axială este destul de mare încât să mențină rezultanta momentului și al forțelor normale în interiorul sâmburelui central.

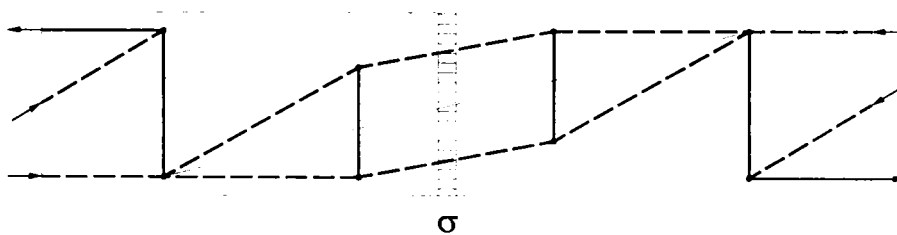
De altfel toate forțele interioare, inclusiv forța tăietoare (V), pot fi reprezentate printr-o singură bară înclinată, comprimată, ca în figura 3.1.a.



a) Element tip "B" pentru o grindă cu consolă



b) Modelarea cu element tip "B" pentru etrierii dispuși la distanța $s < z \cdot \operatorname{ctg}$



c) Model mai complex dezvoltat pentru același element structural

Fig.3.1. Modele de bare pentru subdomeniile de tip „B”

Urmărind tranziția între zonele tipice "B" și cele reprezentate de modelele de bare se observă că distribuția eforturilor de compresiune pe întreaga secțiune trebuie să conveargă într-o zonă foarte îngustă în apropierea zonei "B" creând astfel eforturi de întindere transversale, verticale, care pot fi simbolizate într-un model mai complex (figura 3.1.c). Eforturile de întindere transversale pot fi preluate de etrierii dispuși în acele zone.

3.3.2. Subdomeniile de tip "D"

Subdomeniile de tip "D" sunt acele zone ale elementelor din beton armat în care ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli nu e valabilă, denumirea lor venind de la "disturbance", "detail" sau "discontinuity". Aceste subdomenii se află în apropierea zonelor cu discontinuități statice și/sau geometrice ale structurilor (figura 1.2 și figura 1.3) și se caracterizează prin aspectul turbulent al traiectoriilor eforturilor unitare principale (figura 3.2).

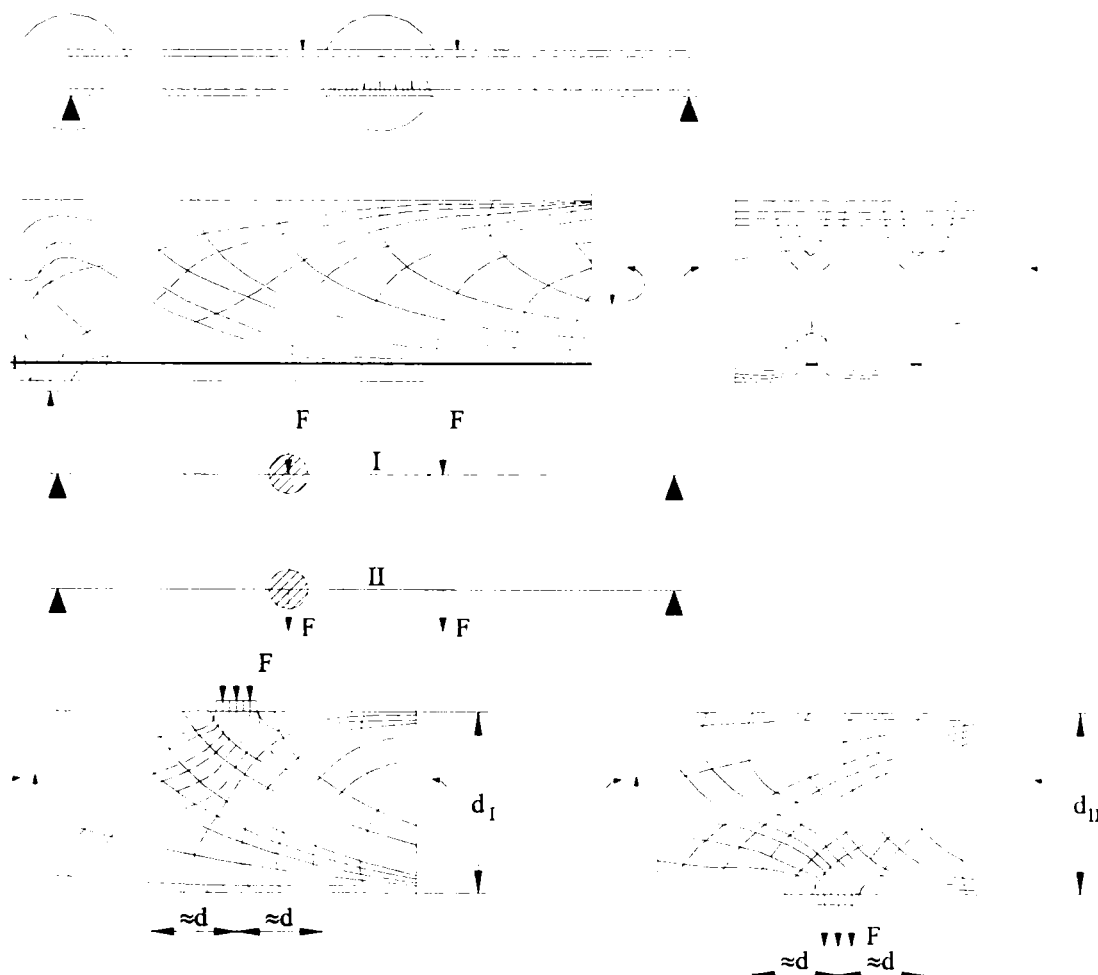


Fig.3.2. Aspectul turbulent al traiectoriilor eforturilor unitare

Tot în figura 3.2 se observă că, pe măsură ce eforturile se scurg dinspre subdomeniile de tip “D” către cele de tip “B”, traiectoriile turbulente ale eforturilor unitare se uniformizează, asigurându-se continuitatea eforturilor pe ansamblul elementului (sau structurii) din beton armat.

În lucrarea [38], Schlaich arată că scurgerea eforturilor în subdomeniile “D” poate fi descrisă utilizând elemente de tip “D” ce constau din modele de bare întinse și comprimate, compatibile cu elementele de tip “B” și că subdomeniile de tip “D” se pot modela și prin însumarea și suprapunerea unui număr relativ redus de **elemente de tip “D”** caracteristice, care au un grad mare de repetitivitate în subdomeniile “D”.

Discontinuitățile de material (figura 1.1), care în cazul betonului armat caracterizează ambele tipuri de subdomenii “B” și “D”, pot fi modelate prin subdomenii de tip “D”, dar la scară micro (figura 3.4), apelându-se la **elementele caracteristice tip “D”** [37]. Elemente caracteristice subdomeniilor “B” și “D”, specifice anumitor zone din elementele cu discontinuități statice și/sau geometrice, au fost catalogate conform figurii 3.3.

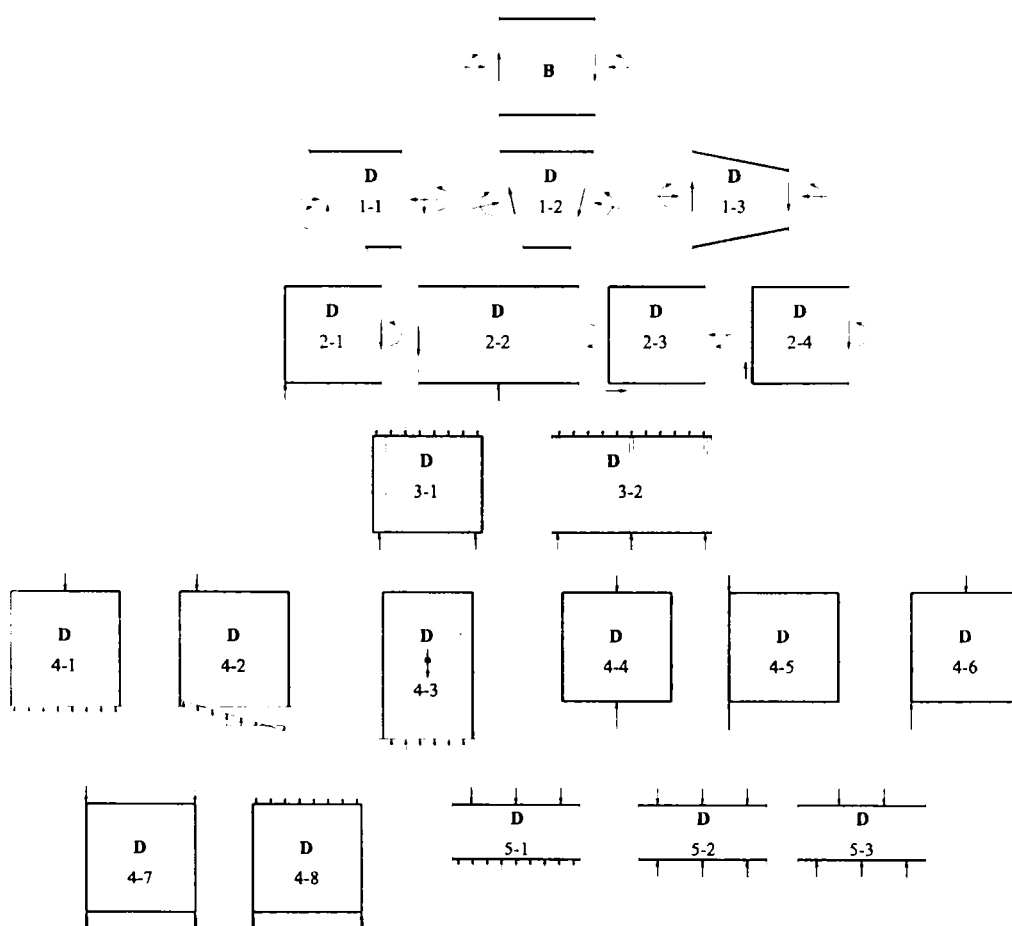


Fig.3.3. Catalog de elemente caracteristice tip “B” și “D”

Acest lucru este posibil deoarece discontinuitățile, de orice natură, nu generează moduri diferite de scurgere a eforturilor în structura de beton armat.

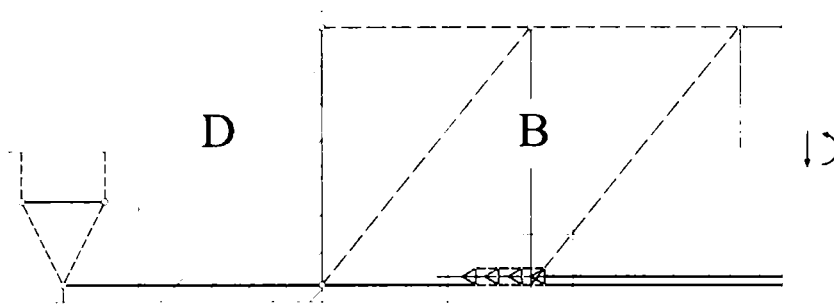


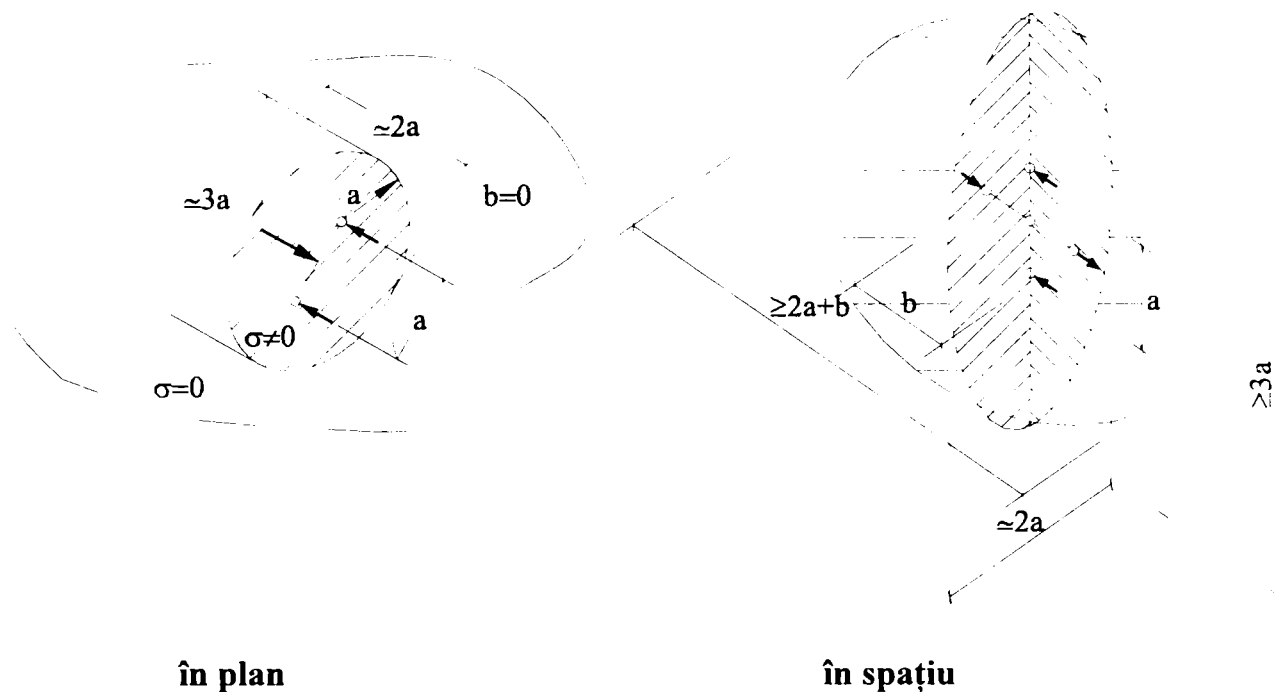
Fig.3.4. Modelarea microdomeniilor de tip "D"

Având în vedere cele prezentate în capitolele 3.3.1 și 3.3.2, putem afirma că **procedeul modelelor de bare** acoperă atât subdomeniile de tip "D" cât și subdomeniile de tip "B" cu modele de bare speciale - tip grindă cu zăbrele, în plus pentru subdomeniilor de tip "D" realizându-se modele de bare specifice fiecărui caz în parte.

3.3.3. Delimitarea subdomeniilor "B" și "D" pe structuri și elemente din beton armat

Delimitarea subdomeniilor de tip "B" și "D" pe structurile și elementele din beton armat [37], se face pe baza principiului Saint-Venant, stabilind câmpul de eforturi bi- sau tridimensionale (figura 3.5.a) în elementul structural în domeniul elastic. Este de notat faptul că eforturile sunt neglijabile la o distanță a , aproximativ egală cu distanța dintre forțele de echilibru, fapt ce duce la definirea lărgimii, notate cu " d ", a subdomeniului de tip "D" (figura 3.5.b).

Practic, delimitarea subdomeniilor de tip "B" de subdomeniile de tip "D" se face (figura 3.5.c) prin secțiuni aflate la distanțe egale cu înălțimea secțiunii transversale, d , față de punctele de discontinuități statice sau geometrice (puncte de aplicare a unor forțe concentrate, liniile de schimbare bruscă a dimensiunilor secțiunii transversale a unui element, puncte de reazem, etc.).



în plan **în spațiu**

Fig.3.5.a. Principiul Saint-Venant aplicat la delimitarea subdomeniilor de tip "B" și "D"

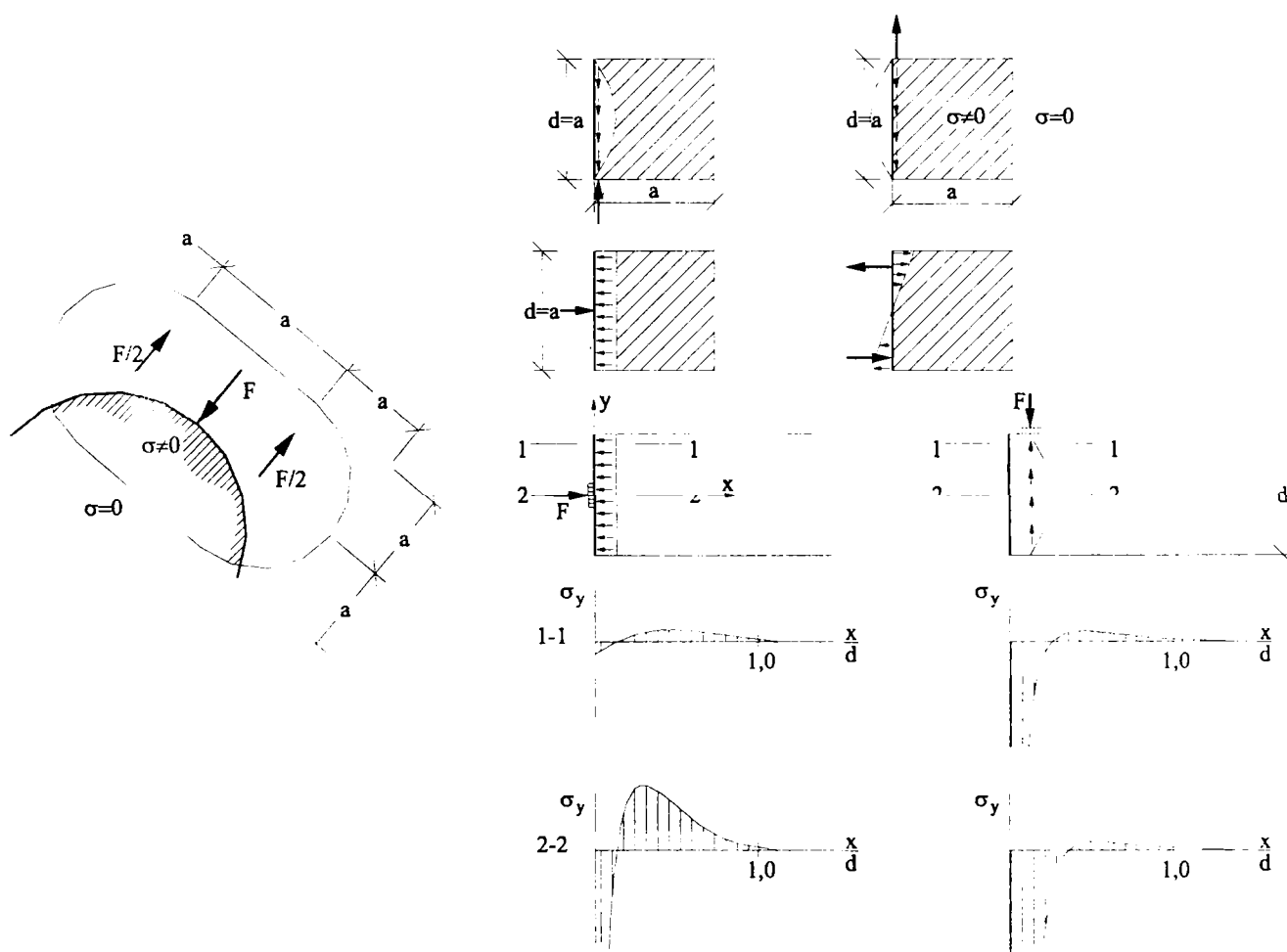


Fig.3.5.b. Principiul Saint-Venant aplicat la determinarea lățimii subdomeniilor de tip "D"

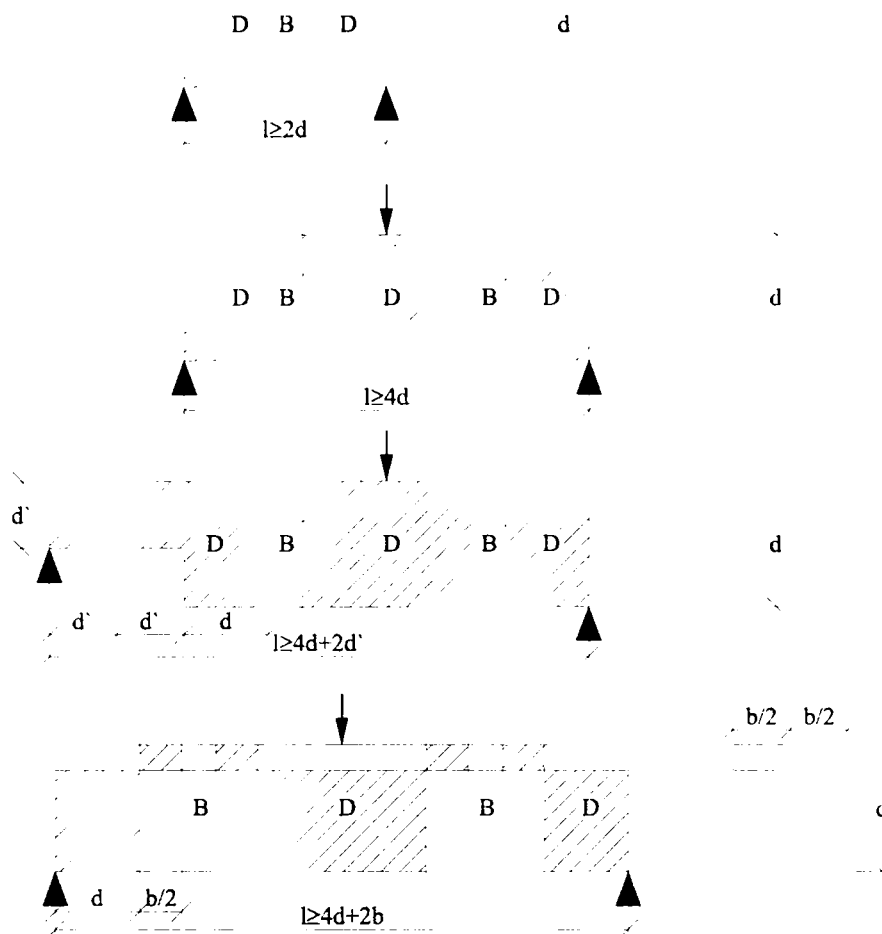


Fig.3.5.c. Delimitarea subdomeniilor de tip "B" și "D" pe diferite elemente structurale

În principiu, împărțirea elementului structural din beton armat în subdomenii de tip "B" și "D" se face (figura 3.6 și 3.7) înlocuind elementul real (a) cu elementul (b), care este integral de tip "B" și cu elementul (c), care conține subdomenii de tip "D", ale căror solicitări rezultă în funcție de starea de încărcare totală de pe structura reală. În continuare sunt prezentate moduri practice de împărțire a elementelor în subdomenii de tip "D" și "B", pentru cele cu discontinuități statice (figura 3.6) și pentru cele cu discontinuități geometrice în (figura 3.7).

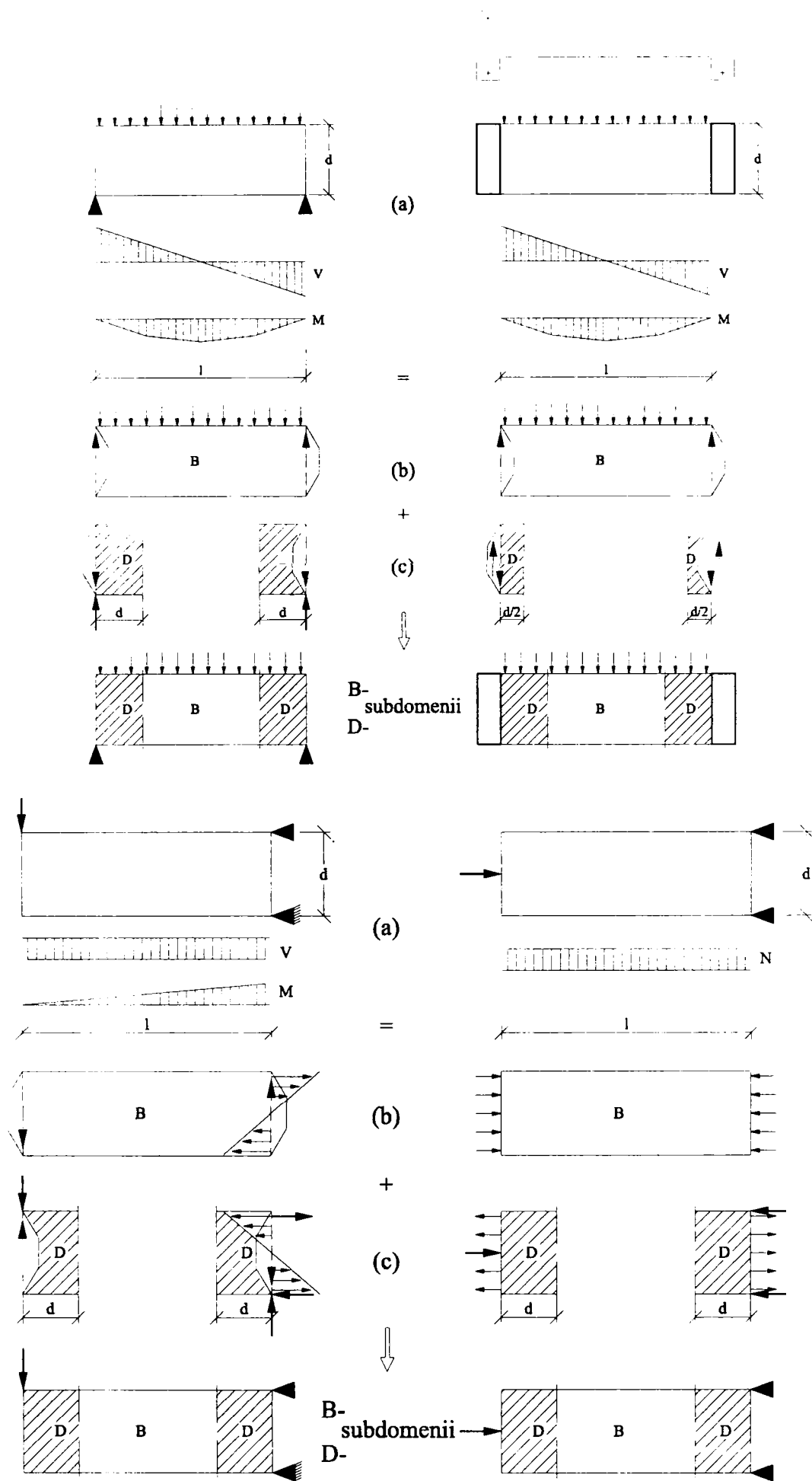


Fig.3.6. Împărțirea elementelor structurale cu discontinuități statice în subdomenii "B" și "D"

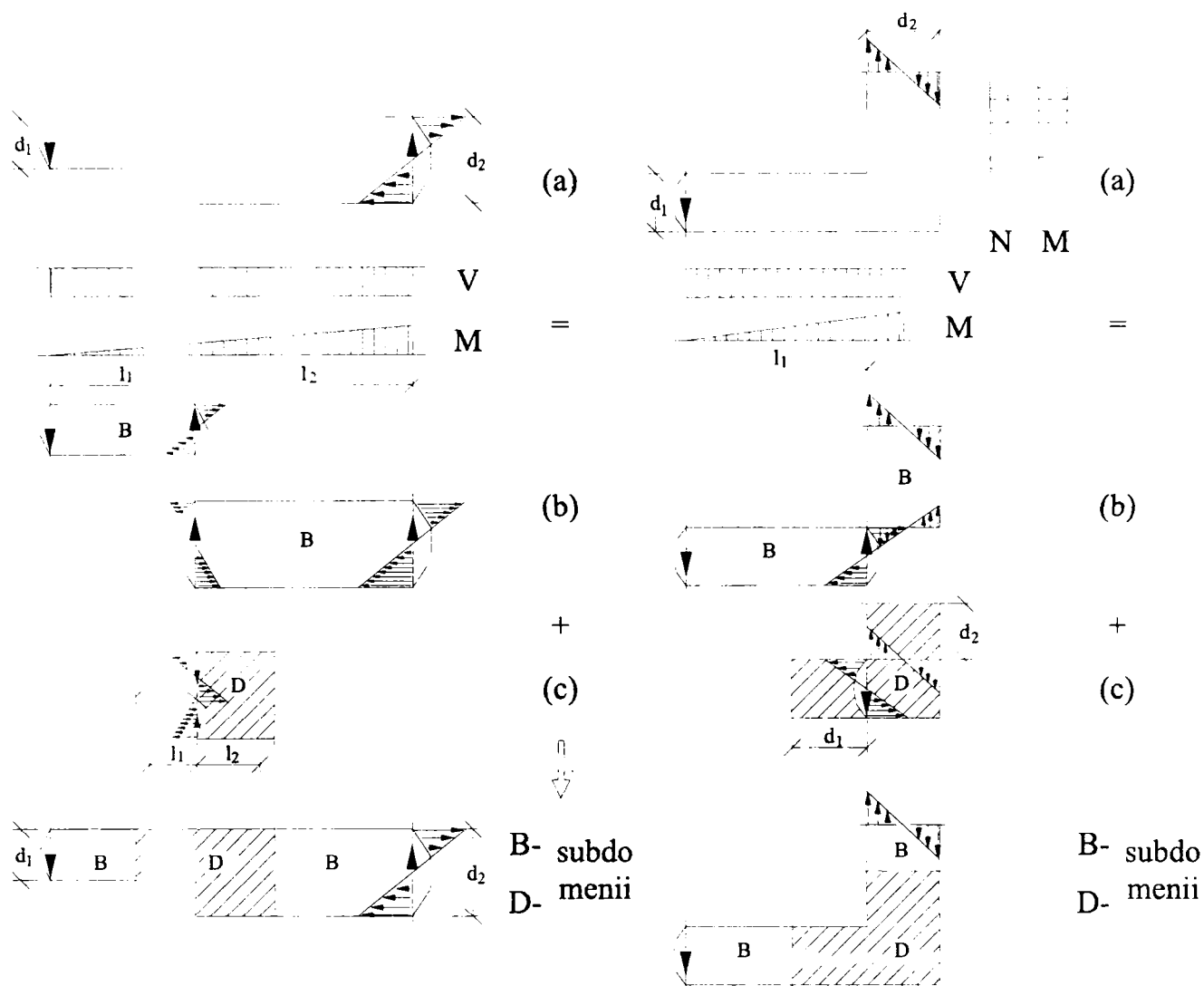


Fig.3.7.a. Împărțirea elementelor structurale cu discontinuități geometrice în subdomenii "B" și "D"

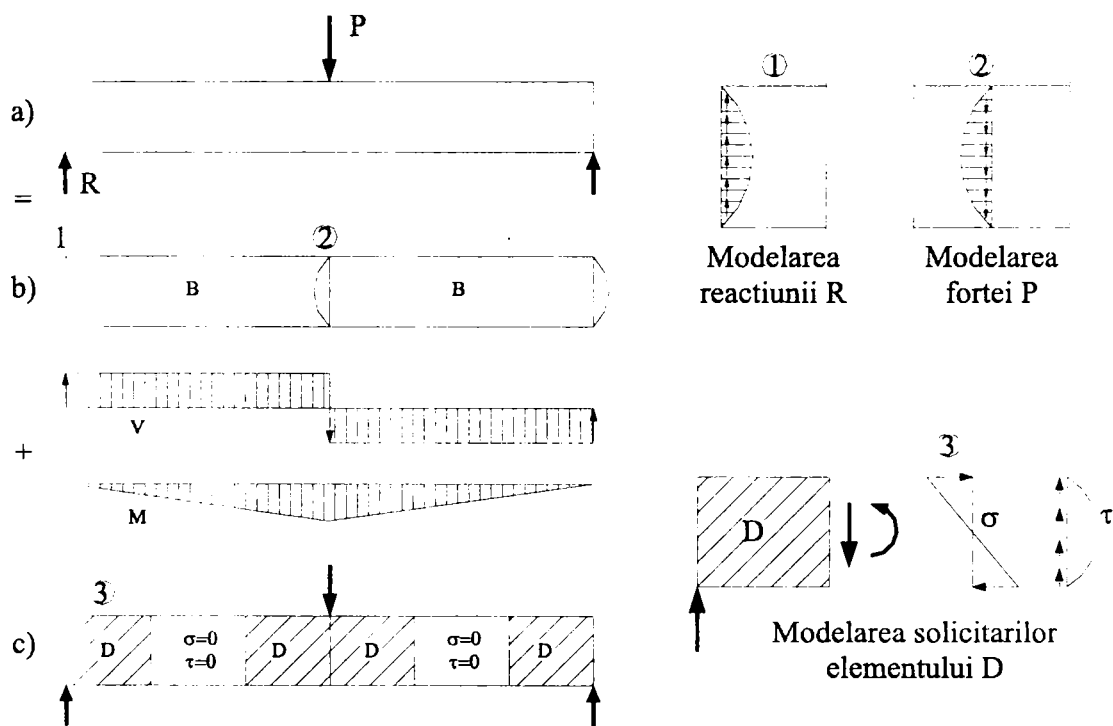


Fig.3.7.b. Analiza elementelor structurale ce conțin subdomenii "B" și "D"

Analiza elementelor structurale ce conțin subdomenii "B" și "D" se face ca în figura 3.7.b, înlocuind grinda reală (a) cu elementul (b) care respectă ipoteza lui Bernoulli pe întreaga lungimi și elementul (c) care conține numai zone de tip "D". Se precizează că solicitările zonelor de tip "D" sunt date de încărcările ce acționează direct asupra lor și de eforturile unitare produse de eforturile secționale ce acționează la limita dintre cele două tipuri de zone.

Scurgerea eforturilor în zonele "D" poate fi descrisă utilizând **elemente de tip "D"**, ce constau în modele de bare întinse și comprimate, compatibile cu elementele de tip "B", prezentate deja în material.

Subdomeniile de tip "D" se pot modela și prin însumarea și suprapunerea unui număr relativ redus de elemente de tip "D" caracteristice, având un grad mare de repetitivitate în subdomeniile de tip "D".

Prin utilizarea mai îndelungată a procedurii modelelor de bare, se poate observa că anumite tipuri de subdomenii "D" apar mereu, chiar și în structuri din beton armat ce sunt aparent mult diferite unele de altele. Astfel, s-a constatat [37] că două dintre cele mai frecvent întâlnite subdomenii de tip "D", foarte asemănătoare ca mod de distribuție a eforturilor unitare caracteristice pe linia lor mediană, sunt cele prezentate în figurile 3.8.a și b iar în figurile 3.8.c,d,e se prezintă și câteva din modurile în care aceste subdomenii tipice apar la alte elemente structurale din beton armat.

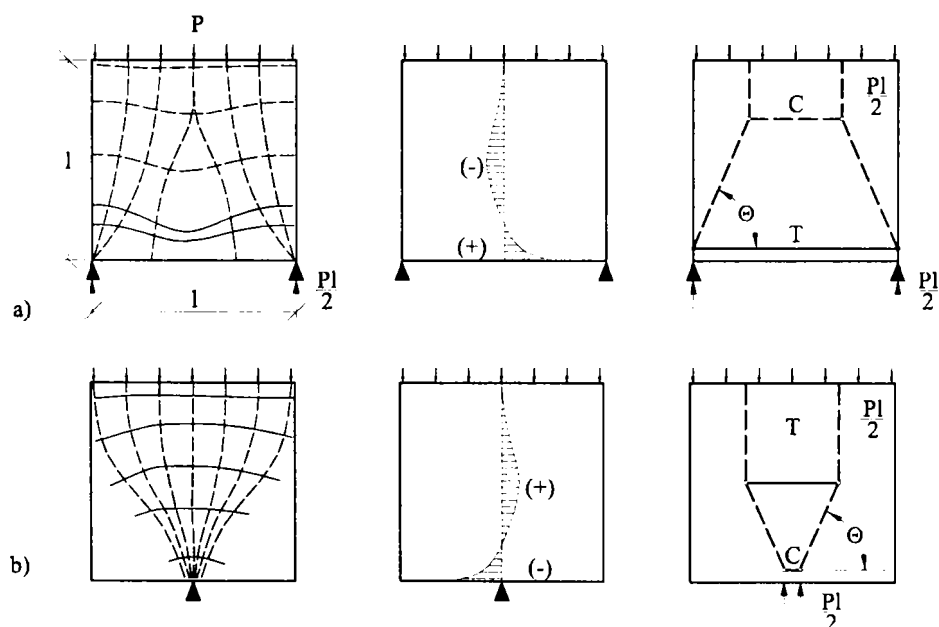


Fig.3.8.a,b. Cele mai frecvent utilizate modele de bare pentru subdomeniile de tip "D"

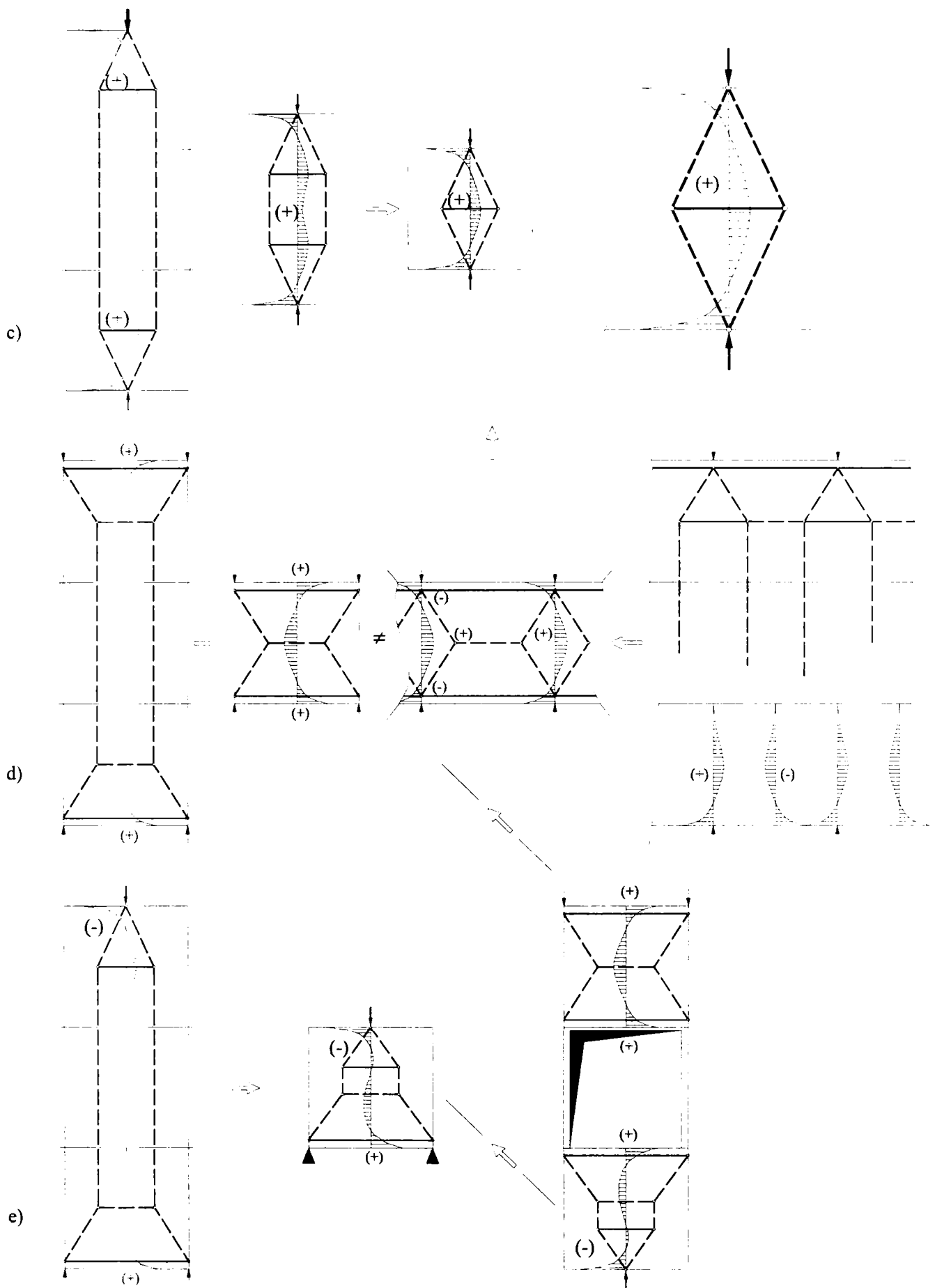


Fig.3.8.c,d,e. Moduri de apariție a acelorasi subdomenii de tip "D" la diverse elemente structurale

După cum se poate observa în figurile de mai sus, alura distribuției forțelor interioare este în principiu, în toate aceste cazuri aceeași.

3.3.4. Cuplarea subdomeniilor de tip “B” și “D”

Conform [37] cuplarea elementelor de tip “B” și “D” se face ca în figura 3.10, introducând ca valori de intrare pentru elementele de tip “D” valorile determinate pentru elementele de tip “B”, cu respectarea condițiilor de echilibru (relațiile 3.1), de liniaritate a deformațiilor specifice (relațiile 3.2), de limitare a ductilității elementului prin limitarea deformațiilor specifice ale armăturii și ale betonului (relațiile 3.3) și a condiției de variație a tensiunilor σ pe înălțimea elementului.

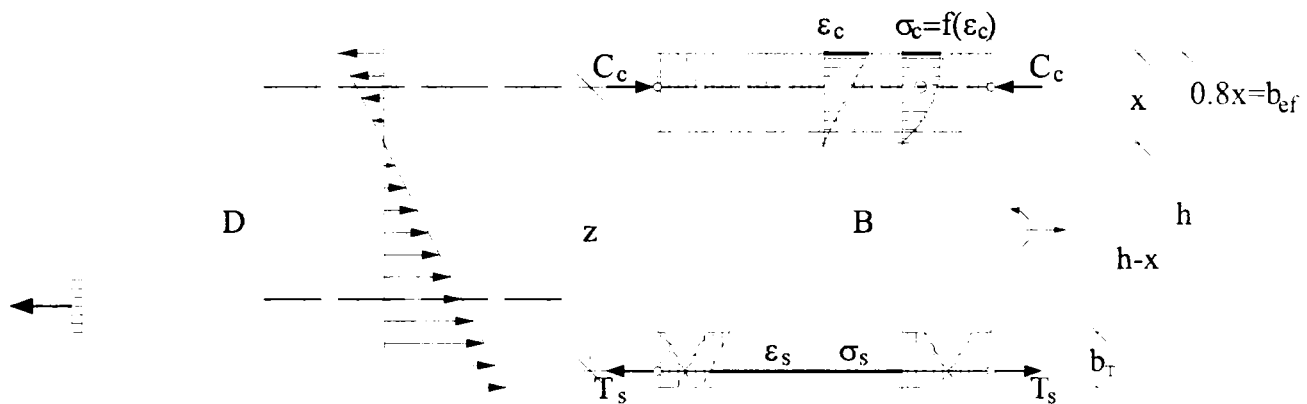


Fig.3.10. Cuplarea subdomeniilor “B” cu cele de tip “D”

Condițiile ce trebuie să fie respectate se pot scrie prin relațiile următoare:

- condițiile de echilibru:

$$\begin{aligned} \sum H &= 0 \\ \sum M &= 0 \end{aligned} \quad (3.1)$$

- condițiile de liniaritate a deformațiilor:

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{h - x} \quad (3.2)$$

- condițiile de limitare a ductilității elementului structural:

$$\begin{aligned} \epsilon_c &\leq 10\% \circ \\ \epsilon_s &\leq 3,5\% \circ \end{aligned} \quad (3.3)$$

Dacă structurile nu sunt plane sau cu grosime constantă în [52] este indicat ca ele să fie divizate în planuri individuale ce sunt tratate separat. Deasemenea structurile spațiale se iau în calcul descompunându-se în planuri ortogonale, cu observația că pentru toate structurile, modelele se reduc la modele plane iar pentru simbolizarea interacțiunilor dintre acestea se impun condiții de margine.

Planșeele pot fi împărțite în subdomenii de tip “B”, unde eforturile interioare derivă din forțele secționale și în subdomenii de tip “D”, pentru care sunt necesare explicații mai ample. Dacă starea de eforturi din placă nu este predominant plană (ex. pentru forțele concentrate sau de străpungere) atunci trebuie să se ia în considerare modele de bare tridimensionale.

3.4. Stabilirea modelelor de bare

După împărțirea elementului structural în subdomenii caracteristice de tip “B” și “D”, conform capitolului 3.3, se trece la modelarea acestora cu ajutorul elementelor caracteristice tip “B” și “D”, conform relațiilor și detaliilor date în cap.3, paragrafele 3.3.1 – 3.3.4.

Modelele de bare din subdomeniile de tip “B” și “D” sunt alcătuite din **bare** solicitate la forțe axiale și **noduri** situate la intersecția barelor modelelor.

Barele modelului urmăresc direcțiile eforturilor unitare principale, grupate pe zone de solicitare, sau direcțiile de scurgere ale încărcărilor exterioare prin element. Direcțiile eforturilor unitare principale sunt evidente în cazul unor elemente simple (grinzi simplu rezemate, console scurte etc.), sau se determină printr-o analiză a stării de tensiune în cazul elementelor complexe (grinzi pereți cu goluri, noduri de cadre, fundații etc.).

Ca urmare, **stabilirea modelului de bare** se poate face în trei moduri, respectiv:

- **intuitiv**, pe baza experienței ingineresti acumulate;

- în conformitate cu **metoda traseului de scurgere a încărcărilor exterioare** prin element, cunoscută sub denumirea de “load-path method” în literatura de specialitate, metodă aplicată atunci când nu se dispune de facilitățile calculului computerizat al stării de tensiune din structură.
- pe baza **imaginii distribuției eforturilor unitare principale** în elementul încărcat;

În **metoda scurgerii încărcărilor** (“load-path method” în [37]) se apreciază în mod intuitiv traseul de scurgere a forțelor exterioare prin element, de la încărcările propriu-zise până la reacțiuni. Pentru aceasta se apelează la analogia cu liniile de curent electric ce leagă o sursă de un terminal pe cel mai scurt traseu, în analogie utilizându-se drept sursă, încărcarea ce se aplică elementului structural iar ca terminal, reacțiunile, așa după cum se poate observa în figura 3.11.

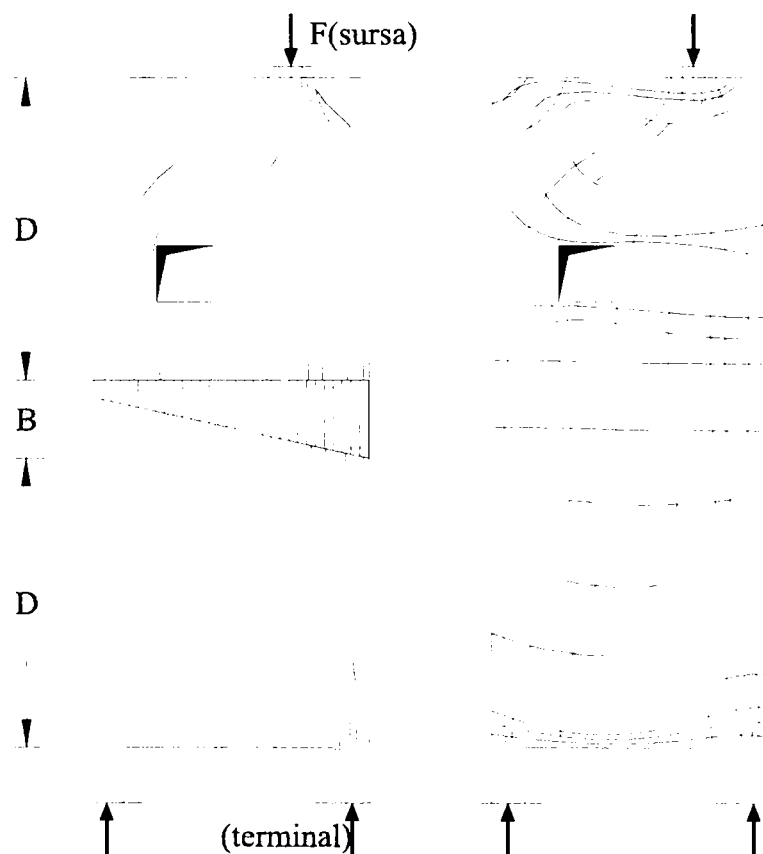


Fig.3.11. “Load-path method” - Analogia cu liniile de curent

Curbele astfel obținute se aproximează prin linii poligonale, fiind nevoie de bare de legătură pentru realizarea echilibrului transversal (figura 3.12.a) acolo

unde forțele sunt neechilibrate sau de suplimentarea traseelor barelor în zona cu forțe neechilibrate (figura 3.12.b).

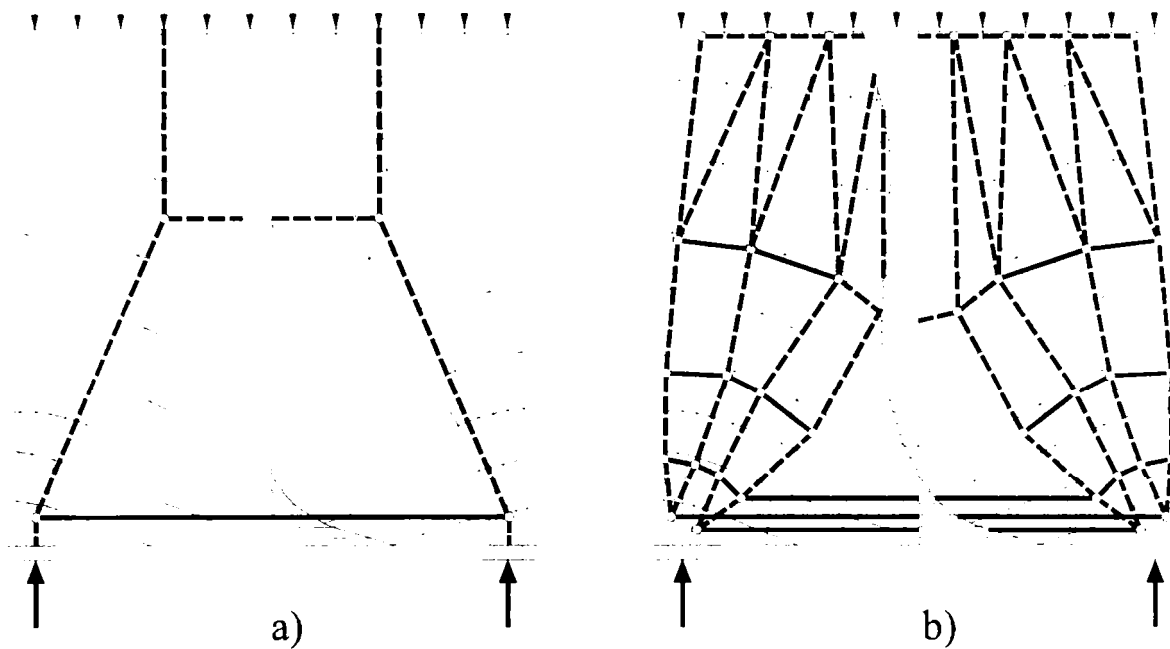
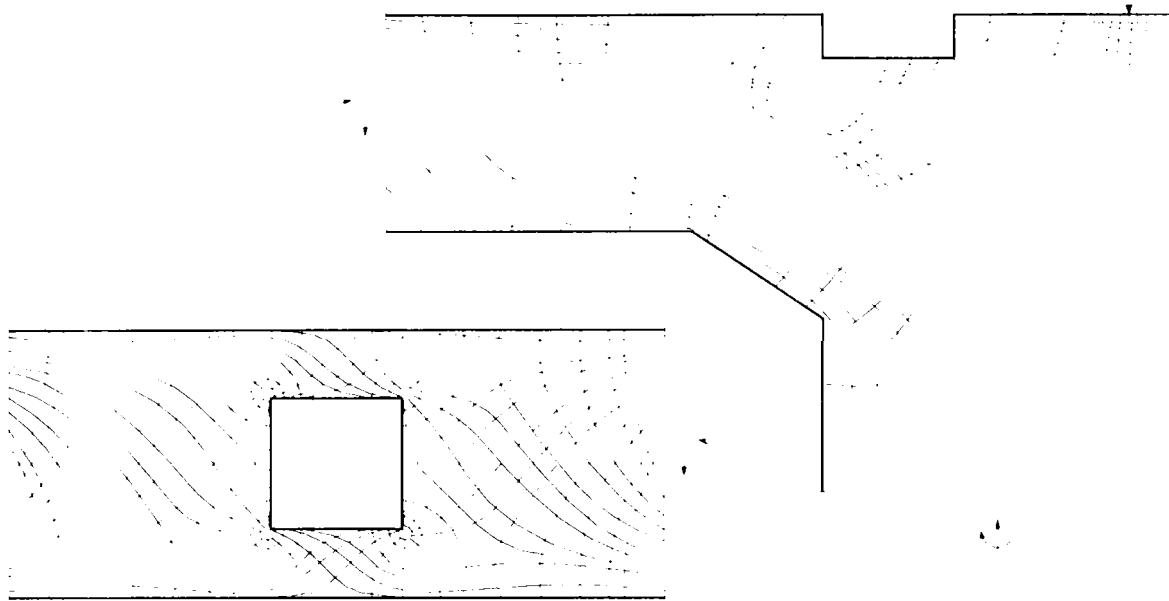


Fig.3.12.a,b. "Load-path method" - modele de bare

În metoda bazată pe **imaginea distribuției eforturilor unitare principale** în elementul încărcat, modul de distribuție a acestora este de o reală importanță în stabilirea modelelor de bare deoarece direcțiile barelor modelelor se stabilesc în funcție de localizarea zonelor de compresiune și a celor de întindere existente și trebuie să corespundă liniilor mediane ale zonelor acoperite de eforturile principale de compresiune, respectiv de întindere.

Pentru determinarea mai rapidă a distribuției eforturilor unitare principale în elementul de beton armat se poate utiliza orice program de calcul a eforturilor unitare ce se bazează pe analiza elastică a elementelor de beton armat cu ajutorul metodelor numerice.

Practic, imaginea distribuției eforturilor unitare principale constă în două familii de curbe ortogonale, reprezentând compresiuni și întinderi (figura 3.13) exemplificarea fiind făcută pe un nod de cadru (figura 3.13.a) și în jurul unui gol (figura 3.13.b).



a) nod de cadru

b) în jurul unui gol

Fig.3.13. Imagini ale distribuției eforturilor unitare în diferite elemente din beton armat

Cele mai importante bare comprimate sau întinse ale modelului se pot localiza în centrele de greutate ale diagramelor de eforturi de compresiune (C), sau de întindere (T), utilizând diagrama σ_x dată în aceeași figură 3.14.

Modelul de bare se alege în așa fel încât să nu constituie un mecanism și deci să nu permită deformații incompatibile cu elementul pe care îl modelează.

Alegerea modelului de bare implică propunerea caracteristicilor secționale și elastice pentru barele al căror traseu a fost deja stabilit.

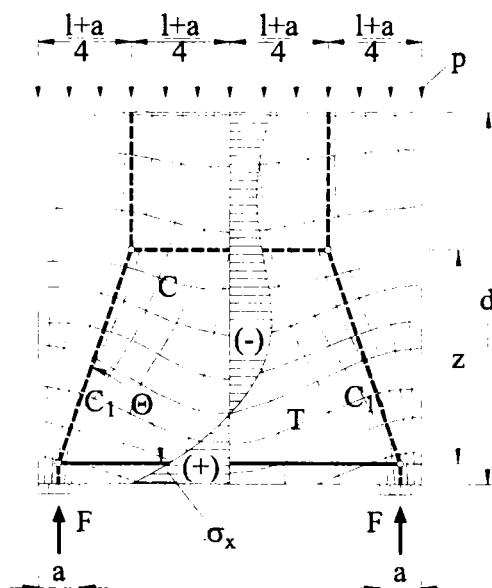


Fig.3.14. Subdomenii tip “D”. Traietoriile câmpului de tensiuni elastice și modelul de bare corespunzător

Dacă modelul de bare este un sistem interior static determinat, așa cum se alege în mod curent, atunci caracteristicile secționale și elastice nu influențează starea de eforturi din barele modelului.

Modelul creat pe baza indicațiilor de mai sus este în strictă concordanță cu schema de încărcare, ceea ce înseamnă că schimbarea schemei de încărcare a elementului real atrage după sine stabilirea unui nou model de bare pentru același element.

Modelele de bare create trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

- condiția de rigiditate, astfel încât deformațiile modelului să fie compatibile cu cele ale elementului;
- modelul de bare creat să nu constituie mecanism pentru încărcarea predominantă.

3.4.1. Modele de bare - elemente componente

Așa după cum a fost prezentat, procedeul modelelor de bare constă în înlocuirea zonei în care ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli nu este valabilă cu un **sistem de bare și noduri** (denumit **model de bare**), a cărui alcătuire se stabilește în mod obișnuit pe baza stării de tensiune din element.

3.4.1.1. Barele modelelor

Barele modelelor sunt rezultate ale concentrării câmpurilor de tensiuni, respectiv **barele comprimate**, denumite “**struts**” în literatura de specialitate, reprezintă concentrarea câmpului eforturilor de compresiune din beton iar **barele întinse**, așa numitele “**ties**”, reprezintă de obicei, unul sau mai multe niveluri ale barelor de armătură întinsă din element sau, ocazional, concentrarea câmpului de eforturi de întinderi din beton (acolo unde nu sunt dispuse armături pentru preluarea acestor eforturi; de exemplu o placă din beton armat armată pe o singură direcție sau ancorajele barelor netede).

Se definesc trei tipuri de bare (comprimate și întinse) ce urmează a fi dimensionate, notațiile fiind următoarele: C_c – reprezentând bare de beton solicitate la compresiune, T_c – reprezentând bare de beton solicitate la întindere și T_s – reprezentând bare de oțel solicitate la întindere (armătură de oțel netedă sau armătură pretensionată).

Pentru modelarea zonelor comprimate din subdomeniile de tip “D”, deci pentru modelarea **barelor comprimate**, se iau în considerare trei tipuri de configurații ale câmpului de eforturi, respectiv:

- pentru subdomeniile “D” – configurația tip “evantai”, (figura 3.15.a) și configurația tip “gât de sticlă” (figura 3.15.b) cu modelul de bare aferent (figura 3.15.c);
- pentru subdomeniile “B” – configurația tip “prismă” (figura 3.15.c), care este de fapt un caz particular (la limită) al celorlalte două configurații, respectiv pentru $\alpha = 0$ și $b/a = 1$.

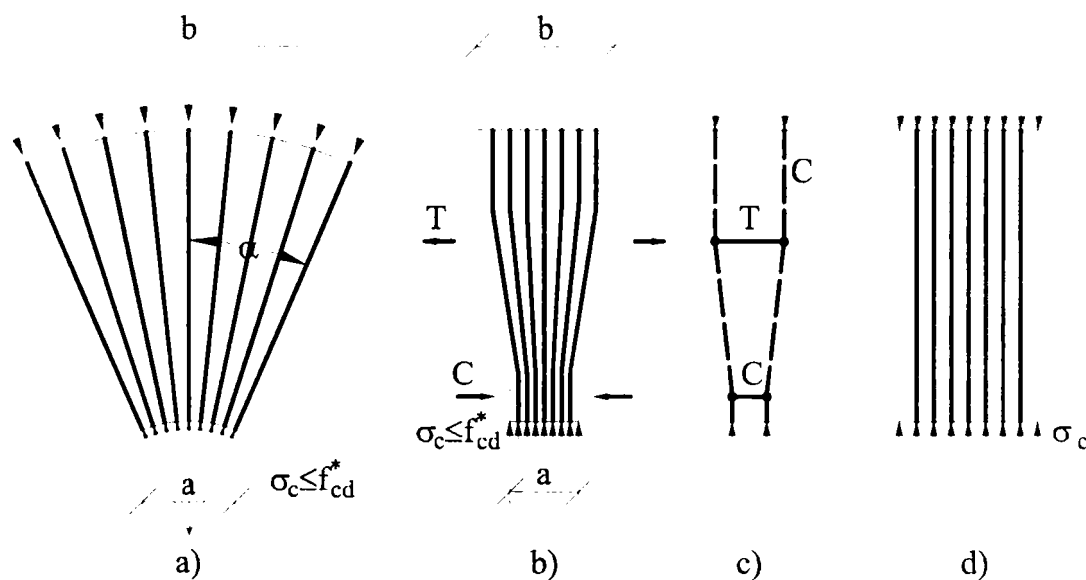


Fig.3.15. Configurații tipice pentru modelarea zonelor comprimate.

Câmpuri de eforturi unitare

Distribuția câmpului de eforturi sub formă de “evantai” (figura 3.15.a) este o simplificare a câmpului de eforturi cu o curbură neglijabilă. Acest tip de configurație nu dezvoltă eforturi unitare transversale.

Distribuția de eforturi sub formă de “gât de sticlă” (figura 3.15.b) dezvoltă eforturi unitare transversale de compresiune considerabile în zona “gâtului

sticlei” și eforturi de întindere în rest, eforturile de întindere fiind cele ce impun prevederea de armături transversale, determinate conform modelului din (figura 3.15.c).

Barele întinse T sunt în stare de tensiune monoaxială iar **barele comprimate C** modelează câmpurile de eforturi bidimensionale ce tind să se distribuie prin dispersare între noduri (figura 3.16). Această dispersare, indicată de așa zisa umflare a barei comprimate poate avea drept rezultat tensiuni transversale de întindere sau de compresiune, care trebuie luate în considerare fie prin introducerea lor în criteriul de cedare (rupere) a barei comprimate **C** și a barei întinse **T**, fie prin reaplicarea modelului de bare acestora, ambele metode ducând la același rezultat.

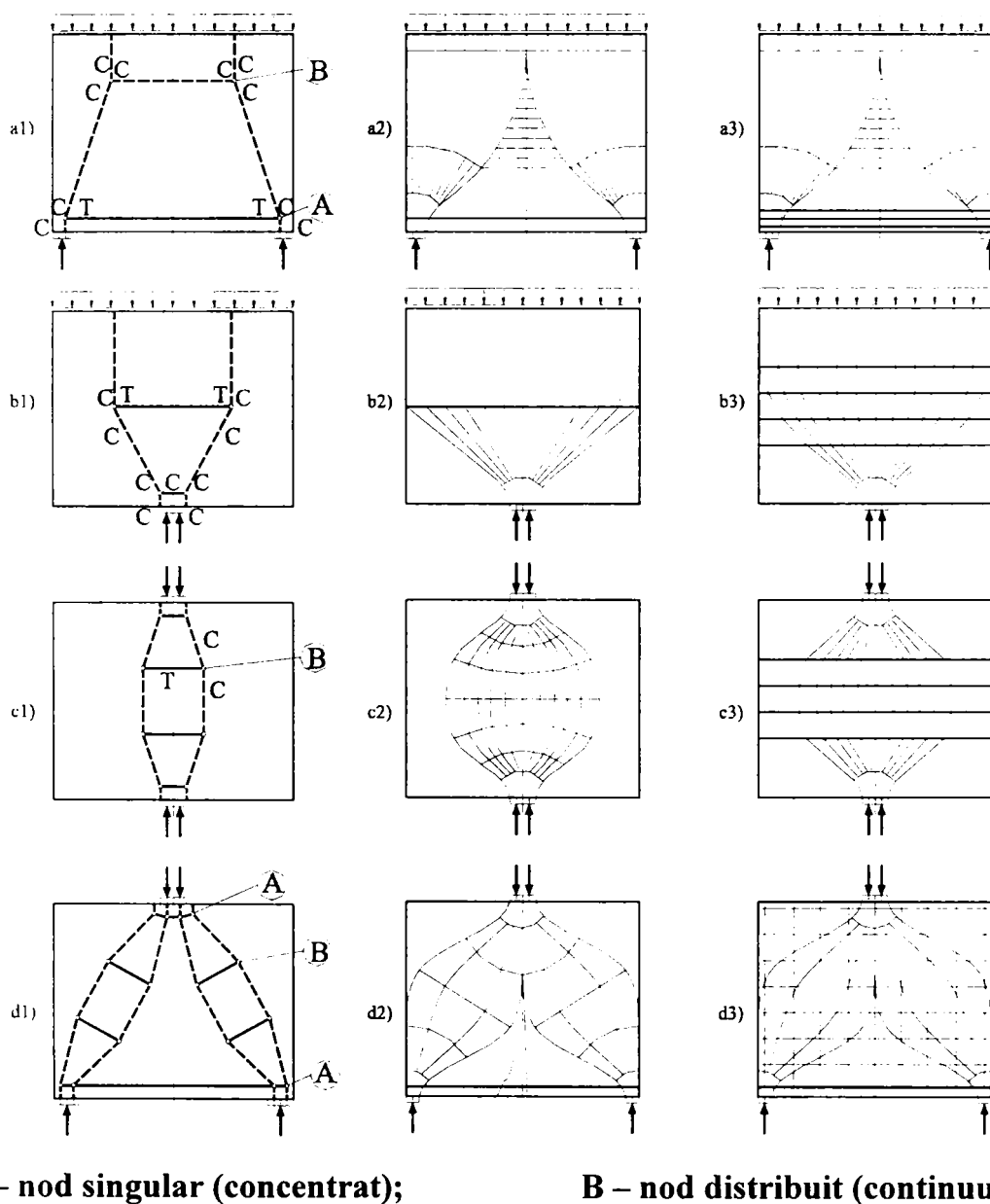


Fig.3.16. Modele tipice de bare și de noduri, cu câmpurile de eforturi bidimensionale și cu armăturile corespunzătoare

Deoarece, atât deviația cât și curbura forțelor se concentrează în noduri, considerarea barelor ca fiind rectilinii reprezintă o idealizare a realității. Dacă apar îndoieli în privința faptului că în structurile puternic solicitate unele forțe de întindere (ex: barele întinse) din figurile 3.16.a2 și b2 nu sunt suficient justificate, atunci lungimea barelor poate fi redusă fie prin rafinarea modelului de bare, fie prin distribuirea nodurilor pe lungimea unei bare.

Se apreciază că direcțiile barelor comprimate (diagonalelor) ale modelului trebuie să aibă abaterile maxime de fie $\pm 15^\circ$ față de direcția mediană a câmpului eforturilor unitare principale de compresiune (figura 3.17), în caz contrar fiind necesară verificarea capacității de rotație a barelor, iar unghiul dintre barele puternic solicitate ar trebui să fie mai mare de 45° (cel mai indicat ar fi $\sim 60^\circ$).

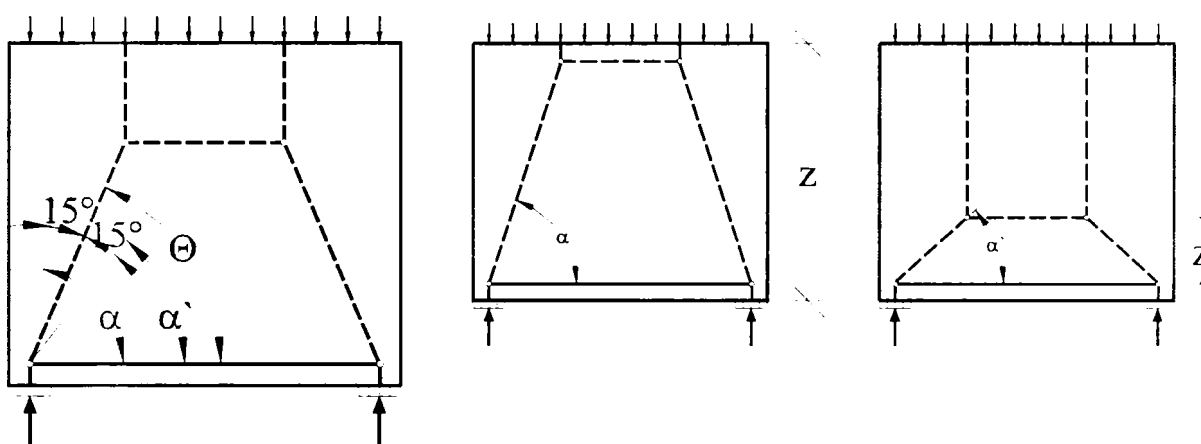


Fig.3.17. Variația direcției barelor comprimate față de concentrarea câmpului de eforturi unitare

Traseul barelor întinse trebuie astfel gândit încât să fie posibilă poziționarea practică a armăturilor întinse, deci să fie în general paralel cu suprafața de beton și să ia în considerare distribuția fisurilor sub încărcări, deoarece barele întinse ale modelului corespund, în general, barelor de armătură.

3.4.1.2. Nodurile modelelor

Nodurile modelelor de bare sunt considerate a fi zonele în care concură trei sau mai multe bare (întinse sau comprimate) care reprezintă fie câmpuri de tensiuni liniare sau curbilinii, fie bare de armătură.

Nodurile modelului de bare sunt amplasate fie în zonele de intersecție a câmpurilor semnificative de eforturi, fie acolo unde sunt concentrate forțe exterioare.

În dreptul nodurilor se produce schimbarea direcției forțelor concurente, deviere ce are loc pe o zonă de o anumită lungime și lățime (figura 3.16).

Tipurile de noduri existente se clasifică:

- în funcție de tipul câmpurilor eforturilor unitare care concură în nod:
 - **noduri concentrate** sau **singulare** (nodurile tip **A** din figura 3.16), dacă barele concurente modelează stări de eforturi concentrate, un exemplu poate fi un nod situat în zonele în care se aplică forțe concentrate;
 - **noduri distribuite** sau **continue** (nodurile tip **B** din figura 3.16), dacă barele concurente modelează stări de eforturi distribuite, un astfel de exemplu fiind un nod situat în zonele în care concură câmpuri de eforturi de compresiune sau în zonele cu armătură distribuită;
- în funcție de tipul barelor ce concură în nod (**C**-comprimate sau **T**-întinse) se definesc nodurile specifice (figura 3.18):
 - **CCC** – noduri în care concură doar bare comprimate;
 - **CCT** (sau **CTT**) - noduri în care concură atât bare comprimate cât și bare întinse, principiul rămânând același și pentru nodurile cu mai mult de 3 bare concurente.

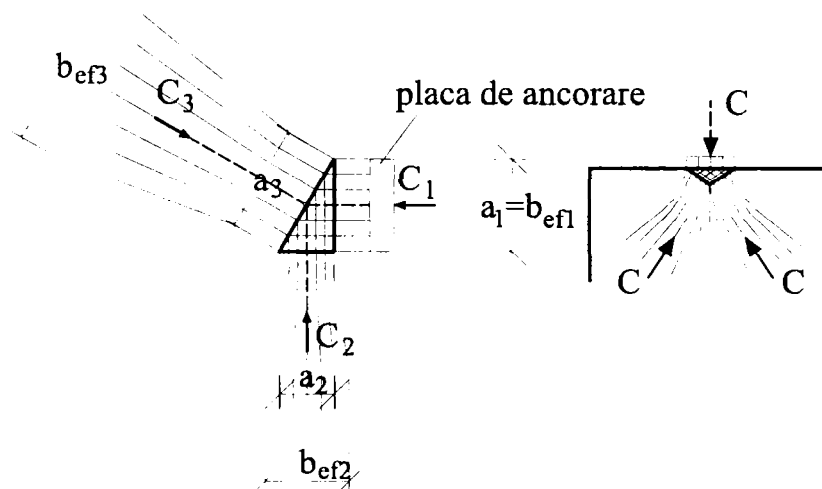


Fig.3.18.a Tipuri de noduri CCC

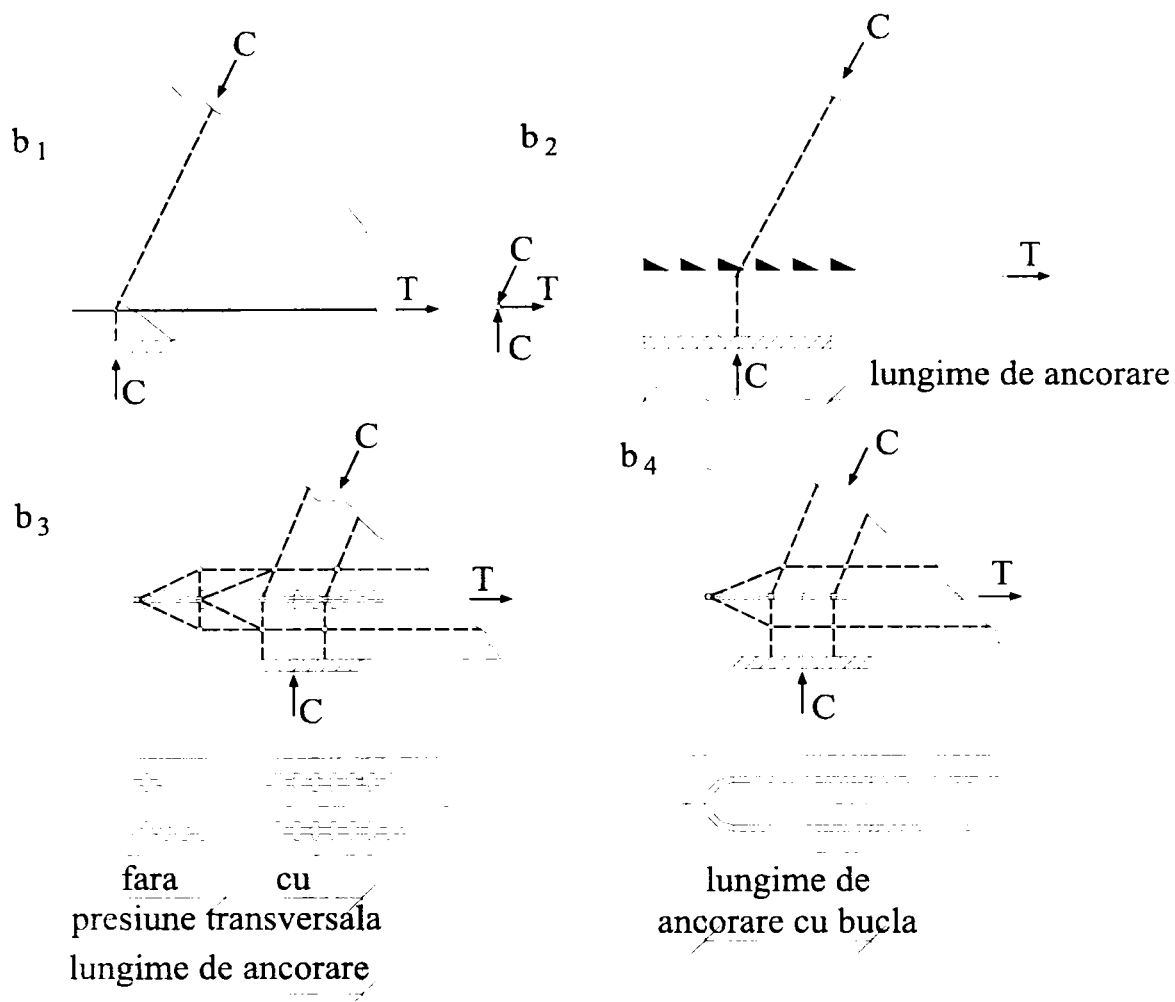


Fig.3.18.b1,...b4. **Tipuri de noduri CCT și modurile de ancorare a armăturilor în noduri**

În figura 3.18.a este prezentat nodul tip CCC, în care transferul forței concentrate de la placa de ancoraj (a1) sau placa de reazem (a2) se face prin intermediul nodului singular către câmpurile de compresiune (de formă tipică gât de sticlă).

Nodul tipic CCT, prezentat în figurile 3.18.b1,...b4 are bara comprimată diagonală și reacțiunea verticală echilibrată de armătura ancorată. Totodată sunt arătate câteva moduri de ancorare a armăturilor, respectiv: armătura ancorată dincolo de nodul propriu-zis printr-o plăcuță de ancoraj (figura 3.18.b1), armătura fixată în nod (figura 3.18.b2), armătura fixată în nod și dincolo de acesta (figura 3.18.b3) sau armătura fixată și întoarsă dincolo de nod (figura 3.18.b4).

3.4.2. Determinarea eforturilor în barele modelelor. Alegerea modelului optim de bare

3.4.2.1. Determinarea eforturilor în barele modelelor

După conceperea modelului de bare, acesta se încarcă cu sarcinile exterioare care, în echilibru cu reacțiunile sistemului static, determină starea de solicitare pe baza căreia se face calculul de rezistență în barele respective.

Determinarea eforturilor în barele modelelor se realizează prin aplicarea metodelor de calcul specifice structurilor alcătuite din bare articulate sarcinile exterioare corespunzătoare fiind aplicate doar în nodurile modelelor. În capitolul 4.1.1. este prezentat programul de calcul PMB utilizat de autor în calculul cu procedeul modelelor de bare, care cuprinde o subrutină SPA de calcul a eforturilor în stadiul elastic din barele modelului.

3.4.2.2. Alegerea modelului de bare optim

După determinarea eforturilor din bare în domeniul elastic, pentru fiecare ipoteză de încărcare și pentru fiecare din diferitele modele de bare concepute pentru aceeași structură sau element structural, se alege soluția optimă.

Știut fiind faptul că dezvoltarea unui model de bare pentru un element structural este mult simplificată dacă se cunoaște starea de tensiuni în domeniul elastic și direcțiile eforturilor unitare principale, este evident că la ora actuală modelele de bare se pot stabili mai ușor, datorită programelor de calcul automat disponibile pentru analiza structurală în domeniul elastic. Totuși, o soluție optimă absolută nu există, deoarece însăși aproximarea setului continuu de curbe de scurgere a eforturilor cu linii poligonale (figura 3.12.b) lasă loc pentru mult subiectivism în alegerea “optimului”.

Deoarece barele întinse ale modelului corespund în general barelor de armătură (având o capacitate de deformare mai mare decât a betonului), este de

dorit ca numărul și lungimea acestora să fie minimă, pentru a da naștere la deformații și eforturi cât mai mici în elementul structural.

Este important, deci, să se stabilească modele cu cât mai puține bare întinse, respectiv modele la care barele întinse să fie cât mai scurte; acestea fiind modelele de bare ce conferă o deformabilitate redusă elementului și se aproprie cel mai mult de traseul eforturilor din zona de discontinuitate statică sau geometrică.

În [39] criteriul de optimizare a modelelor de bare derivă din principiul minimei energii de deformație în barele modelelor ce au o comportare liniar-elastică și după fisurare.

Modelul de bare **optim** va fi, prin urmare, cel care are o deformabilitate redusă (figura 3.19.b) și pentru care se verifică relația:

$$\sum N_i \cdot l_i \cdot \varepsilon_i = \text{minim} \quad (3.4)$$

unde: N_i – forța axială în (elementul) bară întinsă sau comprimată “i”

l_i -lungimea (elementului) barei “i”

ε_i - deformația specifică medie în bara (elementul) “i”.

Totuși, modelul optim de bare poate fi și unul complex, rezultat în urma suprapunerii unor modele simple, cu condiția ca acest lucru să ducă implicit la îmbunătățirea comportării modelului inițial, așa după cum este exemplificat în figura 3.20, pentru o grindă cu retragere pe reazem.

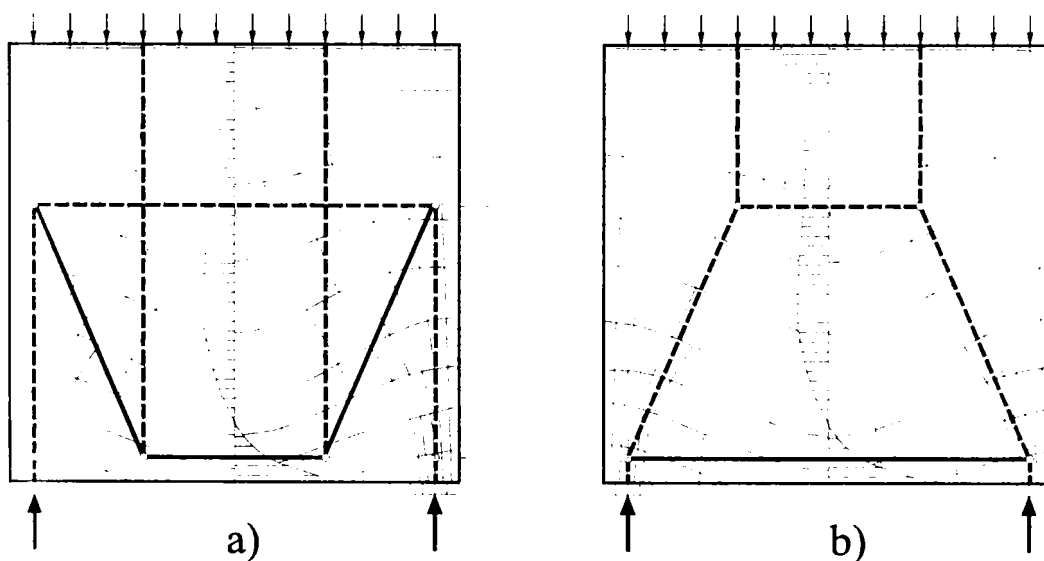


Fig.3.19. Model de bare optim, ales după criteriul de minimă deformabilitate

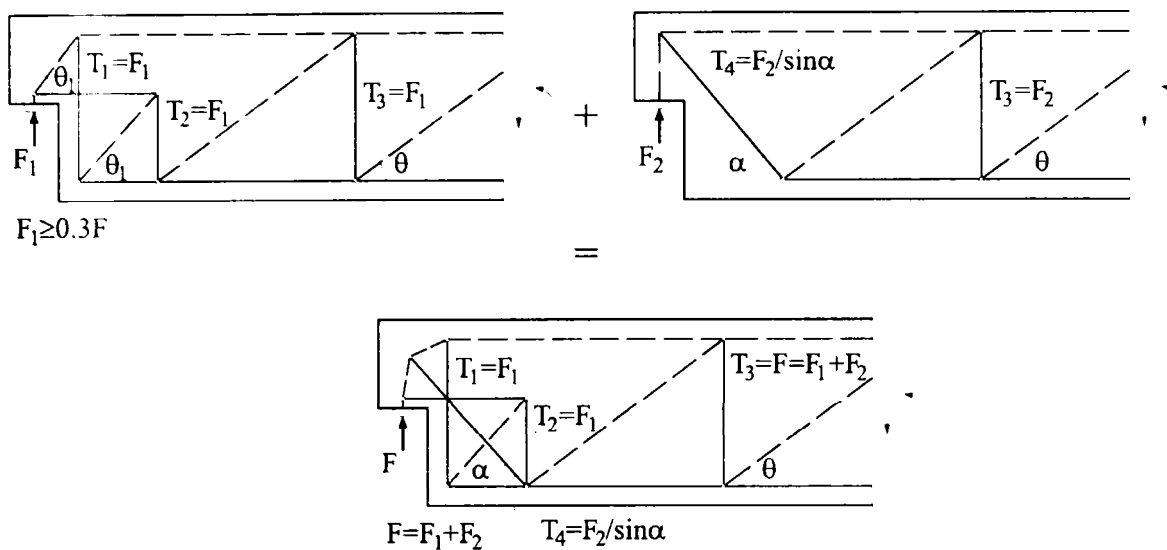


Fig.3.20. Model de bare complex, care îmbunătățește comportarea modelului inițial

Se poate aprecia că un inginer proiectant de structuri, cu o oarecare experiență în domeniul modelării cu procedeul modelelor de bare, va putea întotdeauna găsi soluția optimă.

3.5. Dimensionarea modelelor de bare

Dimensionarea modelelor de bare presupune determinarea eforturilor în barele modelului, propunerea caracteristicilor secționale și elastice pentru fiecare bară întinsă sau comprimată a acestuia, verificarea barelor la forțele axiale ce le revin și verificarea zonelor nodurilor în vederea asigurării transferului încărcărilor între bare.

În capitolul 4, paragraful 4.1.1. este prezentat un program de calcul performant “PMB”^{*}, ce rulează sub mediul grafic AutoCAD și poate fi utilizat atât la conceperea modelelor de bare în conformitate cu starea de eforturi din structura sau elementul analizat, cât și la determinarea eforturilor din barele întinse și comprimate ale modelelor.

Pe baza eforturilor din barele modelului, dimensionarea **barelor întinse** se face la starea limită de rezistență, aria de armătură obținându-se prin împărțirea efortului de întindere, N_i la rezistența de calcul a armăturii, f_{yd} .

De rezistența la întindere a betonului, f_{ct} se ține cont în cazul în care betonul lucrează în stare nefisurată sau când, urmărind traseul scurgerii încărcărilor prin element, se observă apariția unor întinderi în zone în care dispunerea unor bare de armătură este practic imposibilă.

Este posibilă și analiza deschiderii fisurilor, dacă se consideră bara comprimată, o bară prismatică din beton armat cu secțiunea corespunzătoare de beton și se ia în considerare o arie de înglobare a armăturilor în beton, A_{cef} , conform figurii 3.20.

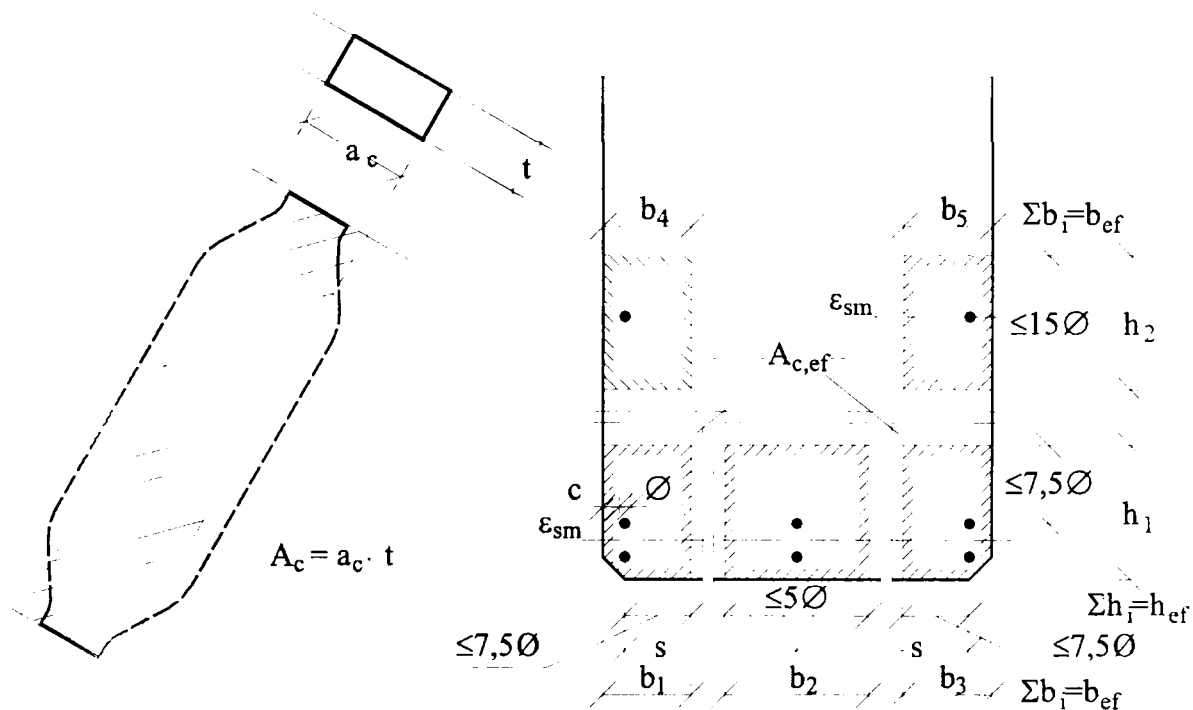


Fig.3.20. Bara comprimată de beton și modul de determinare a ariei de înglobare a armăturilor în beton

Pentru controlul fisurilor, armătura trebuie dispusă pe întreaga zonă întinsă pentru a prelua eforturile de întindere ce depășesc rezistența la întindere a betonului f_{ct} . În figura 3.21 este arătat modul în care crește efortul unitar de întindere din beton, σ_{ct} până la valoarea $\sigma'_{ct} > \sigma_{ct}$ când apare o zona fisurată într-o grindă cu secțiune dreptunghiulară [39].

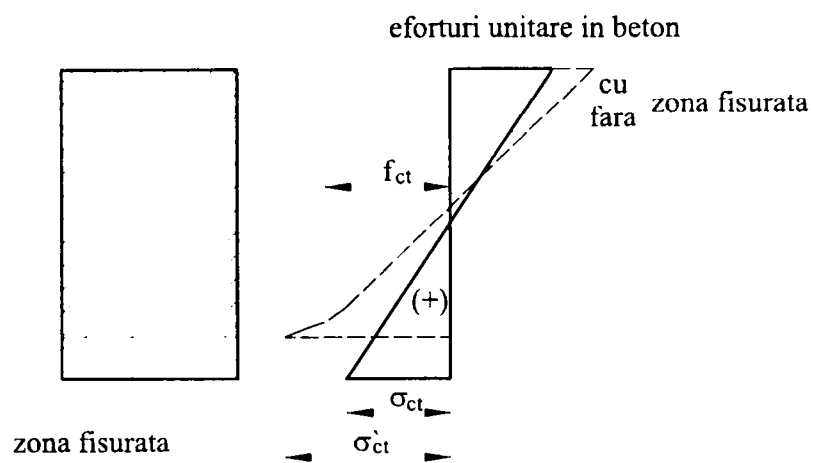


Fig.3.21. Variația efortului unitar de întindere în funcție de deschiderea fisurilor [39]

3.5.1. Criterii de cedare pentru beton

În lucrarea [39] Schlaich precizează că rezistența betonului în câmpurile de compresiune ale barelor sau ale nodurilor modelului de bare depinde într-o mare măsură de starea de tensiune multiaxială și de perturbațiile datorate fisurilor și armăturilor din vecinătăți. Este dat exemplul zonelor confinate de armătura transversală suplimentară sau de betonul ce înconjoară un câmp relativ mic de compresiune (figura 3.22), zone în care compresiunea este favorabilă pe direcție transversală.

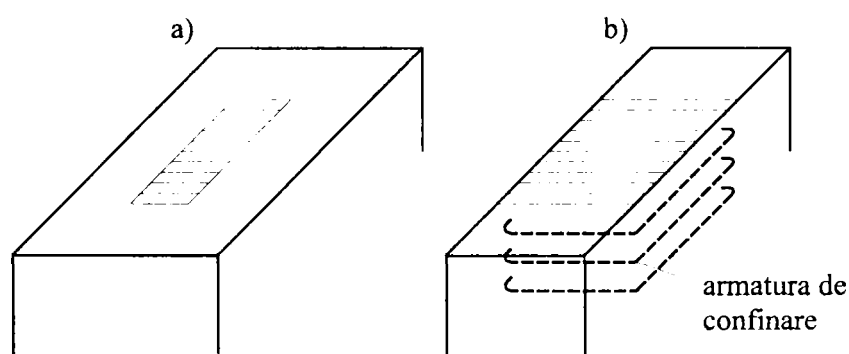


Fig.3.22. Zone de beton confinate cu armătură suplimentară [39]

De asemenea se apreciază că, în funcție de natura fisurilor apărute, există variații diferite ale rezistenței la compresiune a betonului, astfel:

- rezistența betonului poate scădea considerabil sub rezistența lui cilindrică dacă întinderile transversale dau naștere la fisuri apropiate, îndreptate aproximativ paralel cu eforturile principale de compresiune, astfel încât prismele formate între acele fisuri să fie dese și înguste.

- scăderea rezistenței la compresiune este mică sau chiar ne semnificativă dacă forțele de întindere sunt preluate de armătură iar fisurile sunt destul de îndepărtate unele de altele.

- în particular, fisurile care nu sunt paralele cu liniile câmpului de compresiune, sunt defavorabile.

De asemenea se precizează că în calculul rezistenței betonului pe direcție paralelă cu câmpurile de compresiune în asociere cu întinderi transversale, formulele empirice utilizate însumează într-un singur parametru, ϵ_t , (deformația specifică de întindere transversală) influența mai multor parametri deosebiți de importanți (cum ar fi mărimea deschiderii fisurilor, distanța dintre ele și direcția lor, etc.) iar acest unic parametru nu poate fi utilizat practic în analiza elementului sau a structurii din beton armat.

Tocmai de aceea, eforturile unitare de compresiune trebuie să satisfacă condiția:

$$\sigma_{bc} \leq f_{cd}^* \quad (3.5)$$

unde: - σ_{bc} reprezintă efortul unitar de compresiune (figura 3.15), calculat pe baza forței axiale de compresiune și a ariei minime a câmpului de distribuție. Dacă modelul de bare a fost ales pe baza analizei detaliate a stării de tensiune (σ_{b1} , σ_{b2} și α) atunci σ_{bc} este chiar efortul unitar principal de compresiune;

- f_{cd}^* este valoarea corectată a rezistenței la compresiune a betonului, dată de relația (3.6).

În scopul practic al dimensionării tuturor tipurilor de bare de beton și a oricăror tipuri de noduri, în [39] se propun următoarele valori corectate ale rezistențelor la compresiune, f_{cd}^* , în funcție de natura câmpurilor de compresiune:

$$f_{cd}^* = n f_{cd} \quad (3.6)$$

unde: $n = 1,2$ – pentru câmpurile de eforturi și stări de tensiune biaxială sub încărcări concentrate;

$n = 1,0$ – pentru câmpurile de eforturi uniforme și starea de tensiune monoaxială (configurație tip “prismă”, figura 3.15);

$n = 0,8$ - în cazul în care eforturile transversale pot provoca fisuri paralele cu direcțiile câmpului de compresiuni, respectiv la noduri în care sunt ancorate armături întinse (figura 3.18);

$n = 0,6$ – pentru câmpuri de compresiune cu fisuri înclinate sau pentru armături înclinate;

$n = 0,4$ – în cazul existenței unor fisuri cu deschideri exagerate, prezente în general la modele de bare ce diferă semnificativ de modelul asociat stării de tensiune din domeniul elastic.

În relațiile de mai sus f_{cd} reprezintă rezistența de calcul la compresiune monoaxială a betonului, având valoarea $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{\gamma_c}$ (conform codului CEB), unde f_c' – este rezistența specifică la compresiune a betonului și γ_c - este coeficientul parțial de siguranță și are valoarea 1,5 iar valoarea 0,85 reprezintă valoarea coeficientului ce ține seama de încărcările de lungă durată.

3.5.2. Dimensionarea și verificarea barelor

3.5.2.1. Bare de armătură solicitate la întindere

În mod uzual, dimensionarea acestor bare se face la starea limită de rezistență, utilizând rezistența de calcul la întindere a armăturii. Centrul de greutate al armăturii trebuie să coincidă cu poziția axei barei întinse a modelului.

Relația de verificare a barei întinse este:

$$T_s \leq A_s \cdot f_{yd} \quad (3.7)$$

în care: N_s = forța de întindere din bară;

A_s = aria armăturii întinse;

f_{yd} = rezistența de calcul a armăturii întinse.

În cazul în care există și armătură pretensionată, dimensionarea barelor de armătură derivă direct din relația (3.8):

$$T_s \leq A_s f_{sy} + A_p \Delta f_p \quad (3.8)$$

unde: A_p - reprezintă aria secțiunii transversale a armăturilor pretensionate;

f_{yp} - reprezintă rezistența de calcul a armăturii pretensionate;

Δf_p - reprezintă partea rămasă neutilizată după pretensionare din rezistența de calcul a acestei armături, care poate prelua efortul axial de întindere, T_s .

f_{sy} - reprezintă rezistența de calcul a armăturii întinse.

3.5.2.2. Bare de beton solicitate la compresiune

Așa după cum s-a prezentat în capitolul 3.4.1.1. al lucrării, pentru barele comprimate ale modelului se pot întâlni trei distribuții ale câmpurilor de eforturi, distribuțiile în formă de „evantai” și „gât de sticlă” întâlnindu-se în acele porțiuni ale elementelor structurale în care se aplică forțe concentrate semnificative, respectiv în subdomeniile de tip „D” (reazemele elementelor, zonele de ancorarea a armăturilor postîntinse ale elementelor din beton precomprimat, etc.) iar distribuția prismatică fiind caracteristică subdomeniilor de tip „B”.

Barele de beton care modelează câmpuri de eforturi de compresiune de tip “evantai” sau “prismă” se dimensionează utilizând în relația (3.5) pentru valoarea corectată a rezistenței la compresiune a betonului, f_{cd}^* , valoarea rezistenței de calcul la compresiune monoaxială, f_{cd} . În cazul în care sunt prezente eforturi transversale, fisuri sau bare întinse, se vor utiliza valorile corespunzătoare ale rezistenței corectate la compresiune a betonului, f_{cd}^* , conform precizărilor de la punctul 3.5.1.

Pentru câmpuri de eforturi tip “gât de sticlă” împrăștierea (distribuția) forțelor cauzează compresiune biaxială sau triaxială sub încărcări și întinderi transversale asociate eforturilor de compresiune longitudinale, toate acestea

putând genera o cedare prematură; ca atare și în acest caz se aplică valorile corectate ale rezistențelor la compresiune ale betonului, f_{cd}^* precizate la punctul 3.5.1. În mod obișnuit, dacă relația generală de verificare (3.5) este respectată, atunci dimensionarea barelor comprimate nu mai este necesară.

În continuare este redat un exemplu de dimensionare [39] a câmpurilor de eforturi de tip “gât de sticlă”, caracterizat prin grosimea “ a ” a plăcii de ancorare, lățimea maximă “ b ” a câmpului de eforturi din structură și distanța “ l ” de la placa de ancorare la secțiunea în care traiectoriile câmpului de eforturi devin din nou paralele (figura 3.23).

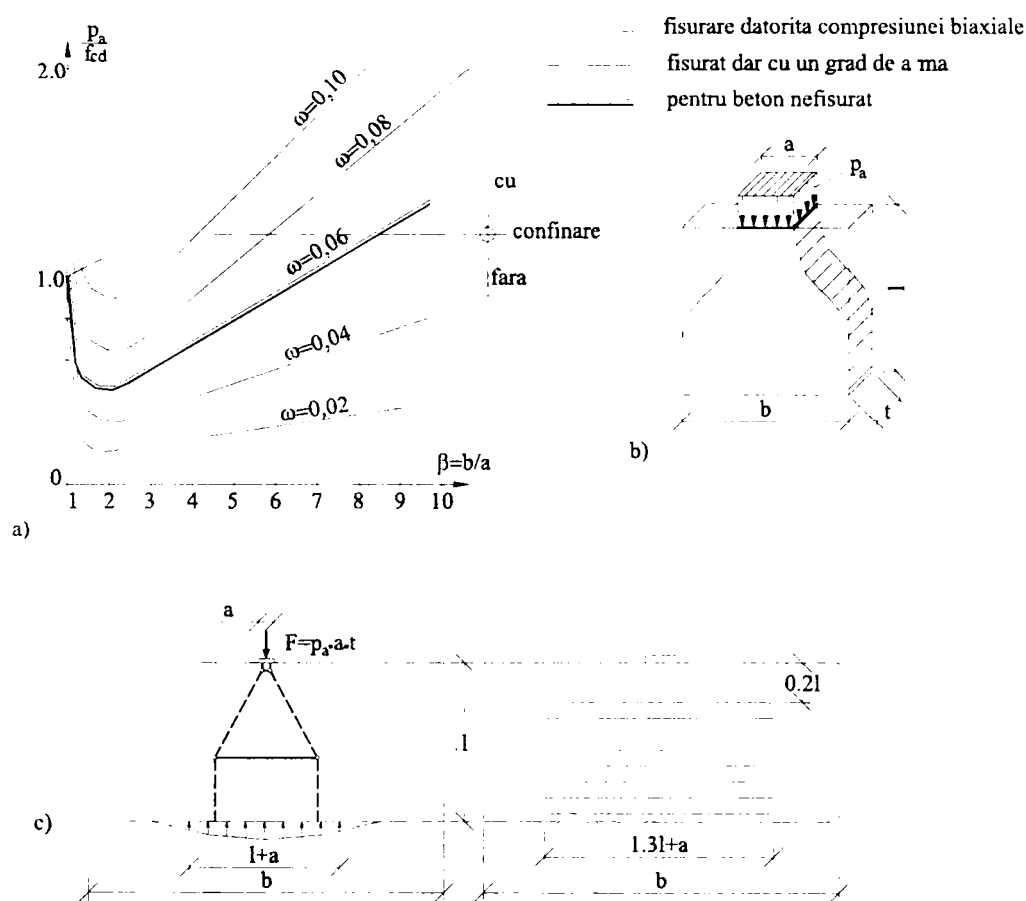


Fig.3.23. Modul de dimensionare a câmpului de eforturi tip “gât de sticlă” [39]

Diagrama pentru câmpurile de compresiune fără armături transversale se bazează pe analiză în stadiul elastic, pe rezistența la întindere centrică $f_{ct} = f_c / 15$ (3.9) și pe criteriul de cedare la întindere - compresiune biaxială (figura 3.24.b).

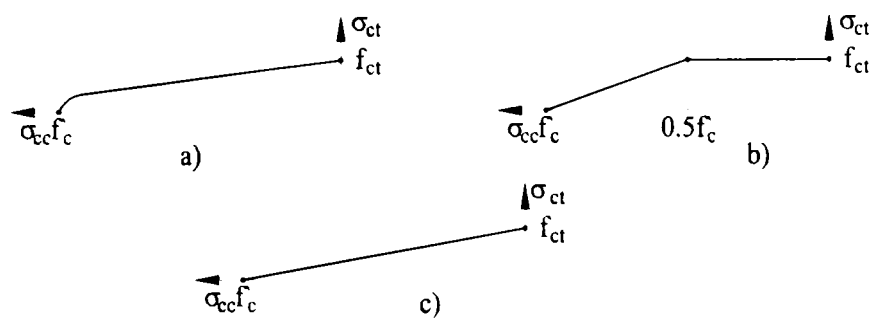


Fig.3.24. Criterii de cedare a betonului la întindere – compresiune [39]

În figura 3.23 sunt reproduse diagramele pentru valorile de siguranță ale presiunii pe placa de ancorare p_a , raportate la rezistența la compresiune mooaxială a betonului f_{cd} .

Un domeniu în care se propune să se facă cercetări este cel al câmpurilor de eforturi cu asimetrii mari care pornesc din noduri singulare prin care trec sau în care sunt ancorate bare întinse. Rezultatele testelor efectuate până acum [23] arată că și pentru aceste cazuri este suficientă verificarea nodului singular și aplicarea diagramei din figura 3.24.a. Și pentru zonele comprimate de beton care au armătura transversală și sunt analizate cu ajutorul modelului din figura 3.23.c se poate utiliza diagrama din figura 3.24.a.

Observațiile făcute în [39] precizează că un grad de armare $\omega = 0,06$ (figura 3.23) poate compensa într-o bună aproximație rezistența la întindere a betonului, conform relației următoare:

$$\omega = \frac{a_s \cdot f_{sy}}{t \cdot f_{cd}} = 0,06 \quad (3.10)$$

unde: a_s - reprezintă aria secțiunii transversale a armăturii / unitatea de lungime;
 t – este grosimea elementului structural.

Dacă se dorește să nu se conteze prea mult pe rezistența la întindere a betonului se poate utiliza un procent de armare mai mic, reducând raportul p_d/f_{cd} conform figurii 3.23.a.

3.5.2.3. Bare de beton solicitate la întindere

La dimensionarea câmpurilor de eforturi de întindere nefisurate se utilizează rezistența la întindere a betonului. În aceste cazuri este destul de greu să se dezvolte o teorie de calcul, de aceea, utilizând modul de scurgere a eforturilor prin element și modelele de bare se poate observa că, frecvent, echilibrul se realizează doar dacă se acceptă întinderi în acele locuri unde, din punct de vedere practic, se pot dispune bare de armătură sau se poate conta pe rezistența la întindere a betonului.

În [39] Schlaich precizează că există cazuri și zone, cum ar fi cele de ancorare a armăturilor, zona colțurilor de cadre, zonele nearmate sau în elementele comprimate ale structurilor, în care nu se poate face abstracție de rezistența la întindere a betonului, dar cu toate acestea, marea majoritate a prescripțiilor de proiectare ignoră acest lucru, ducând la complicații în calcule.

În figura 3.25 sunt prezentate criteriile din zona de cedare (fisurare) în cazul verificării rezistenței la întindere a betonului din bara întinsă (T_c). Se observă că redistribuția eforturilor care permit fisurări progresive (în lanț) poate fi posibilă doar dacă se presupune că în fiecare parte a câmpului de eforturi apare o zonă fisurată, având aria ΔA_c , fără ca eforturile de întindere mărite din secțiunea rămasă să depășească rezistența la întindere f_{ct} . Deasemenea se sugerează ca:

$$\Delta A_c \geq \frac{4d_g^2}{A_{ct}/10} \quad (3.11)$$

unde: A_{ct} - reprezintă aria zonei întinse iar d_g este diametrul celui mai mare agregat din betonul armat.

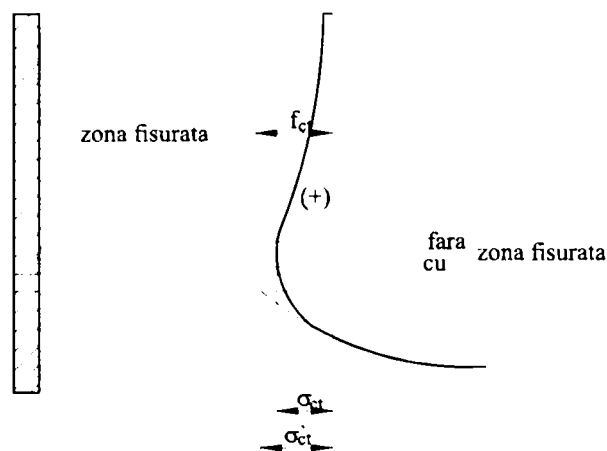


Fig.3.25. Criterii de verificare a rezistenței la întindere a barelor întinse de beton Tc în zona fisurată [39]

Eforturile de întindere pot fi analizate cu legile materialelor liniar-elastice inginerii proiectanți fiind nevoiți să decidă în fiecare dintre cazurile întâlnite ce procent din rezistența de întindere a betonului a fost utilizată la preluarea încărcărilor și cât la limitarea eforturilor, dat fiind faptul că eforturile ce apar mai târziu sunt la suprafața elementului structural, mai mari în direcție longitudinală și dimpotrivă, mai mici în direcție transversală și în profunzime.

Dacă câmpul de întinderi este traversat de un câmp de compresiune, atunci trebuie să se ia în considerare o valoare redusă a rezistenței biaxiale la compresiune-întindere, conform graficului din figura 3.24.c, în care se prezintă criteriul de siguranță ce poate fi aplicat în calculele analitice.

3.5.3. Dimensionarea și verificarea nodurilor

Având în vedere cele prezentate până aici referitoare la tipurile de noduri existente în modelele de bare, la criteriile de cedare a betonului și la dimensionarea barelor întinse și comprimate din modelele de bare se poate afirma că există o relație foarte strânsă între modul de detaliere a unui oarecare tip de nod și rezistențele barelor (comprimate sau întinse) ce concură în nodul respectiv, deoarece modul de detaliere a nodului afectează modul de scurgere a încărcărilor prin elementul structural.

Tocmai de aceea este necesară verificarea nodurilor și după realizarea conformării și a detalierii acestora, pentru a se vedea dacă trebuie aduse corecții modelului ales inițial.

3.5.3.1. Noduri distribuite (continue)

Deoarece zonele de tip “D” conțin, în general, atât noduri distribuite cât și noduri concentrate iar nodurile concentrate sunt cele critice, verificarea nodurilor distribuite nu este necesară în toate cazurile.

Cu toate acestea, dacă se presupune, de exemplu, că un nod distribuit de tip CCT trebuie să rămână nefisurat, atunci se va face obligatoriu verificarea eforturilor de întindere. Un astfel de exemplu este nodul “O” din figura 3.16.c1 și câmpul de eforturi din figura 3.16.c2.

Proiectarea și verificarea nodurilor distribuite se realizează în mod identic cu cea a nodurilor concentrate, urmărind etapele prezentate în continuare.

3.5.3.2. Noduri singulare (concentrate)

Analiza distribuției eforturilor în nodurile singulare pentru fiecare caz în parte este complicată, prin urmare nu suficient de expeditivă pentru a face parte din procedeul modelelor de bare, care se dorește a fi o metodă rapidă de dimensionare. Dar, experiența arată că există câteva tipuri de noduri (și detalii de nod) care se repetă mereu în structuri total diferite, aceste tipuri de noduri (general valabile) putând fi proiectate și verificate în siguranță, urmărind pas cu pas următoarele etape:

- a) definirea geometriei nodului și a forțelor aplicate;
- b) verificarea eforturilor de compresiune în zona nodurilor;
- c) asigurarea lungimii de ancorare a barelor întinse din nod, prin verificarea acestora.

a) Definierea geometriei nodului și a forțelor aplicate

Pentru nodurile de tip **CCC** este indicat ca linia de delimitare a nodului să fie perpendiculară pe liniile câmpului de eforturi și starea de tensiuni din interiorul nodului să fie plană. În acest caz particular se poate utiliza (conform figurii 3.18.a1) raportul geometric din relația (3.12) pentru a dimensiona lungimile zonelor de reazem sau a plăcii de ancorare (a_1, a_2, a_3), în funcție de eforturile de compresiune din cele trei bare (C_1, C_2, C_3) concurente în mod.

$$\frac{a_1}{C_1} = \frac{a_2}{C_2} = \frac{a_3}{C_3} \quad (3.12)$$

Pentru dimensionarea nodurilor de tip **CCT** trebuie să se țină seama de configurația neuniformă a câmpului de eforturi de compresiune și de faptul că lățimea acestuia este mult mai mare în apropierea originii forțelor concentrate, a zonelor de reazem sau de ancorare, conform figurii 3.23b.

O rezolvare practică a nodurilor singulare, în care sunt ancorate și armături, (noduri de tip **CCT**) se poate face având în vedere că [39]:

- geometria nodurilor trebuie să fie în concordanță cu forțele aplicate nodului, de aceea se recomandă ca armăturile ancorate să se distribuie pe o înălțime u a nodului, care să corespundă dimensiunilor câmpurilor de eforturi unitare care converg în nodul respectiv;
- în nodurile unde se întâlnesc bare comprimate cât și bare întinse trebuie să se asigure ancorarea corespunzătoare a armăturilor; lungimea de ancorare începe din punctul în care câmpul de eforturi unitare de compresiune întâlnește armăturile (figura 3.26.b, c) și trebuie să depășească marginea opusă a nodului; dacă armătura nu depășește marginea nodului (figura 3.26.a) atunci armăturile se vor ancora în plan orizontal, pe lățimea elementului.

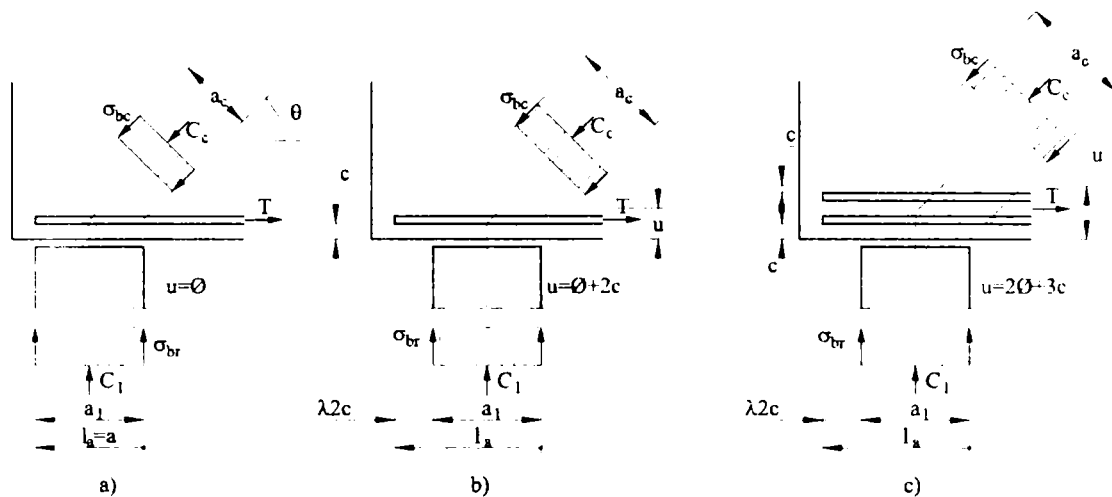


Fig.3.26. Noduri CCT. Ancorarea amăturilor

b) Verificarea eforturilor de compresiune din noduri

Verificarea nodurilor înseamnă verificarea eforturilor de compresiune din beton chiar la marginile zonei nodului (figurile 3.28...3.30), acestea trebuind să satisfacă condiția (3.13)

$$\sigma_c \leq f_{cd\ nod}^* \quad (3.13)$$

unde: $f_{cd\ nod}^*$ - rezistența de calcul a betonului în nod, unde:

$$f_{cd\ nod}^* = 1,1 f_{cd} \quad (3.14)$$

- în nodurile unde concură numai bare comprimate, (noduri de tip CCC), acestea ducând la o stare plană sau tridimensională de tensiune în zona nodului;

$$f_{cd\ nod}^* = 0,8 f_{cd} \quad (3.15)$$

- în nodurile unde sunt ancorate și bare de armătură întinse (noduri de tip CCT sau CTT);

σ_c - reprezintă efortul unitar de compresiune din beton în zona nodului (figura 3.26);

$$\sigma_c = \frac{C_c}{t \cdot a_c} \quad (3.16)$$

C_c - forța de compresiune îndreptată spre nod;

t - grosimea elementului în zona nodului;

$a_c = a_1 \sin\theta + u \cos\theta$ - lățimea nodului (figura 3.27).

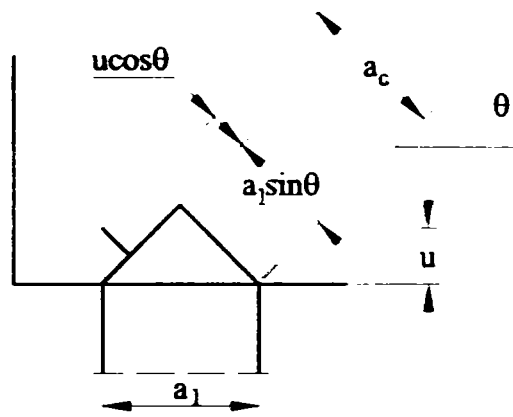


Fig.3.27. Dimensiunile unui nod singular

În continuare se prezintă, pentru câteva dintre nodurile de tip CCC, CCT și CTT atât modul în care se determină dimensiunile acestora cât și relațiile de verificare a nodurilor respective.

Pentru nodurile tipice “CCC” din figura 3.28.d sunt prezentate atât dimensiunile cât și modul de verificare a siguranței zonei nodului.

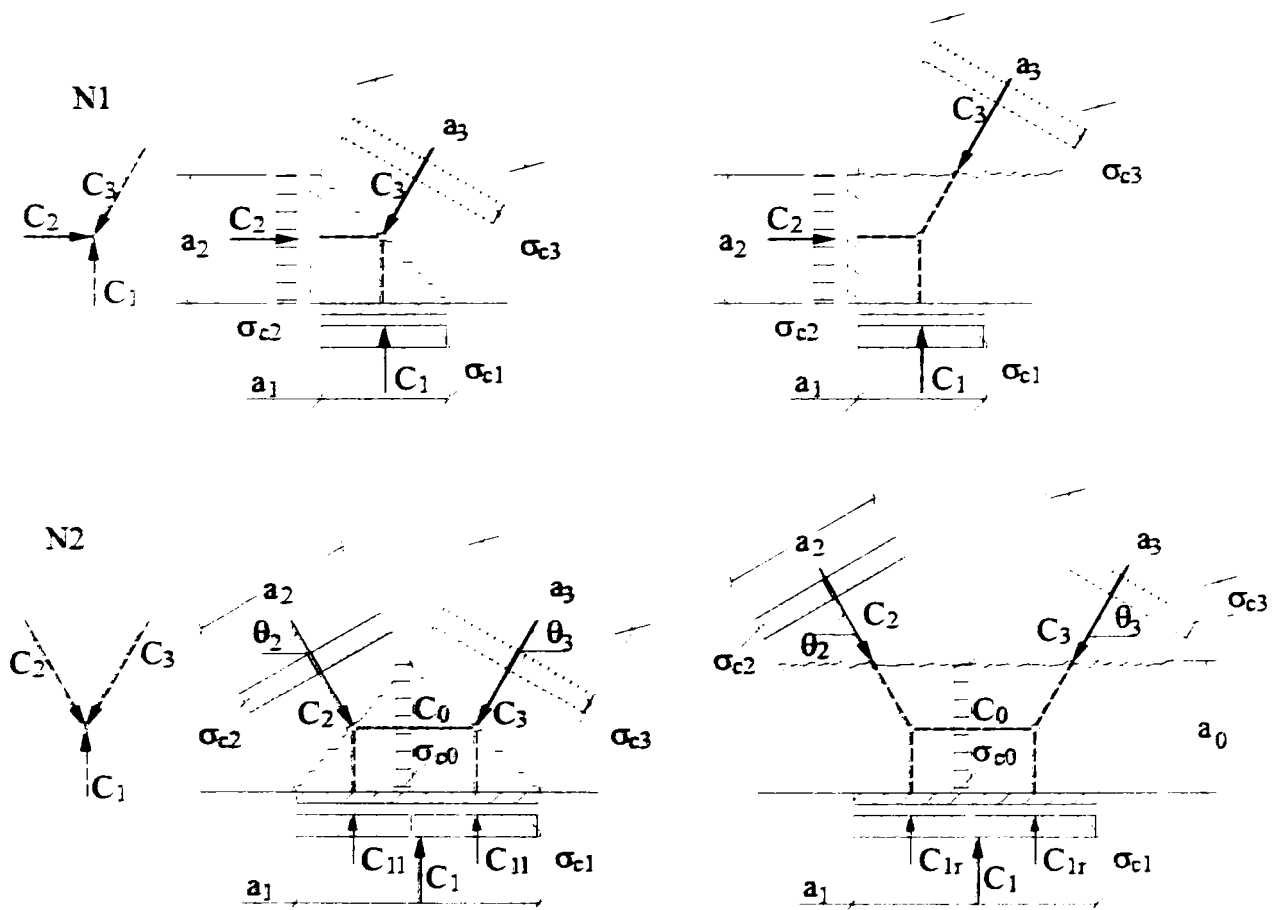


Fig.3.28.a. Noduri tipice CCC. Dimensiuni și eforturi pentru nodurile N1 și N2

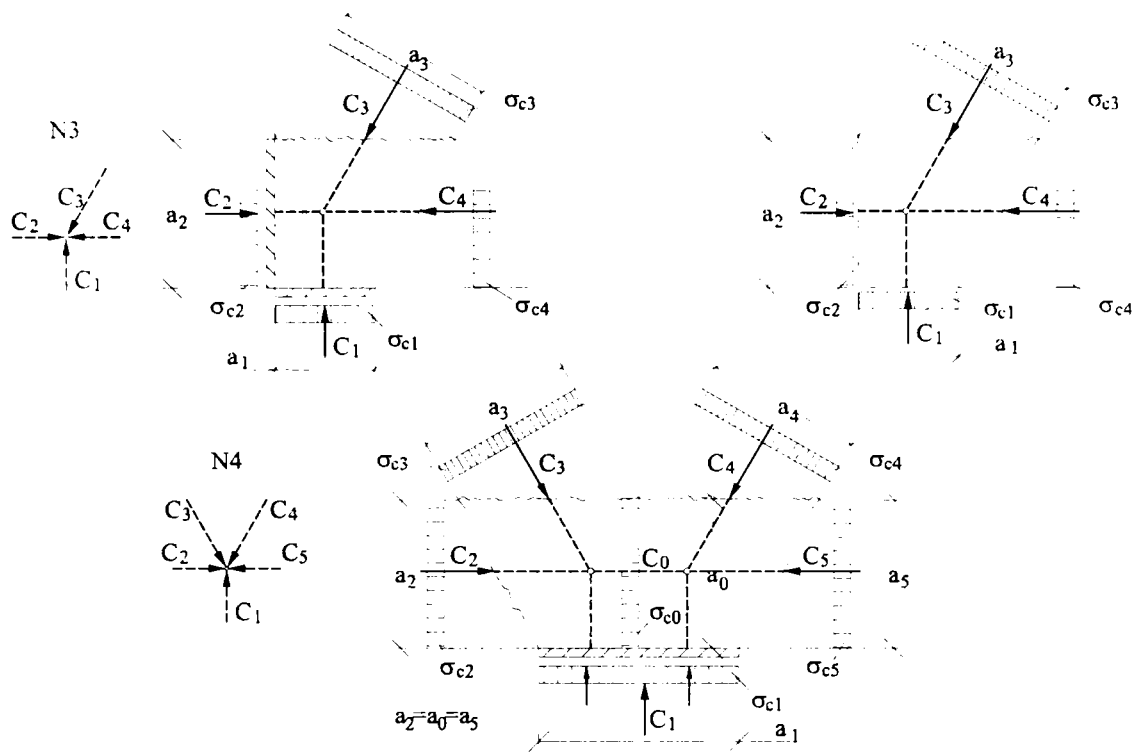


Fig.3.28.b. Noduri tipice CCC. Dimensiuni și eforturi pentru nodurile N3 și N4

Nodul N1 din figura 3.10 este un nod **CCC**, tipic pentru un colț de structură sau de element structural, pentru care se prezintă două posibilități de alegere a marginilor acestuia, ambele ducând la aceleași rezultate.

Relația de verificare a nodului N1 devine:

$$\sigma_{c1} \text{ și } \sigma_{c2} \text{ și } \sigma_{c3} \leq 1,1 f_{cd}$$

Nodul N2 este o combinație a două noduri tip N1. Este preferabil să se aleagă lățimea nodului, a_o conform figurii 3.28, destul de mare, astfel încât reacțiunea din reazem σ_{c1} să fie cea care asigură verificarea nodului. Pentru aceasta: $\sigma_{c1} \leq 1,1 f_{cd}$ și $a_o \geq a_1 \cos \theta_2 \sin \theta_2 = a_1 \cos \theta_3 \sin \theta_3$.

Nodurile N3 și N4 (figura 3.28) sunt specifice pentru încărcări sau reacțiuni aplicate la marginile structurii având o forță aplicată paralel cu una dintre margini, forță ce trece prin nod.

Evident, relația de verificare a nodului va fi:

$$\sigma_{c0} \text{ și } \sigma_{c1} \leq 1,1 f_{cd}$$

În figura 3.29 sunt prezentate câteva noduri tipice CCT (noduri în care concură și bare de armătură întinsă) iar în continuare sunt date relațiile de verificare ale acestora și dimensiunile specifice pentru fiecare caz prezentat.

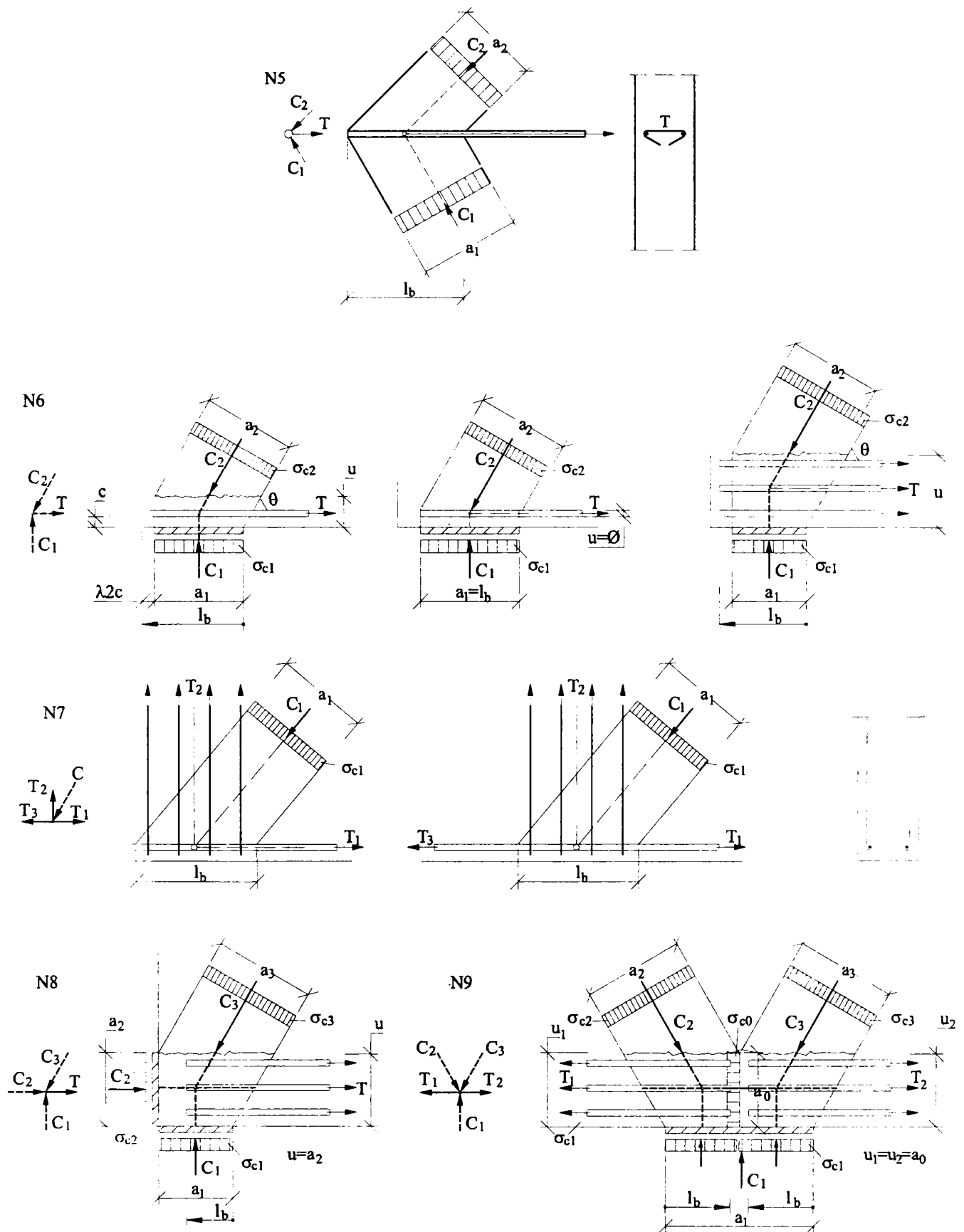


Fig.3.29. Noduri tipice CCT. Dimensiuni și eforturi

În **nodul N5**, caracteristic este faptul că ancorarea armăturii întinse se face departe de marginea structurii, fiind necesară verificarea lungimii de ancorare a acesteia.

Nodul N6 este tipic nodurilor de reazem, exemplificarea de față fiind făcută pentru o grindă - perete. În acest caz, înălțimea “ u ” a nodului trebuie aleasă astfel încât:

$$u \approx 0,15 h \leq 0,2 h \leq 0,2 l \quad (3.17)$$

unde: h = înălțimea regiunii “D”

l = distanța dintre reazemele grinzii – perete (deschiderea acesteia).

Dacă este dispus un singur rând de armătură, acestea vor trebui amplasate aproape de marginea inferioară, acolo unde deviația forțelor este maximă, iar verificarea va include și relația:

$$\sigma_{c1} \text{ și } \sigma_{c2} \leq 0,8 f_{cd} \quad (3.18)$$

Nodul N7 (figura 3.29) este tipic pentru zona întinsă a unei grinzi sau a unei grinzi – perete. În acest caz trebuie ca armătura corespunzătoare barei întinse T_2 să fie alcătuită din mai multe bare de diametru mic, distribuite, care să se petreacă peste bara T_1 ce traversează nodul. În acest caz, eforturile din beton, care trebuie să îndeplinească condiția $\sigma_c \leq 0,8 f_{cd}$, sunt de foarte puține ori decisive pentru dimensionarea nodului respectiv.

Nodul N8 (figura 3.29) este o suprapunere a nodurilor de tip **N1** și **N6** și de aceea se propune ca verificarea să se facă pentru ambele noduri tipice, astfel:

$$\sigma_{c1} \text{ și } \sigma_{c2} \leq 1,0 f_{cd} \quad (3.19)$$

și să fie îndeplinite condițiile geometrice arătate mai sus, la nodul tipic **N6**.

Nodul N9 (figura 3.29) este compus din două noduri de tip **N8** iar verificările sunt corespunzătoare acestuia. Acest nod este tipic pentru reazemele grinzilor continue și, ca atare, se poate verifica conform normelor în vigoare, prin verificarea secțiunii transversale a grinzii la eforturile (M , N și V) și la reacțiunea din reazem și prin verificarea modului de ancorare a armăturii în nod.

Nodul N10 (figura 3.30) este în siguranță, dacă se verifică raza admisă pentru barele îndoite.

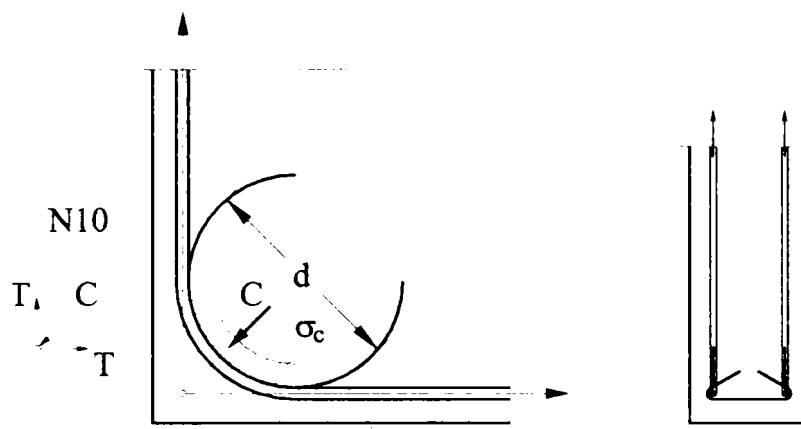


Fig.3.30. Noduri în care armătura este deviată

În nodurile **N2** și **N6** (figurile 3.31.a,b) în care există și presiuni locale ($a_t < t$), întinderea transversală în cea de-a treia direcție trebuie să fie preluată în întregime de armătura transversală, care va fi dimensionată la forța de întindere T , dată de relația:

$$T = \frac{1}{4} \cdot \frac{t - a_t}{t} \cdot C_1 \quad (3.20)$$

Presiunea locală σ_{cII} trebuie limitată la valoarea $3,3 f_{cd}$, adică se verifică relația:

$$\sigma_{cII} = \frac{C_1}{a_t \cdot a_1} \leq \frac{t}{a_t} \cdot f_{cd}^* \leq 3,3 \cdot f_{cd} \quad (3.21)$$

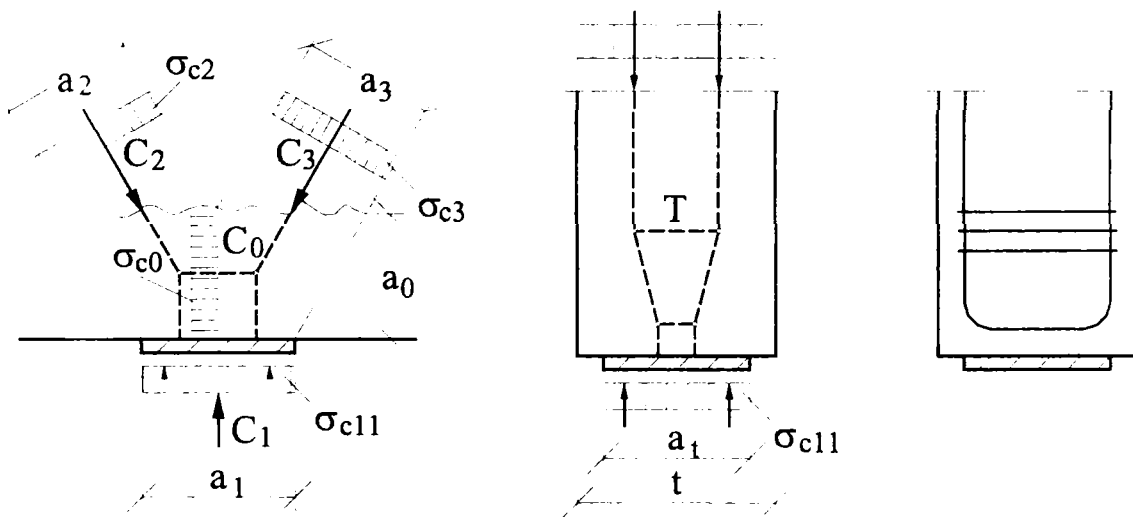


Fig.3.31.a. Modul de rezolvare a presiunilor locale în nodul tipic N2

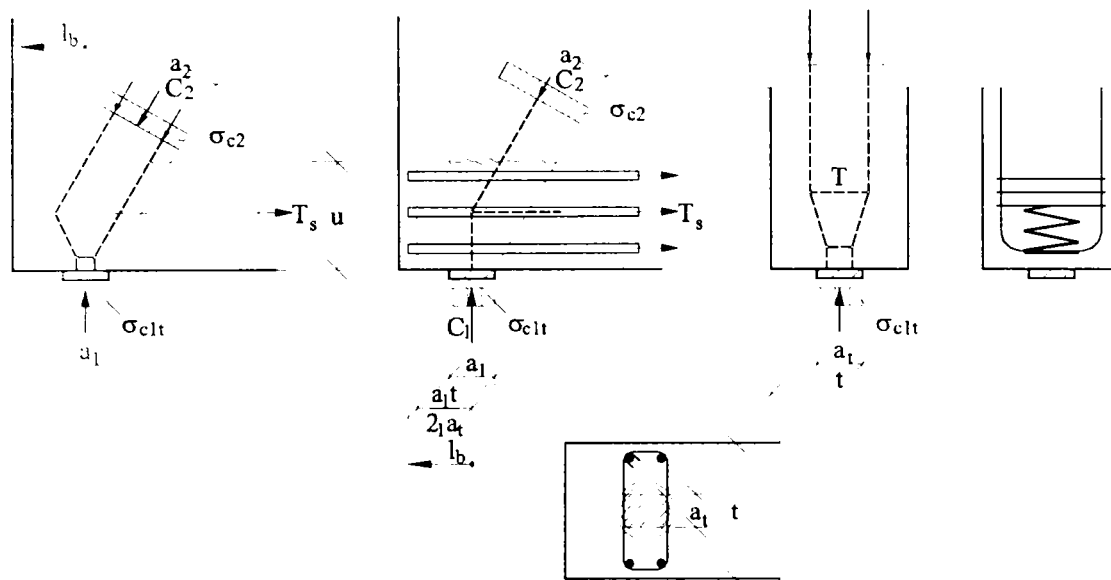


Fig.3.31. Modul de rezolvare a presiunilor locale în nodul tipic N6

c) Asigurarea lungimii de ancoraj a barelor întinse din nod, prin verificarea acestora

În cazul în care în noduri sunt poziționate și plăci de ancorare, atunci este necesară verificarea la încovoiere a acestora și verificarea sudurii dintre acestea și armăturile propriu-zise. În acest caz este de preferat o suprafață netedă de armătură în zona în care traversează nodul decât o calitate superioară, deoarece bara îndoită va tinde să fisureze betonul din nod.

În cazul barelor de armătură ancorate direct (în nodurile tip CCT care au forțe transversale) se preferă ancorajele “întoarse” sau „date peste cap”. În general se verifică raza minimă admisă de curbură, conform normelor și codurilor de proiectare aflate în vigoare.

Pentru ancorajele barelor drepte, lungimea de ancorare va fi aleasă conform normelor de proiectare, fiind necesar doar să se asigure că armăturile trec până dincolo de nod (figuri 3.18.b2 și b3).

Ancorarea începe acolo unde traiectoriile tensiunilor de compresiune transversală din barele comprimate întâlnesc bara și sunt deviate iar bara trebuie să treacă prin nod până la celălalt capăt (cealaltă extremitate) al acestuia pentru a putea prinde și fisurile extreme ale câmpului de compresiuni deviat.

Ca regulă generală Schlaich [39] afirmă că o întreagă zonă de tip “D” este sigură, dacă toate barele întinse au atât capacitatea portantă asigurată cât și o suficientă lungime de ancoraj și dacă efortul unitar de compresiune (σ_c) în zona reazemului cel mai solicitat verifică relațiile:

$$\sigma_c \leq 0,8 f_{cd} \quad (\text{cazuri obișnuite}) \quad (3.22)$$

$$\sigma_c \leq 0,4 f_{cd} \quad (\text{cazuri deosebite}) \quad (3.23)$$

3.6. Conformarea elementului structural la nivel de detaliu

După determinarea stării de solicitare și de deformare a elementelor structurale sub efectul încărcărilor, se trece la conformarea acestora, respectiv la dimensionarea și alcătuirea lor în concordanță cu gradul de siguranță necesar.

Determinarea dimensiunilor secțiunilor de beton și a cantităților de armătură dintr-un element structural din beton armat se poate face, așa după cum s-a precizat în capitolele anterioare, fie pe baza unor metode de calcul tradiționale (prezentate în capitolul 2 al lucrării), fie cu ajutorul procedurii modelelor de bare.

În primul caz, alcătuirea de ansamblu a elementului, respectiv detalierea, se poate realiza doar prin aplicarea prescripțiilor constructive cuprinse în normativele specifice, care țin seama de unele aspecte ce nu pot fi exprimate prin relații de calcul.

În schimb, la alcătuirea elementelor structurale cu ajutorul procedurii modelelor de bare se ține seama atât de prescripțiile impuse de norme cât și de imaginea reală a stării de tensiune din element (determinată în stadiul elastic), respectiv de direcțiile eforturilor unitare principale, poziția finală a armăturilor urmărind, pe cât posibil, direcția principală a câmpurilor de eforturi de întindere din element.

Conformarea elementelor structurale se finalizează, întotdeauna, prin planuri și detalii de armare, așa după cum se va vedea în capitolele următoare ale lucrării de față.

3.7. Studii și cercetări efectuate pe plan mondial, cu privire la aplicarea procedurii modelelor de bare în calculul și alcătuirea structurilor și elementelor structurale din beton armat

Procedura modelelor de bare a fost propus inițial ca procedură manuală de proiectare care să se bazeze pe intuiția inginerescă și pe experiența proiectantului în trasarea traiectoriilor de scurgere ale eforturilor prin structură cu ajutorul unui sistem de bare (static determinat, de obicei), care apoi este analizat și dimensionat prin metodele cunoscute de dimensionare.

Încă din anul 1964, cercetători ca Rusch, Kupfer, și mai târziu Leonhardt (1966), Somerville (1972), Thurlimann (1983), Marti (1985), Collins și Mitchell (1986), Cook și Mitchell (1988), Adebar, Kuchma și Collins (1990), Alshegeir și Ramirez (1992) au abordat în cercetările lor modul de utilizare a acestui procedeu la calculul și de alcătuire a elementelor din beton armat iar după apariția lucrării lui Schlaich și Weischede de la Universitatea din Stuttgart, Germania, [39] în care autorii dau un procedeu practic de dimensionare a elementelor de beton armat, bazat pe principiul lui Morsch, a devenit un subiect de un larg interes în lumea întreagă, mai cu seamă în Noua Zeelandă, Asia, America și Europa. În anii '80, la Universitatea din Stuttgart s-a dezvoltat un puternic nucleu de cercetare pe modelări cu bare a elementelor structurale și a structurilor cu discontinuități statice și geometrice, rezultatele fiind sintetizate în lucrări științifice și teze de doctorat [5], [43].

În anul 1991, în cadrul Colocviului internațional IABSE, desfășurat la Stuttgart, problemele legate de proiectarea și modelarea cu bare a elementelor structurale au ocupat mai mult de o treime din volumul total al lucrărilor. Pe parcursul anilor, metoda de calcul a modelării cu ajutorul barelor a fost aplicată și dezvoltată de mulți cercetători (printre care Marti [23], Rogowsky și MacGregor [33], Collins și Mitchell [11], Cook și Mitchell [12], Adebar, Kuchma, Collins [1], Alshegeir și Ramirez [2]) pe diferite elemente structurale

din beton armat sau precomprimat, cum ar fi: fundații pe piloți, grinzi - pereți, console, grinzi înalte, zona nodurilor cadrelor din beton armat, etc.

Cercetările efectuate pe plan mondial au atins diverse aspecte legate de modelarea cu bare a elementelor și structurilor din beton armat cu discontinuități statice și geometrice, printre acestea numărându-se: modelarea structurilor și a elementelor structurale în care predomină subdomeniile de tip "D" ([6], [12], [22], [37]), proiectarea asistată de calculator și conformarea elementelor structurale la nivel de detaliu ([13], [23], [18], [57], [58]), cercetări experimentale privind comportarea zonelor de tip "D" din anumite elemente structurale și structuri din beton armat ([12], [20], [10]), studii teoretice asupra capacității de rotire a zonelor de tip "D"([2]), metode de calcul dezvoltate pentru unele zone de discontinuități din elementele structurale ([6], [1]), etc.

La noi în țară, preocupările în acest domeniu s-au făcut cunoscute începând cu anul 1992 când, prin colaborarea unui grup de cadre didactice (din care face parte și autorul) al Departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole a Facultății de Construcții din Institutul "Politehnica" Timișoara cu un grup de ingineri cercetători din cadrul Institutului de Cercetări INCERC-Filiala Timișoara, această temă, a proiectării elementelor din beton armat prin îmbinarea metodelor tradiționale cu cele netradiționale, a devenit o preocupare care a prins contur și care s-a materializat de-a lungul anilor prin contracte de cercetare ([60], [61], [62], [63], [64], [65], [66], [68] [69]), participări la diverse simpozioane și conferințe naționale, lucrări științifice referate în cadrul unor teze de doctorat [14] și chiar un capitol destinat special utilizării Procedeului Modelelor de Bare la dimensionarea elementelor din beton armat cuprins în programa analitică [9] a disciplinelor de Beton Armat și Construcții din Beton Armat.

Mai târziu, prin intermediul unui proiect TEMPUS – Phare [7], al cărui principal obiectiv era publicarea și difuzarea în România a unor volume de exemple de calcul și de comentarii pe baza normelor europene cuprinse în EUROCOD-uri (EC2, EC3, EC4, EC7 și EC8), s-a reușit prezentarea metodei

de calcul și a câtorva rezolvări de caz cu ajutorul procedurii modelelor de bare. În cele ce urmează se va face o trecere în revistă a câtorva teme de cercetare abordate de-a lungul timpului în acest domeniu și a principalelor rezultate obținute.

3.7.1. Modelarea structurilor din beton armat cu discontinuități statice și geometrice

Referitor la modelarea structurilor din beton armat, Schlaich, în lucrarea sa [37] a concluzionat că: în cazul structurilor cu zone predominant de tip "B", nu este recomandabilă folosirea Procedurii Modelelor de Bare pentru întreaga structură, deoarece calculul tradițional duce la soluții satisfăcătoare chiar dacă puținele subdomenii de tip "D" sunt tratate identic cu cele de tip "B", ci este indicată folosirea acestuia doar pentru detalierea zonelor de discontinuități; dimensionarea trebuie să fie făcută pe baza unor modele simple care pot fi îmbunătățite dacă li se aplică în mod succesiv Procedura Modelelor de Bare; pentru stabilirea geometriei modelelor de bare se poate face fie o analiză liniară, atunci când betonul este în stadiul de lucru nefisurat, fie o analiză neliniară cu elemente finite, capabilă să descrie cu o bună precizie avarierea betonului și a armăturii, atunci când betonul se află în stare fisurată.

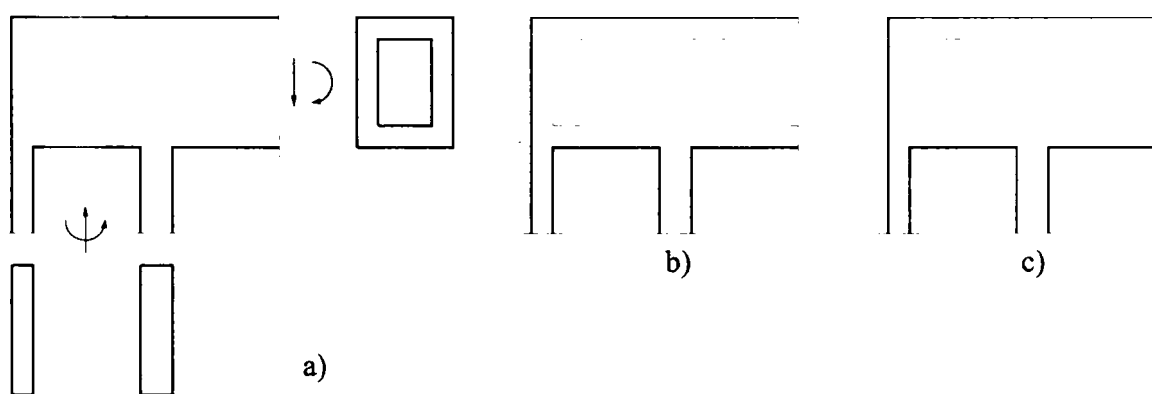


Fig.3.32. Grindă chesonată ce reazemă pe diafragme din beton armat

În figura 3.32 se prezintă un mod de optimizare a betonului structural prin intermediul procedurii modelelor de bare, cu referire directă la cazul unei

grinzi chesonate ce reazemă pe doi pereți structurali (diafragme), a cărei modelare se prezintă în trei variante succesive, redată în continuare:

Varianta (a) prezintă cazul în care diafragma exterioară se prelungește pe înălțimea grinzii chesonate, rezultând un colț de cadru cu o diafragmă la capătul grinzii (fig. 3.33).

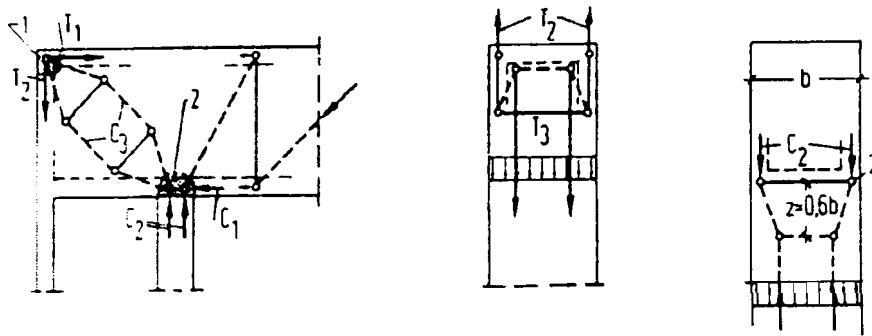


Fig.3.33. Modele de bare pentru structura cu diafragmă exterioară

În varianta (b) ambele diafragme se prelungesc în grinda chesonată, rezultând un colț de cadru cu două diafragme (figura 3.34).

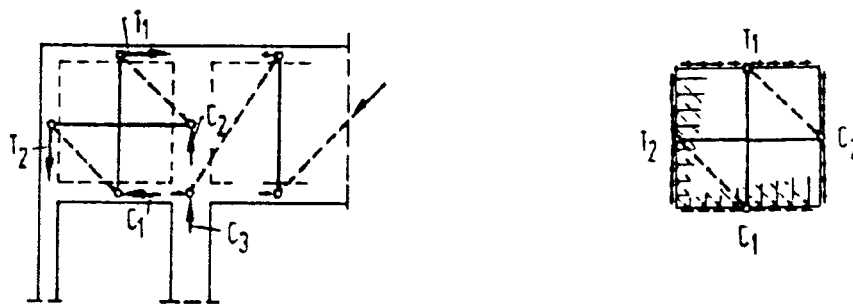


Fig.3.34. Modele de bare pentru structura cu diafragmă interioară

În varianta (c) se prezintă soluția optimă când, prin realizarea unui colț de cadru cu o diafragmă diagonală se asigură calea cea mai scurtă de scurgere a forțelor prin colțul cadrului (figura 3.35).

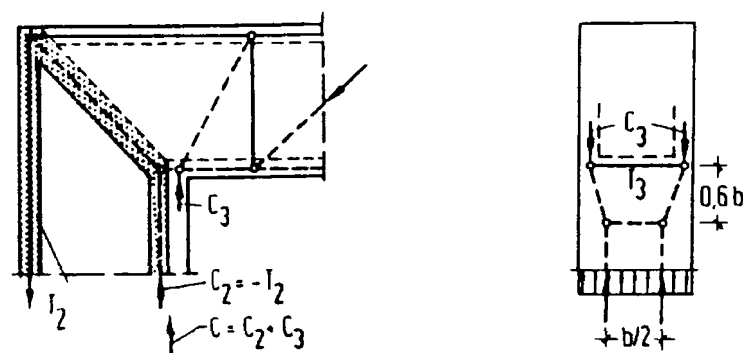


Fig.3.35. Modele de bare pentru structura cu diafragmă diagonală

Se poate trage concluzia că găsirea celui mai adecvat model de bare nu este simplă, ci depinde de experiența în acest domeniu a proiectantului, care trebuie să știe să aleagă soluția optimă de scurgere a eforturilor prin element.

În lucrarea lui **Weischede** [57] sunt date câteva exemple de clădiri executate după proiecte realizate cu ajutorul Procedului Modelelor de Bare. Autorul a insistat asupra modelării globale a scurgerii eforturilor prin structuri și asupra conformării modelelor de bare, aici fiind prezentate două dintre cele mai spectaculoase clădiri, respectiv: laboratorul Universității „Tehnic III” din Kassel și patinoarul acoperit din Munchen.

În figura 3.36 se prezintă armarea consolelor alcătuite din grinzi în T, din structura patinoarului acoperit din Munchen, armare realizată pe baza modelelor de bare dezvoltate.

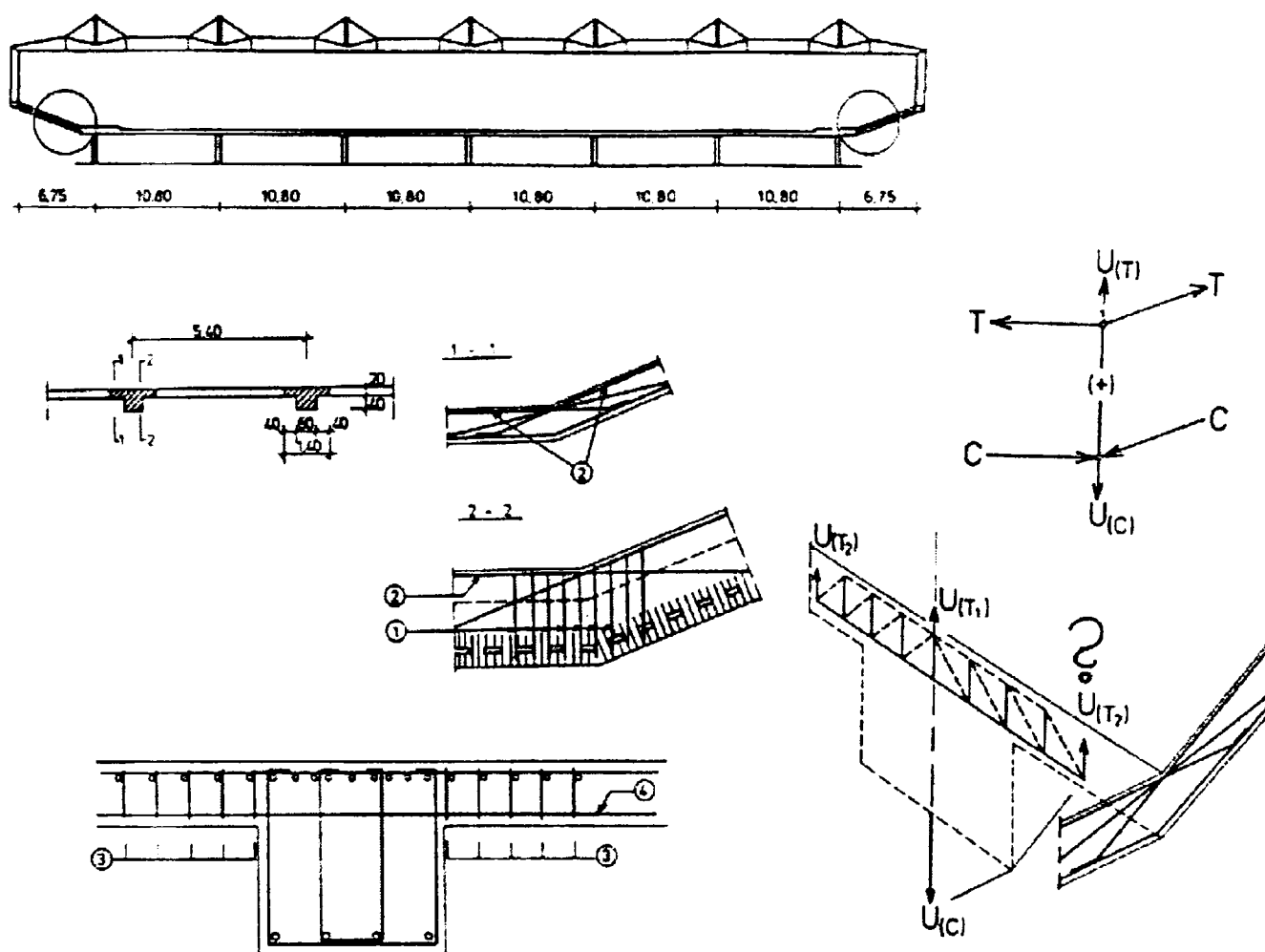


Fig.3.36. Patinoarul acoperit din Munchen. Armarea consolelor pe baza modelelor de bare

În figura 3.37 este prezentat corpul de clădire al laboratorului de la Universitatea „Tehnic III” din Kassel, cu modelele de bare alcătuite pentru fiecare din elemente componente.

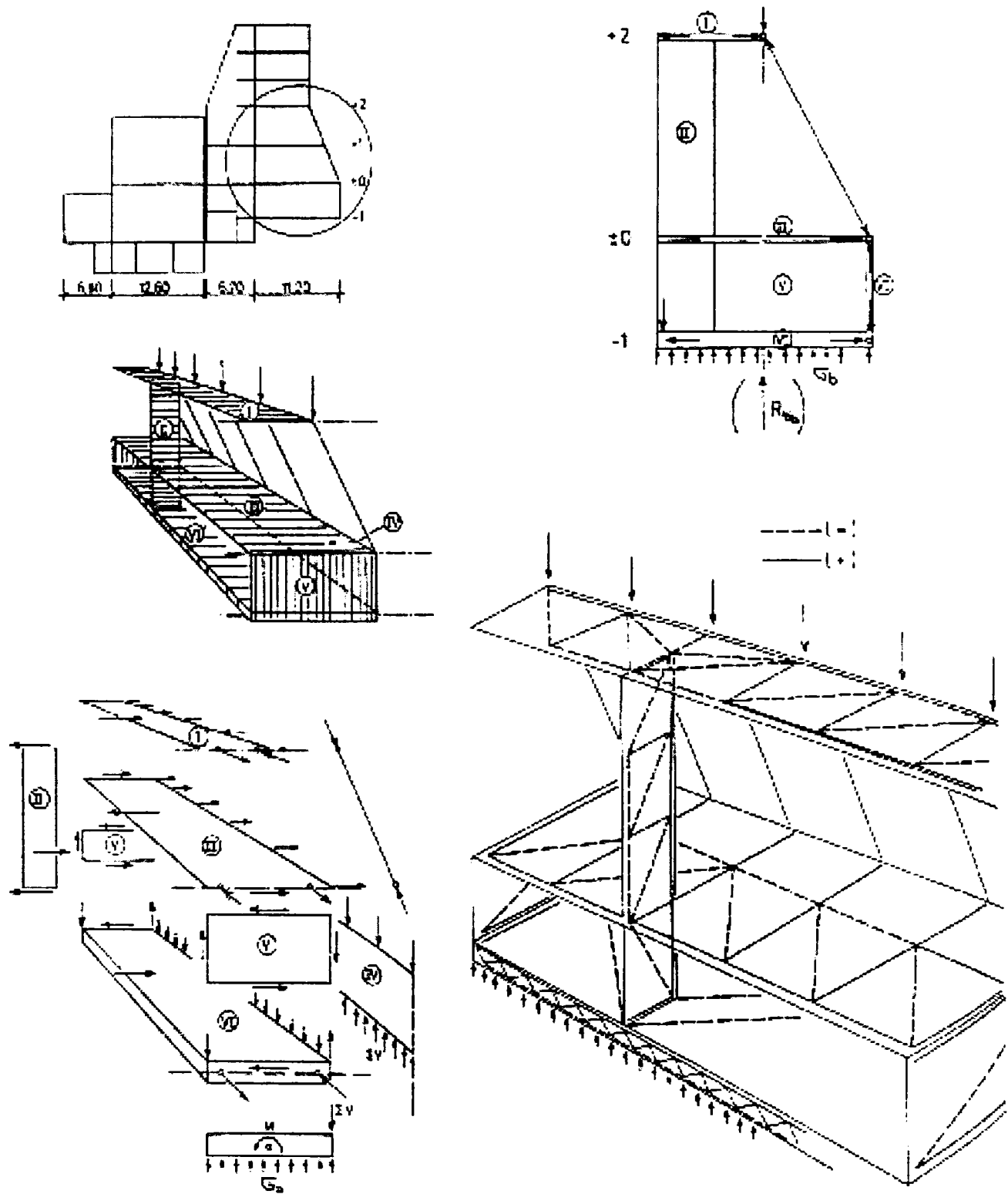


Fig.3.37. Laboratorul de la Universitatea „Tehnic III” din Kassel.
Modele de bare

3.7.2. Proiectarea și conformarea elementului structural la nivel de detaliu

În lucrarea [39] Schlaich, Schaefer și Jennewein prezintă aplicații numerice pentru diferite elementele structurale cu discontinuități statice și geometrice (grinda - perete cu gol asimetric, console scurte, grinzi cu goluri sau cu retrageri pe reazeme, noduri de cadre, etc.).

În figura 3.38 sunt prezentate modelele de bare concepute și modul de armare pentru o grindă – perete cu gol asimetric.

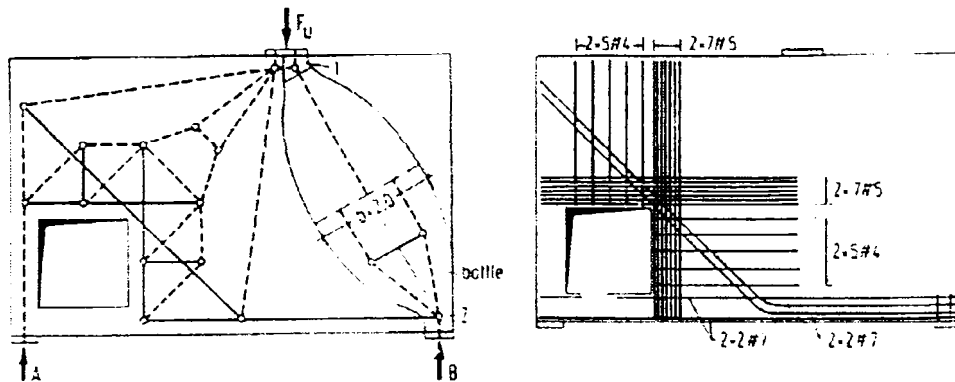


Fig.3.38. Grinda-perete cu gol asimetric

Pentru câteva tipuri de console scurte (figura 3.39) se arată diferitele modele de bare și armările corespunzătoare, în funcție de încărcările considerate.

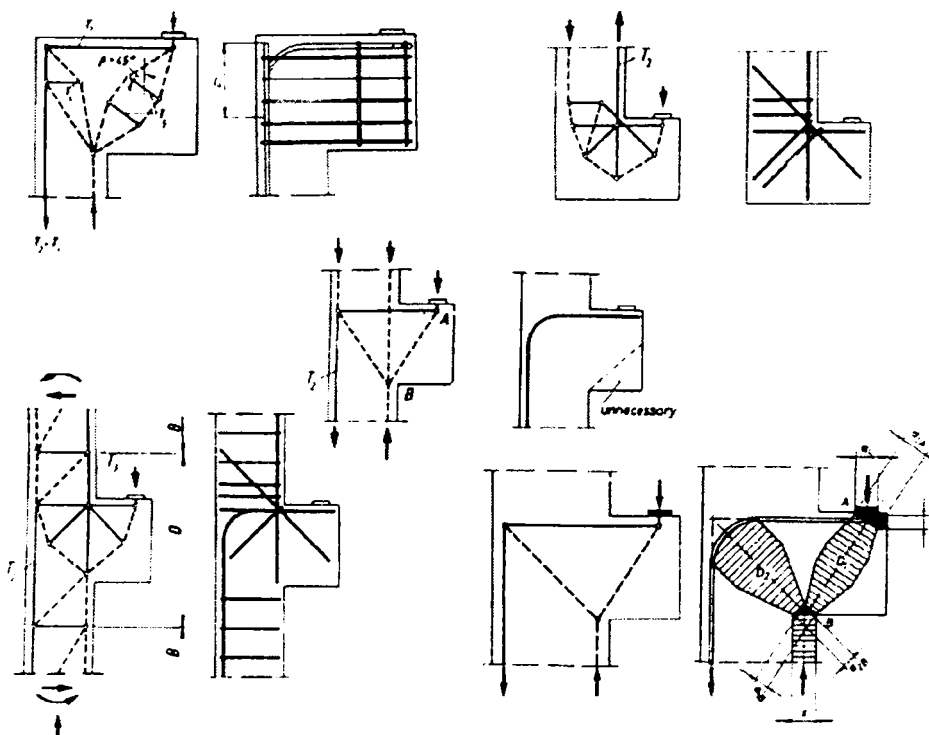


Fig.3.39. Console scurte. Modele de bare și moduri de armare

În figura 3.40 este prezentată o grindă cu gol, împreună cu eforturile secționale la capetele subdomeniilor caracteristice tip "B" și "D", modelarea acestora și armarea grinzii.

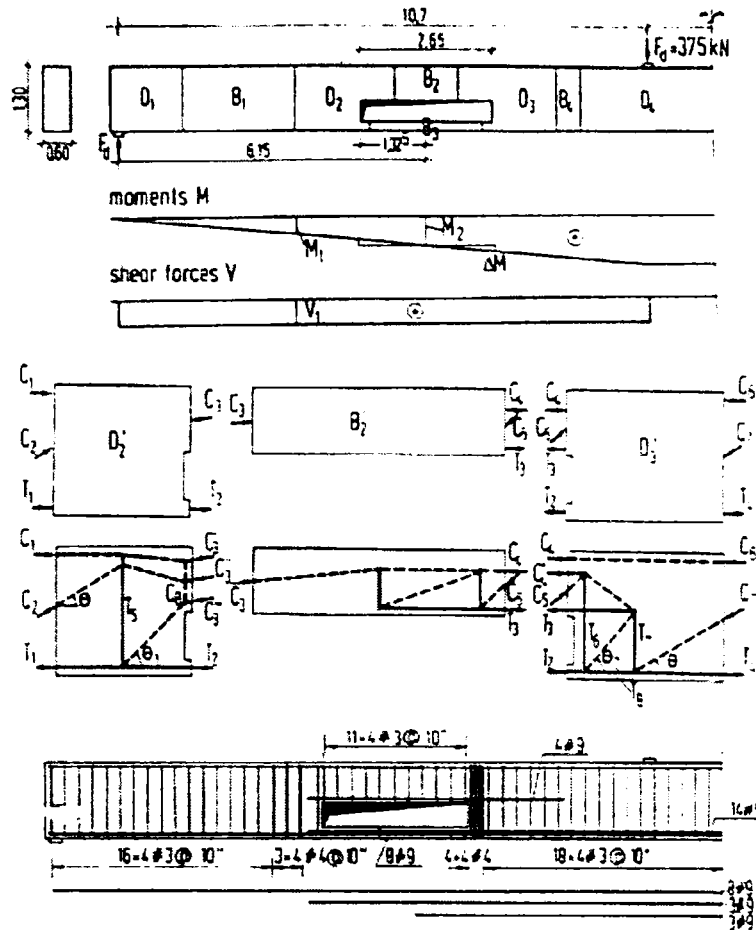


Fig.3.40. Grinda cu gol. Eforturi, modele de bare și modul de armare

Pentru grinda cu retragere pe reazem din (figura 3.41) se arată că este recomandat modelul de bare de complexitate mai mare deoarece acesta poate rezolva, în zona reazemului, atât ancorarea armăturilor longitudinale cât și armarea cu etrieri pentru preluarea forței tăietoare din secțiune.

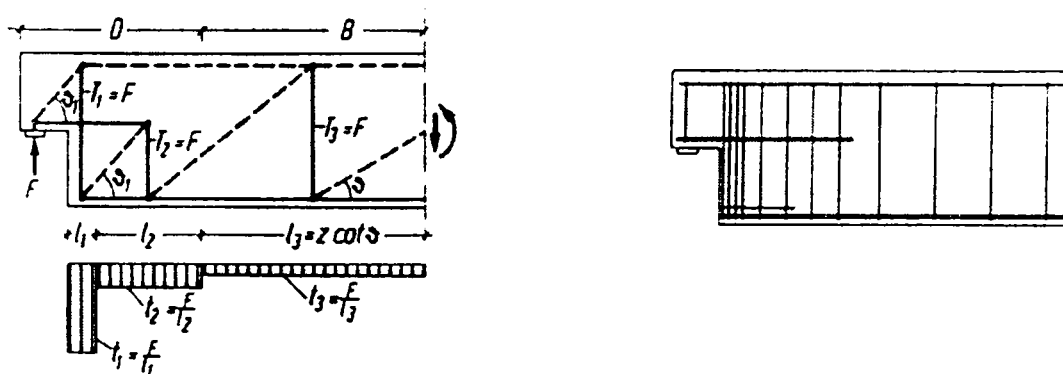


Fig.3.41. Grinda cu retragere pe reazem

Pentru nodurile de cadre din figura 3.42 se arată că Procedeul Modelelor de Bare oferă mai multe variante de modele de bare pentru același nod, inginerul proiectant fiind nevoit să aleagă între modelele care conduc la o armare simplă (figura 3.42.a,b), dar au capacitate redusă de preluare a momentului încovoietor și cele mai complexe (figura 3.42.c,d,e).

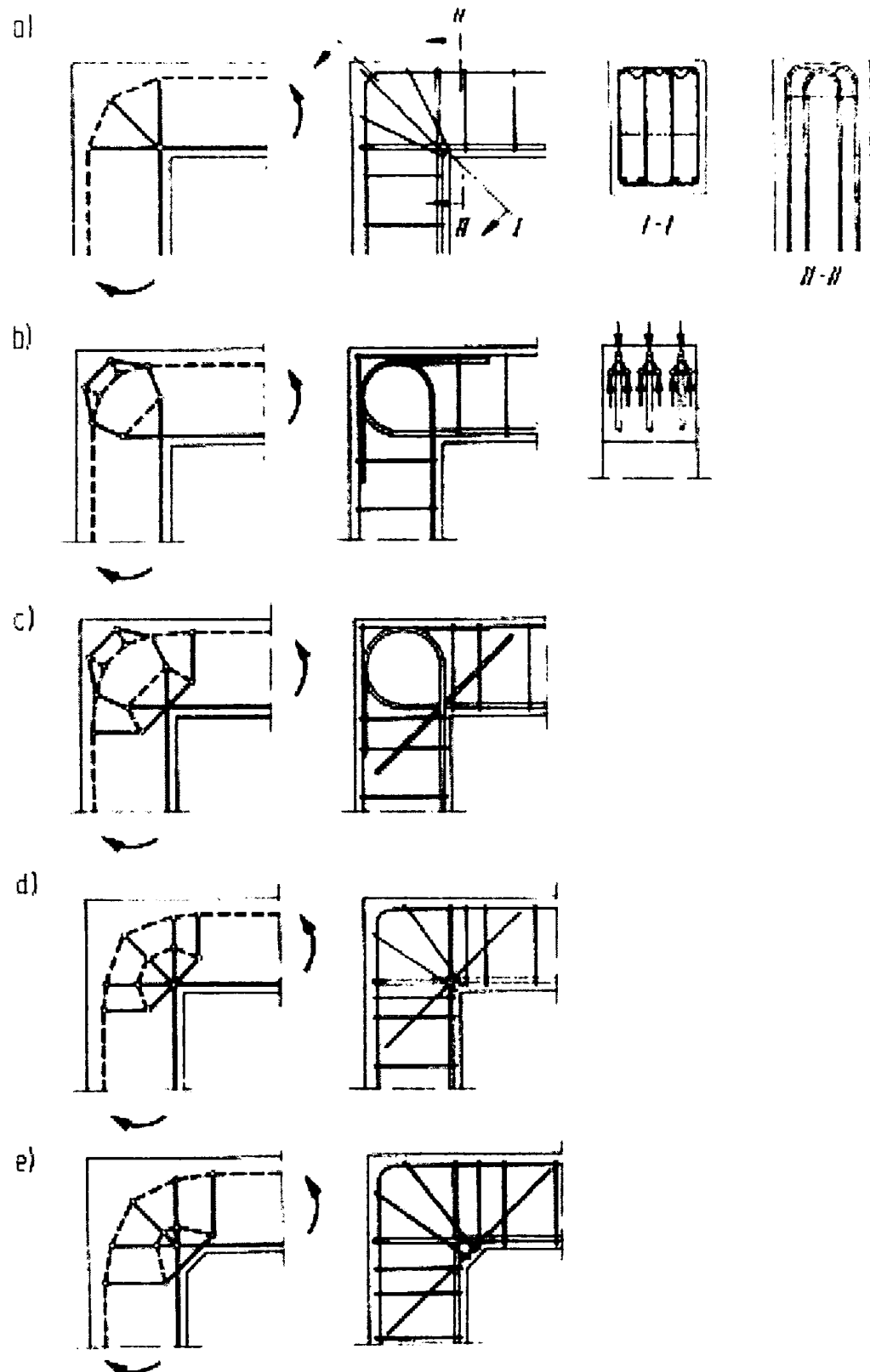


Fig.3.42. Noduri de cadre. Modele de bare și moduri de armare

În figura 3.43 este prezentată grinda în trepte, pentru care armarea se face respectând pozițiile barelor din modelul de bare ales.

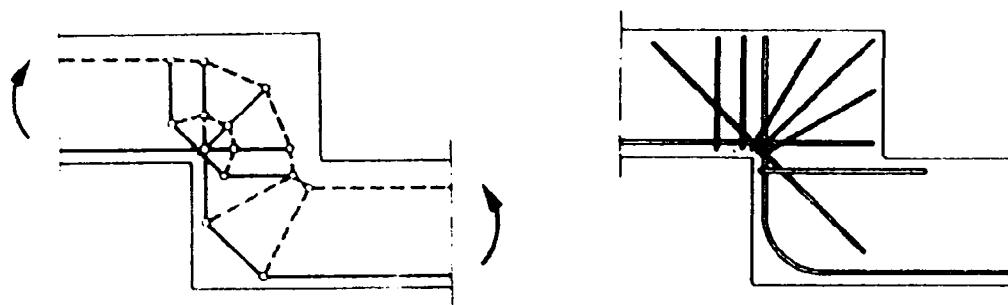


Fig.3.43. Grinda în trepte

Marti, in lucrarea [23], descrie aplicarea condițiilor de echilibru la starea limită de rezistență în calculul și la alcătuirea grinzilor din beton armat. Uneltele de bază folosite de autor sunt: bare comprimate, bare întinse, noduri, arce și așa-numitul "fan" (reprezentând forma de evantai a câmpului de eforturi de compresie), cu ajutorul cărora efectuează calculul și alcătuirea grinzilor de cuplare a diaframelor cu goluri și a grinzilor înalte din beton armat. Pentru aceste elemente se face o comparație între armarea rezultată în urma aplicării Procedului Modelelor de Bare și cea conform normativelor în vigoare.

Același autor prezintă în [6] o sinteză a cercetărilor în domeniu, care permite dimensionarea coerentă și elaborarea corectă a detaliilor constructive ale structurilor din beton. Se arată că Procedul Modelelor de Bare este indicat să fie folosit de către ingineri pentru determinarea mărimii, a poziției, distribuției și a modului de ancorare a principalelor armături din elementele de beton armat. Totodată se prezintă modelări pentru nodurile de cadre și consolele scurte, (figura 3.44). În lucrare sunt prezentate și considerații referitoare la mecanismele de rupere tipice câtorva elemente structurale, care pot fi: caracterizate de o suprafață discontinuă (la console), o fisură de colaps (în grindă) sau se pot produce prin ruperea prin strivire a betonului, prin curgerea armăturii în zona de deformații omogene sau prin ruperea nodurilor de colț sub momentele încovoietoare.

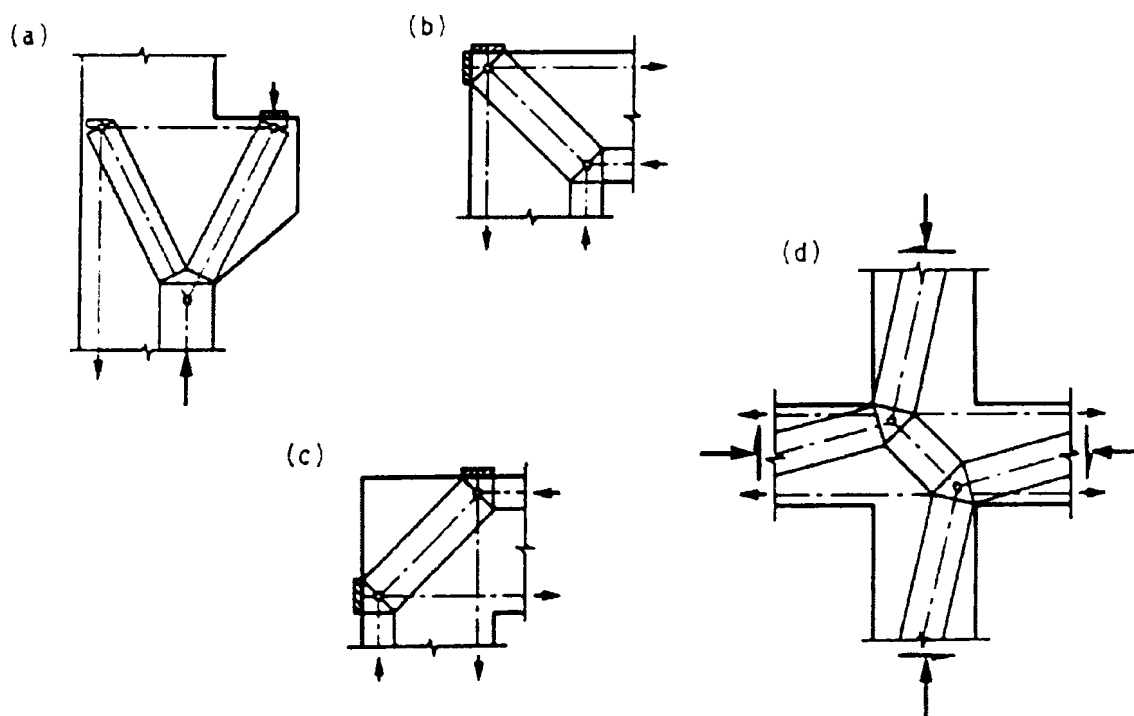


Fig.3.44. Modele de bare pentru diferite noduri de cadre și console scurte

3.7.3. Proiectarea asistată de calculator

Alshegeir si Ramirez [2] utilizează procedeul de calcul cu ajutorul modelelor de bare la evaluarea rezistenței la rupere și a comportării grinzilor înalte pretensionate. Sistemul de bare al modelului adoptat, reflectând condițiile reale de rezemare și de încărcare, este dezvoltat pe grinzi-perete pretensionate încercate la rupere, modelele de bare fiind utilizate la ilustrarea efectului de pretensionare, a rezistenței de compresiune a betonului și a detaliilor de armare corespunzătoare eforturilor și comportării barelor modelului.

Hariris și Fardis [18] sunt autorii unui algoritm destinat generării prin calcul automat a modelelor de bare pentru structuri plane din beton. Exemplificarea procedeului este făcută prin aplicații numerice referitoare la grinda-perete, plină și cu gol și la grinda frântă. Ei recomandă pentru modelele de bare pe cele static determinate, având barele dispuse sub formă triunghiulară, având mărimea unghiurilor dintre barele întinse de valori aproximativ egale cu 0° , 45° , 90° sau 135° , pentru ca armătura să poată fi ridicată în conformitate cu traseul eforturilor de întindere din barele modelului.

Programul de calcul automat este dat în module independente, legate printr-o metodă interactivă, făcând interfață cu utilizatorul.

Prin aceasta metoda propusă, Procedeul Modelelor de Bare a fost extins în domeniile modelării și a analizei structurale, reușindu-se:

- modelarea traiectoriilor de scurgere a eforturilor prin generarea lor la densitatea dorită și transformarea lor automată în modele de bare;
- extinderea analizei modelelor static determinate și static nedeterminate și asupra unor modele cinematice, folosind un program geometric neliniar, conceput în acest scop.

Modelele de bare rezultă cu dimensiuni corespunzătoare câmpurilor de eforturi și legilor neliniare de material, deci se poate face calculul eforturilor și al deplasărilor.

Windisch prezintă în lucrarea [58] sinteza calculului de rezistență secțională și a celui prin Procedeul Modelelor de Bare în cazul fisurării elementelor datorită încovoierii. Procedeul prezentat de el permite prevederea explicită a apariției și dezvoltării fisurilor ce urmăresc traiectoriile liniare elastice, parametrul de material al modelului fiind rezistența efectivă a armăturii (R_a) iar bielele de beton fiind supuse unei stări de eforturi biaxiale.

3.7.4. Cercetări experimentale

Cercetările experimentale cu privire la subdomeniile de tip "D" întreprinse de **Jirsa** [20] prezintă rezultatele unor încercări privind capetele de bară și nodurile de tip **CCT** și **CTT**.

Rezultatele încercărilor certifică utilitatea folosirii Procedeului Modelelor de Bare la proiectarea subdomeniilor de tip "D", iar pe mai departe autorul preconizează unele cercetări pe modele cu diferite procente de armare în montanți și tălpi pentru studierea problemelor specifice: zonele de ancoraj ale barelor, efectul orientării diagonalelor și influența stării de fisurare asupra rezistenței efective a betonului din diagonala comprimată.

Zeller cuprinde în lucrarea sa [59] rezultatele unor încercări efectuate pe consolele scurte și lungi, prezentate în figura 3.45, având modelul de bare asociat prezentat în figura 3.46.

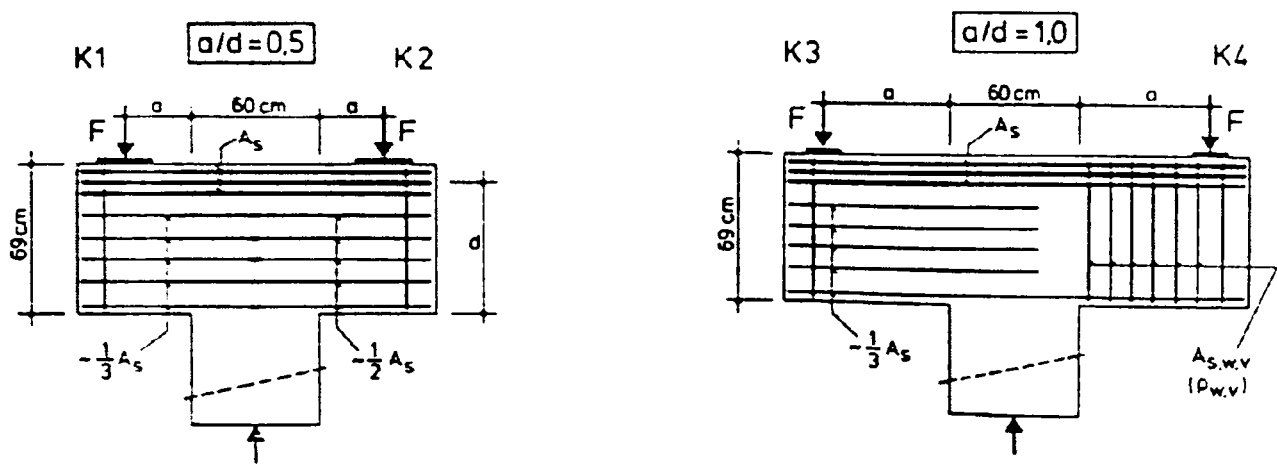


Fig.3.45. Armarea consolelor scurte (a) și lungi (b)

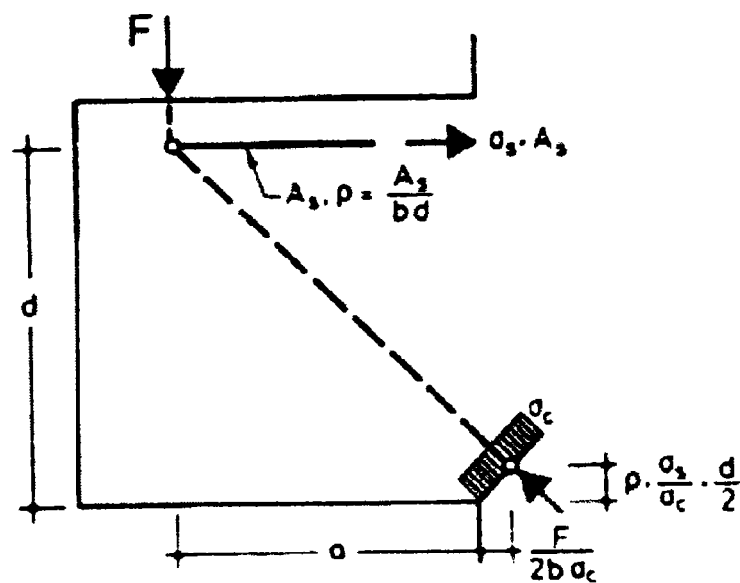


Fig.3.46. Modelul de bare asociat

Aceste încercări au evidențiat faptul că fisurarea s-a produs după direcția diagonalei comprimate rezolvată prin Procedeele Modelelor de Bare (figura 3.47), că modelul de bare adoptat nu a fost capabil să urmărească starea de eforturi din zona comprimată și după producerea fisurii diagonale, în consecință a concluzionat că modul de dispunere a armăturii întinse influențează capacitatea portantă a consolei.

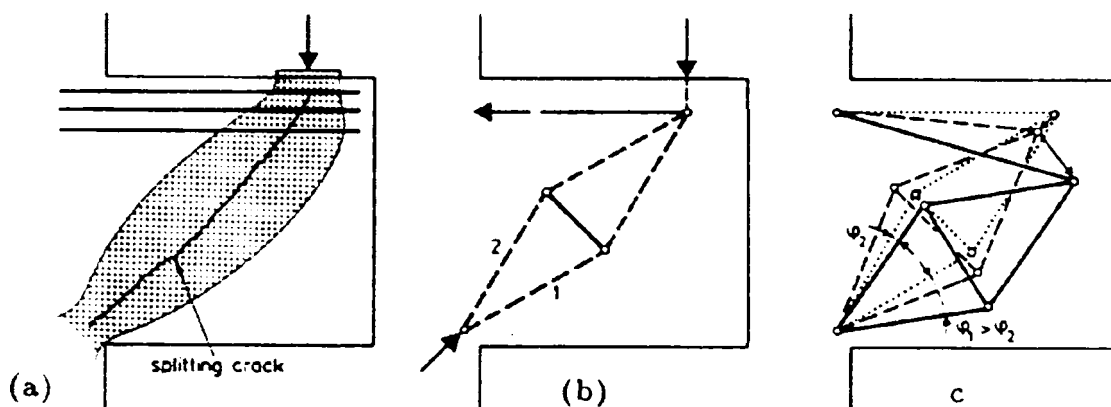


Fig.3.47. Câmpuri de eforturi, modele de bare și deplasări

Calvi [10], remarcând faptul că în coduri problema capacității de rotire a subdomeniilor de tip "D" este neglijată (cu toate că aceasta este de mare importanță, mai ales în cazul barelor de diametre mici care au proprietăți mecanice reduse), face o evaluare a capacității de rotire a subdomeniilor de tip "D" pe baza unor modele de bare, luând în considerare calitatea oțelului, procentul de armare și condițiile de punere în operă.

Mitchell si Cook [12] au studiat regiunile cu perturbări ale câmpurilor de eforturi din elementele din beton armat, demonstrând necesitatea folosirii Procedului Modelelor de Bare atât la analiza, calculul și conformarea acestora, cât și la cea a zonelor de trecere de la subdomeniile unde se aplică armarea secțională la cele unde se aplică modelarea cu bare.

Adebar, Kuchma si Collins descriu în lucrarea [1] rezultatele încercărilor experimentale efectuate pe o fundație sub stâlp ce reazemă pe piloți, supusă la rupere prin forfecare figura 3.48.

În lucrare se arată că normele în vigoare pentru calculul și dimensionarea la forță tăietoare a acestui tip de fundație nu au fost capabile să preconizeze modul de rupere prezentat în figura 3.48, deoarece aceste norme neglijează anumiți parametri importanți (cum ar fi procentul de armare longitudinală), amplificând în schimb importanța altora (cum ar fi adâncimea efectivă).

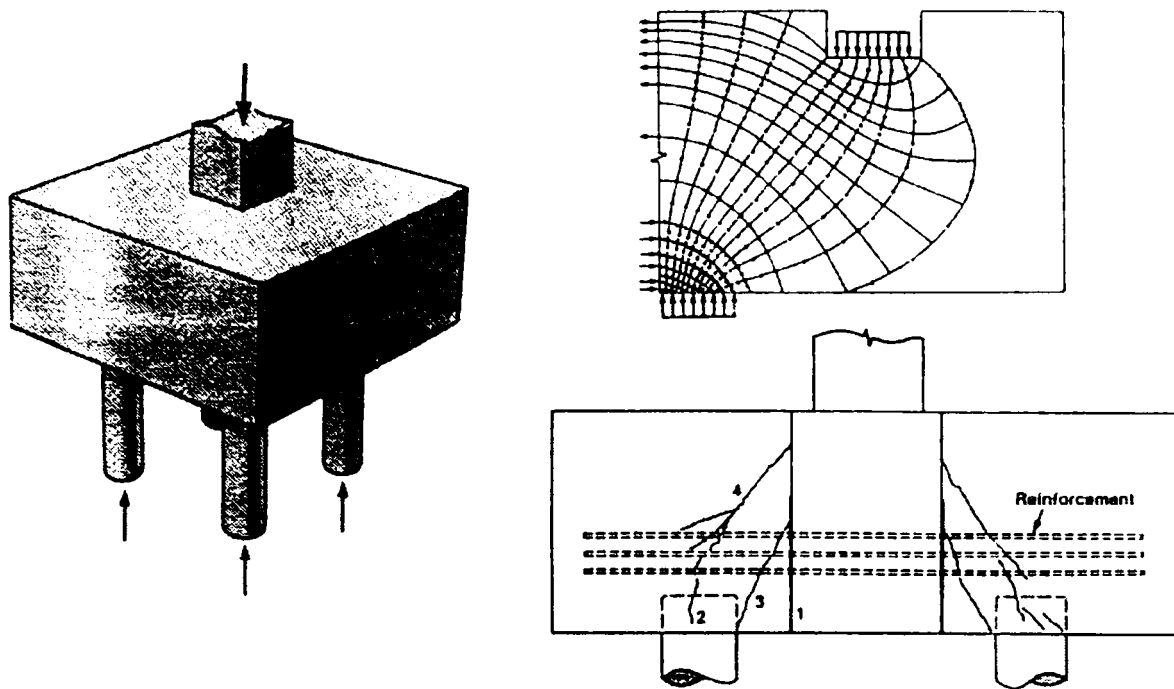


Fig.3.48. Fundație pe piloți. Starea de tensiuni și modul de rupere

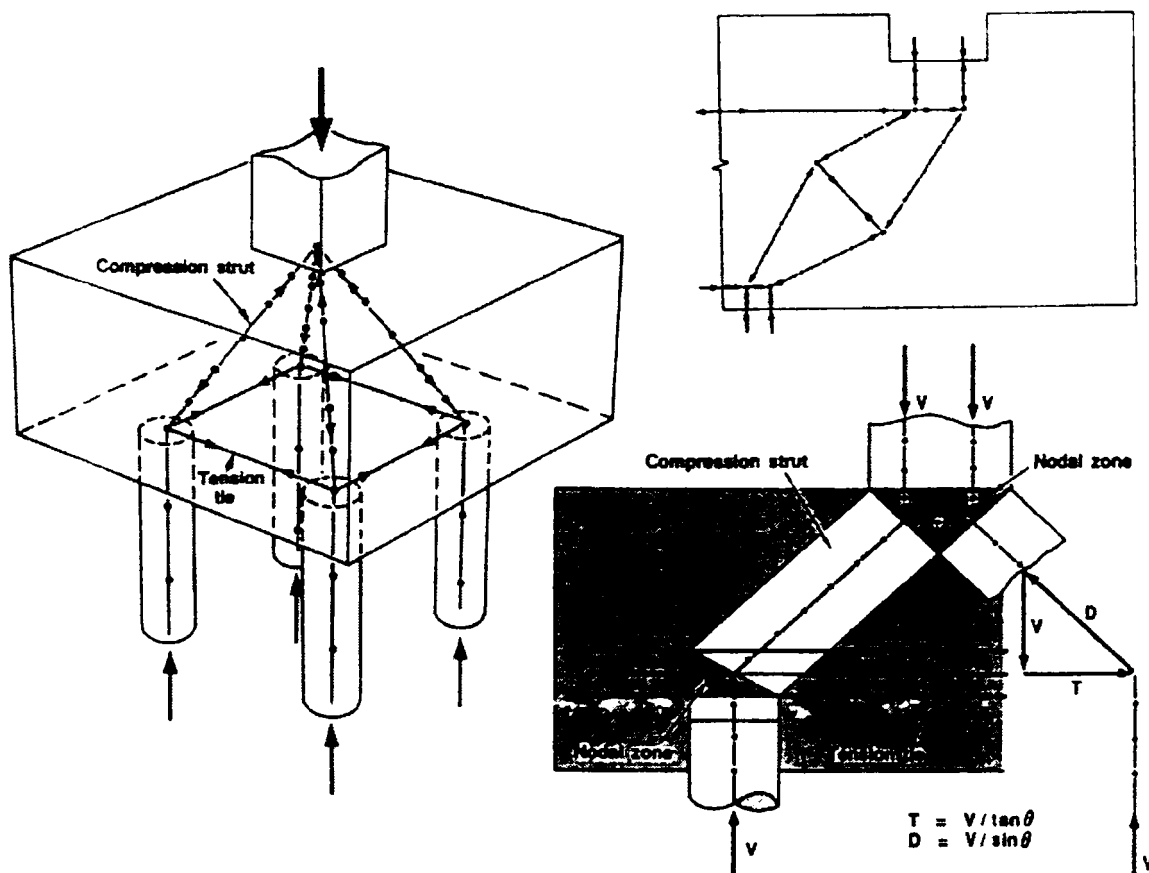


Fig.3.49. Fundație pe piloți. Modele de bare

În schimb, metoda modelelor de bare oferă o descriere mult mai aproape de realitate și mai exactă a modului de comportare sub încărcări a elementului studiat, modele de bare create (figura 3.49) urmărind scurgerea eforturilor (figura 3.48).

CAP. 4. PROIECTAREA ASISTATĂ DE CALCULATOR PRIN PROCEDURELE MODELELOR DE BARE

Procedura modelelor de bare, așa după cum a fost prezentată în capitolele 3.1 – 3.6 ale prezentei lucrări, reprezintă o modalitate unitară de rezolvare a calculului și a conformării elementelor structurale din beton armat pe baza imaginii complete a stării de tensiune din elementul respectiv, premiză ce duce la eliminarea unora din neajunsurile metodelor tradiționale de proiectare, în care dimensionarea și conformarea elementelor se realizează plecând de la secțiunea elementului de beton iar principala ipoteză pe care se bazează acest calcul, ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli nu este valabilă în toate zonele elementului datorită existenței unor discontinuități statice și geometrice.

Dintre etapele de proiectare prezentate la punctul 3.2 al acestei lucrări prin care trebuie să se treacă la utilizarea procedurii modelelor de bare cele mai dificile le constituie rezolvarea stării plane de tensiune și optimizarea modelului de bare pe baza căruia, în final, să se realizeze conformarea elementului structural. Aceste etape necesită un volum mare de muncă și repetarea de mai multe ori a unora dintre operații, lucru ce duce la o durată mare a calculului. Ca atare, pentru a face din acest procedeu al modelelor de bare o metodă practică, rapidă și eficientă de proiectare a elementelor structurale deosebite din punct de vedere al formei, încărcărilor sau a detaliilor de construcție, este necesar ca măcar o parte a etapelor de să fie rezolvate într-un mod mai facil, prin intermediul unor programe de calcul automat.

În consecință, a fost conceput programul de calcul **“PMB”**¹⁾, un program interactiv de proiectare asistată de calculator, care facilitează calculul și dimensionarea cu ajutorul procedurii modelelor de bare a elementelor

¹⁾ Programul de calcul este conceput de prof.dr.ing. Stoian V., ing. Kender E., as.ing. Fekete-Nagy L., as.ing. Iorgovan E. și as.dr.ing. Pinteș D., cadre didactice la Facultatea de Construcții și Arhitectură din Timișoara, Universitatea Politehnică Timișoara.

structurale din beton armat, prin rezolvarea într-un mod rapid și eficient a etapelor referitoare la determinarea stării de tensiuni din elementul structural și a forțelor în barele modelului de bare, utilizatorului rămânându-i de rezolvat etapele referitoare la dimensionarea barelor, verificarea nodurilor modelului de bare și la conformarea elementului structural.

4.1. Prezentarea programului de calcul “PMB”

Programul de calcul “PMB” face ca procedeul modelelor de bare să devină o metodă de proiectare mai rapidă și mai eficientă, datorită analizei cu metode numerice a stării de tensiuni, a calculului automat al eforturilor în barele modelelor și a posibilității de optimizare a modelelor de bare create.

Cu ajutorul programului de calcul “PMB”, care reunește sub AutoCAD programul “TENSPLAN” (de analiză a stării plane de tensiuni) și programul “SPA” (pentru calculul structurilor plane din bare articulate) se rezolvă atât starea plană de tensiuni cu ajutorul elementelor finite dreptunghiulare, determinându-se valorile eforturilor unitare principale și vizualizându-se direcțiile acestora, cât și calculul static al modelului de bare asociat câmpului de eforturi, model creat de utilizator în conformitate cu prescripțiile date în capitolele 3.4. – 3.5. ale lucrării de față.

Modelul de bare creat trebuie să fie static determinat și să aibă topologia și caracteristicile deduse din distribuția și intensitatea eforturilor unitare principale. Pentru a putea face o optimizare a modelelor de bare, pentru același element structural se concep mai multe modele de bare pentru care, pe rând, se determină cu ajutorul programului „SPA” eforturile asociate barelor acestora. Modelul optim de bare se alege pe baza criteriului de minimă deformație definit de relația (3.4), în capitolul 3.4.2.2. al prezentei lucrări.

4.1.1. Descrierea subrutinelor de calcul și a modului de utilizare a programului de calcul “PMB”

Programul de calcul “PMB” a fost implementat în mediul grafic AutoCAD (Computer Aided Design software), utilizat în mod curent de inginerii proiectanți. Programul are o serie de module, create prin utilizarea facilităților oferite de limbajul de programare sub AutoCAD, AutoLISP (LISP programming language implemented in AutoCAD), care ajută la pre- și post – procesarea datelor, respectiv la culegerea mai rapidă a datelor necesare alimentării subrutinelor pentru analiza stării de tensiuni în elementele din beton armat și analiza statică a modelelor de bare create.

O sesiune tipică de lucru cu programul de calcul “PMB” presupune trecerea prin etapele prezentate în continuare, respectiv:

1. Desenarea elementelor din beton armat prin lansarea mediului grafic AutoCAD.
2. Se setează <ORTHO ON>.
3. Se desenează elementul la scara dorită, poziționându-se totodată reazemele și încărcările pe element (figura 4.1).

Elementul trebuie acoperit cu o rețea de elemente finite ortogonale, rețea care are un oarecare număr de coordonate X și de coordonate Y. Rețeaua se obține prin trasarea unor linii verticale (care determină coordonatele X) și a unor linii orizontale (care determină coordonatele Y). Este evident că marginile elementului sunt cuprinse în rețea și liniile mai sus amintite nu trebuie trasate pe contur. Se recomandă trasarea caroiajului cu linii colorate. La stabilirea rețelei de elemente finite se va urmări ca raportul dintre laturile elementului finit să nu depășească 1,5.

4. Din meniul AutoCAD, se alege submeniul <PMB>, care deschide o fereastră cu opțiuni (figura 4.2) din care se selectează <Date – Tens. Plane „TPL”> prin care se încarcă automat modulul AutoLISP (“acadtpl.lsp”), cu rolul de a crea într-un mod interactiv fișierul de date

“datein” necesar determinării stării plane de tensiune. La prompter-ul AutoCAD-ului apare: (load „acadtpl”) C:ATPL.

5. Se alege operațiunea <Start Date „TPL”> (figura 4.3) ceea ce înseamnă rularea subrutinei “ATPL”.

Subrutina “ATPL” rulează ca executabil și se bazează pe analiza numerică cu elemente finite în domeniul elastic. Modulul AutoLISP (“acadtpl.lsp”) face ca printr-o simplă indicare cu ajutorul “mouse-ului” sau cu tastele săgeți și <ENTER>, în fișierul de date să se înregistreze date referitoare la rețeaua de elemente finite, condițiile de rezemare și de încărcare, caracteristicile fizice ale materialelor, etc.

La întrebarea referitoare la „Numărul de tăieturi pe orizontală/Numărul de tăieturi pe verticală” este de precizat că în aceste valori sunt cuprinse și liniile ce formează conturul elementului. Când elementul are o formă neregulată (sau când conține goluri) trebuie împărțit în subdomenii dreptunghiulare (figura 4.3).

La numărul de linii cu blocaje se va specifica numărul de linii pentru care nodurile liniei au același cod de blocare; reazemele punctuale vor fi definite ca o „linie” cu coordonate identice iar codurile de blocare sunt următoarele:

- 1 – încastrare perfectă (deplasări blocate pe X sau Y);
- 2 – deplasare împiedicată pe direcția X;
- 3 – deplasare împiedicată pe direcția Y;

La întrebarea referitoare la direcția încărcării din noduri se vor avea în vedere următoarele:

- 1 - încărcare pe direcția X;
- 2 - încărcare pe direcția Y.

Intensitățile forțelor sunt pozitive când sunt dirijate după sensurile pozitive ale axelor X și Y.

(Opțional, după ce programul a epuizat toate întrebările, se poate șterge tot desenul). După introducerea tuturor datelor, programul a creat fișierul “datein”.

6. Din meniul <PMB> se dă comanda <Rulare „TPL”> (figura 4.4).

Programul „TPL” rezolvă starea plană de tensiuni printr-un calcul bazat pe analiză numerică cu elemente finite în domeniul elastic și creează fișierele de rezultate “dateout” și “dateout.dat”.

7. Se dă comanda <Creere desen Tens. Plane> (figura 4.5) din meniul <PMB> .

Prin aceasta se încarcă modulul "autodxf", cu rol de transpunere grafică a direcțiilor și mărimilor eforturilor unitare principale determinate la punctul anterior. Modulul este scris în limbaj TurboPASCAL, rulează sub formă executabilă în mediul AutoCAD și creează fișiere de tip „DXF” (Drawings eXchange File) ce urmează a fi utilizate în AutoCAD pentru vizualizarea la o anumită scară de reprezentare a eforturilor unitare principale de compresiune sau de întindere din element.

Conform imaginii de pe ecran (figura 4.6) se activează tasta funcțională F2, după care se selectează fișierul “dateout.dat” (figura 4.7) ca fișier cu date de intrare și se precizează (fig. 4.8) numele fișierului de ieșire (“nume.dxf”). Apoi se activează tasta funcțională F3 (figura 4.9) și se alege scara pentru reprezentarea grafică a stării de tensiuni principale, după care se activează tastele funcționale F4 (fig.4.6) și se iese din acest program de desenare.

8. Din meniul <PMB> se alege opțiunea <Desenare Tens. Plane> (figura 4.10), la prompterul AutoCAD-ului apărând “DXFIN” iar pe ecran desenul cu reprezentarea bicoloră a direcțiilor eforturilor principale de întindere și compresiune în mijlocul fiecărui element finit (figura 4.11).

Dacă după reprezentarea eforturilor a rezultat ca scară de desen aleasă inițial nu a fost corespunzătoare, se șterge desenul cu reprezentarea eforturilor, se revine la punctul 7 și, după activarea tastei F3, se schimbă scara de desenare (figura 4.9).

9. Pe reprezentarea grafică a stării plane de tensiune se trasează modelul de bare (figura 4.12), făcându-se totodată și numerotarea nodurilor și a barelor acestuia. Se poziționează încărcările obligatoriu în nodurile modelului de bare. Sensul pozitiv al forțelor este: forțe orizontale spre dreapta, forțe verticale în jos.

(Desenul se poate copia în partea dreaptă a ecranului iar pe această copie se poate trasa modelul de bare sau, dacă figura inițială nu permite copierea pe același ecran, atunci copierea se poate face în alt LAYER sau se pot mări dimenisunile spațiului de desen și a spațiului afișat pe ecran în AutoCAD, după care se poate face copierea.)

10. Se alege opțiunea <Date – Str. Plane Art. „SPA”> (fig.4.12) și apoi <Start Date „SPA”> (fig.4.13) din meniul <PMB> se încarcă modulul interactiv AutoLISP („acadspa.lsp” sau “ASPA”).

În momentul în care programul este încărcat se va afișa mesajul: C: ASPA. Modulul LISP este asemănător cu cel prezentat anterior, are rolul de a crea, într-un mod interactive, fișierul de date necesar determinării eforturilor în barele ul odelului considerat ca structură plană articulată.

La toate întrebările puse de program la care se așteaptă o opțiune D/N se va răspunde în mod obligatoriu cu caractere mari. Sensul pozitiv al forțelor de încărcare este în direcția axei X, respective contrar axei Y. Pentru modulul de elasticitate trebuie să se introducă valoriatât la începutul programului cât și pentru fiecare bară (se poate da fiecărei bare o valoare diferită față de cea introdusă inițială).

În privința ariilor secțiunilor barelor, se acceptă introducerea unor valori aproximative deoarece pentru un sistem articulată de bare acestea nu au o influență semnificativă asupra eforturilor.

În acest moment, programul “**PMB**” a creat fișierul „ferm.dat”, care va conține date referitoare la topologia, condițiile de rezemare și de încărcare a modelului de bare desenat în AutoCAD (figura 4.12).

11. Alegerea opțiunii <Rulare „SPA”> din meniul <PMB> (figura 4.14) duce la apelarea programului de calcul pentru structuri plane articulate –“ SPA”, care rulează ca executabil.

După intrarea în programul “SPA” pe ecran apare mesajul:”Denumirea fișierului (max. 4 caractere)” (figura 4.15), la care se tastează <ENTER>, fără a specifica un nume de fișier.

La mesajul de opțiuni referitor la introducerea datelor de la tastatura “0” sau de pe disc “1” se răspunde: 1 (pentru ca datele să fie luate din fișierul “ferm.dat”).

În continuare se verifică datele introduse existând posibilitatea de corectare. Dacă se dorește corectura atunci sub textul “CORECTURA” se reintroduce întregul rând (care conține greșeala), valoare după valoare, efectuând corectura în locul unde aceasta este necesară.

În acest moment programul a creat fișierul de rezultate, “ferm.prt”.

12. Se alege opțiunea <Reprezentare eforturi în bare> din meniul <PMB> (figura 4.16), care duce la reprezentarea, cu grosimi diferite, a barelor întinse și comprimate ale modelului cât și la înscrierea valorilor forțelor corespunzătoare fiecărei bare (figura 4.17).

Observații:

1. Denumirea și conținutul fișierelor create într-o sesiune de lucru cu programul PMB sunt prezentate în tabelul 4.1.

Tabelul 4.1

Nr.crt	Denumirea fișierului	Conținutul fișierului
1	datein	datele necesare pentru determinarea stării plane de tensiune
2	dateout	starea plană de tensiune
3	dateout.dat	starea plană de tensiune pregătită pentru reprezentare grafică
4	nume.dxf	reprezentarea grafică a stării plane de tensiune
5	ferm.dat	datele necesare pentru analiza statică a structurii plane
6	ferm.prt	rezultatul analizei statice a structurii plane articulate

2. Dacă se dorește prelucrarea mai multor desene (elemente structurale), după ce se încheie cu unul din desene, fișierele cu datele corespunzătoare vechiului element desenat (“datein”, “DATEOUT”, “dateout.dat”, “ferm.dat”, “FERM.PRT”, “nume.dxf”) trebuie

redenumite pentru a nu se pierde conținutul lor (fișierele menționate cu majuscule trebuie salvate neapărat, celelalte se salvează opțional).

3. Se recomandă ca desenele să se execute în coordonate relative.
4. Comenzile mediului grafic AutoCAD nu au fost explicate.

În continuare este prezentată o demonstrație practică a aplicării programului de calcul “PMB” pe un element structural caracterizat prin faptul că este în totalitate constituit din subdomenii de tip “D”, respectiv o grindă-perete cu un gol.

În figurile 4.1...4.17 sunt prezentate, pe rând, imaginile – ecran ale etapelor specifice lucrului sub mediul grafic AutoCAD, cu programul “PMB”.

În Anexa 4.1.1 sunt prezentate doar cele mai reprezentative secvențe din sesiunea de lucru cu programul de calcul PMB pentru o consolă scurtă, respectiv: în figura (a) este prezentată consola și modul de discretizare cu elemente finite, în figura (b) este dată rezolvarea stării de tensiuni, modelul de bare ales corespunzător scurgerii eforturilor este prezentat în figura (c) iar valorile eforturilor în barele modelului sunt redată în figura (d).

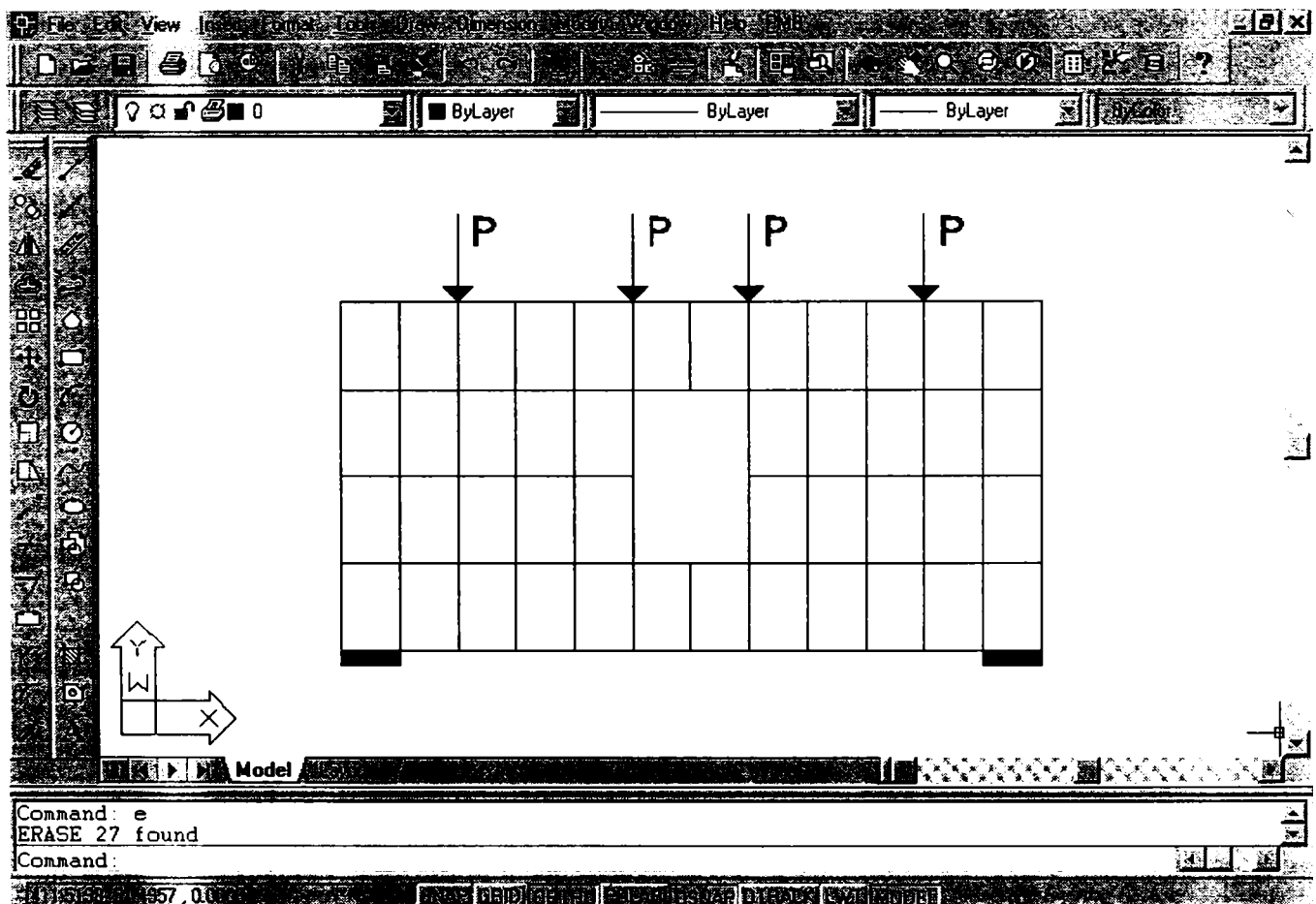


Fig.4.1.

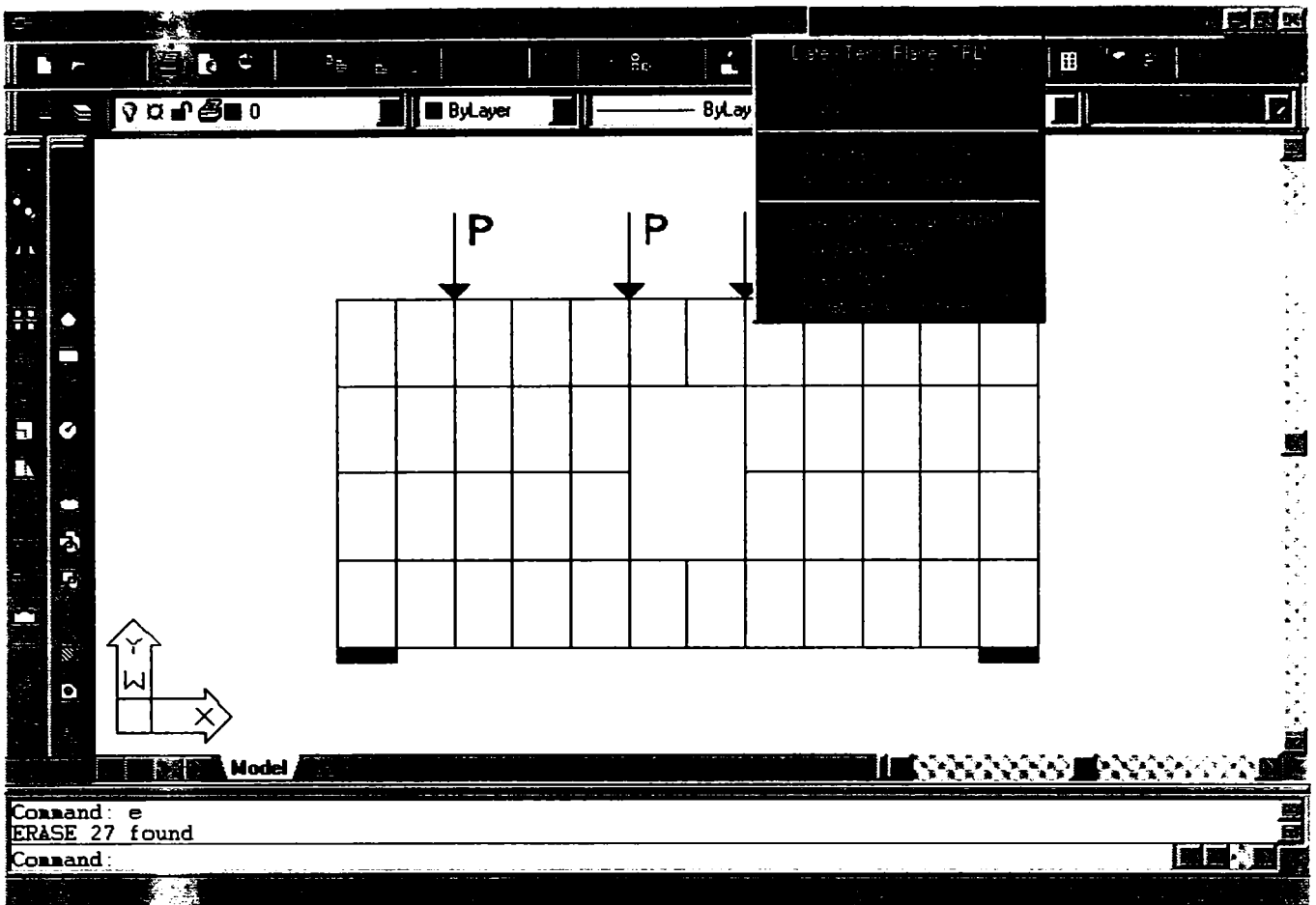


Fig 4.2

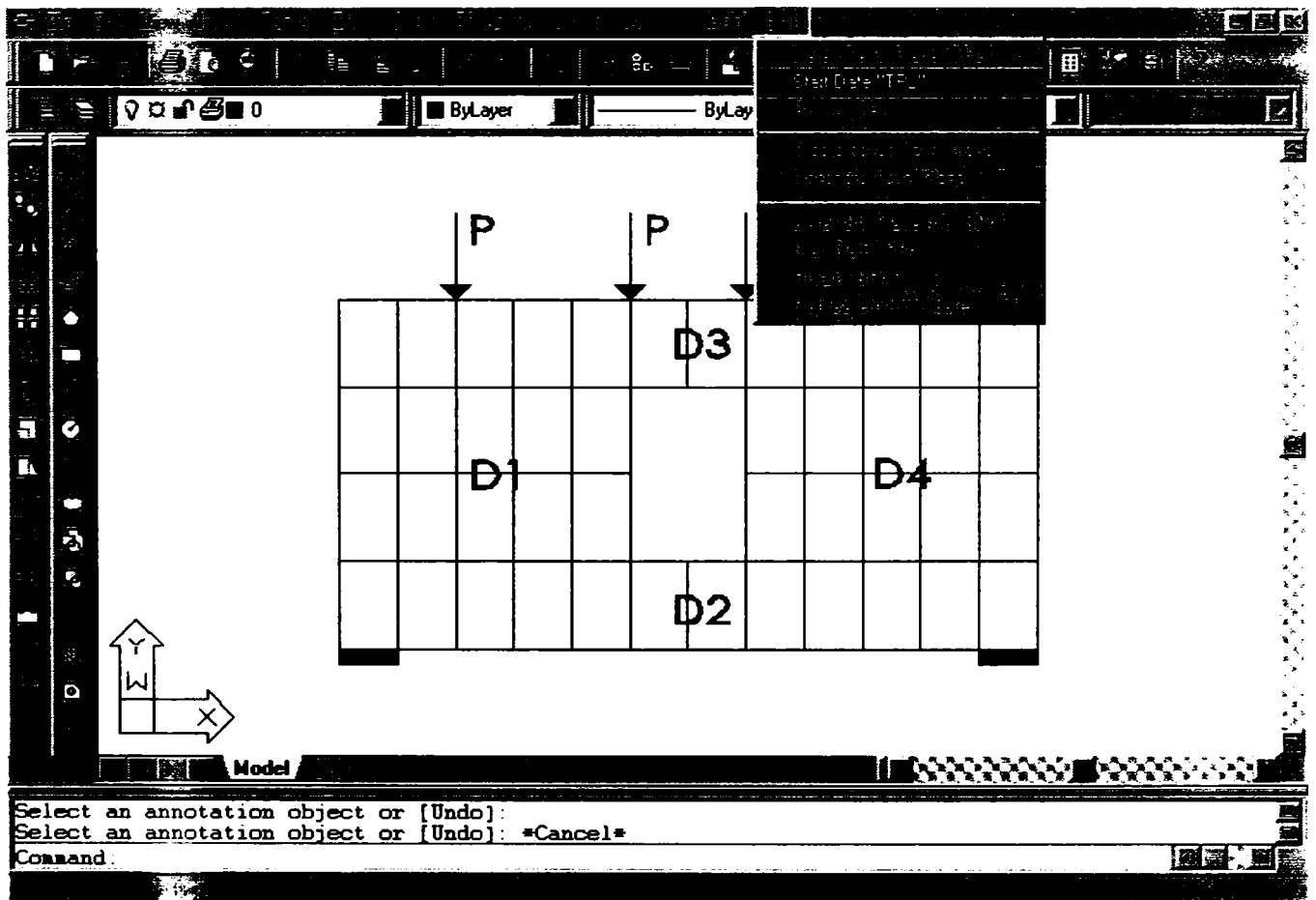


Fig 4.3

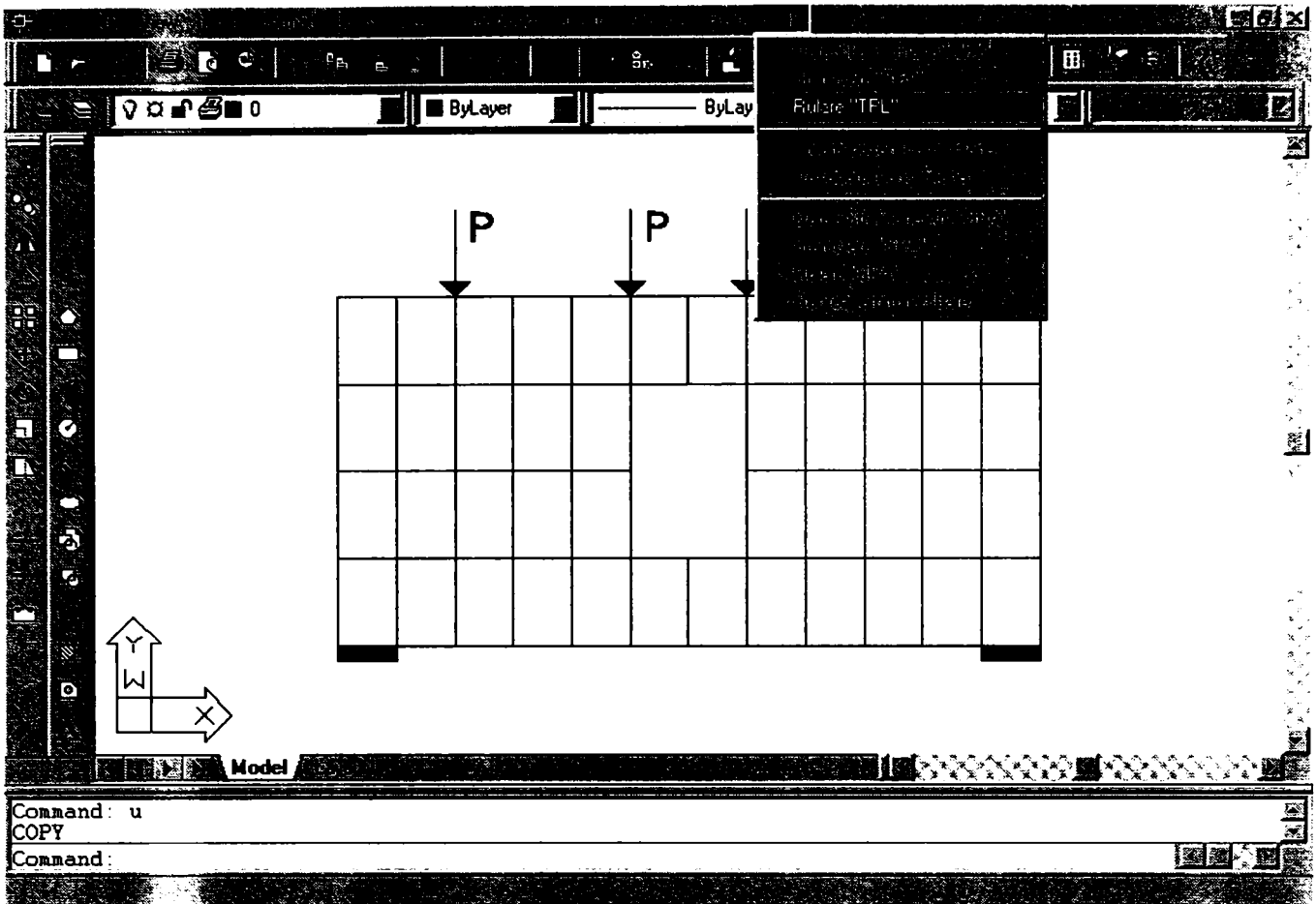


Fig 4.4

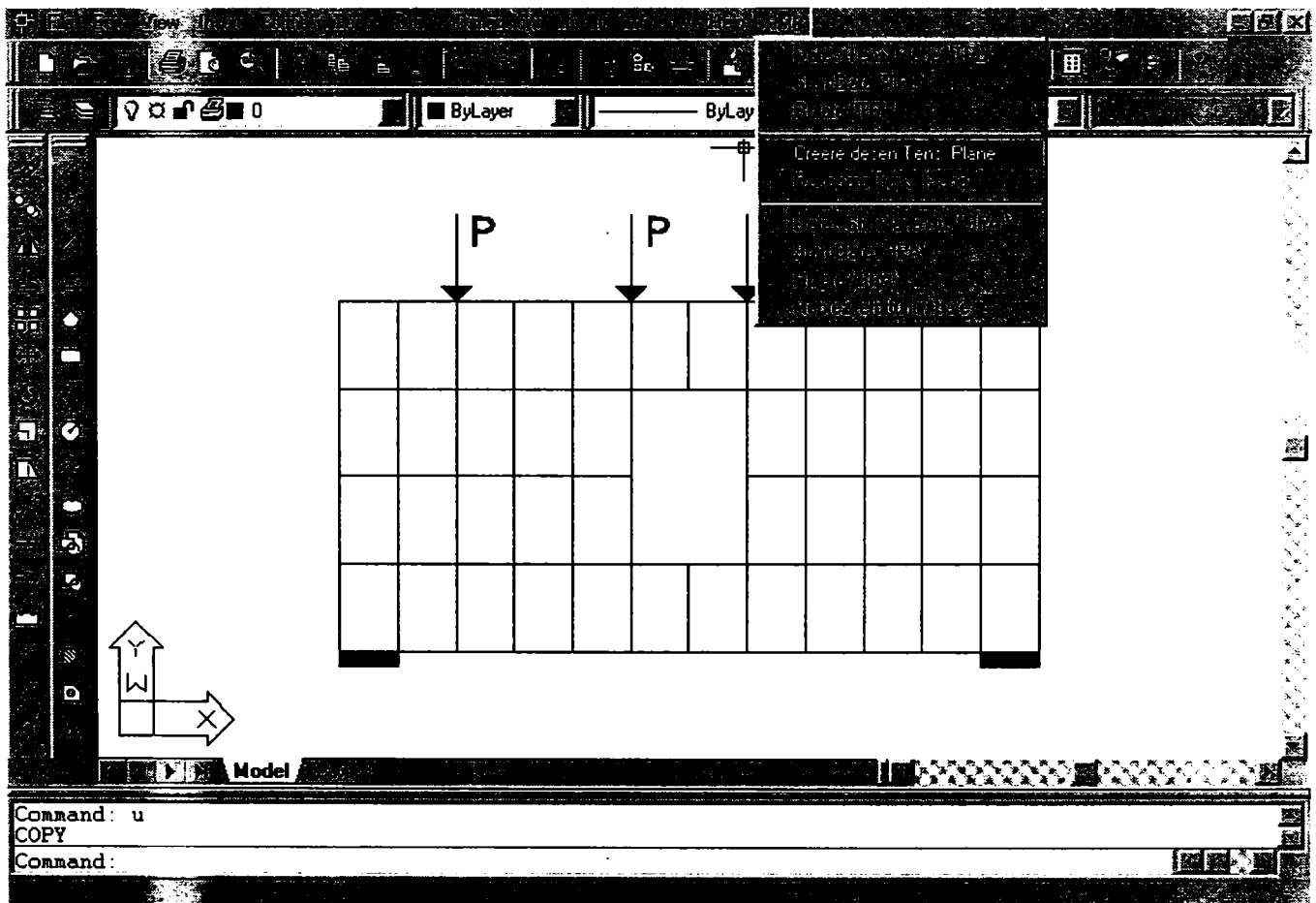


Fig 4.5

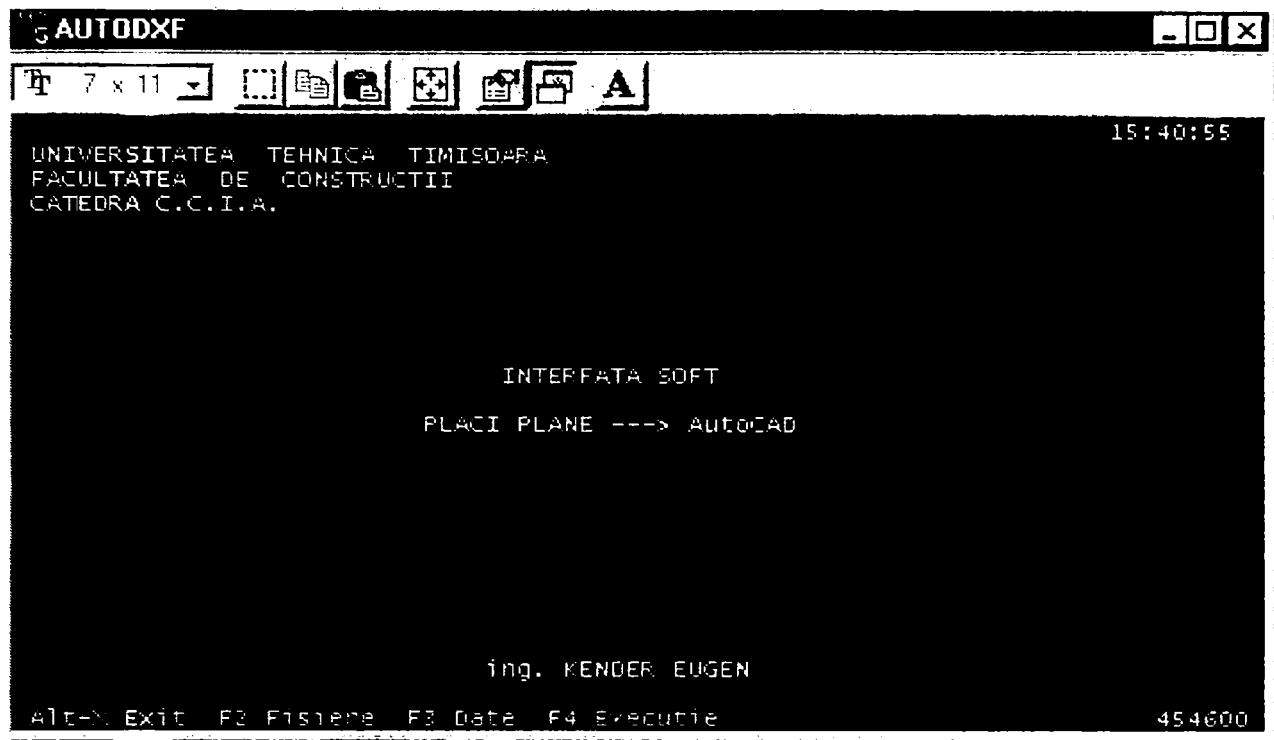


Fig 4.6

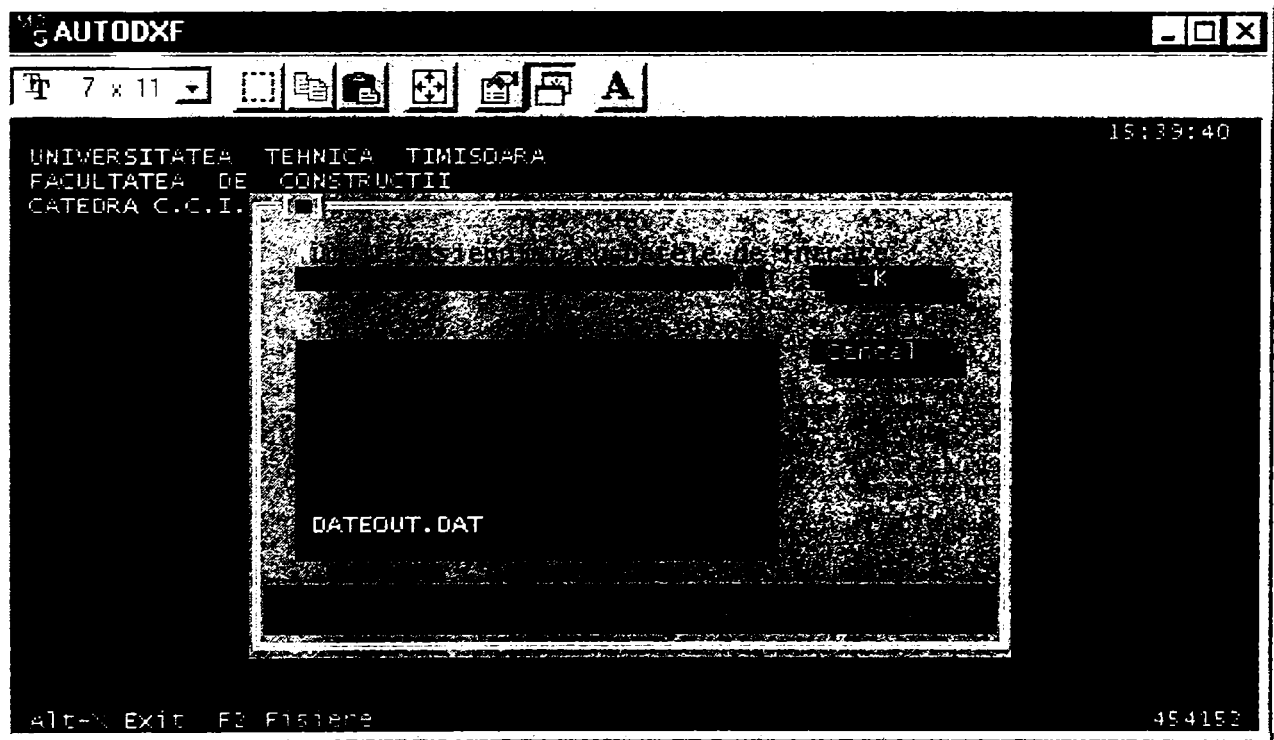


Fig 4.7

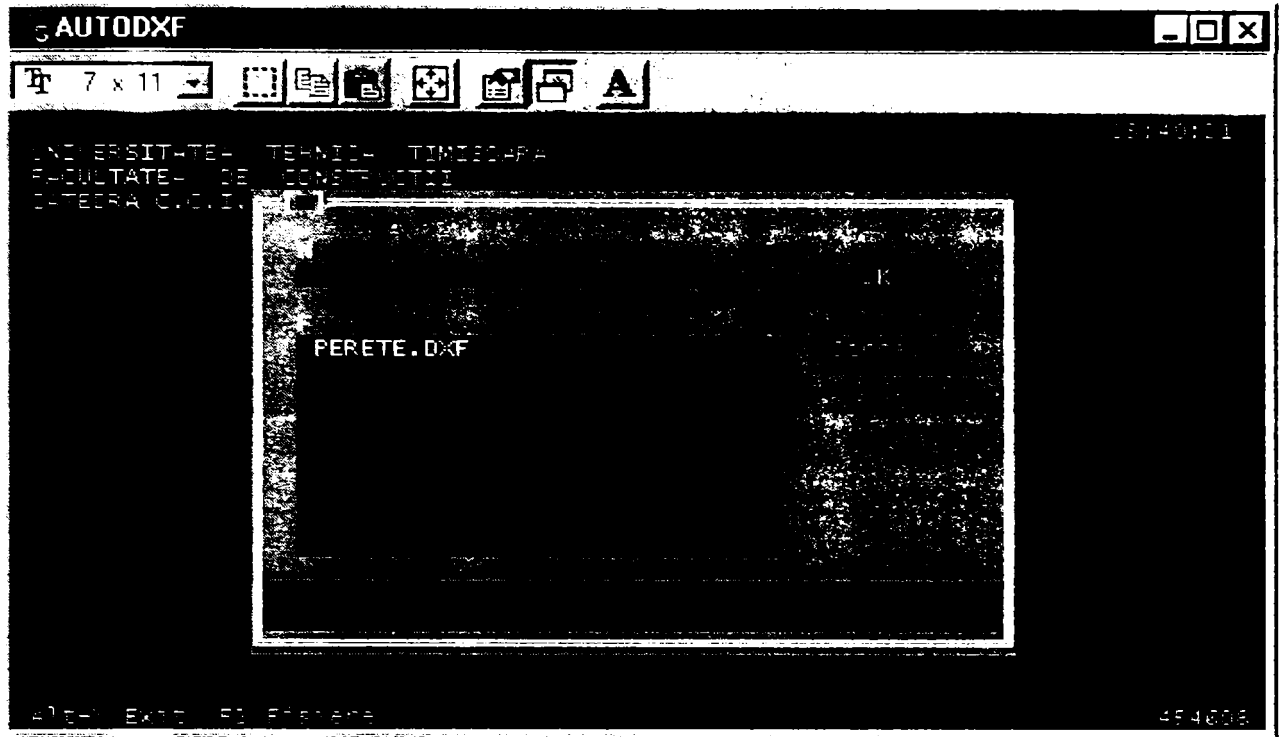


Fig 4.8

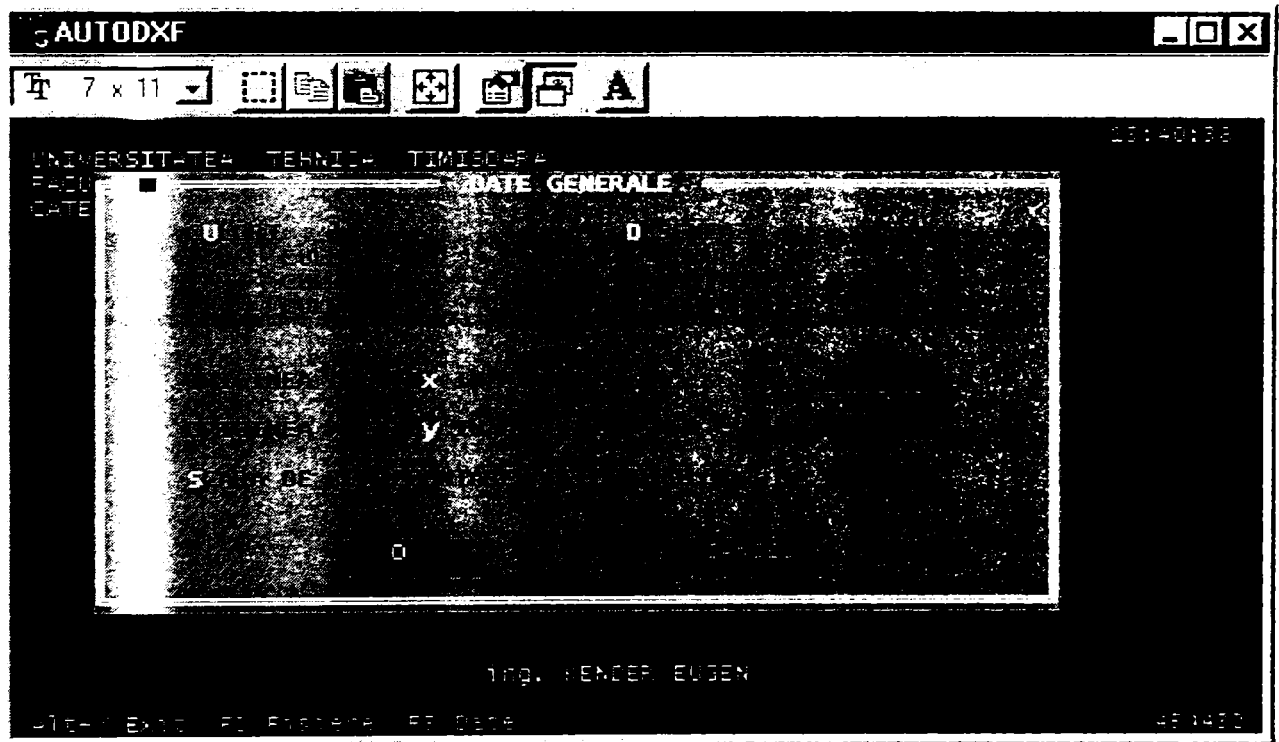


Fig 4.9

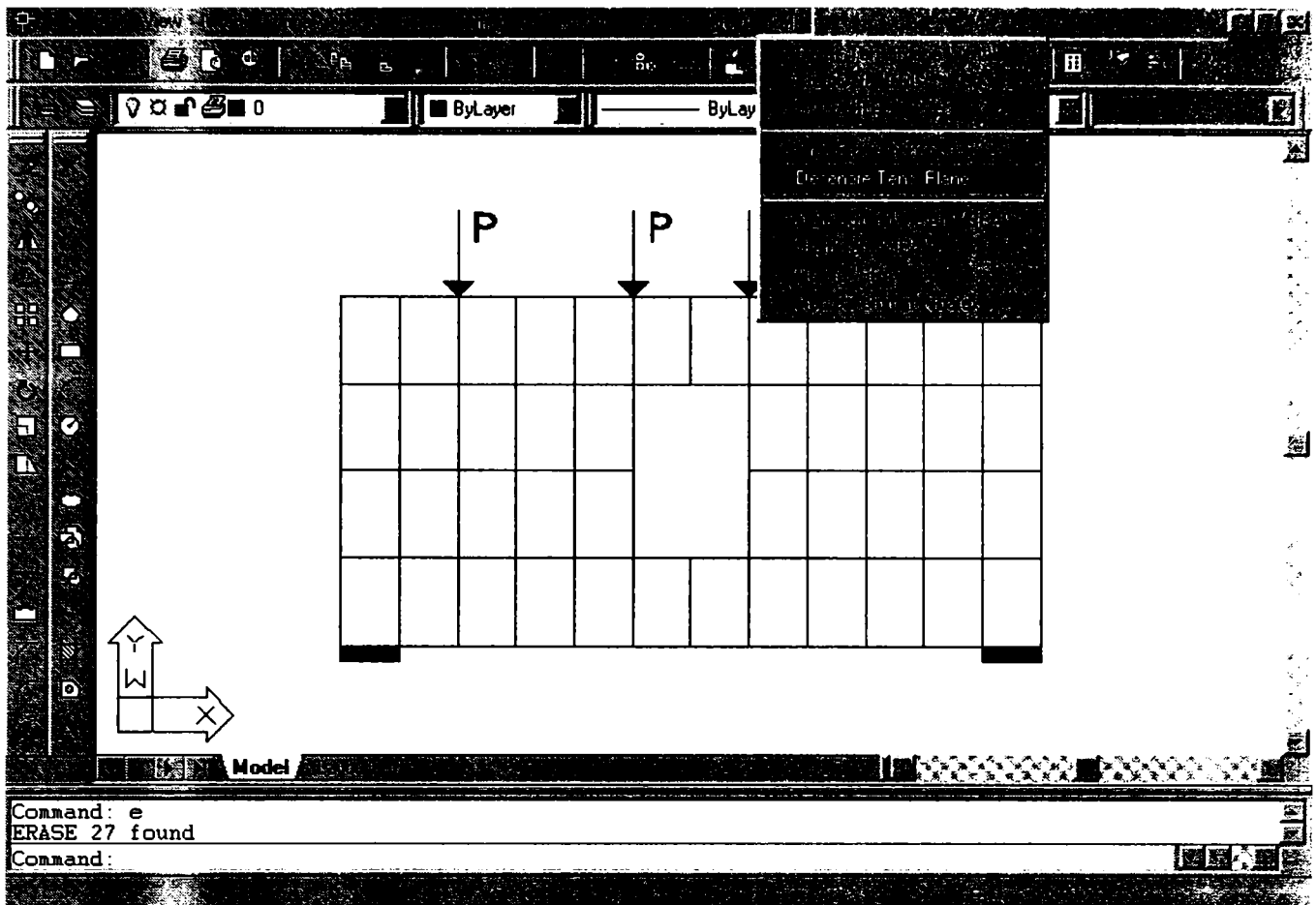


Fig 4.10

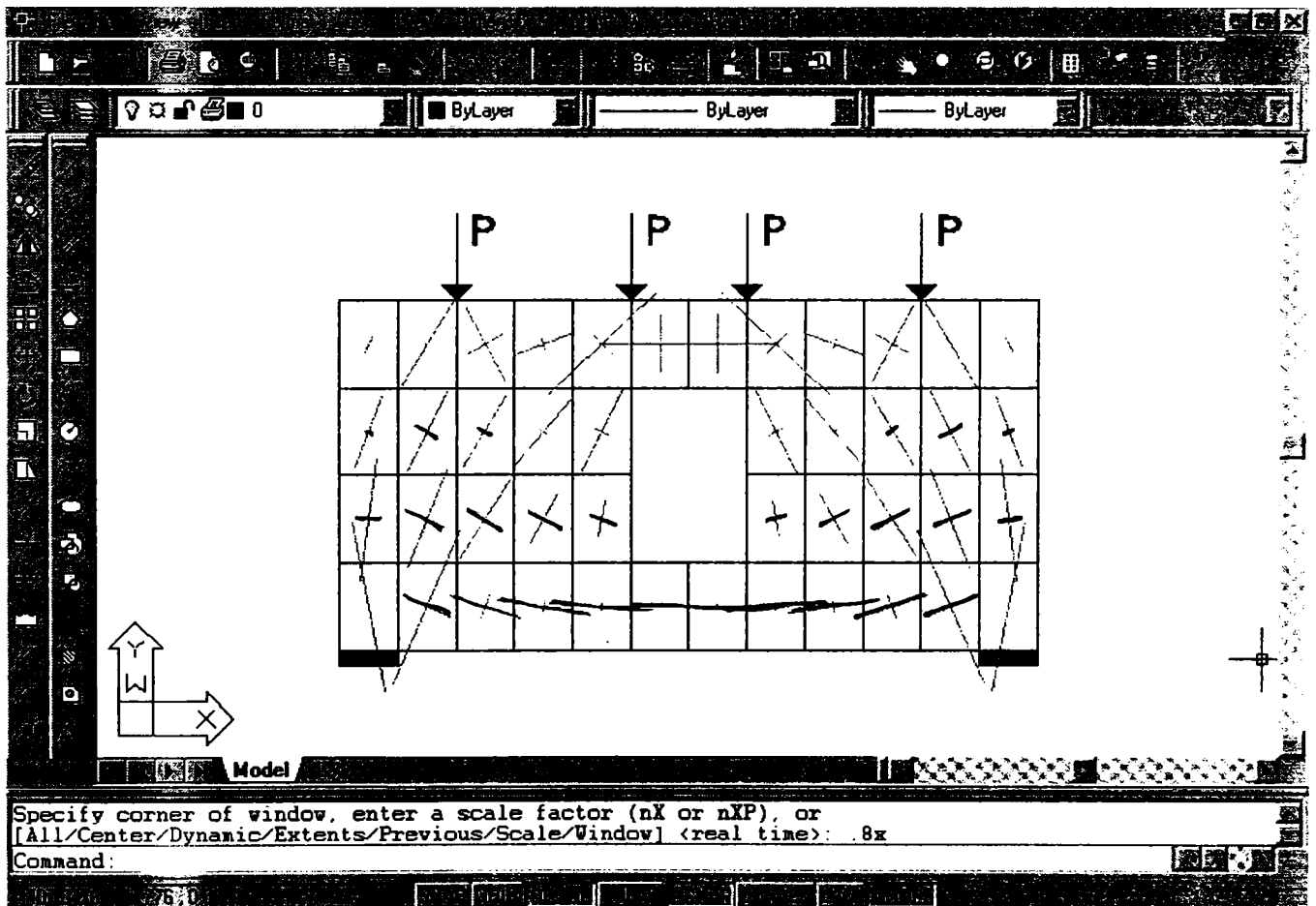


Fig 4.11

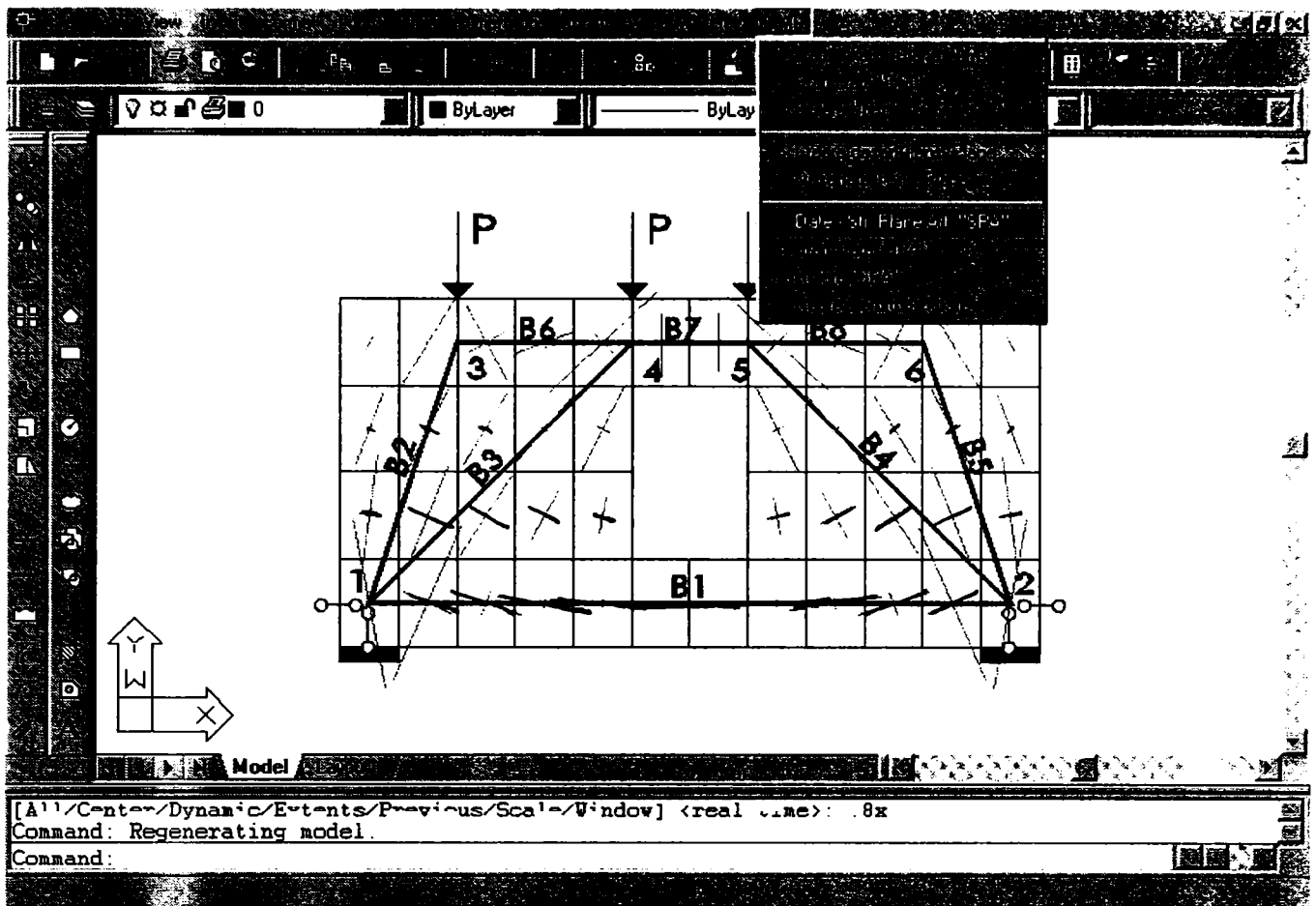


Fig 4.12

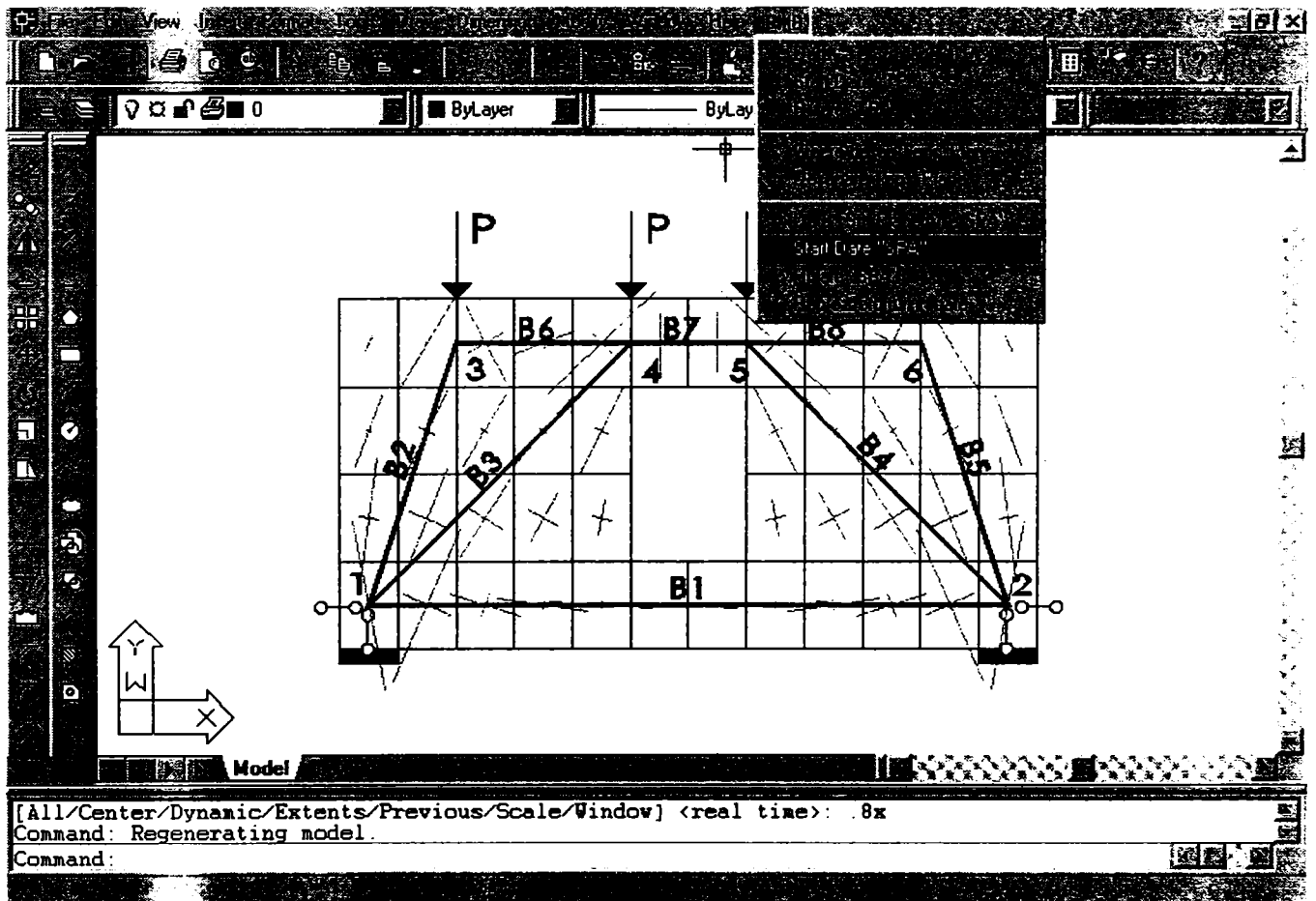


Fig 4.13

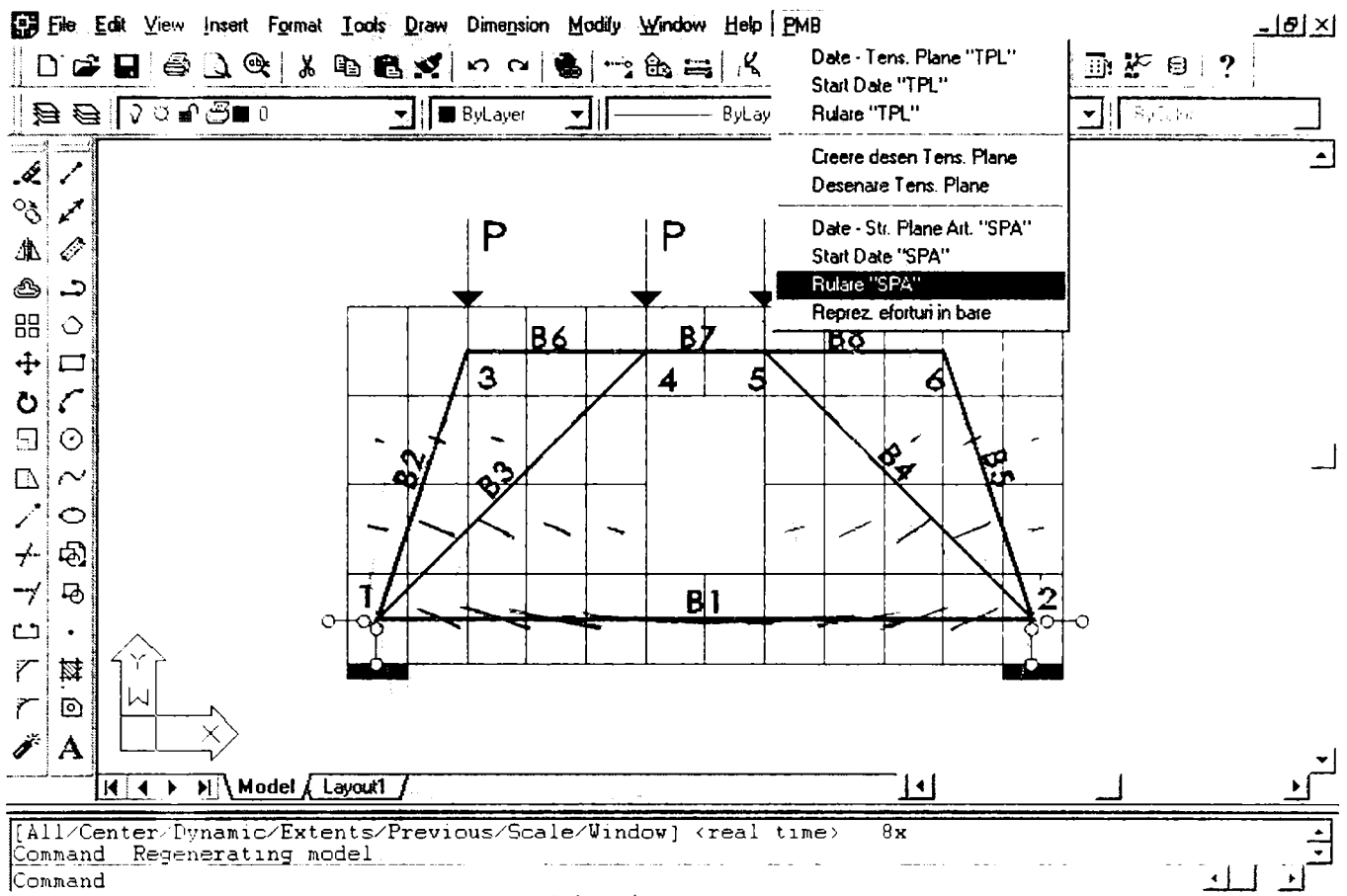


Fig 4.14

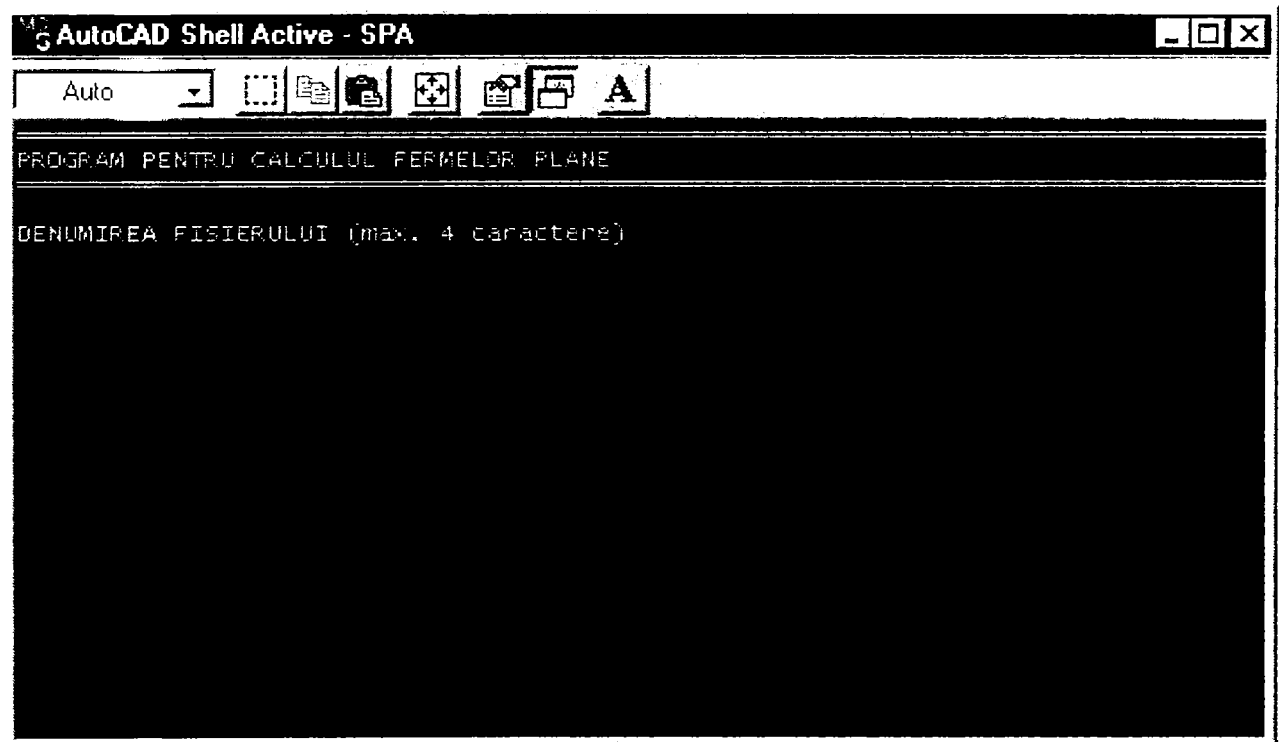


Fig 4.15

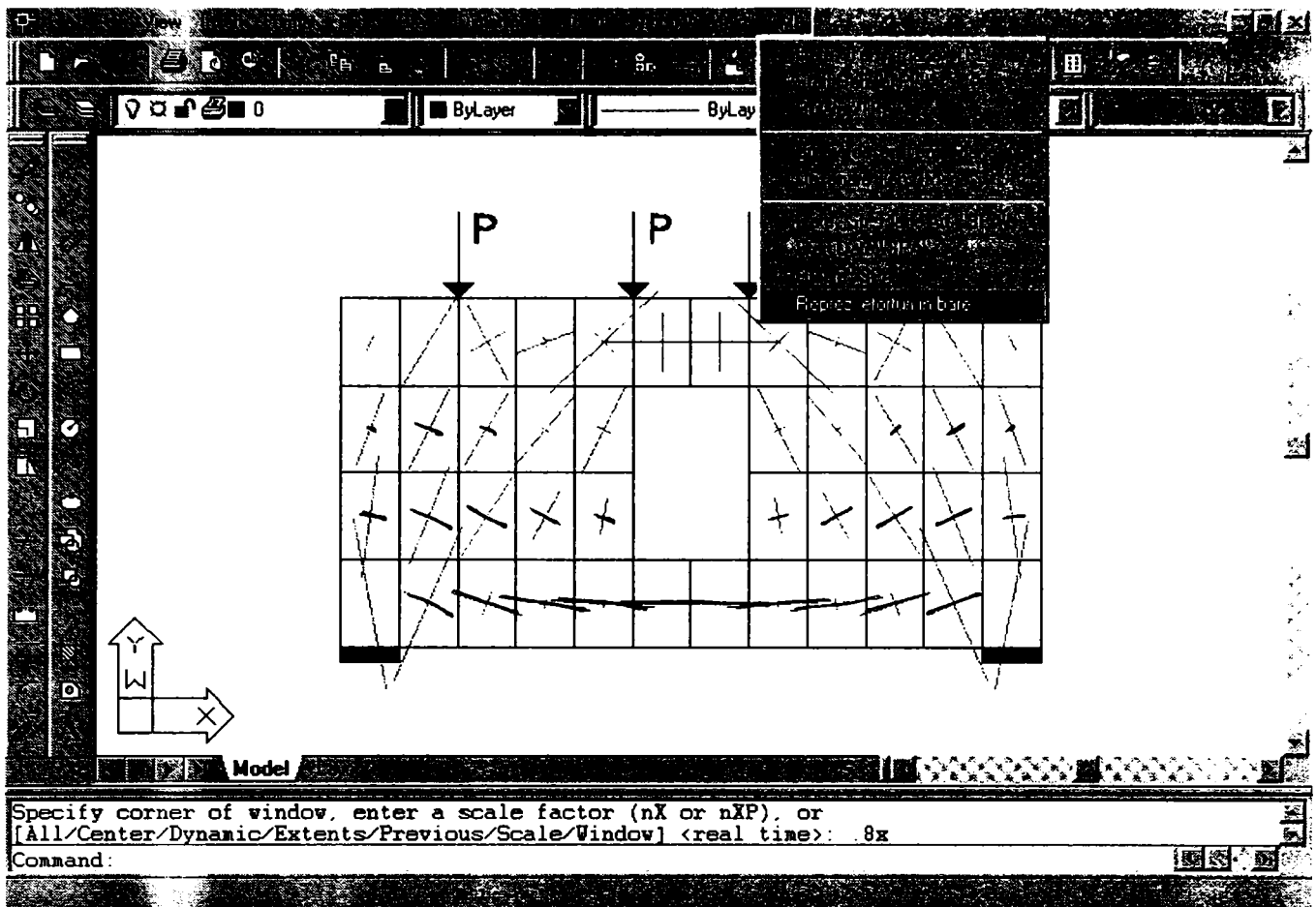


Fig 4.16

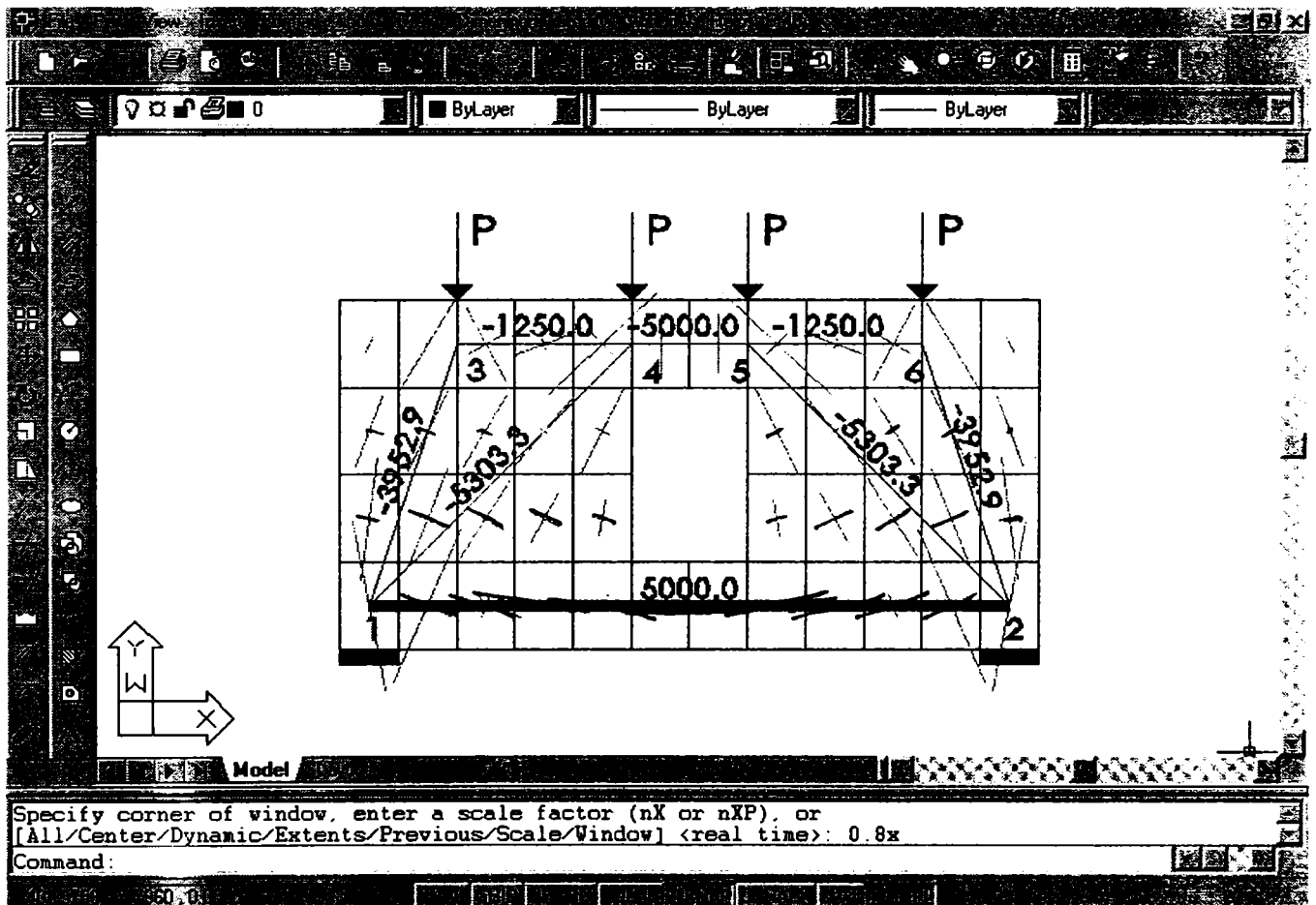


Fig 4.17

4.2. Exemple de proiectare asistată de calculator cu programul „PMB”

Proiectarea asistată de calculator cu ajutorul procedurii modelelor de bare utilizează programul de calcul „PMB”, prezentat în capitolul precedent, în diferite etape de proiectare. Exemplele date în continuare se referă la elemente structurale cu discontinuități statice și geometrice de tipul consolelor scurte, a grinzilor-perete cu goluri, a riglelor de cuplare a pereților structurali cu goluri și a nodurilor de cadre, rezolvate de către autor și cuprinse în diferite contracte de cercetare ([60], [61], [62], [63], [64], [65]) sau articole publicate ([47], [9], [7]).

4.2.1. Consola scurtă

Procedura modelelor de bare fost aplicat consolei scurte [7] prezentate în figura 4.18, având următoarele caracteristici geometrice și de material: beton armat de clasă C20/35, pentru care valorile caracteristice și de calcul ale rezistenței la compresiune a betonului sunt, conform normelor europene EC2, $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$, respectiv $f_{cd} = 13.3 \text{ N/mm}^2$ și armătura de tip S500 cu $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, valoarea caracteristică a rezistenței la întindere a armăturii și $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$, limita de curgere a armăturii.

$$F = 465 \text{ kN}, a_c = 400 \text{ mm}, t = 250 \text{ mm}, h = 800 \text{ mm}$$

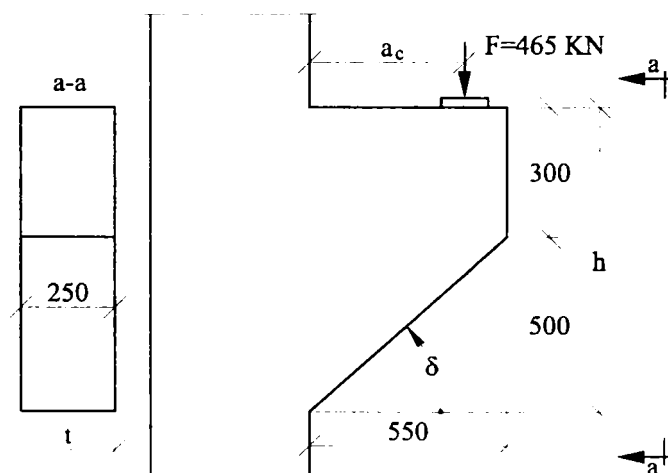


Fig.4.18. Dimensiuni geometrice, încărcări

Dimensionarea prin aplicarea procedurii modelelor de bare presupune rezolvarea stării plane de tensiuni, conceperea modelelor de bare, determinarea eforturilor în barele modelelor, alegerea modelului optim, dimensionarea și verificarea barelor întinse și comprimate, asigurarea lungimilor de ancoraj pentru armături și, în final, realizarea planului de armare a elementului structural.

1/ Starea plană de tensiuni în consolă și direcțiile eforturilor unitare principale, reprezentate în Anexa 4.1.1, au fost rezolvate cu ajutorul programului de calcul “PMB”.

2/ Conceperea modelelor de bare (CV11, CV21, CV41, etc.) din figura 4.19.c s-a făcut în concordanță cu starea de tensiuni.

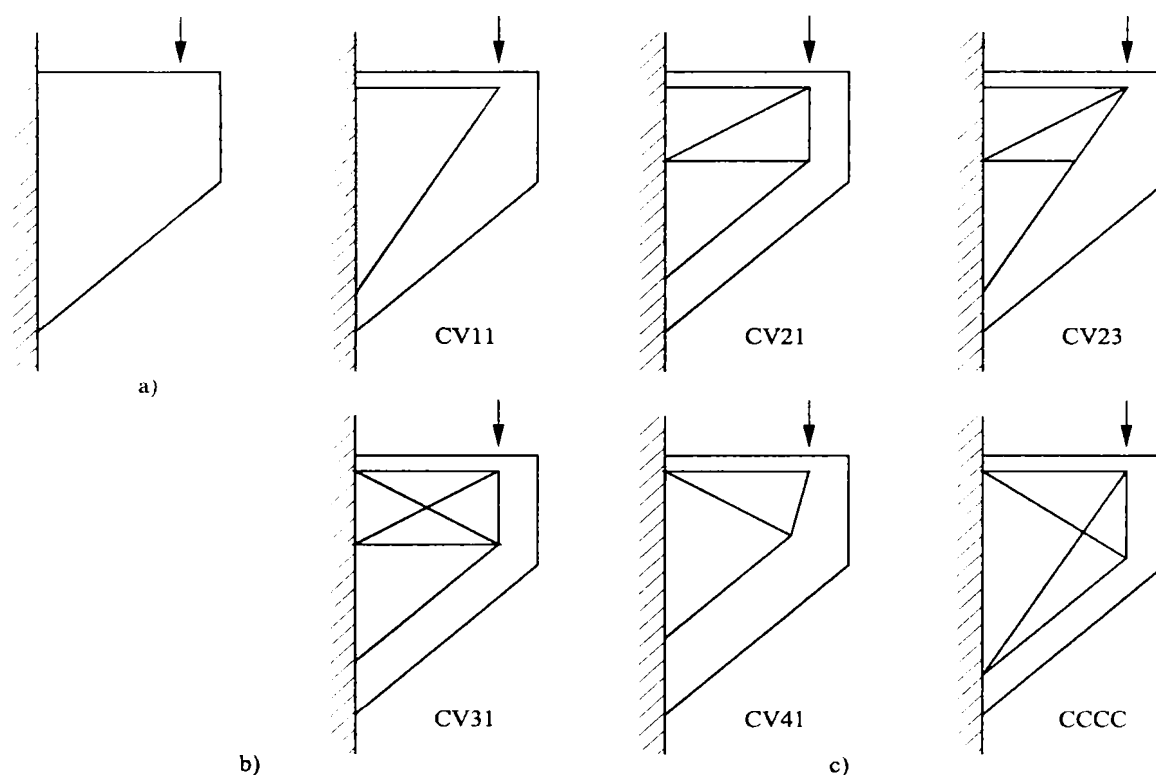
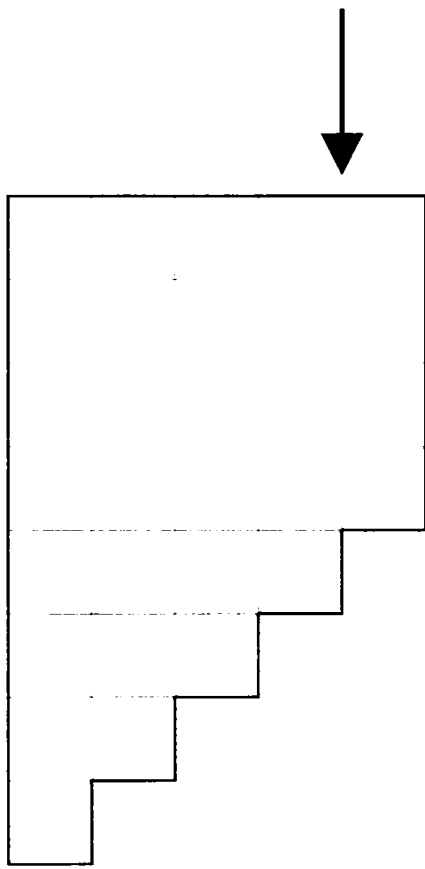


Fig.4.19. Starea de tensiuni și modelele de bare

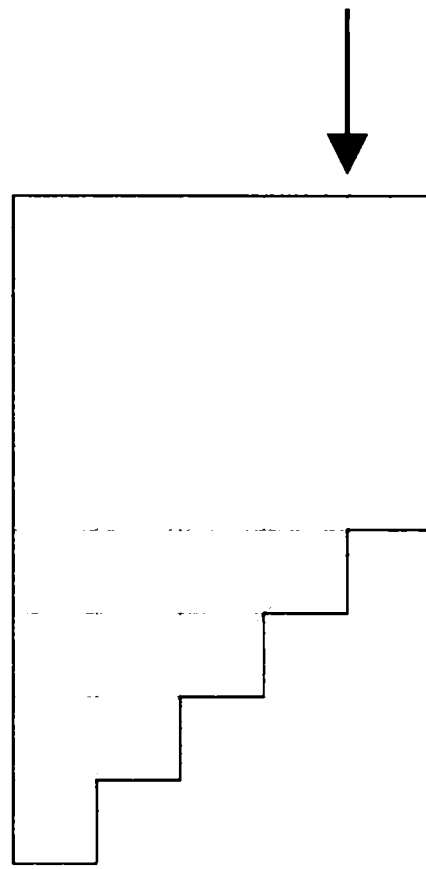
3/ Calculul forțelor în barele modelelor s-a realizat cu același program de calcul “PMB”, prin apelarea subrutinei “ASPA”, (etapa 10. din cap. 4.1.1), modelele fiind calculate ca structuri plane articulate.

Valorile forțelor din barele modelelor CV11 și CV21 (alese ca fiind reprezentative) sunt trecute în tabelul 4.2.

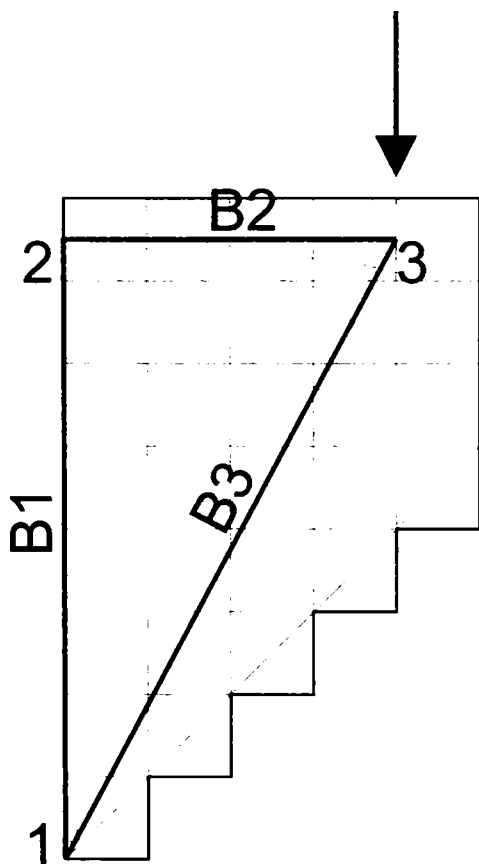
Anexa 4.1.1. Principalele etape rezolvate cu programul de calcul PMB pentru o consolă scurtă



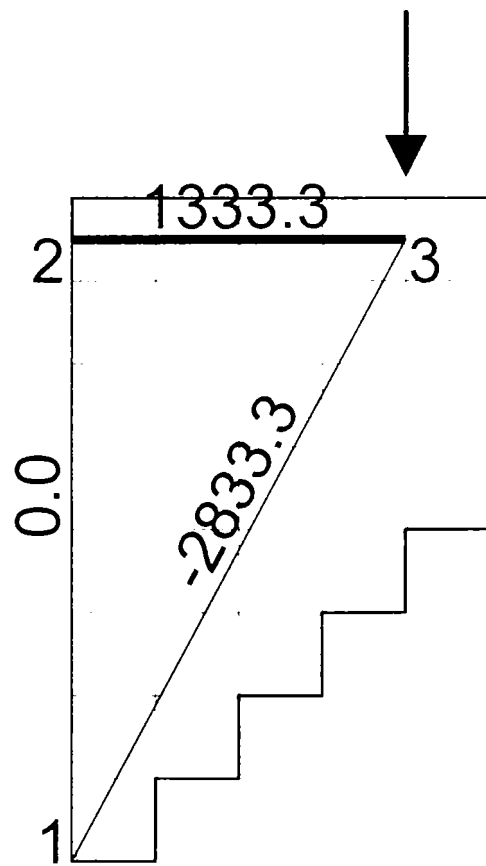
a) Consola scurtă



b) Eforturi unitare în stadiul elastic



c) Modelul de bare asociat



d) Eforturile în barele modelului

Modelul	Bara	Forța [kN]	Modelul	Bara	Forța [kN]
CV11	T1	286.160	CV21	T1	77.500
	C2	-546.000		T2	274.810
				C3	-404.680
				C4	-471.412

Modelul optim s-a ales în urma criteriului de minimă deformabilitate (relația 3.4), ca fiind Modelul CV11 (figura 4.19.c).

4/ Dimensionarea barelor întinse – a armăturilor – s-a realizat utilizând relația (3.7) și valorile forțelor din barele modelului CV11, conform Tab. 4.2.

În bara dintre nodurile 1 și 2 ale modelului M1, efortul este $T_1 = 286.160$ kN, rezultând:

- aria de armătură necesară

$$A_s = 286160 / 435 = 658 \text{ mm}^2$$

- pentru care s-a ales aria efectivă de armătură

$$A_{s,ef} = 678 \text{ mm}^2 (6 \Phi 14 \text{ mm})$$

5/ Verificarea eforturilor de compresiune din contrafișa de beton (C_2) situată între nodurile 2 și 3 (figura 4.20) se face astfel:

- pentru această bara comprimată se verifică eforturile de compresiune cu relația (3.5), respectiv:

$$\sigma_{bc} < f_{cd}^*, \quad \text{unde } f_{cd}^* = 1.0 f_{cd}, \quad f_{cd} = 13.3 \text{ N / mm}^2, \text{ iar}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{C_2}{t \cdot a_c} = 13.18 \text{ N / mm}^2, \text{ deoarece } t = 250 \text{ mm și } C_2 = 546 \text{ kN}$$

Pentru că forțele trebuie să se echilibreze pe întregul element, rezultă că

$$A_{s,ef} \cdot f_{yd} = (Z = T_1) = C$$

Se știe că forța de compresiune din bara 2 (Fig. 4.20) este $C_2 = \omega \cdot t \cdot h \cdot f_{cd}$, că procentul efectiv de armare ρ , corespunzător planului de armare dat mai jos, are valoarea $\rho = A_{s,ef} / (t \cdot h)$, iar $\omega = (\rho \cdot f_{yd}) / f_{cd}$ și

$$\rho \cdot t \cdot h \cdot f_{yd} = \frac{\omega \cdot t \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot f_{yd}$$

Având $a_c^2 = (\omega \cdot h)^2 + a^2$ și $a = F / (t \cdot f_{cd}) = 140$ mm, aria de armătură efectivă $A_{s,ef} = 678$ mm² (6 Φ 14 mm) și limita de curgere a armăturii, $f_{yd} = 435$ N / mm², rezultă

$$\omega = \frac{A_{s,ef} \cdot f_{yd}}{t \cdot h \cdot f_{cd}}, \text{ deci}$$

$$\omega \cdot h = \frac{A_{s,ef} \cdot f_{yd}}{t \cdot f_{cd}} = 88.7 \text{ mm}$$

Cum, din relațiile de mai sus, reiese că lățimea contrafișei este $a_c = 165.7$ mm, rezultă un efort în contrafișă, $\sigma_{bc} = 13.18$ N/mm² < $f_{cd} = 13.3$ N / mm².

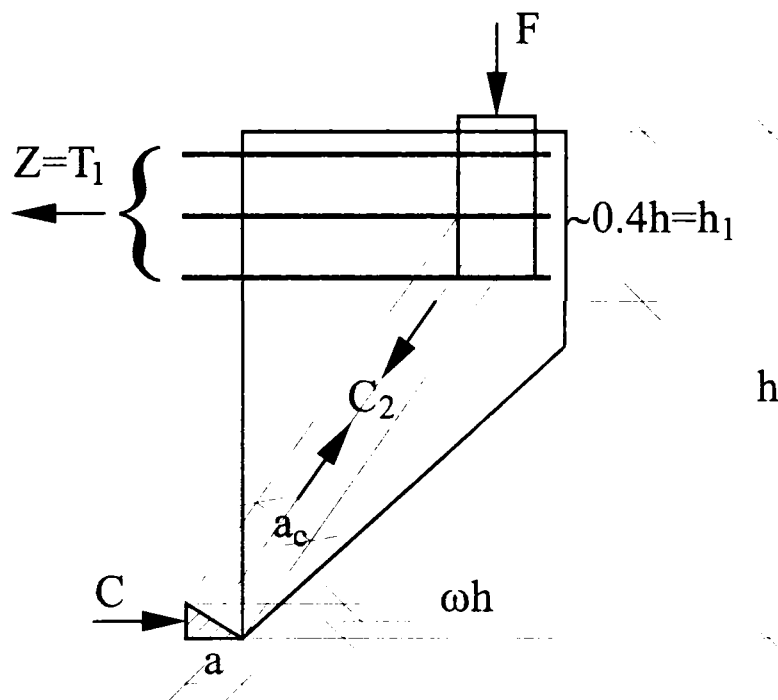


Fig.4.20. Verificarea barei comprimate (contrafișei) C₂

6/ Verificarea lungimilor de ancoraj se face cu relația $l_{b,ef} > l_{b,nec} = 45\Phi$, unde Φ este diametrul barelor de armătură.

Relația este satisfăcută, deoarece $l_{b,nec} = 630$ mm iar $l_{b,ef}$ se consideră a fi toată lungimea barelor de armătură ce se petrec sub placa de încărcare, formând bucle (conform figurii 4.21).

7/ Conformarea elementului și realizarea planului de armare.

7/ Conformarea elementului și realizarea planului de armare.

Conform EC2 (cap. 7.3.2.) armătura A_s se distribuie pe $1/4$ din înălțimea consolei, deci pe înălțimea $h_1 = 0.4h_c = 200$ mm. Deasemenea se prevede armatură suplimentară (figura 4.21) sub formă de:

- etrieri orizontali, cu aria secțiunii $A_{s,1}$, unde

$$A_{s,1} = 10 \Phi 6 \text{ mm} = 283 \text{ mm}^2 > 0.4 A_s = 272 \text{ mm}^2;$$

- etrieri verticali având aria $A_{s,2}$, cu

$$A_{s,2} = 10 \Phi 6 \text{ mm} = 283 \text{ mm}^2 > A_s / 3 = 226 \text{ mm}^2.$$

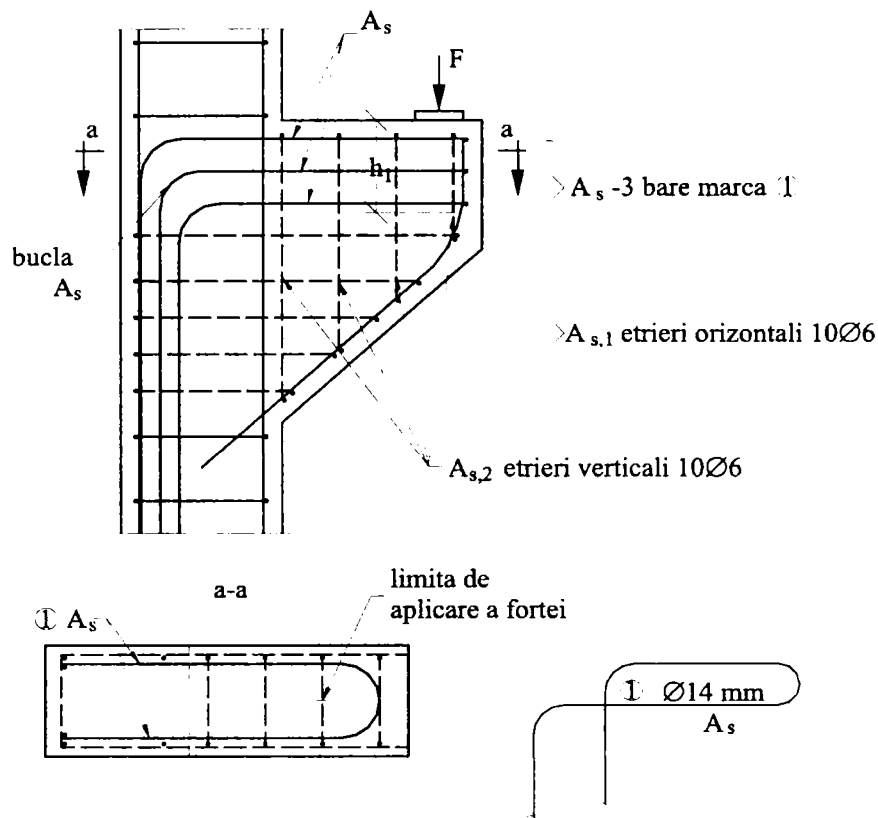


Fig.4.21. Plan de armare consolă

4.2.2. Grinda – perete cu gol

Grinda-perete având un gol amplasat nesimetric, simplu rezemată, având dimensiunile și încărcările poziționate conform figurii 4.22 este proiectată cu metoda de calcul asistată de calculator a procedurii modelelor de bare. Caracteristicile de material ale elementului structural din beton armat sunt următoarele: beton armat de clasă C 20 / 35, cu valorile caracteristice și de calcul ale rezistenței la compresiune a betonului [7] $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$, respectiv

$f_{cd} = 13.3 \text{ N/mm}^2$ și armătura de tip S500 cu $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, valoarea caracteristică a rezistenței la întindere a armăturii și $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$, limita de curgere a armăturii.

Avem:

$$F = 63.75 \text{ kN}; l = 2400 \text{ mm};$$

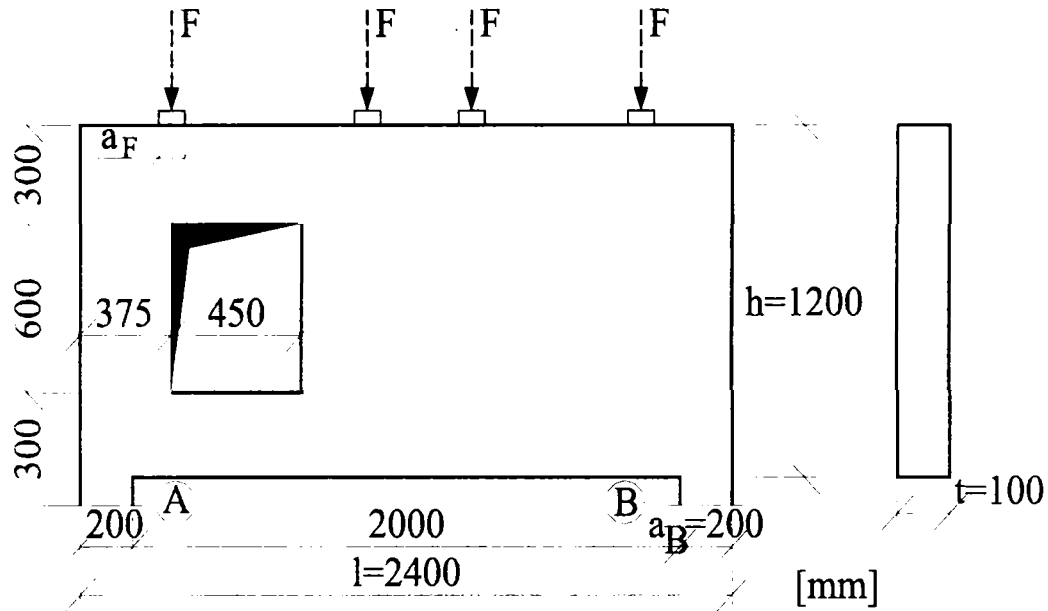


Fig.4.22. Dimensiuni și încărcări pentru grinda-perete cu gol

Etapele de proiectare (conform capitolului 4.1.1.) cuprind următoarele:

1/ Starea plană de tensiuni în grinda-perete și direcțiile eforturilor unitare principale, (figura 4.23), au fost rezolvate cu ajutorul programului de calcul “PMB”.

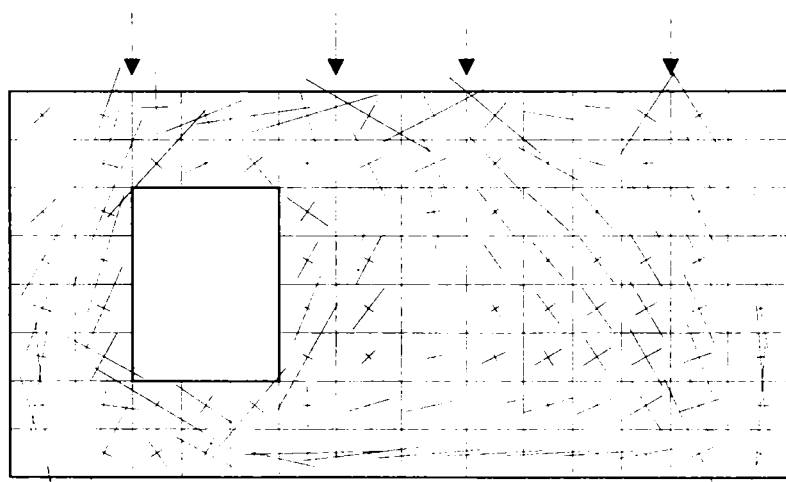


Fig.4.23. Starea de eforturi din grinda-perete cu gol

4/ Dimensionarea barelor întinse de armătură se face utilizând relația (3.7), valorile ariilor de armătură necesară (A_s) fiind date de relația $A_s = T_s / f_{yd}$ unde T_s sunt forțele din barele modelului, rezultate fie direct din tabelul 4.3 fie după echilibrarea nodurilor, iar f_{yd} reprezintă limita de curgere a armăturii.

După echilibrarea nodurilor 2 și 3 a modelului de bare (figura 4.24), rezultă armarea:

4a/ Bare longitudinale amplasate la partea inferioara a grinzii-perete:

- În bara dintre nodurile 2 și 3 se consideră efortul maxim dintre valorile

$$T_2 + T_7 \cos \alpha_2 = 80.472 \text{ kN} \quad \text{și} \quad T_2 + T_6 \cos \alpha_3 = 52.145 \text{ kN},$$

rezultând o arie de armătură necesară $A_s = 80472 / 435 = 185 \text{ mm}^2$. Se alege armătura efectivă $A_{s,ef} = 201 \text{ mm}^2$ (4 Φ 8 mm);

- În bara dintre nodurile 1 și 2 forța axială este $T_1 + T_4 \cos \alpha_1 = 41.480 \text{ N}$, rezultând o arie de armătură necesară $A_s = 9,6 \text{ mm}^2$, cea efectivă fiind luată constructiv, respectiv $A_{s,ef} = 2 \Phi 8 \text{ mm} = 101 \text{ mm}^2$.

4b/ Bare înclinate, ridicate în zona de sub gol:

- În bara dintre nodurile 2 și 4 forța este $T_4 = 46.869 \text{ kN}$ iar aria de armătură necesară rezultată este $A_s = 108 \text{ mm}^2$ S-a ales aria efectivă de armătură, $A_{s,ef} = 2 \Phi 8 \text{ mm} = 101 \text{ mm}^2$.

4c/ Bare repartizate uniform pe întreaga înălțimea h a grinzii-perete, pe ambele fețe ale acesteia:

- Barele de armătură B#, trebuie să preia efortul $T_7 \cos \alpha_2 + T_6 \cos \alpha_3 = 123.890 \text{ kN}$, repartizat pe întreaga înălțime "h" a grinzii-perete, fiind necesară o arie de armătură $A_{s,B\# nec} = 283 \text{ mm}^2$, adică $A_{s,B\# ef} = 246 \text{ mm}^2 / \text{m}$. Ca urmare, se dispune o rețea de armătură ortogonală $\Phi 6 \text{ mm} / 200 \text{ mm} = 282 \text{ mm}^2 / \text{m}$, pe ambele fețe ale grinzii-perete.

- Datorită barelor T6 și T7 ar fi necesară o armare cu bare înclinate de-a lungul axelor lor dar, deoarece acest lucru este dificil de executat practic, s-a optat pentru o rețea de armătură realizată din bare paralele cu laturile grinzii-perete.

- Barele verticale se dispun sub formă de etrieri (conform planului de armare din figura 4.26)

4d/ Bare horizontale de armătură repartizate uniform pe înălțimea h' de deasupra golului:

- Barele de armătură de arie $A_{s,B}$ trebuie să preia efortul $T_7 \cos \alpha_2 = 75.585 \text{ kN}$, aria de armătură necesară rezultată fiind $A_{s,B} = 174 \text{ mm}^2$. Armătura efectivă se alege $A_{s,B} = 4 \Phi 8 \text{ mm}$ (201 mm^2), repartizată pe toată grosimea elementului structural, deci pe ambele fețe ale grinzii-perete.

5/ Verificarea eforturilor de compresiune în contrafișele de beton și în nodurile cele mai solicitate.

5a/ Sub încărcările concentrate, F , (figura 4.22) eforturile trebuie să îndeplinească condiția $\sigma_F = F / (a_F \cdot t) < f_{cd}^*$, unde $f_{cd}^* = 1.2 f_{cd}$ (compresiune biaxială, conform capitolului 3.5). Cum $a_F = 100 \text{ mm}$, $t = 100 \text{ mm}$ și $F = 63750 \text{ N}$, rezultă $\sigma_F = 6.375 \text{ N/mm}^2$, deci se verifică relația $\sigma_F < 1.2 \cdot 13.3 \text{ N/mm}^2 = 15.96$.

5b/ Verificarea celui mai solicitat nod înseamnă verificarea nodului de reazem - nodul 3 din figura 4.25 și a barei celei mai comprimate, bara 9.

5b1/ În **nodul 3**, cel mai solicitat, trebuie să se îndeplinească (conform capitolului 3.5.3.2) condițiile:

$$\sigma_{b9} = C_9 / (a_{b9} \cdot t) < f_{cd}^* \text{ și}$$

$$\sigma_{bB} = R_B / (a_B \cdot t) < f_{cd}^*, \text{ unde } f_{cd}^* = 0.8f_{cd}$$

Se știe că $0.8f_{cd} = 10.64 \text{ N/mm}^2$, $C_9 = 109.378 \text{ kN}$ și $R_B = 127.500 \text{ kN}$ (tabelul 4.3), $a_B = 200 \text{ mm}$, $h_2 = 150 \text{ mm}$ și $t = 100 \text{ mm}$, deci efortul datorat reacțiunii R_B va fi:

$$\sigma_{bB} = \frac{127500}{200 \cdot 100} = 6.375 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}^* = 10.64 \text{ N/mm}^2$$

Grosimea contrafișei **b9** este $a_{b9} = [a_B + h_2 \text{ tg } (90 - \alpha_9)] \cdot \cos (90 - \alpha_9) = 236 \text{ mm}$ ($\cos (90 - \alpha_9) = 0.952$ și $\text{tg } (90 - \alpha_9) = 0.320$) iar efortul din această contrafișă, σ_{b9} , verifică relația:

$$\sigma_{b9} = \frac{109378}{236 \cdot 100} = 4.63 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}^* = 10.64 \text{ N/mm}^2$$

5b2/ Pentru bara cea mai comprimată, b9 (figura 4.25) se verifică relația

$$p_a < 0.8 f_{cd}$$

Cum $\sigma_{bB} \cdot a_B = \sigma_{b9} \cdot a_{b9} \cdot \cos(90 - \alpha_9)$ și $p_a = \sigma_{b9} \sin \alpha_9 = \sigma_{bB} \cdot a_B / [a_{b9} \cdot \cos(90 - \alpha_9)]$ avem

$$p_a = \frac{\sigma_{bB} \cdot a_B}{[a_{b9} + h_2 \operatorname{tg}(90 - \alpha_9)] \cos(90 - \alpha_9)} = 8.09 \text{ N/mm}^2$$

Deci se verifică relația (3.5), respectiv $p_a = 8.09 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{cd} = 10.64 \text{ N/mm}^2$.

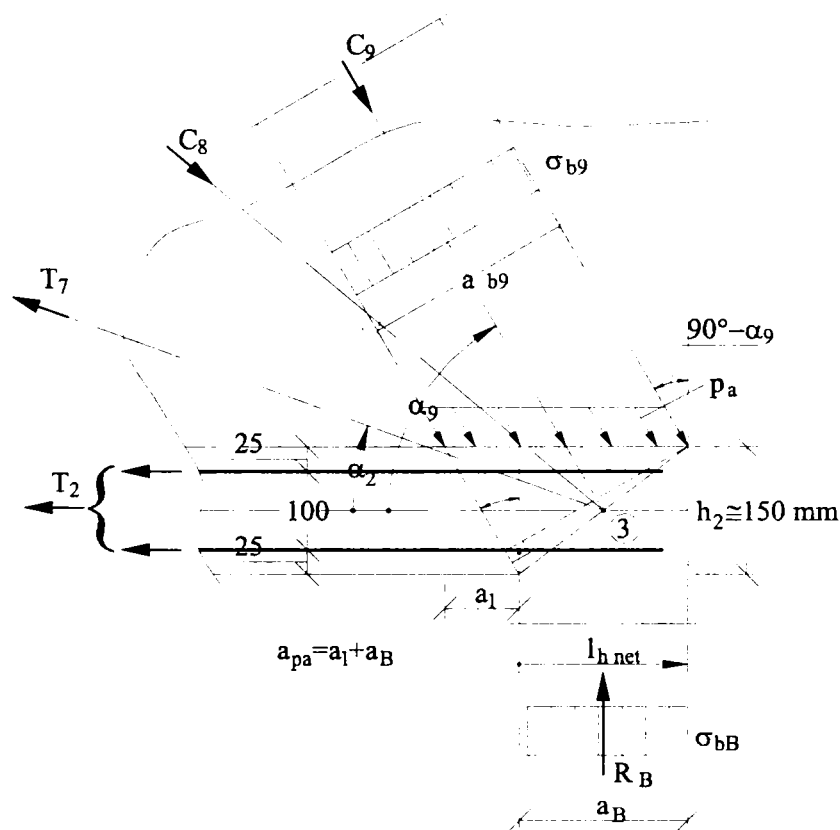


Fig.4.25. Detaliu pentru nodul 3 din modelul de bare.

6/ Verificarea lungimilor de ancoraj.

Conform EC2 (cap. 5.2.2.3. și 5.2.3.2.) lungimea de ancoraj $l_{b,net}$ a barelor de armatură ce trec prin nodurile de reazem trebuie să fie cel puțin 45Φ ($\Phi =$ diametrul barelor de armatură). Aici trebuie să avem $l_b > l_{b,net} = 360 \text{ mm}$.

Caracteristicile geometrice, conform aceleiași figuri, sunt: $b = 150 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, $l = 900 \text{ mm}$ și forța concentrată corespunzătoare, $F = 90 \text{ kN}$.

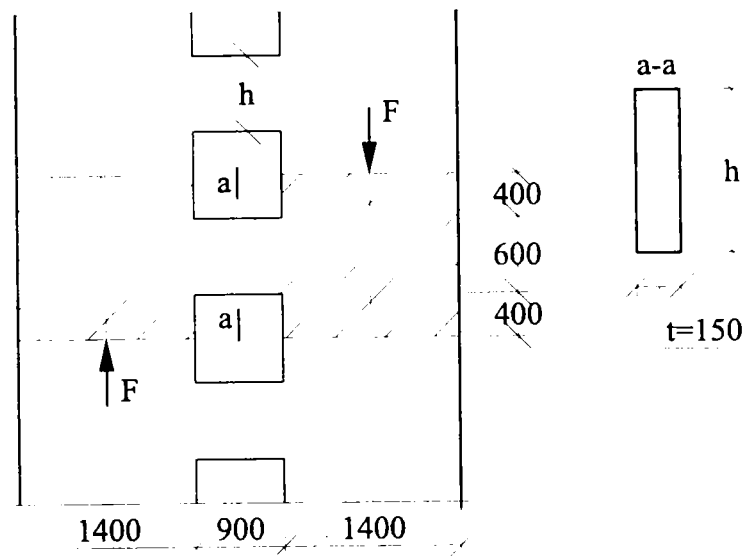


Fig.4.27. Dimensiuni și încărcări pentru rigla de cuplare

1/ Rezolvarea stării plane de tensiuni cu ajutorul programului automat de calcul “PMB” duce la câmpul de tensiuni elastice prezentat în figura 4.28.

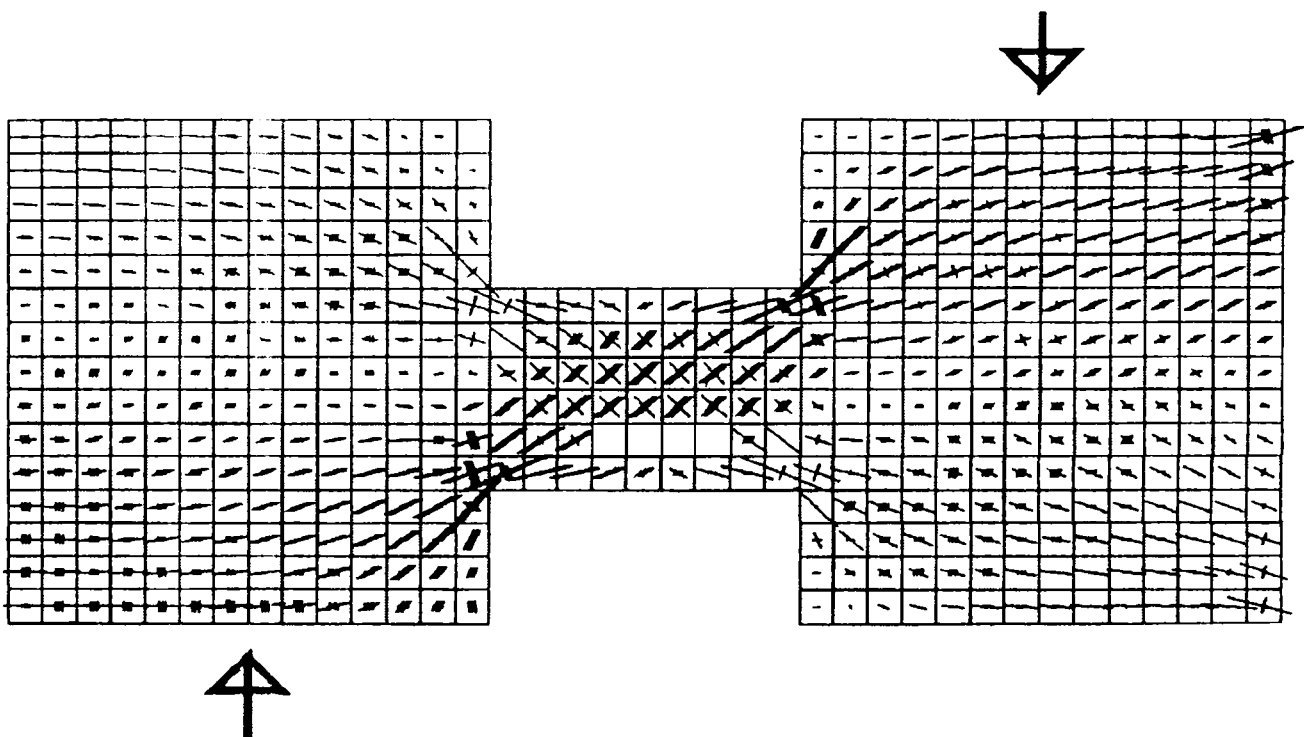


Fig.4.28. Starea de eforturi în rigla de cuplare

2/ Conceperea unor modele de bare asociate câmpului de tensiuni este arătată în figura 4.29, în care sunt prezentate două modele de bare, fiecare fiind caracteristic unui anumit mod de armare, astfel:

- modelul de bare M1 este caracteristic unei armări cu bare de armatură longitudinală și etrieri transversali (figura 4.29.a),
- modelul de bare M2 este caracteristic armării cu bare de armatură diagonală (figura 4.29.b).

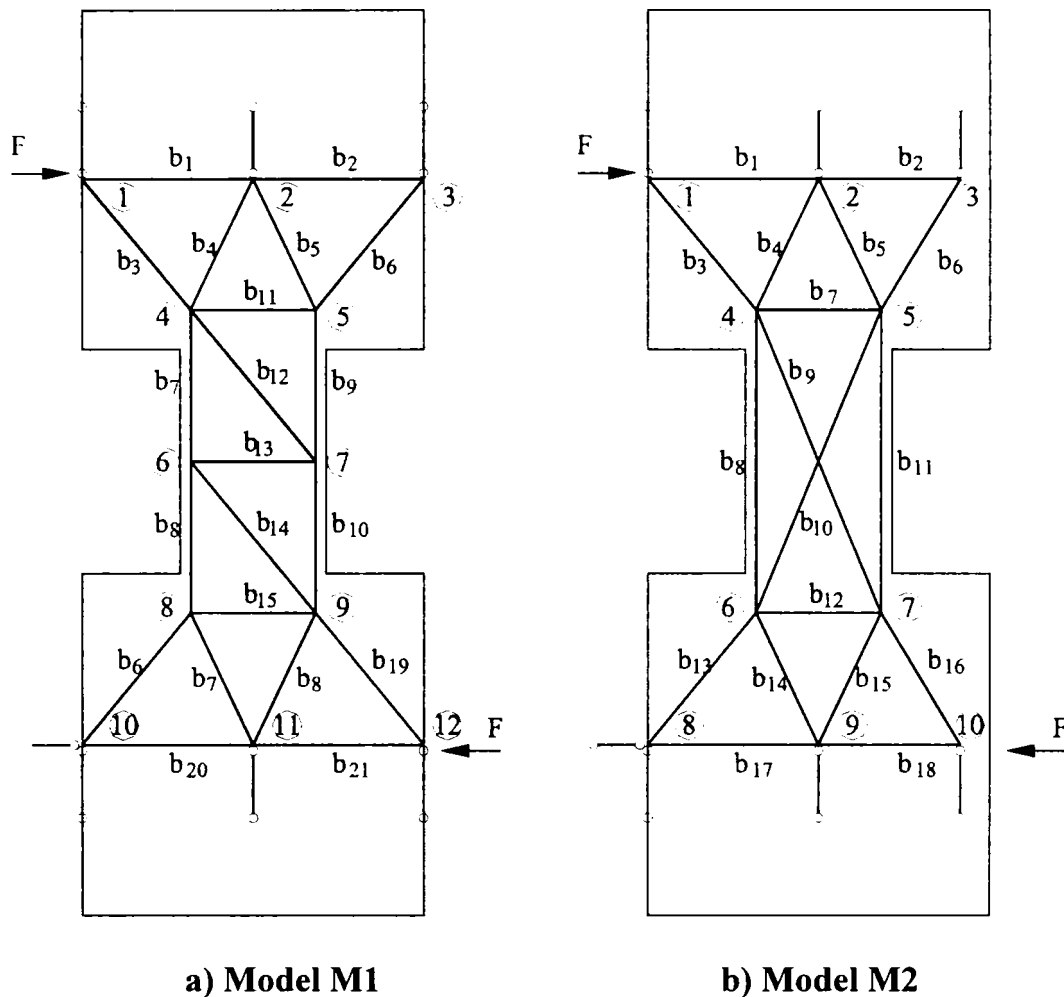


Fig.4.29. Modele de bare

3/ Forțele în barele modelelor M1 și M2 au fost calculate cu programul automat de calcul „PMB”, prin apelarea subrutinei “ASPA” (conform descrierii din capitolul 4.1.1.). După aplicarea criteriului (3.4) de minimă deformabilitate modelului, a fost ales modelul optim, M2, (figura 4.29.b).

4/ Dimensionarea barelor întinse de armatură se face utilizând relația (3.7), valorile ariilor de armatură necesară (A_s) fiind date de relația $A_s = T_s / f_{yd}$ unde T_s sunt forțele din barele întinse ale modelului M2.

Astfel, pentru bara cea mai întinsă a modelului, diagonală “b10”, efortul fiind $T_{10} = 91.561$ kN, rezultă o arie de armatură necesară $A_{s,b10\ nec} = 210$ mm² și se optează pentru armătura 4bare Φ 10 mm, cu $A_{s,ef} = 314$ mm².

5/ Verificarea eforturilor maxime de compresiune în contrafișele de beton.

Cum bara **b9** este cea mai comprimată (figura 4.30), având efortul $C_9 = 102.717 \text{ kN}$ (conform rezultatelor calculului cu programul "ASPA") se verifică relația:

$$\sigma_{b9} < f_{cd}^* , \text{ unde } f_{cd}^* = 0.8 f_{cd} = 10.64 \text{ N/mm}^2 \text{ și}$$

$$\sigma_{b9} = \frac{C_9}{a_c \cdot t} ; \text{ cu } a_c^2 = (\omega \cdot h)^2 + a^2$$

Lățimea nodului este: $a = V / (t \cdot f_{cd}) = 90000 / (150 \cdot 13.30) = 45.11 \text{ mm}$ (deoarece $V = F$) iar procentul de armare este $\rho = A_{s,ef} / (t \cdot h)$.

Avem, astfel:

$$\omega = \frac{A_{s,ef} \cdot f_{yd}}{t \cdot h \cdot f_{cd}} , \text{ sau}$$

$$\omega \cdot h = \frac{A_{s,ef} \cdot f_{yd}}{t \cdot f_{cd}} = \frac{314 \cdot 435}{150 \cdot 13.3} = 68.47 \text{ mm, deoarece } t = 150 \text{ mm.}$$

Aria efectivă fiind $A_{s,ef} = 314 \text{ mm}^2$ ($4 \Phi 10 \text{ mm}$), valoarea limitei de curgere a armăturii $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$ iar $a_c = 82 \text{ mm}$, rezultă valoarea σ_{b9} a efortului din contrafișa b9:

$\sigma_{b9} = 8.35 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}^* = 10.64 \text{ N/mm}^2$, deci bara cea mai comprimată este verificată.

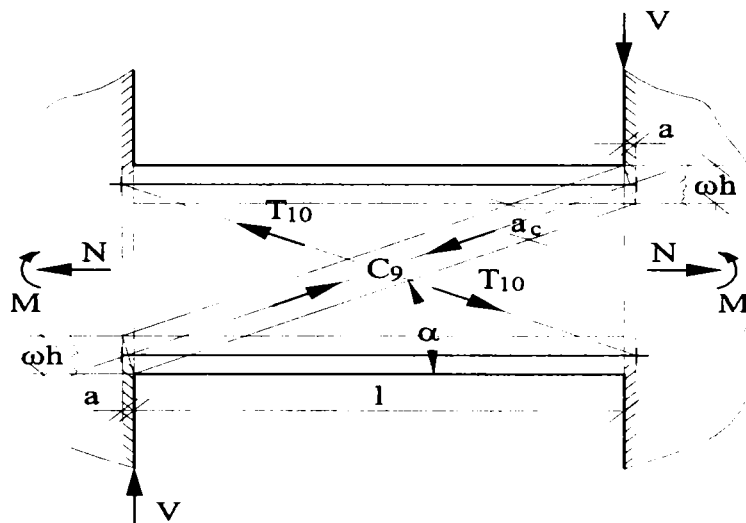


Fig.4.30. Verificarea contrafișei de beton C9

6/ Planul de armare al riglei de cuplare și modul de conformare este prezentat în figura 4.31, în care armătura diagonală de rezistență este o carcasă alcătuită din 4 bare $\Phi 10$ mm, cu aria efectivă $A_{s,1} = 314 \text{ mm}^2$.

Suplimentar, se prevede armatură sub formă de etrieri verticali ($\Phi 3$ mm / 75 mm), având aria $A_{s,2} = 226 \text{ mm}^2$ și bare de armatură longitudinală ($6\Phi 8$ mm) cu aria efectivă $A_{s,3} = 302 \text{ mm}^2$.

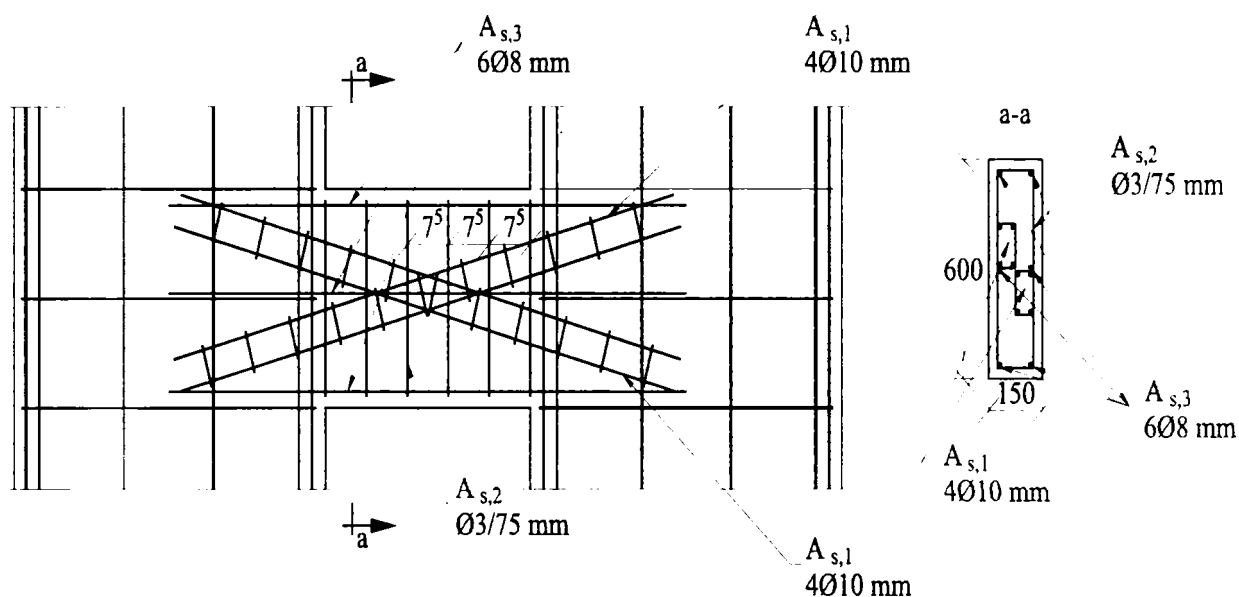


Fig.4.31. Planul de armare pentru rigla de cuplare

4.3. Studii teoretice referitoare la aplicarea procedurii modelelor de bare la calculul și alcătuirea elementelor structurale

Studiile teoretice se referă atât la aplicarea procedurii modelelor de bare în zonele tipice de discontinuități statice sau geometrice ale unor elemente din beton armat în vederea conformării acestor zone în corelare cu modul de scurgere a eforturilor unitare, cât și la studii comparative pe elemente structurale din beton armat având grade diferite de complexitate a calculului, referitoare la modul de armare în varianta calculului tradițional și în varianta utilizării procedurii modelelor de bare, respectiv pentru o grindă simplu rezemată și un perete structural lamelar.

4.3.1. Conformarea unor zone de discontinuități statice și geometrice din elementele structurale din beton armat

4.3.1.1. Armarea locală, sub forțe concentrate, a capetelor grinzilor

O altă aplicație a procedurii modelelor de bare [9] se referă la armarea locală a capetelor de grinzi asupra cărora acționează forțe concentrate, necesitatea acestor armări locale fiind motivată de modul de fisurare sub încărcări prezentat în figura 4.32.

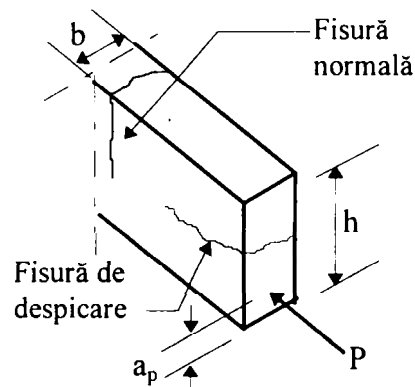


Fig.4.32. Modul de fisurare al capătului de grindă sub forțe concentrate

Perturbarea produsă de forța concentrată se extinde pe o lungime $a = h$, de la capătul elementului (figura 4.33).

Apoi, cu ajutorul valorilor extreme ale diagramei de eforturi unitare, sunt calculate rezultantele eforturilor unitare de întindere și de compresiune, stabilindu-se totodată modelul de bare pe baza scurgerii încărcărilor prin element ("load-path method") (figura 4.33) și ariile de armătură corespunzătoare barelor întinse ale modelului.

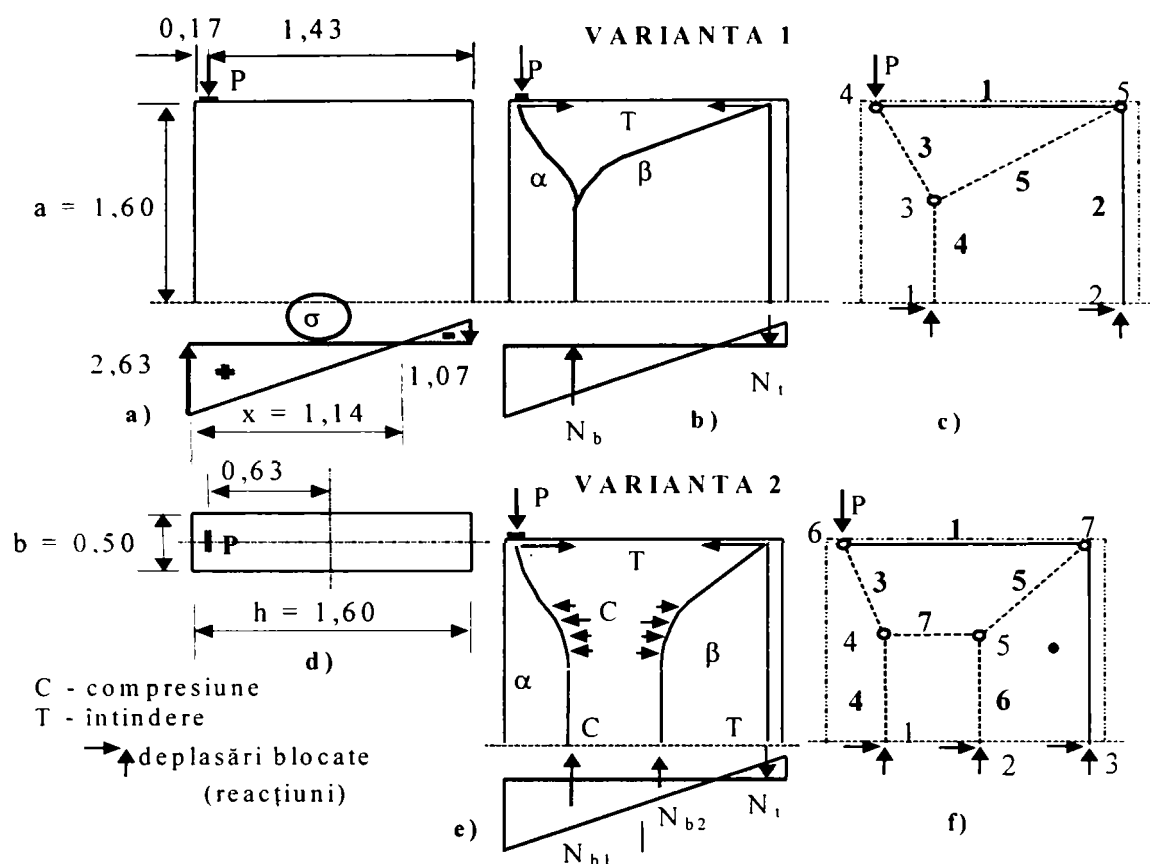


Fig.4.33. Stabilirea modelului de bare pe baza scurgerii încărcării prin element („load-path method”)

4.3.1.2. Nod de cadru din beton armat

Nodul de cadru care este dimensionat cu ajutorul [64] procedeul modelelor de bare reprezintă un nod central dintr-o structură în cadre. Schema statică este prezentată împreună cu modul de încărcare în figura 4.34. Secțiunea transversală a riglelor și a stâlpului (ambele ramuri) este aceeași și are dimensiunile $b = 30 \text{ cm}$ și $h = 40 \text{ cm}$.

Calitatea materialelor este următoarea:

- beton armat: Bc 25 ($R_c = 15 \text{ N/mm}^2$; $R_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$; $E_b = 30000 \text{ N/mm}^2$)
- armătură: PC 52 ($R_a = 300 \text{ N/mm}^2$; $E_b = 210000 \text{ N/mm}^2$)

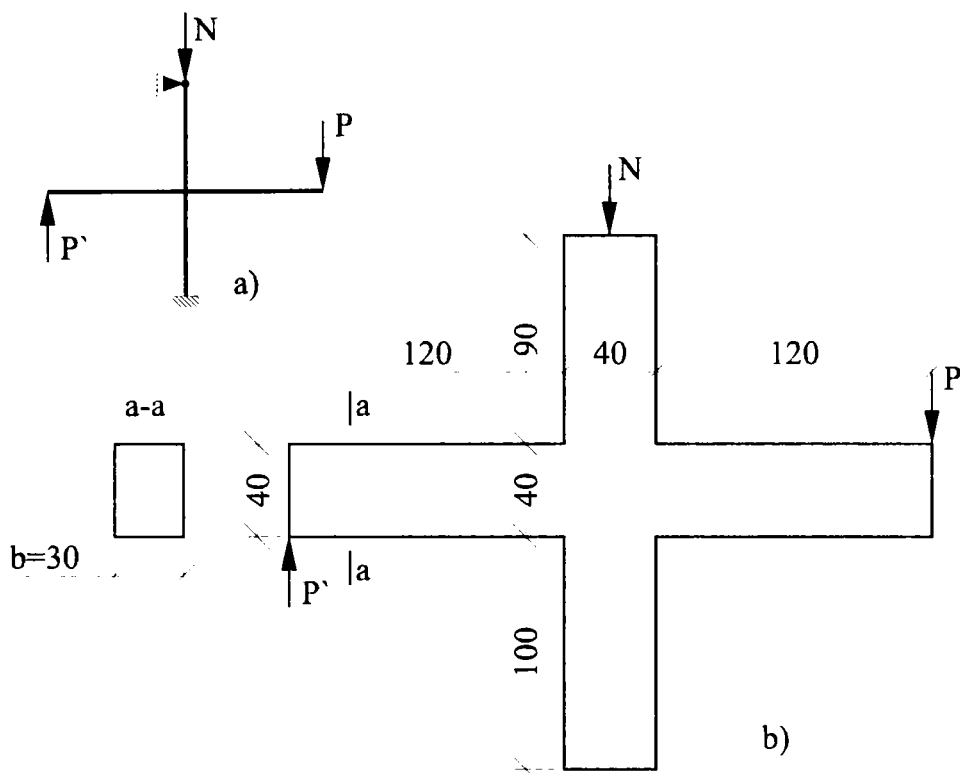


Fig.4.34. Nod monolit de cadru: a) schemă statică; b) caracteristici geometrice

Proiectarea și conformarea nodului de cadru cu ajutorul procedeeului modelelor de bare înseamnă rezolvarea etapelor prevăzute în capitolul 3.2 al lucrării de față, după cum urmează.

1/ Starea plană de tensiuni în nodul de cadru și direcțiile eforturilor unitare principale au fost rezolvate cu ajutorul programului de calcul “PMB”.

În figura 4.35 se prezintă atât discretizarea în elemente finite a nodului cât și direcțiile eforturilor unitare principale. Liniile foarte subțiri indică eforturile unitare de întindere iar cele de grosimi mai mari pe cele de compresiune.

2/ În alegerea modelului de bare s-a urmărit orientarea barelor întinse și comprimate longitudinale, a montanților și a diagonalelor în concordanță cu direcția eforturilor unitare principale. S-a optat pentru modelul prezentat în figura 4.36.

3/ Forțele în barele modelului au fost calculate cu programul automat de calcul „PMB”, prin apelarea subrutinei “ASPA” (conform descrierii din capitolul 4.1.1), valorile acestora fiind trecute automat într-un fișier de rezultate.

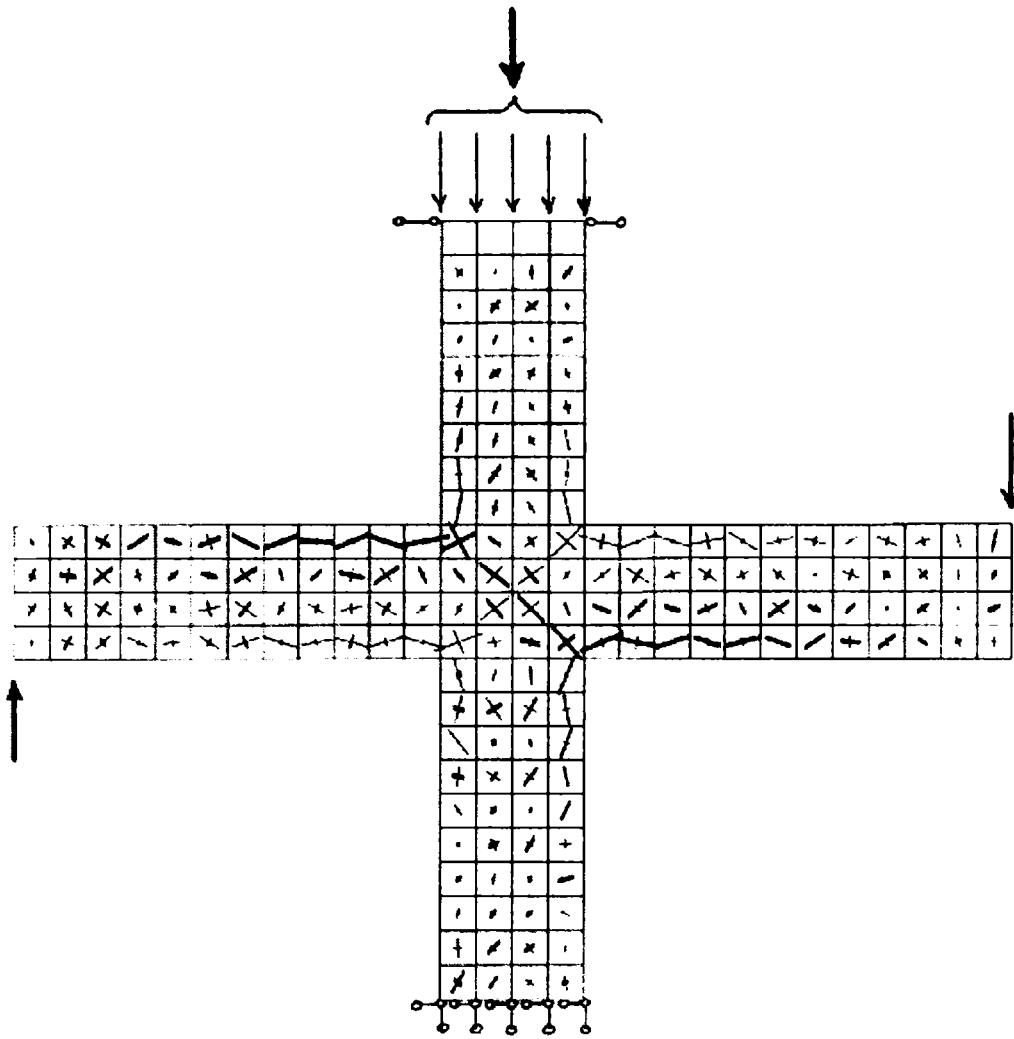


Fig.4.35. Starea de tensiuni din nodul de cadru

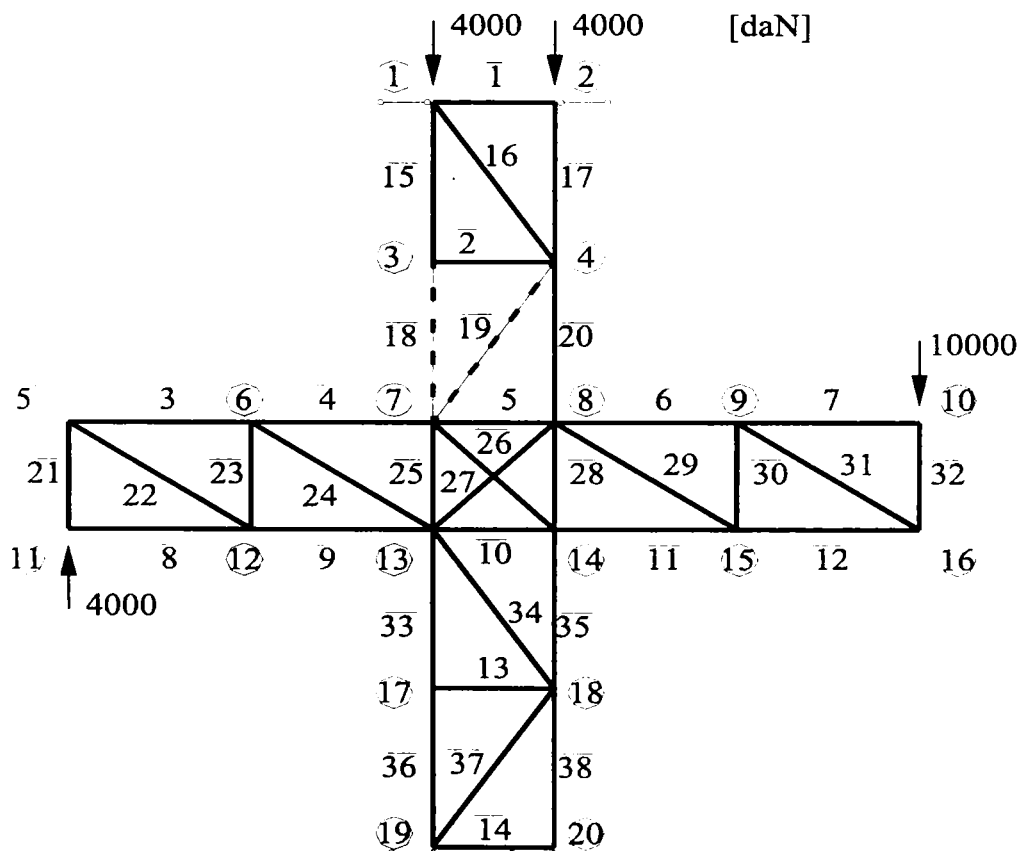


Fig.4.36. Modelul de bare pentru nodul de cadru

În tabelul 4.4. sunt trecute doar valorile forțelor din barele ce sunt implicate în mod direct în dimensionarea și conformarea nodului, respectiv a riglelor și a stâlpului (T - bare întinse, C - bare comprimate).

Forțele în barele modelului

Tabelul 4.4

Simbol	Forta [kN]	Simbol	Forta [kN]	Simbol	Forta [kN]
T ₅	174.627	T ₉	65.000	C ₁₉	-224.780
T ₆	150.000	C ₁₈	-540.380	C ₂₀	-84.150
T ₂₄	68.000	T ₂₇	177.300	T ₂₉	180.270
C ₂₆	-218.140	T ₁₆	198.530	T ₃₁	180.280
C ₃₃	-554.160	T ₃₄	211.300	C ₃₅	-463.770

Este de menționat faptul că programul executabil “SPA” are, în final, un parametru (notat cu S(+,-)) care trebuie să fie minim în cazul modelului de bare optim.

4/ Dimensionarea barelor întinse de armătură se face utilizând relația (3.7), valorile ariilor de armătura necesară (A_s) fiind date de relația $A_s = T_s / f_{yd}$ unde T_s sunt forțele din barele întinse ale modelului, rezultate fie direct din tabelul 4.4, fie după echilibrarea nodurilor.

4a/ Rigla din partea dreaptă:

Pentru calculul ariei de armătură întinsă din încovoiere s-a considerat în modelul de bare forța F, care cumulează forța din bara 6 (T₆) și proiecția pe orizontală a forței din bara 29 (T₂₉) (ambele întinse):

$$F = T_6 + T_{29} \times \cos \alpha = 15000 + 18027 \times 60/72 = 30023 \text{ daN}$$

$$A_a = F / f_{yd} = 30023/3000 = 10,01 \text{ cm}^2$$

S-au ales 4 Φ 18 mm ($A_a = 10,16 \text{ cm}^2$).

Pentru determinarea etrierilor s-a considerat proiecția pe verticală a forțelor (T₃₁) și (T₂₉) din barele întinse 31 și 29:

$$Q = 18028 \times 40/72 + 18027 \times 40/72 = 20030 \text{ daN}$$

Această forță este distribuită etrierilor pe lungimea $l = 120$ cm de grindă. Pentru distanța dintre etrieri $a_e = 20$ cm s-a determinat aria necesară unui etrier (A_e), pentru etrieri cu 2 brațe de forfecare ($n = 2$), din oțel PC 52,

$$A_e = Q \times a_e / n \times l \times 0,8 \times R_a = 0,445 \text{ cm}^2$$

Se aleg etrieri $\Phi 8/20$ cm cu $A_{e,ef} = 0,503 \text{ cm}^2$.

În continuare se vor prezenta doar valorile finale ale relațiilor de calcul.

4b/ Rigla din partea stângă:

Forța de întindere de la partea inferioară, F , se obține cumulând forța din bara 9 (T_9) și proiecția pe orizontală a barei întinse 24 (T_{24}), respectiv:

$F = 6500 + 6800 \times 55/68 = 12000$ daN, obținându-se o arie de armătură $A_{a,nec} = 12000/3000 = 4 \text{ cm}^2$. Se alege 3 $\Phi 14$ mm, cu $A_{a,ef} = 4,62 \text{ cm}^2$.

5/ Pentru stâlp, atât determinarea ariilor de armătură cât și verificarea eforturilor de compresiune în beton este făcută pe fiecare parte a stâlpului separat, respectiv pe ramura superioară și inferioară a acestuia.

5a/ Ramura superioară a stâlpului:

Conform figurii 4.36, barele 18 și 20 sunt comprimate, stâlpul fiind solicitat la compresiune excentrică cu mică excentricitate (solicitare aflată în concordanță cu teoria betonului armat).

Pe ramura superioară a stâlpului, forța tăietoare preluată de etrieri pe lungimea $l = 90$ cm este dată de proiecția pe orizontală a barei întinse 16 (T_{16}):

$$Q = 19853 \times 40/56 = 14181 \text{ daN}$$

Pentru o distanță între etrieri $a_e = 15$ cm, pentru etrieri cu două brațe ($n = 2$) și oțel PC 52 rezultă etrieri $\Phi 8/15$ cm, cu aria:

$$A_e = 0,503 \text{ cm}^2 > A_{e,nec} = 14181 \times 15/2 \times 90 \times 0,8 \times 3000 = 0,492 \text{ cm}^2$$

Deoarece nodul 7 (figura 4.36) este un nod în care sunt ancorate armături, verificarea barei 18 se face (conform capitolului 3.5.1. din lucrarea de față) astfel:

$$\sigma_{b18} < f_{cd}^*, \text{ unde } f_{cd}^* = 0,8 f_{cd} = 10,64 \text{ N/mm}^2$$

Pentru ramura superioară a stâlpului, în cazul în care se presupune că toată forța ($C1$) de compresiune ce rezultă prin însumarea compresiunii din bara

18 (C_{18}) și a proiecției pe verticală a barei 19 (C_{19}), ar fi preluată de o arie de beton A_b , atunci aria necesară de beton ar fi:

$$A_{b,nec} = C1 / f_{cd}^* = (54038 + 22478 \times 50/64) / 106.4 = 838 \text{ cm}^2, \text{ deci}$$

$$A_{b,nec} < A_{b,real} = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

Acest lucru ne arată că eforturile de compresiune din secțiune sunt preluate de beton, armătura longitudinală fiind dispusă constructiv (3 Φ 12mm pe fiecare parte).

5b/ Ramura inferioară a stâlpului:

Compresiunea reală (C_2) din bara 33 se obține prin însumarea compresiunii din bara 33 (C_{33}) a modelului cu proiecția întinderii din bara 34 (C_{34}), respectiv $C_2 = 55416 + 21130 \times 45/60 = 39568 \text{ daN}$.

Cum pe direcția barei 35, compresiunea (C_{35}) are valoarea 46377 daN iar valoarea compresiunii reale (C) din bara 33 este 39568 daN, prin comparație cu valorile corespunzătoare ale compresiunilor din cele două bare laterale ale ramurii superioare (C_2 și C_{20}), se constată că și secțiunea ramurii inferioare a stâlpului este solicitată la compresiune excentrică cu mică excentricitate. În consecință, ariile de armătură rezultă constructiv (3 Φ 12mm).

Forța tăietoare preluată de etrieri pe lungimea $l = 100 \text{ cm}$ este dată de proiecția pe orizontală a forței din bara 34 (C_{34}),

$$Q = 21130 \times 40/60 = 14087 \text{ daN}$$

Pentru etrieri (Φ 8/15cm), dispuși ca în ramura superioară a stâlpului, rezultă o arie necesară:

$$A_{e,nec} = 14181 \times 15/2 \times 100 \times 0,8 \times 3000 = 0,44 \text{ cm}^2 < A_{e,ef} = 0,503 \text{ cm}^2$$

6/ Detalierea nodului de cadru și verificarea lungimilor de ancoraj ale armăturilor.

Se observă că atât diagonală comprimată (C_{26}) cât și cea întinsă (T_{17}), corespund cu direcțiile eforturilor unitare principale de compresiune și de întindere din figura 4.35.

Deasemenea se remarcă faptul că armătura întinsă de la partea inferioară a riglei din stânga este comprimată în nod, ceea ce impune o ancorare suficientă prin ridicarea ei pe verticală pe fața opusă a nodului.

În bara 5 (T_5), de la partea superioară a nodului, întinderea este mai mică decât în rigla din dreapta și deci nu se impune o sporire a armăturii în nod față de grindă.

Ca urmare a celor prezentate până aici, s-a conceput planul de armare al nodului monolit de cadru din figura 4.37.

Interpretarea comparativă a rezultatelor proiectării nodului de cadru cu ajutorul metodei asistată de calculator (procedeul modelelor de bare), cu cele date de proiectarea bazată pe teoria betonului armat [64], ne duce la următoarele observații:

1) Pentru rigla din dreapta, armarea cu etrieri a rezultat identică cu cea din proiectarea bazată pe teoria betonului armat (etrieri $\Phi 8/20$ cm cu $A_{e,ef} = 0,503$ cm²) în schimb armătura întinsă de la partea superioară a rezultat de 10,01 cm² față de 12,26 cm² cât s-a obținut în teoria betonului armat (diferența procentuală fiind de – 18 %).

2) Pentru rigla din stânga, armătura întinsă de la partea inferioară a rezultat mai mică decât cea din proiectarea bazată pe teoria betonului armat. (4,00 cm² față de 4,59 cm², deci o diferență procentuală de –13%).

3) Atât în ramura superioară cât și în ramura inferioară a stâlpului, armătura longitudinală este dispusă constructiv (figura 4.37), identic cu armătura rezultată din calculul după teoria betonului armat.

4) Prin utilizarea procedeului modelelor de bare, procedeul care indică starea reală de eforturi în zone foarte apropiate nodului și chiar în interiorul lui, se pot detalia unele zone pentru care normativele specifice dau doar “prevederi constructive”.

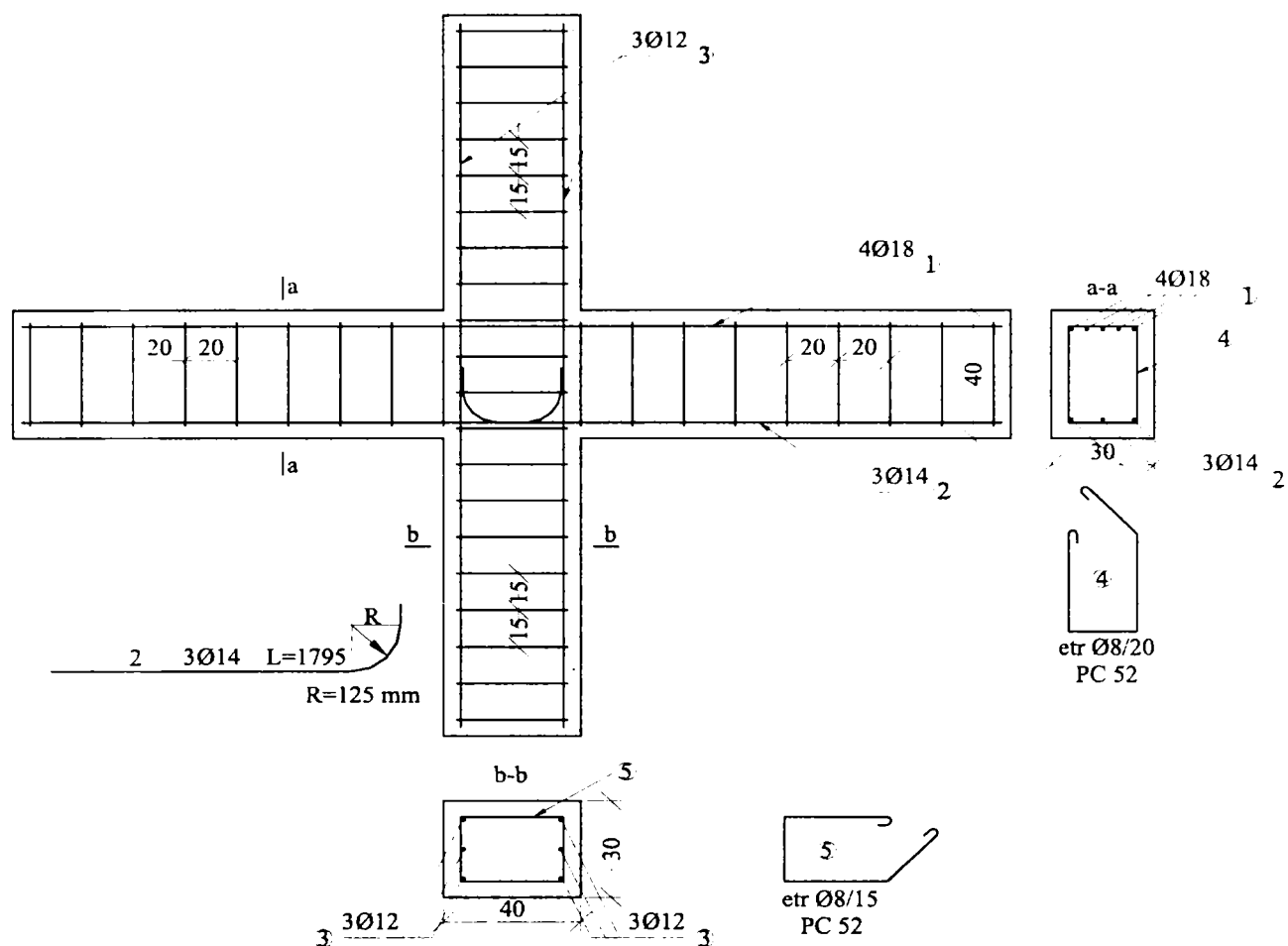


Fig.4.37. Planul de armare a nodului monolit de cadru

4.3.2. Studii comparative de proiectare cu metode tradiționale și cu procedeul modelelor de bare

4.3.2.1. Grinda din beton armat, simplu rezemată, încărcată cu forțe concentrate aplicate în apropierea reazemelor

Un studiu asupra calculului și conformării unui element structural de tip grindă simplu rezemată, încărcat cu forțe concentrate aplicate în apropierea reazemelor, (figura 4.38) este redat în lucrarea [9] în care se prezintă acest calcul în două variante: conform teoriei betonului armat și cu ajutorul procedeului modelelor de bare.

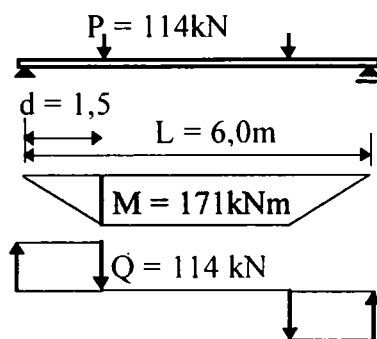


Fig.4.38. Grinda simplu rezemată încărcată cu forțe concentrate în apropierea reazemelor

Calculul conform teoriei betonului armat urmărește etapele binecunoscute, prezentate și în capitolul 2 al lucrării de față, respectiv: dimensionarea la moment încovoietor, calculul la forță tăietoare și, în final, armarea și conformarea elementului structural.

În proiectarea cu procedeul modelelor de bare, modelul de bare simplificat (figura 4.39) a fost ales pe baza distribuției eforturilor unitare în element, fiind date următoarele precizări referitoare la alegerea pozițiilor barelor modelului și la modul de armare al grinzii. Astfel se precizează că:

- barele **3** și **8** modelează armătura întinsă, respectiv betonul comprimat; distanța dintre cele două bare fiind brațul de pârghie z (figura 4.39), care se estimează la $(0,8 \dots 0,9)h_0$, respectiv $z = 0,85h_0$;
- bara **1** modelează toți etrierii aflați între reazem și forța concentrată;
- bara **4** modelează toate diagonalele comprimate ce pornesc de la reacțiune spre partea superioară a tuturor etrierilor;
- bara **6** modelează toate diagonalele comprimate ce pornesc de la partea inferioară a tuturor etrierilor la forța concentrată;
- bara **7** modelează betonul comprimat cuprins între toate capetele superioare ale etrierilor;
- bara **2** modelează armătura întinsă dintre toate capetele inferioare ale etrierilor;
- bara **5** modelează betonul comprimat cuprins între reacțiune și forța concentrată;

- sporirea numărului barelor ce modelează etrierii (bare de tipul 1) și cele două tipuri de diagonale comprimate de tipul 4 și 6, conduce către un model mai apropiat de starea de eforturi.

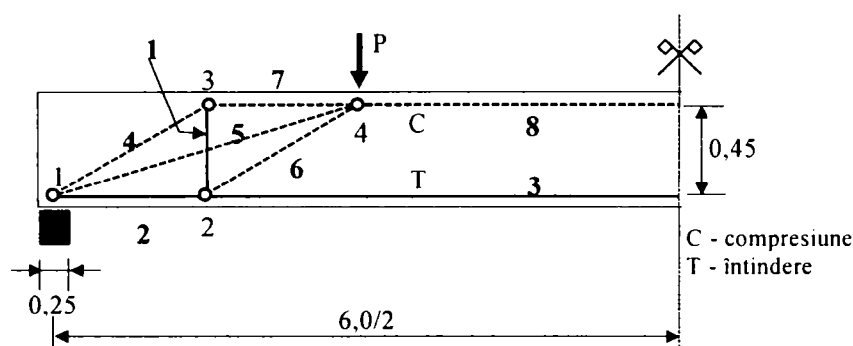


Fig.4.39. Modelul de bare simplificat

Din acest studiu a reieșit faptul că diferențele între cele două moduri de armare (corespunzătoare metodelor diferite de calcul, precizate anterior) sunt ne semnificative, procedeul modelelor de bare fiind o metodă rapidă și eficientă de calcul pentru zonele de discontinuitate statică aflate în apropierea reazemelor.

4.3.2.2. Perete structural din beton armat

Un alt exemplu de studiu comparativ al conformării elementelor structurale după teoria betonului armat și după procedeul modelelor de bare este realizat pentru un perete structural din beton armat.

Acesta este calculat într-o primă variantă conform prescripțiilor românești în vigoare (cuprinse în Normativele P85-93 [70], P100-91 [71] și STAS 10107/0-90 [72]), considerând diafragma o consolă încastrată în fundație și încărcată cu forțele corespunzătoare grupării speciale și cu ajutorul procedeului modelelor de bare și a programului de calcul automat “PMB” (prezentat în lucrarea de față în capitolul 4.1.1.), reducând diafragma la o placă plană încastrată în fundație și încărcată în planul ei.

Prin aplicarea variantei implementate pe calculator a PMB se realizează discretizarea peretelui structural cu ajutorul unei rețele de elemente finite și se

vizualizează distribuția eforturilor în diafragma de beton armat (figura 4.40.a), pentru a facilita alegerea modelului de bare asociat câmpului de eforturi (figura 2.40.b). Acest model are topologia și caracteristicile elementelor componente deduse în conformitate cu distribuția și intensitatea eforturilor unitare principale.

Dimensionarea barelor întinse ale modelului (armăturile) se face după regulile date în capitolul 3.5.2 al prezentei lucrări.

Conform modului de utilizare a procedurii modelelor de bare, necesarul de armătură verticală și orizontală de pe fiecare nivel al diafragmei se determină astfel: se pornește de la modelul de bare ales pentru zona respectivă, se delimitează zonele caracteristice (capăt de diafragma, inimă, zona potențial plastică, centuri, etc.) și se face o echilibrare a nodurilor modelului de bare, după care se consideră efortul maxim dintr-o anumită bară (N_s) și se aplică relația (3.7). Rezistența de calcul (f_{yd}) este aleasă în funcție de tipul armăturii care se dimensionează (ex: PC52 în barele verticale sau orizontale și OB37 pentru etrieri).

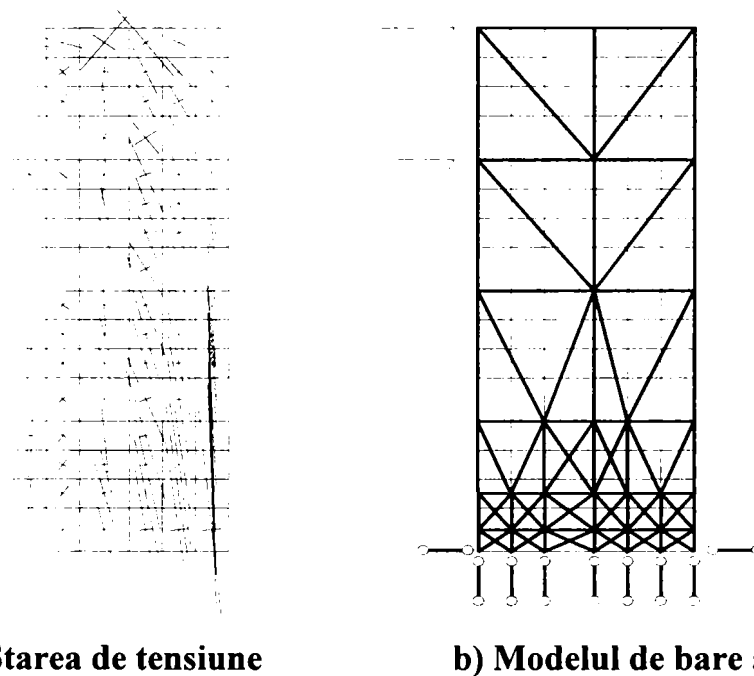


Fig.4.40. Perete structural din beton armat

Rețelele ortogonale de bare de armătură, dispuse pe ambele fețe ale peretelui structural, au fost amplasate în locul barelor întinse înclinate, situate pe o anumită zonă din model și au rolul de a prelua eforturile de întindere din

barele modelului, cumulate și proiectate pe direcțiile barelor de armătură din rețea.

În figura 4.41 este prezentat planul de armare a diafragmei lamelare după calculul cu procedeul modelelor de bare. Totodată apare aici și armarea în secțiunile caracteristice zonelor A și B a diafragmei în ambele cazuri, după Normativul P85-93 și după procedeul modelelor de bare.

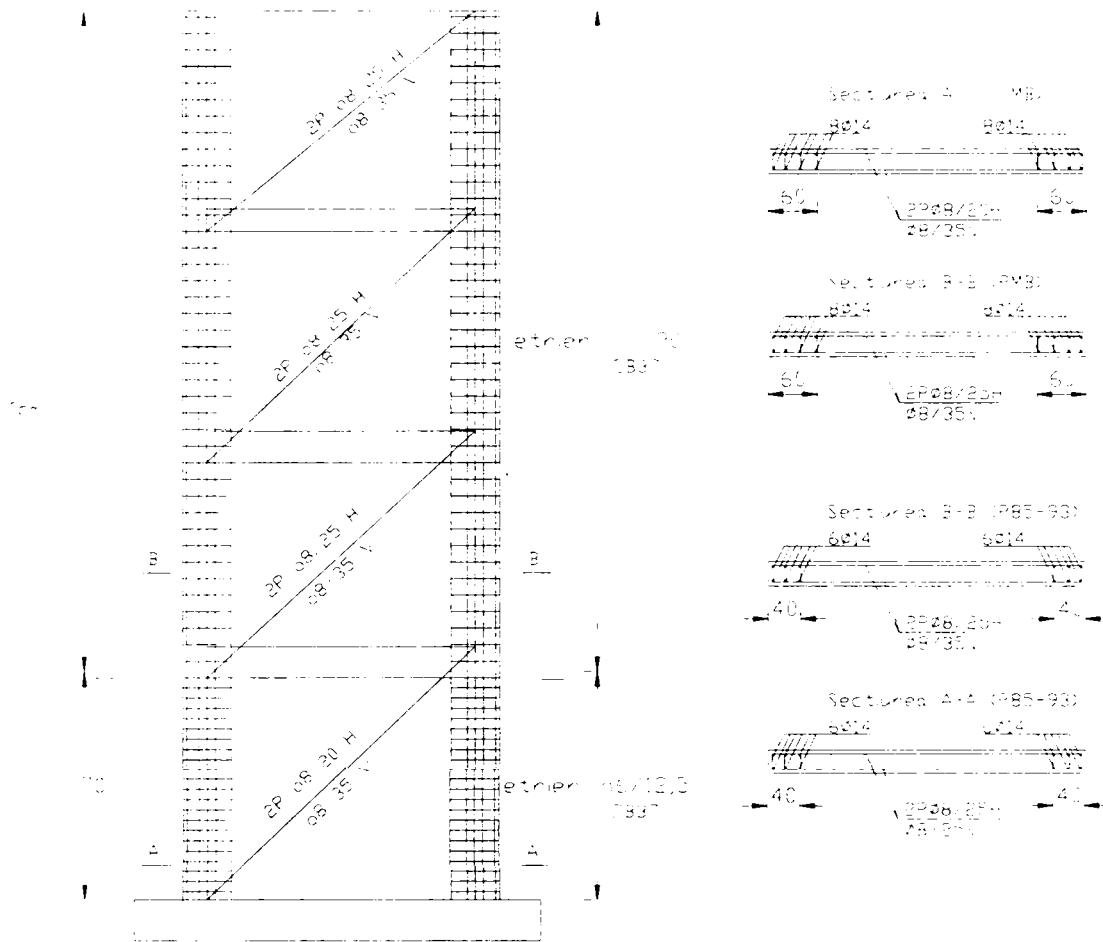


Fig.4.41. Armarea diafragmei lamelare (după Normativul P85-93 și cu Procedeul Modelelor de Bare)

Așa după cum reiese din planul de armare și secțiunile caracteristice prezentate în figura 4.41, diferențele între rezultatele celor două metode de calcul sunt nesemnificative, în schimb, timpul de lucru în cea de-a doua variantă este mult scăzut față de prima, arătând din nou că procedeul modelelor de bare este o metodă rapidă și practică de calcul și de conformare a elementelor structurale din beton armat.

CAP. 5. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE ELEMENTE STRUCTURALE DIN BETON ARMAT DIMENSIONATE CU AJUTORUL PROCEDEULUI MODELELOR DE BARE

5.1. Programului experimental. Prezentare

Programul experimental s-a desfășurat pe parcursul mai multor ani, începând din 1991 și a fost efectuat în cadrul Catedrei CCIA a Facultății de Construcții din Timișoara, în colaborare cu Institutul de Cercetări INCERC – Filiala Timișoara având drept scop, pe de-o parte dimensionarea și modelarea experimentală a unor elemente structurale din beton armat cu ajutorul procedului modelelor de bare iar pe de altă parte, verificarea experimentală a stării de eforturi din beton și din armătură, verificarea capacității portante a elementelor structurale și compararea rezultatelor obținute cu cele ale acelorași elemente proiectate în conformitate cu teoria betonului armat. Cercetările efectuate au fost cuprinse în contracte de cercetare extinse pe mai mulți ani ([60], [61], [62], [63], [64], [65], [66], [67], [68], [69], [80], [82]).

Pornind de la aspectele teoretice studiate și prezentate în capitolele precedente, cercetările din programul experimental au urmărit verificarea prin încercări experimentale a modului de comportare sub încărcări statice a unor elemente structurale proiectate cu ajutorul procedului modelelor de bare.

În alegerea tipurilor de elemente studiate s-au avut în vedere următoarele criterii: elementele să fie alcătuite în totalitate sau să aibă în componență cât mai multe zone de tip D (zone caracterizate de perturbarea configurației câmpului de eforturi unitare), să aibă diferite grade de complexitate în ceea ce privește efectuarea calculului static și să prezinte moduri diferite de armare.

Astfel, cercetările s-au axat pe următoarele cazuri tipice de elemente structurale din beton armat cu discontinuități statice și geometrice, respectiv:

console cu vute, rigle de cuplare din pereți structurali cu goluri și grinzi-perete pline sau având un gol amplasat arbitrar.

Pentru aceste elemente structurale s-au efectuat atât modelări numerice cât și modele experimentale, în scopul analizei comparative experiment - calcul.

Programul experimental cuprinde, pentru fiecare tip de element structural studiat, următoarele etape: dimensionarea lor după teoria betonului armat și prin procedeul modelelor de bare, determinarea cantității de armătură necesară, conformarea modelelor experimentale, prezentarea acestora și a standurilor de încercare specifice fiecărui tip de element structural studiat, prezentarea modului de comportare sub încărcări și a rezultatelor experimentale, prelucrarea rezultatelor încercărilor și interpretarea comparativă a acestora.

5.2. Cercetări experimentale realizate pentru consola cu vută

Cercetările experimentale referitoare la consolele cu vute au fost efectuate începând cu anul 1991 și sunt cuprinse în contractele ([60], [61], [62]). Cercetările au vizat pe de-o parte dimensionarea cu metodele cuprinse în normativele specifice aflate în vigoare la data respectivă și cu ajutorul procedeului modelelor de bare și pe altă parte încercarea experimentală a elementelor experimentale confecționate în urma dimensionării cu ajutorul procedeului modelelor de bare.

5.2.1. Dimensionarea în conformitate cu teoria betonului armat

Pentru consola cu vută prezentată în figura 5.1.a și având următoarele caracteristici de material: beton Bc 20 ($R_c = 12,5 \text{ N/mm}^2$; $R_t = 0,95 \text{ N/mm}^2$) și armătură OB 37 ($R_a = 210 \text{ N/mm}^2$), dimensionarea în conformitate cu teoria betonului armat s-a făcut după prescripțiile date în capitolul 2.4.5 al lucrării de față și a însemnat:

- Determinarea armăturii pentru preluarea momentului încovoietor:

$$M = P \times l_c = 250 \times 0,40 = 100 \text{ kNm}$$

$$B = \frac{M}{b \cdot h_0^2} = \frac{100 \cdot 10^6}{250 \cdot 765^2} = 0,683$$

Din tabele, procentul de armare rezultat este $p = 0,338 \%$ și $A_{a,nec} = 6,46 \text{ cm}^2$, în final alegându-se armătura: $2\Phi 16 + 2\Phi 14$, cu $A_{a,ef} = 7,10 \text{ cm}^2$.

- Determinarea armăturii transversale:

Se determină nivelul de solicitare la forță tăietoare,

$$\bar{Q} = \frac{Q}{b \cdot h_0 \cdot R_t} = \frac{250 \cdot 10^3}{250 \cdot 765 \cdot 0,95} = 1,376 < 2, \text{ respectiv aria etrierilor}$$

orizontali:

$$A_{e0} = \frac{Q \cdot l_c}{2,5 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{250 \cdot 10^3 \cdot 400}{2,5 \cdot 765 \cdot 210} = 249 \text{ mm}^2 = 2,49 \text{ cm}^2$$

Se aleg etrieri cu două brațe $\Phi 8/12,5$ ($A_{e,ef} = 5,03 \text{ cm}^2$) care se dispun pe $2/3$ din înălțimea consolei, începând de la partea ei superioară, rezultând $A_{a,ef} = 12,13 \text{ cm}^2$ față de $8,76 \text{ cm}^2$ (aria de armătură necesară $A_{a,nec}$).

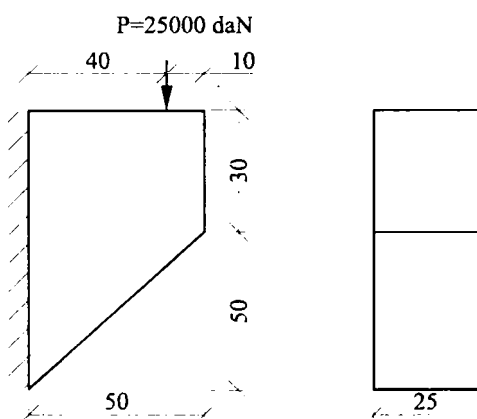


Fig.5.1. Consola cu vută

5.2.2. Dimensionarea conform procedului modelelor de bare

Dimensionarea elementelor structurale analizate s-a realizat cu ajutorul procedului modelelor de bare și cuprinde următoarele etape: determinarea stării de tensiune din element, alegerea modelelor de bare pe baza configurației câmpului de eforturi unitare din element, calculul static al modelelor de bare

(considerate structuri plane articulate) cu determinarea eforturilor (forțe axiale) din barele modelelor alese și, în final, determinarea ariilor de armătură corespunzătoare barelor întinse ale modelelor.

5.2.2.1. Starea plană de tensiune și modelele de bare

Rezolvarea stării plane de tensiuni în elementul structural de tip consolă cu vută și direcțiile eforturilor unitare principale (rezolvate cu ajutorul programului de calcul “PMB”) sunt prezentate în figura din Anexa 4.1.1.

În stabilirea diferitelor modele de bare s-a avut în vedere alegerea cel puțin a unei bare întinse și cel puțin a unei bare comprimate, în final optându-se pentru modelele (CV11, CV21, CV41, etc.) prezentate în figura 5.2 și concepute în așa fel încât barele acestora să corespundă direcțiilor eforturilor unitare principale din starea de tensiuni.

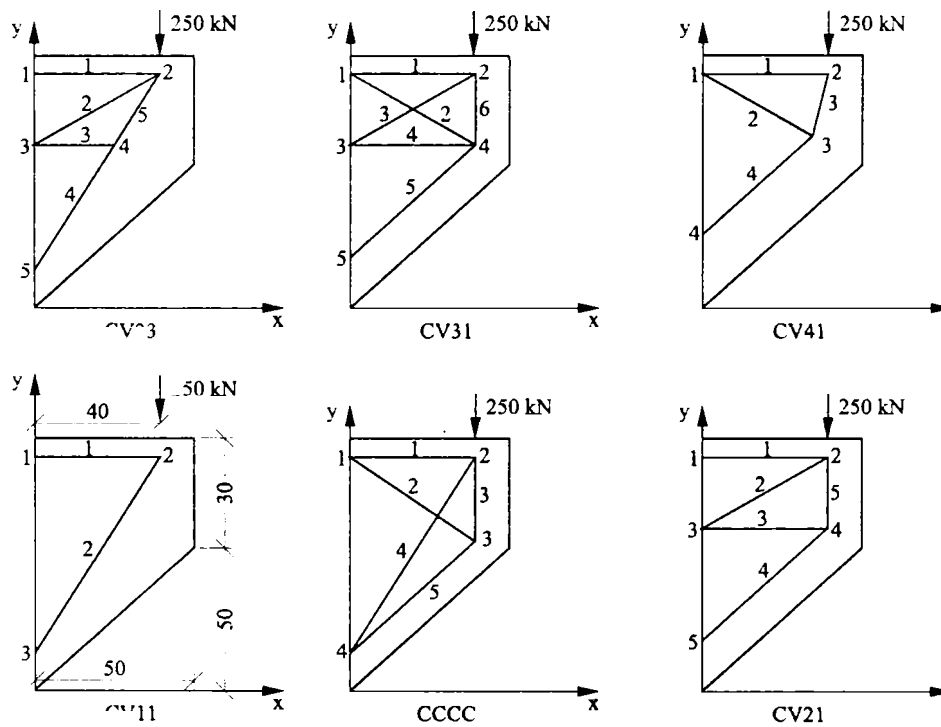


Fig.5.2. Modele de bare pentru consola cu vută

5.2.2.2. Dimensionarea armăturilor

Dintre toate modelele concepute s-au ales modelele CV11, CV21 și CV41 ca fiind reprezentative, acestea fiind calculate ca structuri plane articulate. Cu

valorile forțelor din barele întinse ale acestor modele (Tabelul 5.1) s-au calculat ariile de armătură necesare $A_{a,nec}$ / bară pentru fiecare bară întinsă cu relația (3.7) ($R_a = 2100 \text{ daN/cm}^2$) și aria de armătură necesară pentru fiecare model $A_{a,nec}$. Tot aici s-a trecut armarea rezultată din calculul conform teoriei betonului armat.

Dimensionarea consolelor

Tabel 5.1

Consola	Dimensionare PMB			Dimens. Teoria b. a.		$A_{a,ef}$ [cm ²]	$\Delta A_{a,nec-ef}$ [%]
	Bara întinsă	Forța [daN]	$A_{a,nec}$ [cm ²]	$A_{a,nec}$ [cm ²]			
CV11	T1	16667	7,94	7,94		7,10	-10,5
CV21	T1	15540	7,40	15,60		16,08	+3
	T3	17220	8,20				
CV41	T1	12495	5,95	10,24		10,68	+4,3
	T2	9010	4,29				
Standard					8,76	12,13	+38

5.2.2.3. Interpretarea rezultatelor

Conform tabelului 5.2, în bara T1 a modelului CV 11, cel mai simplu model, rezultă o arie de armătură de $7,94 \text{ cm}^2$, ce corespunde eforturilor de întindere din zona cea mai solicitată. Conform teoriei betonului armat această armătură totală este de $8,76 \text{ cm}^2$ (diferența procentuală fiind de -9%). Modelul CV 21 a condus la un consum mare de armătură ($15,60 \text{ cm}^2$) ($\Delta = +78\%$). iar pentru modelul CV 41 a rezultat o armătură de $10,24 \text{ cm}^2$ ($\Delta = +17\%$).

O primă constatare ce se desprinde din analiza rezultatelor pentru acest element structural constă în faptul că eforturile din barele modelului depind în mare măsură de coordonatele alese pentru nodurile modelelor de bare.

Pe de altă parte, modelul care reflectă cel mai fidel starea reală de eforturi (CV 41) nu este cel mai apropiat din punct de vedere cantitativ de armarea standard, fapt ce denotă o slabă corespondență între metoda standard și distribuția reală a eforturilor din elementul solicitat. În tabelul 5.2 sunt prezentate observațiile referitoare la modul în care fiecare din modelele de bare

create reflectă starea reală de tensiuni din elementul structural, în paralel cu apropierea sau îndepărtarea (din punct de vedere cantitativ) de modul de armare standard.

Cantități de armătură necesară modele PMB - consola Standard Tabel 5.2

Modelul de consolă	Aria de armătură după PMB/ teoria b.a. $A_{a,nec}$ [cm ²]	Diferența față de armarea standard ΔA_a [%]	Observații. Descrierea modelului de bare
CV11	7,94	- 9	Modelul utilizat este cel mai simplu – bara întinsă corespunde armăturii din zona întinsă.
CV21	15,60	+ 78	Modelul utilizat este mai puțin fidel stării reale de tensiuni- nu reflectă starea reală de eforturi din consolă.
CV41	10,24	+ 17	Modelul utilizat urmărește cel mai fidel starea reală de eforturi.
Standard	8,76	0	Armarea conform teoriei betonului armat.

5.2.3. Modelarea experimentală

5.2.3.1. Elementele experimentale și caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor utilizate la realizarea lor

După alegerea elementelor ce urmau să fie executate (consolele CV11, CV21, CV41 și consola Standard) și după efectuarea calculelor necesare armării acestora s-a trecut la execuția propriu-zisă a acestora. S-au realizat câte două elemente identice pentru fiecare model de consolă, rezultând opt elemente experimentale.

La executarea elementelor experimentale s-au turnat, din aceeași șarje, epruvete cubice și prismatice și s-au determinat caracteristicile fizico-mecanice ale betonului la 28 de zile (pe cuburi cu latura de 14.1 cm și prisme de 10 x 10 x 30 cm), valorile acestora fiind cuprinse în tabelul 5.3.

Denumirea elementului	R_{bk} [N/mm ²]	R_{ck} [N/mm ²]	R_t [N/mm ²]	R_{pr} [N/mm ²]
CV11	16,14	9,83	0,44	10,96
CV21	20,34	16,80	1,43	14,93
CV41	18,55	15,45	1,36	12,94
Standard	19,35	16,08	1,40	13,81

Armarea elementelor experimentale CV11, CV21, CV41 și a consolei Standard s-a făcut cu cantitățile de armătură $A_{a,ef}$ cuprinse în tabelul 5.1, cantități ce diferă de cele rezultate din calculul cu procedeul modelelor de bare sau, în cazul consolei standard, din calculul tradițional, diferența fiind trecută în același tabel 5.1. Planșele de armare și detaliile de execuție sunt prezentate în continuare în figurile 5.3, 5.4, 5.5 și 5.6.

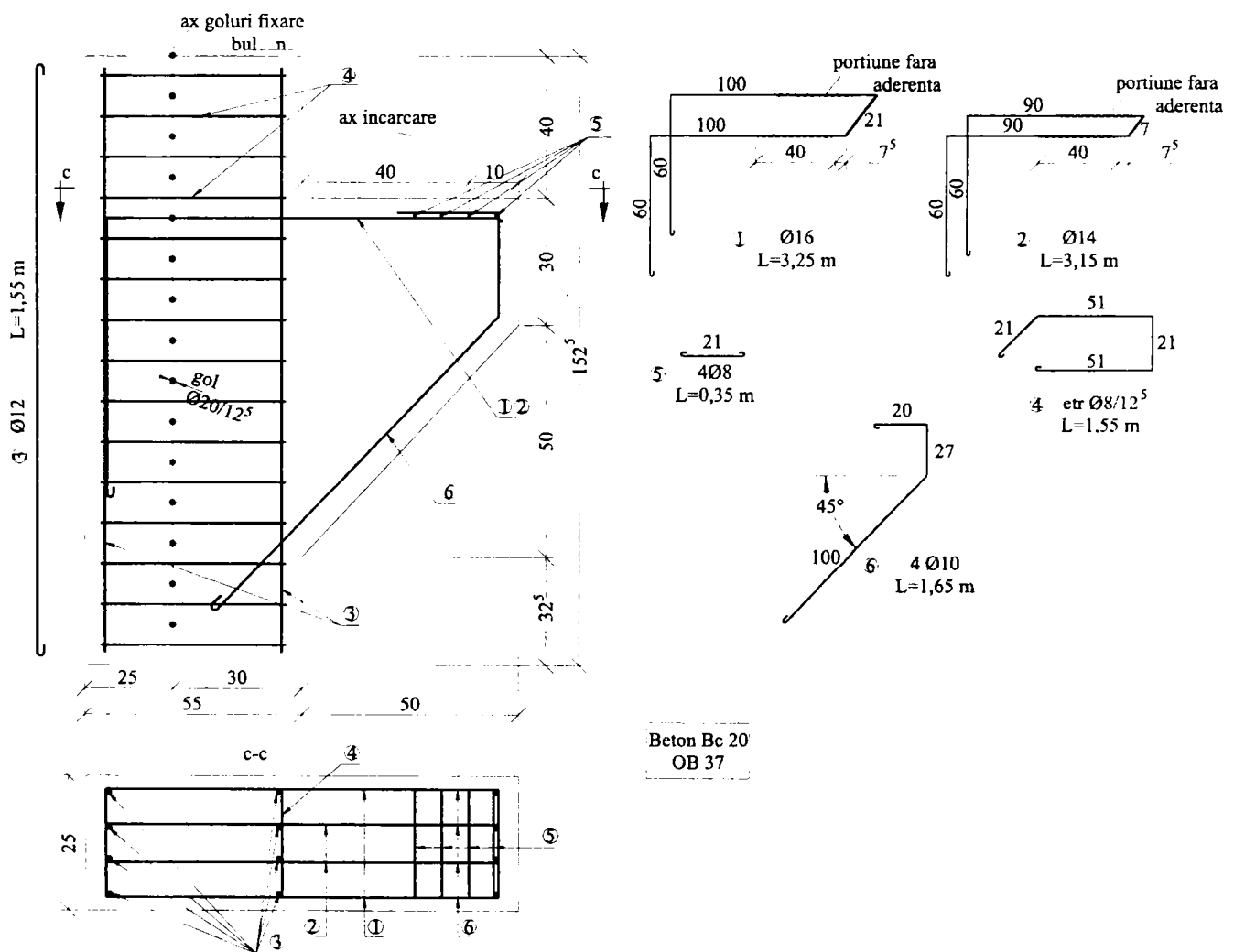


Fig.5.3. Plan cofraj și armare consola CV11

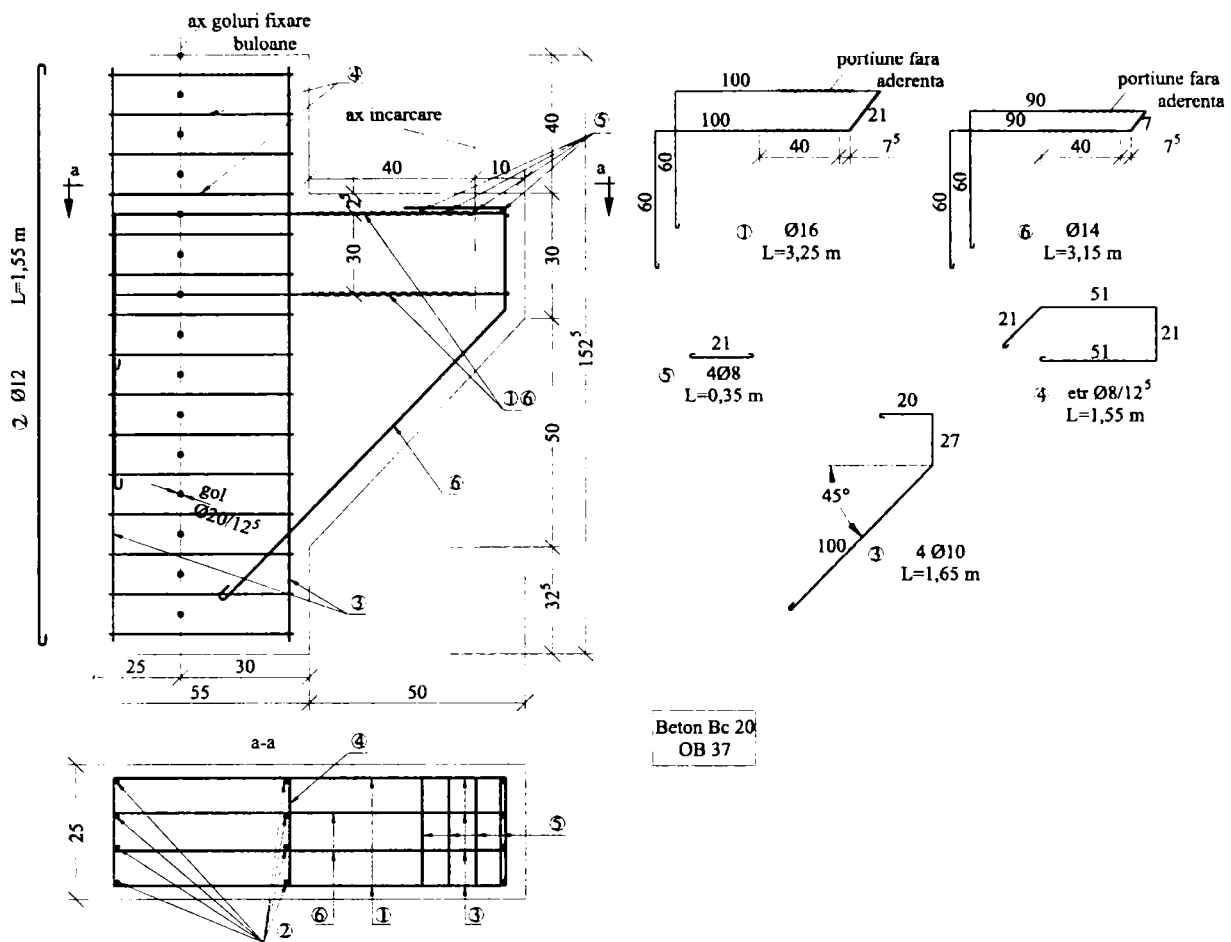


Fig.5.4. Plan cofraj și armare consola CV21

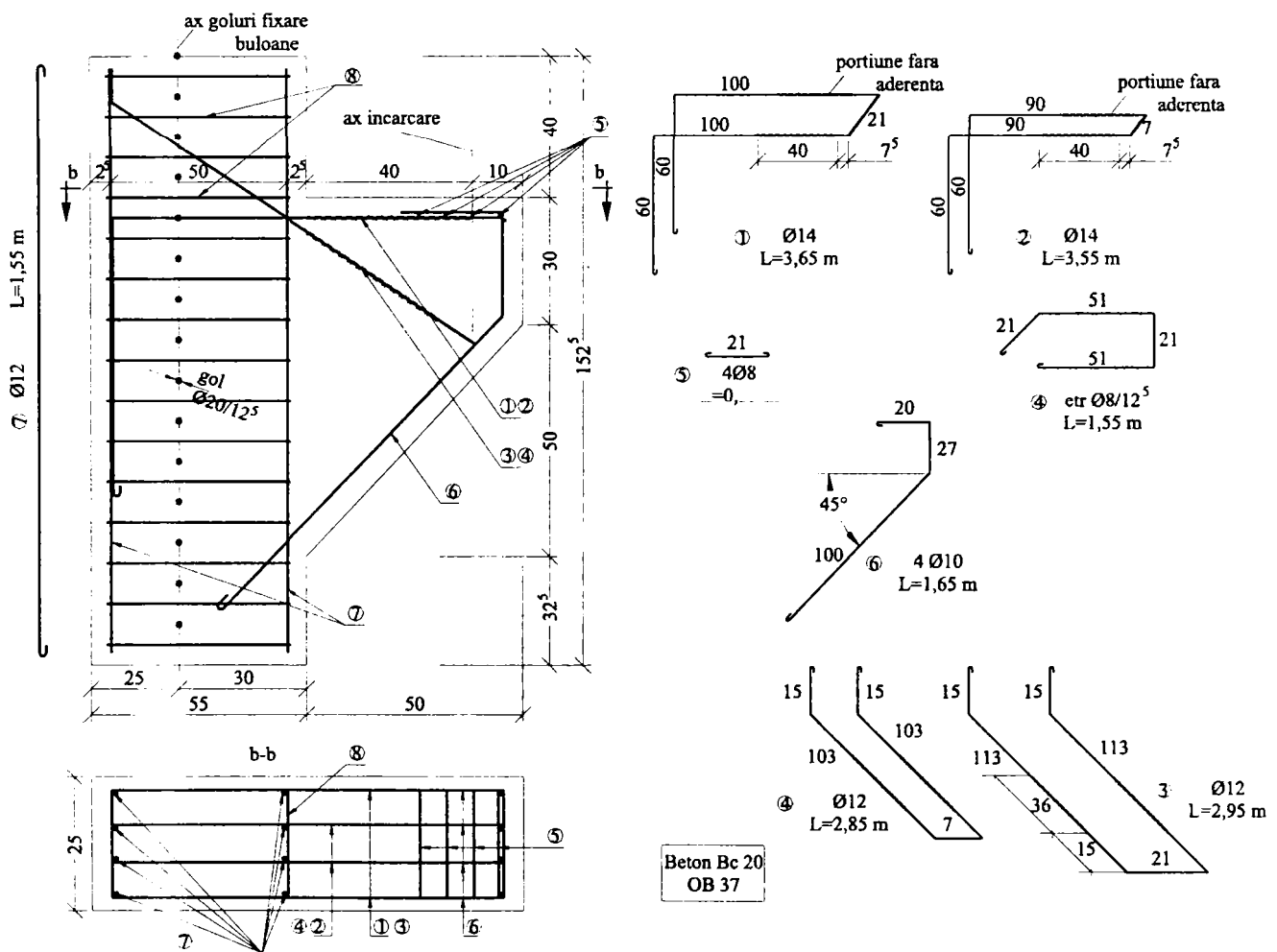


Fig.5.5. Plan cofraj și armare consola CV41

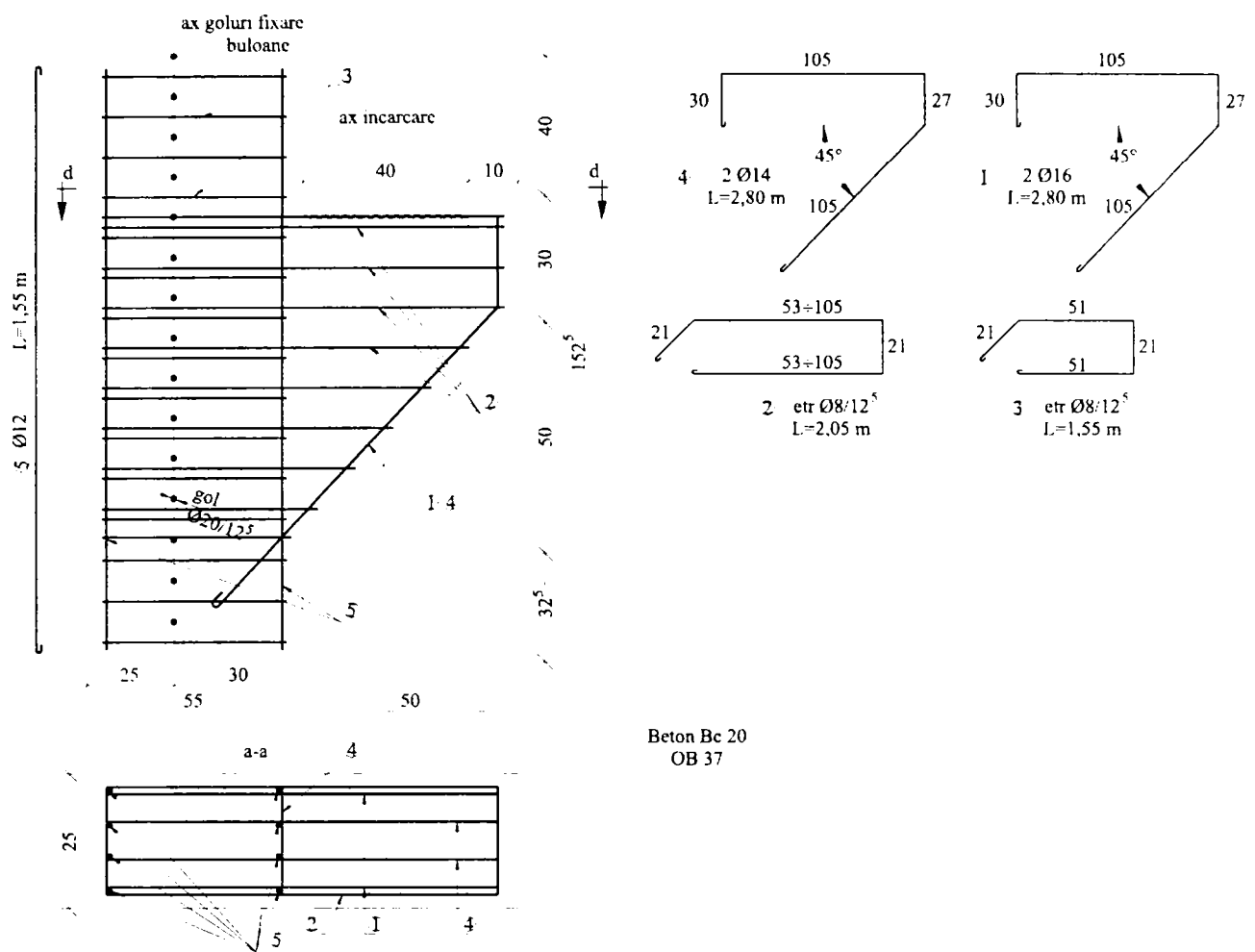


Fig.5.6. Plan cofraj și armare consola Standard

În fotografiile ce urmează sunt surprinse instantanee din timpul armării și cofrării elementelor experimentale CV41 (Foto. 5.1, Foto. 5.2 și Foto. 5.3).

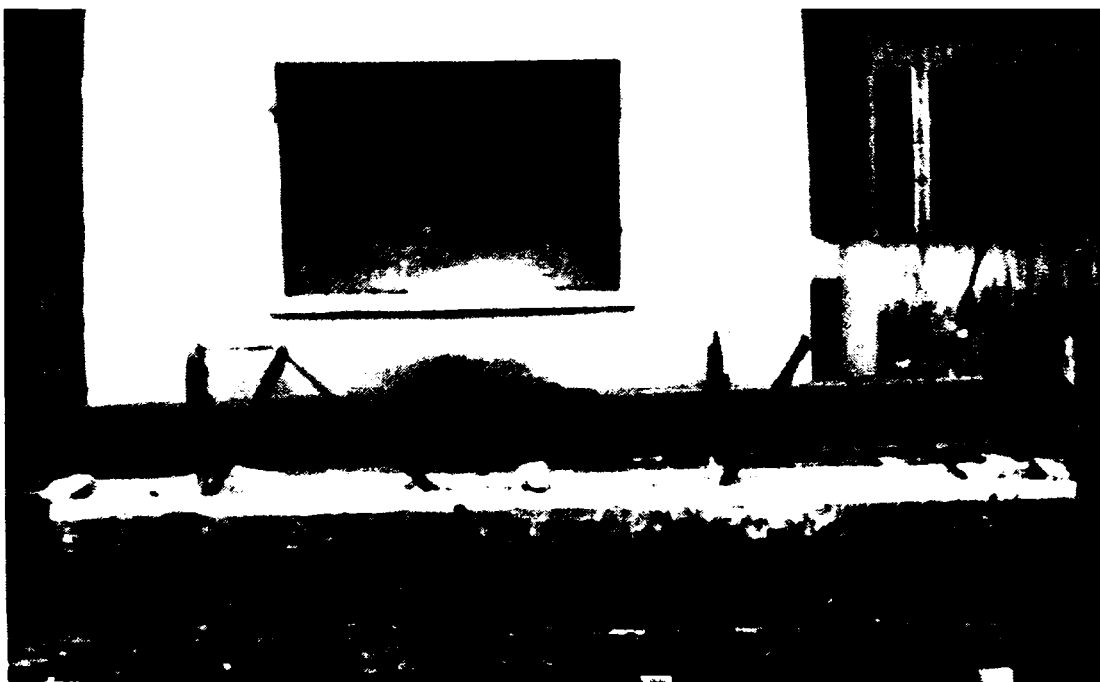


Foto. 5.1. Consolele CV41 – Armarea și modul de prindere în jugurile laterale

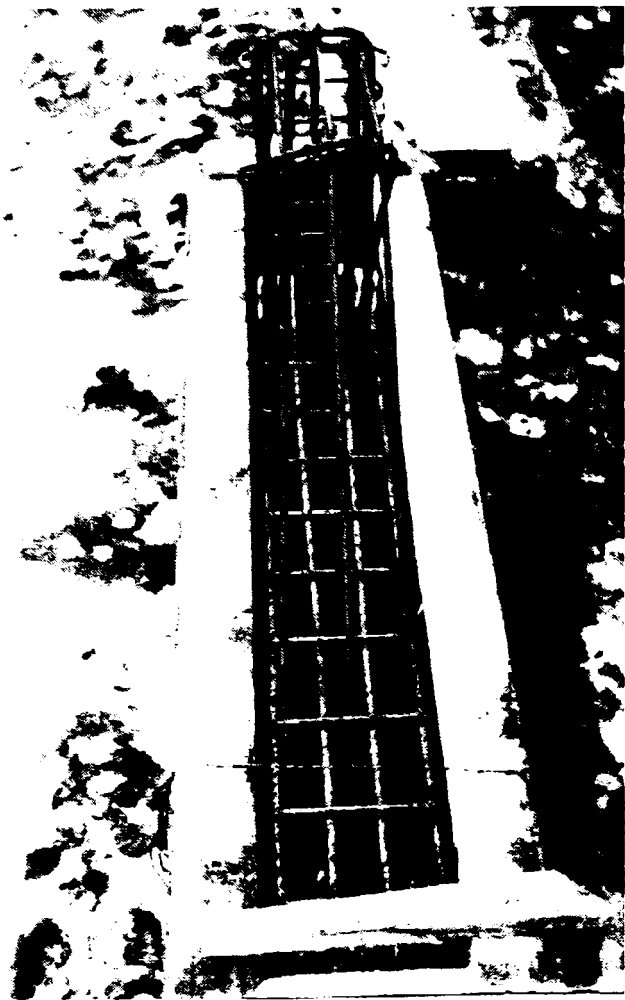


Foto. 5.2. Cofrarea consolei CV41



Foto. 5.3. Armarea și cofrarea consolei CV41

5.2.4. Încercarea experimentală

5.2.4.1. Modelul mecanic al încercării. Standul de încercări

Consolele de beton armat (câte două pentru fiecare tip de armare) au fost amplasate într-un dispozitiv prin care s-a simulat schema de încercare elastică a unei console de stâlp încărcate cu o forță concentrată la capătul acesteia.

Încastrarea consolelor s-a realizat într-un jug metalic alcătuit dintr-o pereche de profile metalice cu secțiunea compusă.

Fixarea consolelor s-a realizat prin intermediul unor buloane de strângere din oțel Φ 20 mm, amplasate la distanța de 12,5 cm (Fig. 5.7), care prind elementul din beton armat între cele două praguri metalice laterale, asigurând încastrarea acestuia.

La prinderea în presă a elementelor experimentale, planeitatea încărcărilor s-a asigurat prin poziționarea unei bile de oțel la unul din capete și a unei role de oțel la celălalt capăt.

Pe capătul consolei a fost legat un deformetru cu fir cu plumb și două microcomparatoare pentru a citi deformațiile capătului consolei în timpul încercărilor. Standul de încercări este redat în figura 5.7 și prezentat în Foto. 5.6.

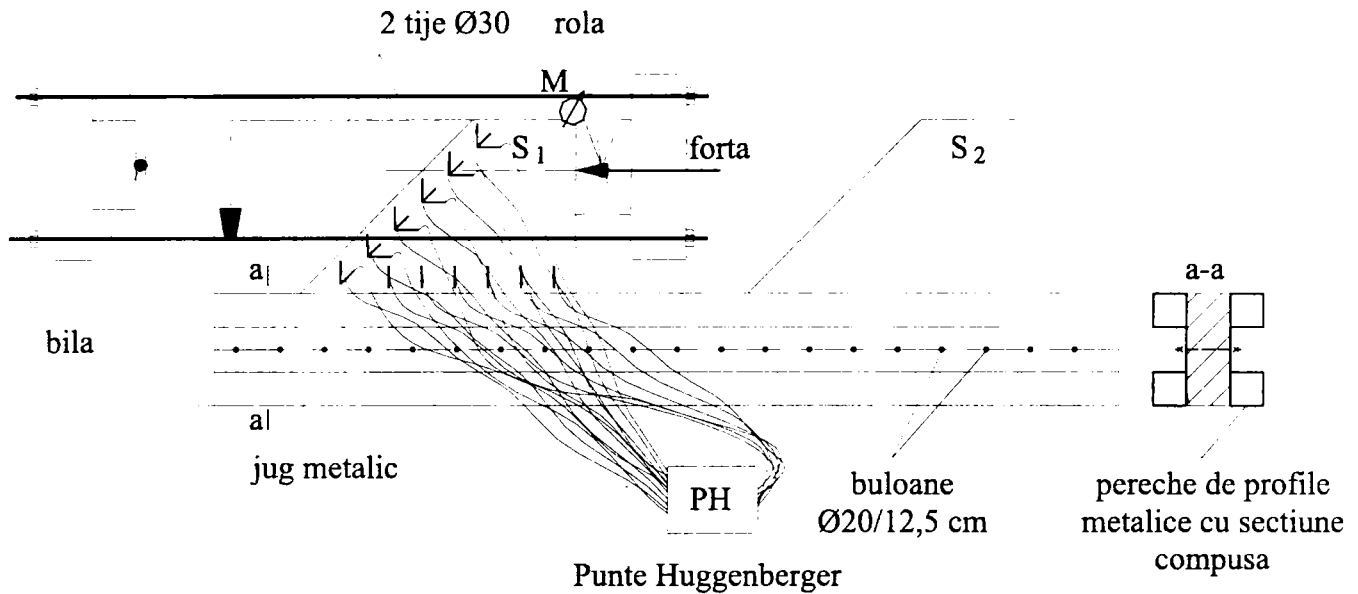


Fig.5.7. Standul de încercări pentru consola cu vută

5.2.4.2. Aparatura

Pe capătul consolei au fost fixate două microcomparatoare (Fig. 5.7) pentru a putea urmări deformațiile (săgețile) capătului consolei în timpul încercărilor iar pe suprafața elementului s-au poziționat (conform Foto. 5.4 și Fig. 5.7) timbre tensometrice atât pe beton cât și pe armăturile transversale (etrieri). Timbrele tensometrice au fost legate la o Punte tensometrică de tip Huggenberger (Foto. 5.5).

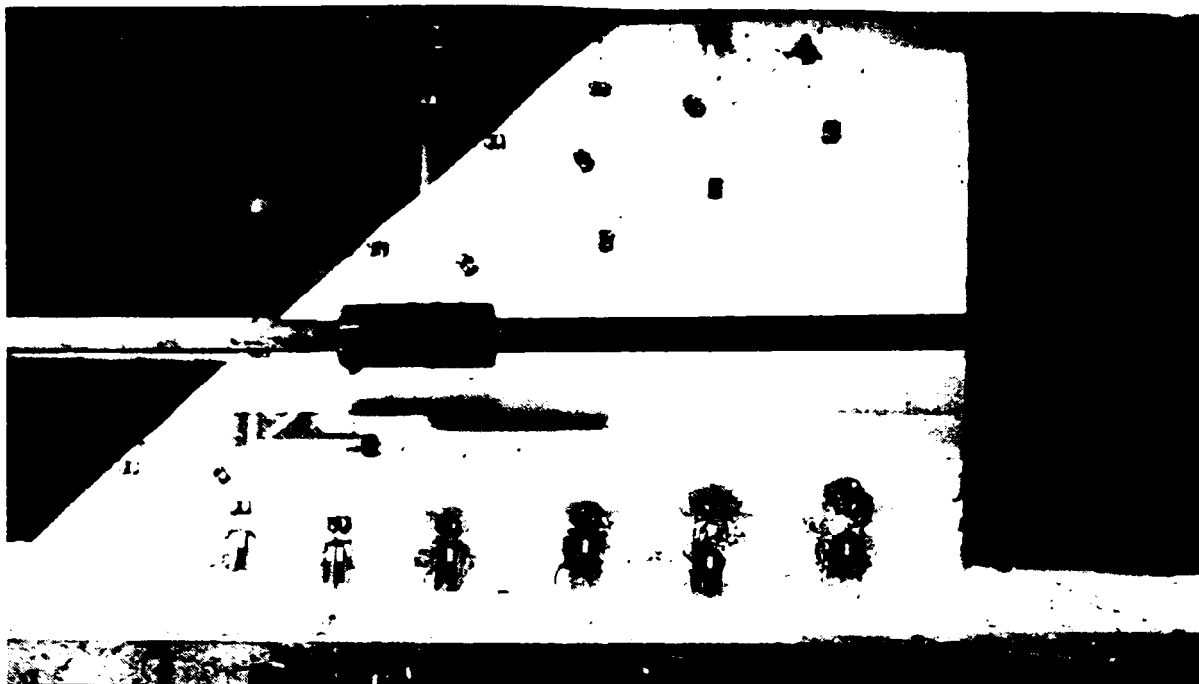


Foto.5.4. Poziționarea timbrelor tensometrice pe beton și armătură



Foto.5.5. Legarea elementului experimental la aparatura de măsură

5.2.4.3. Descrierea încercărilor și a modului de comportare a elementelor experimentale sub încărcări

În timpul încercării experimentale a consolelor cu vută, încărcarea s-a aplicat prin intermediul unei prese hidraulice de 50 tone, introdusă între consolă

și un jug metalic ancorat de capătul perechii de juguri laterale în care au fost fixate elementele (Foto. 5.6).

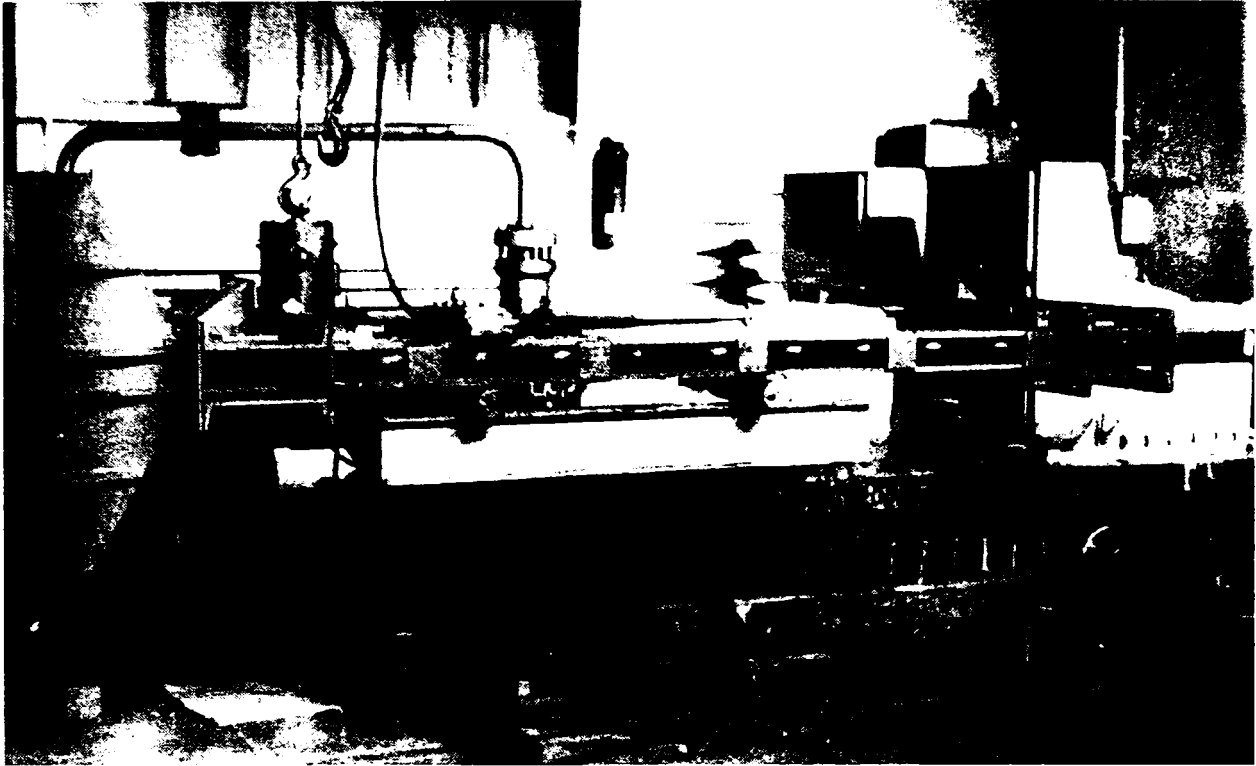


Foto. 5.6. Standul de lucru în timpul încercării experimentale

După echilibrarea timbrelor tensometrice a fost aplicată încărcarea în trepte, după fiecare treaptă de încărcare așteptându-se stabilizarea deformațiilor și citindu-se apoi valorile acestora la microcomparatoare. Totodată s-au citit la aparatele de măsură deformațiile specifice corespunzătoare fiecărui timbru tensometric aplicat pe armătură și pe beton.

Comportarea elementelor încercate experimental s-a urmărit prin prisma determinării momentului apariției fisurilor, a modului de evoluție a acestora până la rupere, a modului de cedare și înregistrării valorii la care s-a produs cedarea .

În Foto. 5.7 se prezintă elementul experimental consola CV41, după efectuarea încercărilor. Se poate observa fisura ce pornește din zona de aplicare a forței concentrate și se dezvoltă, paralel cu marginea exterioară a consolei, până în încastrare.

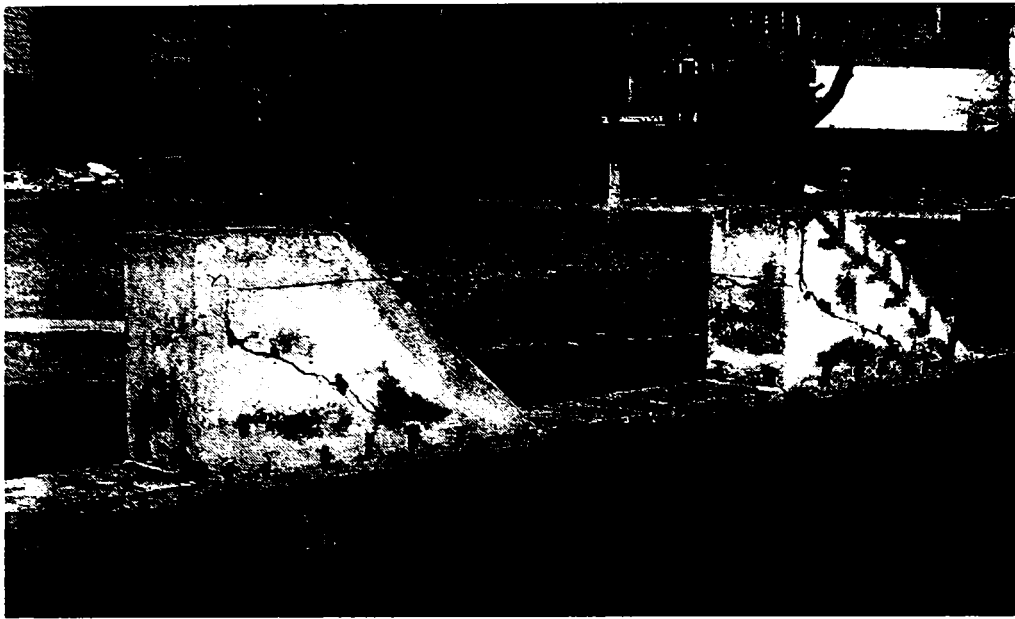


Foto.5.7. Elementul experimental consola CV 41, după încercare

5.2.5. Rezultatele experimentale și prelucrarea lor

Ca urmare a citirilor efectuate la aparatele de măsură s-au înregistrat deformațiile specifice pentru fiecare din timbrele tensometrice aplicate pe beton și pe armături.

După efectuarea încercărilor experimentale s-au trasat graficele (redate în figurile 5.8 a...d) forță – deplasarea capătului consolei (P-f), pentru fiecare din cele opt elemente experimentale încercate (CV 11, CV21, CV41 și consola Standard).

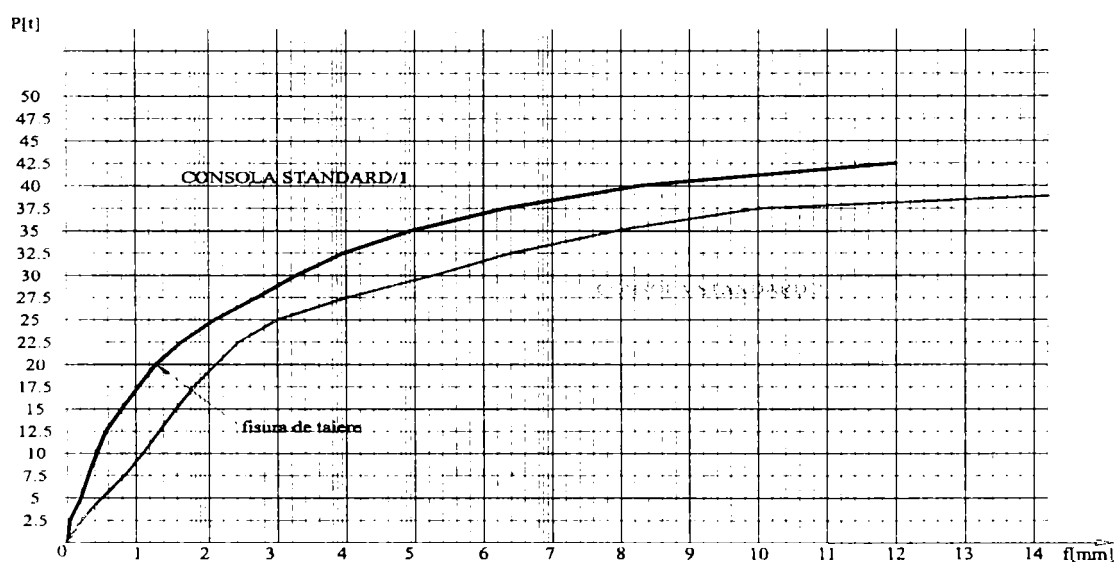


Fig.5.8.a. Consola standard/1 și standard/2

În tabelul 5.4 sunt trecute observațiile referitoare atât la valorile încărcărilor în momentul apariției fisurilor și în momentul cedării elementelor experimentale cât și modul de rupere al acestora.

Comportarea sub încărcări a elementelor experimentale

Tabelul 5.4

Elementul experimental	Treapta încărcare [kgf]	Modul de comportare al elementelor experimentale	Observații
CV 11 / 1	6.25 t	Apariția primei fisuri.	Forța de rupere este inferioară celei teoretice de calcul 25 t , fapt datorat și modului de armare (doar un singur nivel de armătură).
	12,5 t	Apariția de noi fisuri + accentuarea celor existente.	
	17,5 t	Cedarea bruscă a elementului	
CV 11 / 2	3,75 t	Apariția primei fisuri.	
	20 t	Cedarea bruscă a elementului.	
CV 21 / 1	12,5 t	Apariția primei fisuri.	
	22,5 t	Fisură în rândul al doilea de armătură.	
	47,5 t	Cedarea elementului prin curgerea armăturii întinse.	
CV 21 / 2	15 t	Apariția unei fisuri în zona de încastrare.	
	22,5 t	Apariția unei fisuri în rândul al doilea de armătură.	
	45 t	Cedarea elementului prin curgerea armăturii întinse.	
CV 41 / 1	12,5 t	Apariția unei fisuri în zona de încastrare.	Cedarea s-a produs în vecinătatea forței teoretice de calcul, prin curgerea armăturii. Armarea acestui model este cel care reflectă cel mai bine starea de eforturi sub încărcări.
	22,5 t	Apariția de noi fisuri + dezvoltarea celor existente.	
	27,5 t	Cedarea elementului prin curgerea armăturii întinse.	
CV 41 / 2	12,5 t	Apariția unei fisuri în zona de încastrare	
	22,5 t	Apariția de noi fisuri + dezvoltarea celor existente.	
	25 t	Cedarea elementului prin curgerea armăturii întinse.	
Standard/1	12,5 t	Apariția unei fisuri din forță tăietoare.	Forța de rupere este mult superioară celei teoretice de calcul. Conformarea după teoria betonului duce la supraarmare.
	25 t	Elementul este încă în stadiul elastic	
	37,5 t	Cedarea elementului prin curgerea armăturii.	
Standard/2	20 t	Apare o fisură sub forța concentrată.	
	25 t	Elementul este încă în stadiul elastic	
	35 t	Cedarea elementului prin curgerea armăturii	

5.2.6. Interpretarea rezultatelor. Concluzii

Elementele experimentale au fost dimensionate pentru o forță de 25 tone, pentru care s-au obținut ariile de armătură minim necesare, cuprinse în tabelul 5.1. Cantitățile de armătură efectivă $A_{a,ef}$ [cm^2] și forțele la care au cedat elementele experimentale sunt trecute în tabelul următor (tabelul 5.5), odată cu observațiile referitoare la modul în care s-au comportat acestea sub încărcări.

Tabelul 5.5

Element experimental	$A_{a,nec}$ [cm^2]	$A_{a,ef}$ [cm^2]	ΔA_a [%]	Forța de calcul [t]	Forța de rupere [t]
CV 11/1	7,94	7,10	-10,5	25	17,5
CV 11/2					20
CV 21/1	15,60	16,08	+3		47,5
CV 21/2					45
CV 41/1	10,24	10,68	+4,3		27,5
CV 41/2					25
Standard/1	8,76	12,13	+38		37,5
Standard/2					35

În urma efectuării încercărilor pentru consolele Standard, curbele încărcare – deformație (P - f) trasate în graficul din figura 5.8a denotă o comportare elastică a elementului în apropierea încărcării de calcul (25 t) neexistând semnele unei rupei imediate iar efortul unitar în armătură ($1407,0 \text{ daN/cm}^2$) este departe de limita de curgere a acesteia. Datorită acestui fapt, putem aprecia că prevederile normativelor ce au la baza calculului teoria betonului armat, în cazul armării consolelor scurte sunt foarte acoperitoare.

Pentru consolele CV 11, armate prin procedeul modelelor de bare, au apărut fisuri în încastrare în jurul unor valori mici (6,75 t) ale forței de încărcare iar la treapta de 17,5 t (respectiv la 20 t) s-a produs o cedare bruscă în zona de aplicare a forței concentrate. Această consolă a fost armată sub cantitatea de armătură necesară rezultată din PMB, acest lucru fiind una dintre cauzele cedării premature a elementelor experimentale CV 11.

Consola CV 21 s-a fisurat în încastrare la treptele de 12,5 t (15 t) iar la valori ale încărcării de aproximativ 22,5 t au apărut fisuri și n rândul al doilea de

armătură. La valorile de 45 t (respectiv 47,5 t) s-a produs cedarea elementelor prin curgerea armăturii. Aceste valori mari față de încărcarea teoretică de calcul (25 t) sunt explicate de cantitatea mare de armătură ce a rezultat în urma dimensionării prin PMB.

Consolele CV41 sunt cele care au confirmat și experimental valoarea de 25 t a forței de calcul, cedarea acestor elemente având loc sub o forță de 25 t (respectiv 27,5 t), prin curgerea armăturii din zona întinsă. Cum modelele de bare alese pentru aceste console au urmărit în modul cel mai fidel distribuția teoretică a eforturilor unitare, încercările experimentale au confirmat, o dată în plus, că armarea prin PMB poate fi de o mare acuratețe, cu condiția ca modelul de bare ales să fie cel optim.

Ca o concluzie, se desprinde ideea că armarea cu procedeul modelelor de bare a elementelor structurale ce au discontinuități statice și geometrice (cazul consolelor scurte cu vute) face ca elementul structural să se comporte sub încărcări mult mai aproape de așteptări.

5.3. Cercetări experimentale realizate pentru rigla de cuplare a unei diafragme cu gol

Cercetările referitoare la rigla de cuplare, prezentate în cele ce urmează, au constituit subiectul contractelor de cercetare [66], [67], [69] efectuate în comun de Catedra CCIA a Facultății de Construcții din Timișoara și Filiala INCERC – Timișoara.

Studiul teoretic prin procedeul modelului de bare și studiul experimental s-a făcut pe structura prezentată în figura 5.9 în ansamblu. Detaliile constructive de alcătuire sunt descrise în cele ce urmează.

5.3.1. Dimensionarea în conformitate cu teoria betonului armat

Pentru rigla de cuplare prezentată în figura 5.9.a, având următoarele caracteristici de material: beton Bc 20 ($R_c = 12,5 \text{ N/mm}^2$; $R_t = 0,95 \text{ N/mm}^2$) și

armătură OB 37 ($R_a = 210 \text{ N/mm}^2$), dimensionarea s-a făcut în conformitate cu teoria betonului armat după prescripțiile Normativului P85–82 [81].

Calculul armăturii riglei de cuplare [63] a fost făcut în două variante:

- pentru rigla armată cu armătură longitudinală și etrieri (figura 5.9.b);
- pentru rigla de cuplare armată diagonală (figura 5.9.c).

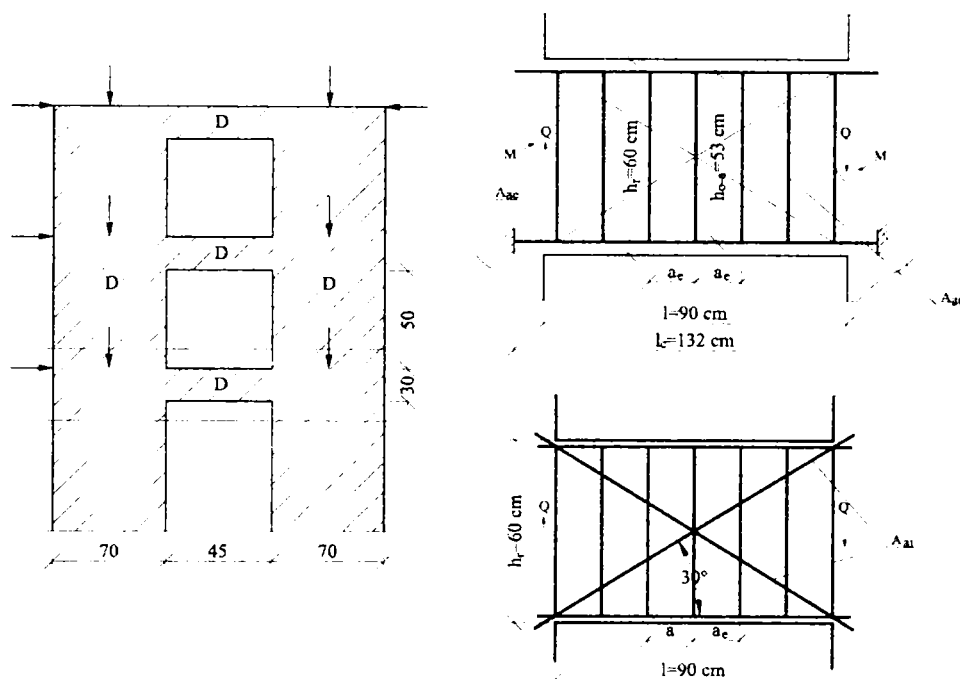


Fig.5.9. Rigla de cuplare. Dimensiuni și moduri de armare [63]

Acceptând un procent de armare de 0,9 % atât în rigla armată cu armătură longitudinală și etrieri, cât și în cea armată după diagonale, rezultă următoarele date centralizate în tabelul de mai jos:

- pentru rigla de cuplare cu armătură longitudinală și etrieri (tabelul 5.6);

Caracteristici pentru armarea longitudinală și cu etrieri

Tabelul 5.6

Arm.long $A_a = A_e$ (cm^2)	Procent armare long. (%)	Etrieri A_e (cm^2)	Dist. etr. (cm)	$M = A_a R_a$ (daNcm)	Cap. port. $Q_r = 2 M/l_c$ (daN)
$4\Phi 16 = 8,04$	0,9	$1\Phi 12 = 1,12$	12	1278500	19400

- pentru rigla de cuplare cu armătura diagonală (tabelul 5.7).

Armătura longitudinală A_{ai} (cm ²)	Procent armare echiv. long. (%)	Distanță etrieri (cm)	Unghi α (grade)	Capacitatea port. $Q_r = 2 A_{ai} \cdot R_a \sin \alpha$ (daN)
8 Φ 16 = 16,08	0,9	15	30	28120

5.3.2. Dimensionarea prin procedeul modelelor de bare

Deoarece modelul experimental pentru diafragma cu gol (figura 5.9) (formată din două rigle de cuplare) prezintă o axă verticală de simetrie, modelarea numerică s-a realizat pentru o jumătate din modelul experimental adică pentru o singură riglă de cuplare.

5.3.2.1. Schema de încărcare și starea de tensiune din rigla de cuplare

Starea de eforturi din rigla de cuplare s-a determinat prin calcul automat cu programul "PMB", care utilizează metoda elementelor finite. Discretizarea în elemente finite și starea de eforturi unitare principale rezultată în urma calculului este prezentată în figura 4.28 (cap.4), întinderile fiind reprezentate cu o linie, iar compresiunile cu trei linii.

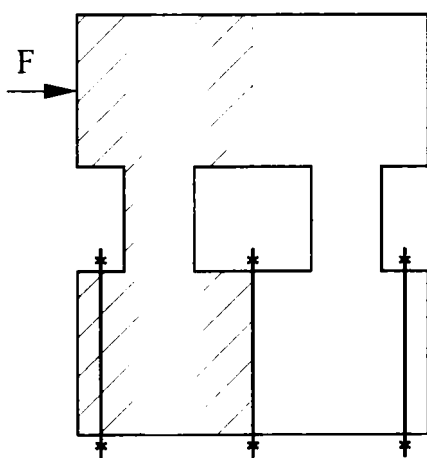


Fig.5.10. Schema de încărcare

Structura calculată s-a considerat încastrată la extremitatea unuia dintre montanți (conform modelului experimental [82]) și simplu rezemată – deplasările pe direcția axei longitudinale a riglei de cuplare fiind împiedicate – la extremitatea celuilalt montant (asemeni cazului real de împiedicare a deplasărilor montanților diaframelor cu goluri). Încărcarea structurii a fost făcută conform schemei din figura 5.10.

5.3.2.2. Modele de bare pentru rigla de cuplare armată cu bare longitudinale și etrieri

a) Modele de bare

Studiile teoretice și experimentale [66] s-au executat pe două tipuri de rigle de cuplare: armate cu bare longitudinale și cu etrieri și armate cu armătură diagonală. Modelele de bare alese pentru fiecare situație au fost conforme cu modurile de armare ale modelelor experimentale.

Modelarea montanților diafragmei cu gol s-a realizat într-un mod rigid pentru a asigura scurgerea încărcărilor prin rigla de cuplare. Modelul de bare din figura 5.11.b este similar celui propus inițial de Paulay [82], în modelarea riglei de cuplare fiind prevăzute bare longitudinale care modelează armăturile longitudinale, montanți întinși ce reprezintă etrierii și diagonalele comprimate care modelează betonul comprimat. Distanța dintre montanții grinzii cu zăbrele din rigla de cuplare este egală cu distanța dintre etrierii din modelul experimental. Așa cum se observă, există un număr mare de diagonale comprimate, acest lucru derivând din modelul lui Paulay /5/.

Cel de al doilea model de bare, mai simplu decât cel anterior, este prezentat în figura 5.11.a. Deosebirile esențiale constau în modelarea simplificată, echivalentă (prin trei montanți și două diagonale), a etrierilor întinși și a betonului comprimat din rigla de cuplare. Deci la acest model nu s-a respectat distanța dintre etrierii din modelul experimental iar modelarea montanților s-a făcut analog elementului experimental anterior, ținându-se seama de extinderea lungimii de calcul pe o distanță de 5 cm în fiecare montant [82].

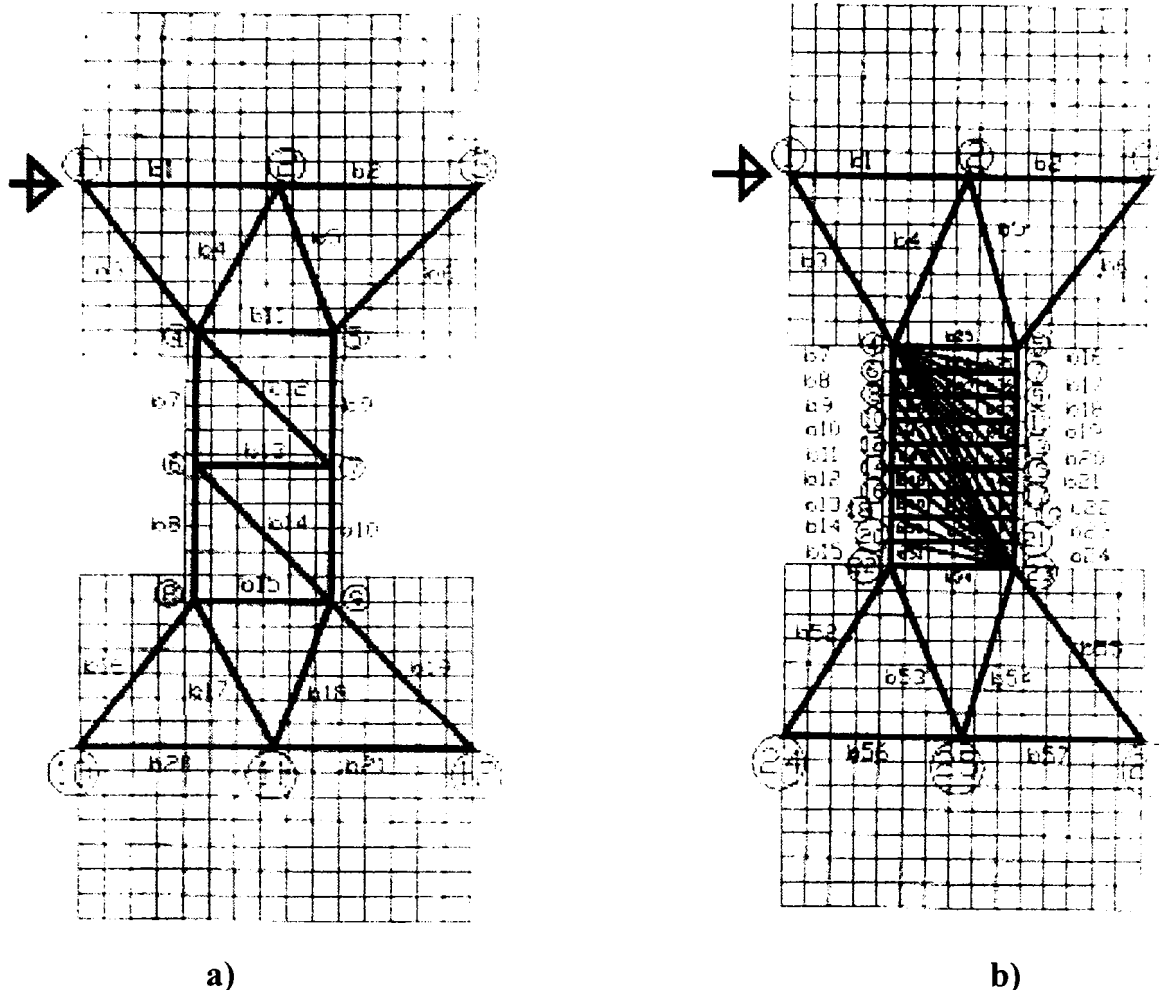


Fig.5.11. Modele de bare pentru armarea cu armătură longitudinală și etrieri

b) Dimensionarea armăturilor modelelor de bare

Modelele de bare reprezintă grinzi cu zăbrele, eforturile din barele lor fiind determinate automat cu programe pentru calculul static al structurii alcătuite din bare articulate.

Modul de rezemare al grinzilor cu zăbrele ce formează modelele de bare este analog cu cel al structurii pe care s-a studiat starea de tensiune din rigla de cuplare, adică deplasările sunt blocate pe ambele direcții, respectiv pe direcția longitudinală riglei de cuplare în nodurile de la extremitățile montanților.

Încărcarea s-a făcut conform figurii 5.11.a și figurii 5.11.b, valoarea forței concentrate fiind de 9000 daN și reprezentând jumătate din încărcarea de rupere a modelului încercat experimental (aceasta deoarece teoretic s-a modelat jumătate din structura testată) iar în urma calculului static al modelelor de bare

au rezultat valorile forțelor din barele modelelor conținute în tabelul 4.13 din [64].

Folosind eforturile axiale din barele grinzilor cu zăbrele s-au dimensionat armăturile longitudinale și etrierii din rigla de cuplare. Rezistența armăturilor folosită la dimensionare a fost de 3550 daN/cm^2 pentru oțel PC 52 (armături longitudinale) respectiv 2550 daN/cm^2 pentru oțel OB 37 (etrieri), rezistențe de curgere ale oțelurilor, folosite deoarece la încercarea modelului experimental eforturile din armături au atins la rupere limita de curgere.

Pentru modelul de bare din figura 5.11.b aria de armătură longitudinală din rigla de cuplare este de $1,91 \text{ cm}^2$, fiind calculată, ca la modelul anterior, cu efortul axial maxim din barele longitudinale ale grinzii cu zăbrele adică din bara 8. Calculul ariei de armătură a etrierilor s-a făcut, de asemenea, global la efortul obținut prin însumarea tuturor forțelor axiale din montanți (barele 11, 13 și 15), acestea din considerentele prezentate la modelul anterior și datorită faptului că modelarea etrierilor în acest caz s-a făcut simplificat, echivalent (3 montanți). Aria totală a etrierilor din rigla de cuplare a rezultat $6,07 \text{ cm}^2$.

5.3.2.3. Modele de bare pentru rigla de cuplare armată cu armătură diagonală

a) Modelul de bare

Pentru rigla de cuplare cu bare diagonale s-a studiat un singur model de bare, prezentat în figura 5.12. Modelarea rigidă a montanților diafragmei cu gol s-a realizat în vederea scurgerii încărcărilor prin rigla de cuplare. Armăturile diagonale sunt modelate prin bara 8 și bara 9 din figura 5.12, bare care nu se intersectează (nu au nod comun la mijloc).

b) Dimensionarea armăturilor modelului de bare

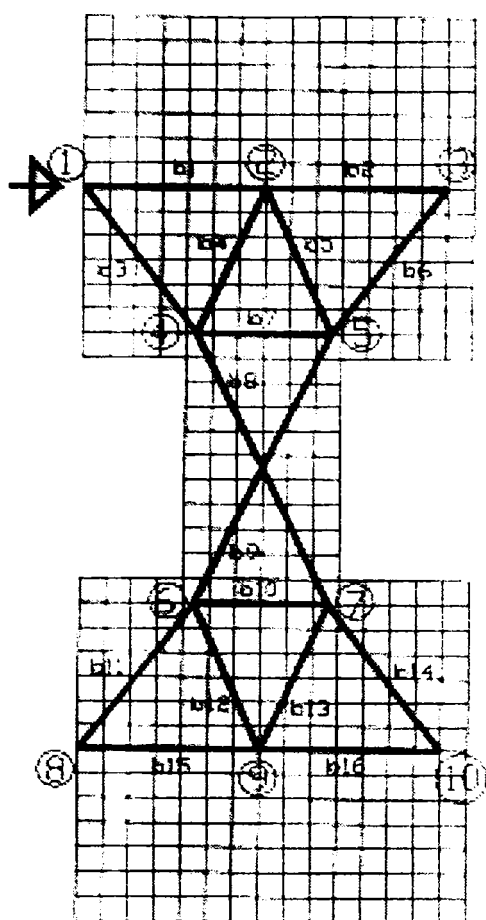


Fig.5.12. Model de bare pentru armarea cu armătură diagonală

Modelului de bare subțiat (t p grinză cu zăbrele) i s-au impus aceleași condiții de rezemare cu cele ale modelelor anterioare.

Încărcarea grinzii cu zăbrele s-a făcut cu o forță concentrată de 8500 daN, reprezentând, ca și în cazurile precedente, jumătate din forța de rupere ce s-a înregistrat la încercarea experimentală [82], descrisă la punctul următor al lucrării.

Calculul static cu programul PMB al grinzii cu zăbrele a furnizat eforturile axiale din barele modelului conținute în tabelul 4.13 din [64].

5.3.2.4. Interpretarea rezultatelor armării riglei de cuplare după teoria betonului armat și cu procedeul modelelor de bare

Interpretarea rezultatelor arată o concordanță relativ bună în cazul riglei cu armătură înclinată, unde aria necesară de armătură înclinată pe direcția barei 8 (vezi figura 5.12) $A_{ai} = 19020 \text{ daN}/R_a$ și aria de armătură longitudinală aferentă dispusă constructiv $A_a = 0,002 \times b \times h_r = 1,8 \text{ cm}^2$ totalizează $8,14 \text{ cm}^2$, o valoare apropiată de cantitatea de armătură pe jumătate de riglă ($4\Phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$), dată în tabelul 5.6. După direcția barei 9, comparația dă pentru aria necesară de armătură înclinată și cea longitudinală aferentă, dispusă constructiv $4,75 \text{ cm}^2 (8800/3300 + 1,8)$ față de $8,04 \text{ cm}^2$ – aria de armătură antecalculată pe jumătate de riglă conform tabelului 5.6, deci o diferență de 60 %.

În cazul riglei armate longitudinal, diferențele între cantitatea de armătură antecalculată conform tabelului 5.7 și ariile de armătură rezultate funcție de forțele din bare sunt mari, mergând de la 13 % (bara 14 din figura 5.11.b) la peste 100 % (barele 12, 13, 19). O explicație a acestor diferențe rezidă, probabil, în insuficiența modelului de bare din figura 5.11.a, în speță a sistemului de zăbrele din montanți. Pe de altă parte, diferențele mai mici constatate la modelul de riglă cu armătură înclinată atestă soluția armăturii diagonale ca fiind mai conformă cu starea de eforturi din riglă, fapt cunoscut de altfel din literatura de specialitate.

5.3.3. Modelarea experimentală

Program experimental [82] a cuprins un număr de două elemente, executate la scara geometrică 1:2 și reprezentând tronsoane dintr-o diafragmă cu un șir de goluri, fiecare element conținând câte două rigle de cuplare. Unul dintre elemente are riglele de cuplare armate cu armatură longitudinală și etrieri (modelul BUS), iar celălalt element are riglele de cuplare armate în diagonală (modelul BUX). Cele două elemente experimentale au fost astfel alcătuite încât cantitatea de armătură în riglele armate longitudinal să fie egală cu cea din riglele armate diagonal, respectiv procentul de armare / riglă de cuplare să fie 0.9% în ambele variante de armare.

Denumirea elementelor experimentale, dimensiunile și cantitățile de armătură sunt prezentate în tabelul 5.8.

Tabelul 5.8

Nr. crt.	Denumire element	Dimensiuni riglă de cuplare (cm)			Armatură riglă de cuplare		
		l_o	b_r	h_r	long.	diagon	etrieri
1	BUS	45	7.5	30	4 ϕ 8	-	ϕ 6/5.7
2	BUX	45	7.5	30	-	4 ϕ 8	ϕ 3/7.5

Armările elementelor experimentale sunt prezentate în figurile următoare, respectiv în figura 5.13 elementul armat cu armatură longitudinală și etrieri

(modelul BUS) și în figura 5.14 elementul armat cu armătură diagonală (modelul BUX).

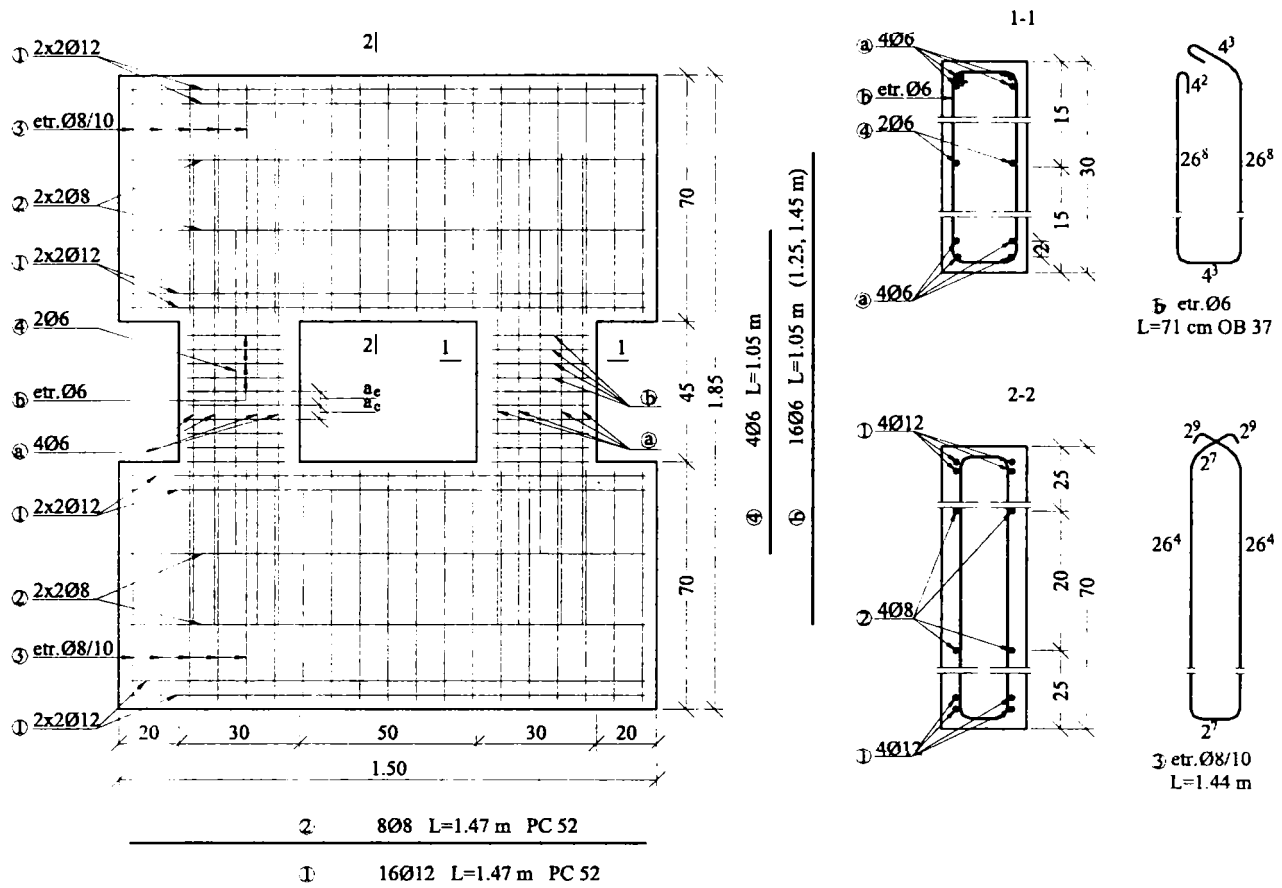


Fig.5.13. Armarea modelului experimental BUS [82]

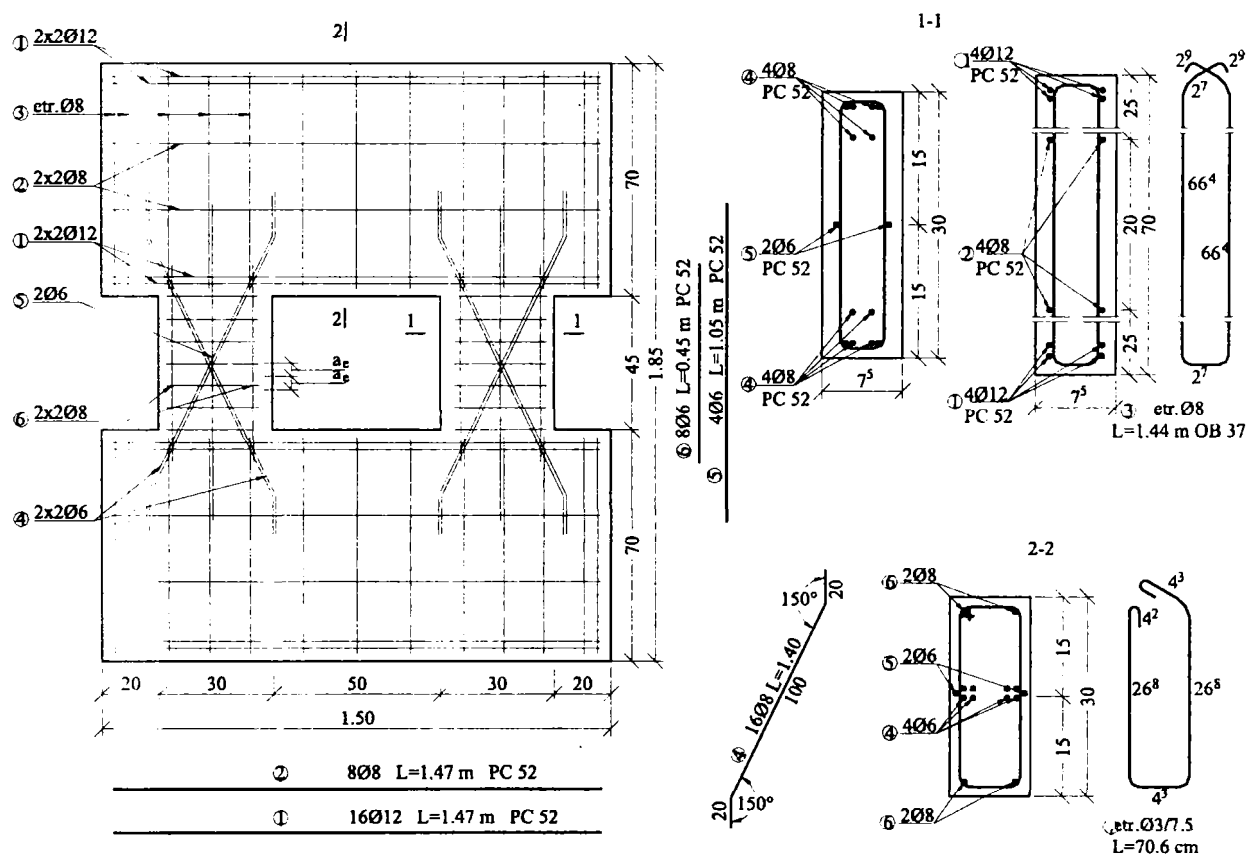


Fig.5.14. Armarea modelului experimental BUX [82]

5.3.3.1. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor utilizate la realizarea elementelor experimentale

Materialele utilizate la confecționarea elementelor experimentale au fost: betonul (realizat cu ciment RIM200 și agregate de râu cu dimensiunea maximă de 16 mm) având următoarea compoziție:

- ciment RIM200: 310 kg/mc
- agregate: sortul 0/3: 585 kg/mc
- sortul 3/7: 585 kg/mc
- sortul 7/16: 780 kg/mc
- raport apa/ciment: 0.61.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului, determinate la 28 zile pe epruvete (cuburi cu latura de 14.1 cm și prisme de 10x10x30 cm) confecționate din aceleași șarje cu elementele experimentale, sunt date în tabelul 5.9.

Tabelul 5.9

Denumirea elementului	R_{bk} (N/mm ²)	Bc	R_{ck} (N/mm ²)	R^*_c (N/mm ²)	E_b (N/mm ²)
BUS	24.60	18.55	15.45	11.45	26.800
BUX	27.30	20.60	17.10	12.65	27.920

Armatura longitudinală, respectiv diagonală, a elementelor s-a realizat din oțel PC52, iar etrierii din oțel OB37.

5.3.4. Încercarea elementelor experimentale

5.3.4.1. Standul de încercare

Încercările elementelor experimentale BUS și BUX [82] s-au efectuat pe un stand de încercări statice, conform schemei de încărcare din figura 5.15.

Elementele sunt așezate cu montanții în poziție orizontală, un montant fiind fixat de fundația standului, iar celălalt montant fiind solicitat la încărcări axiale alternante (vest-est) cu ajutorul a două prese hidraulice. Ca urmare, riglele

de cuplare sunt solicitate la momente încovoietoare și forțe tăietoare, similare cu cele provocate de încărcările exterioare reale pe diafragme.

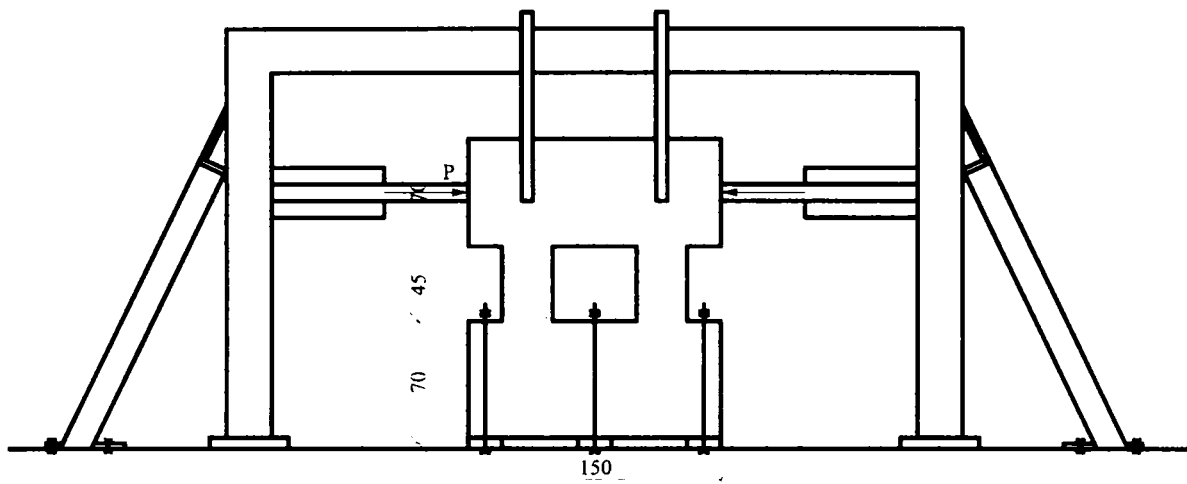


Fig.5.15. Standul de încercare a elementelor experimentale BUS și BUX [64]

La fiecare treaptă de încărcare-descărcare s-au efectuat citiri la aparatele dispuse conform figurii 5.16.

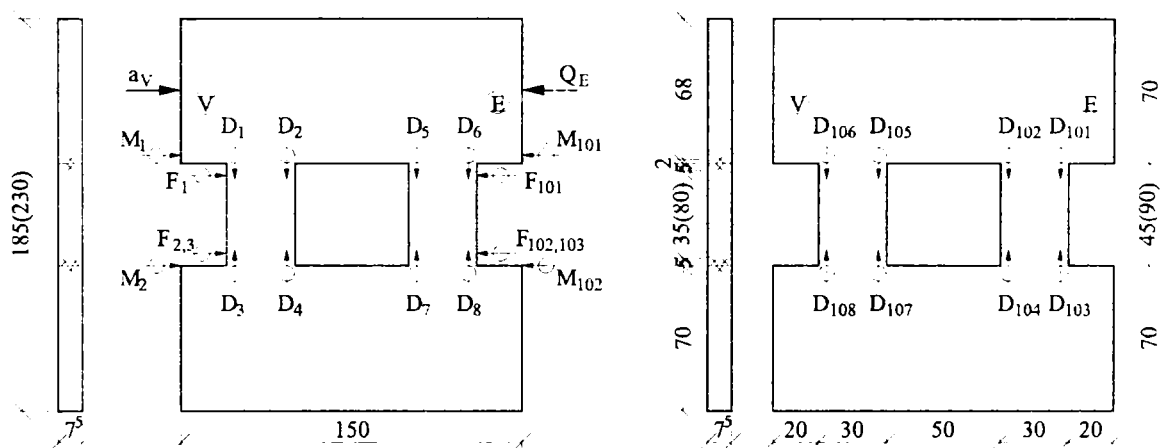


Fig.5.16. Dispunerea aparatelor de măsură pe elementele experimentale [64]

5.3.4.2. Comportarea modelelor experimentale sub încărcări. Rezultatele încercărilor experimentale și prelucrarea lor

Comportarea elementelor încărcate a fost urmărită avându-se în vedere ordinea de apariție și poziția fisurilor, precum și modul în care se produce cedarea.

Din releveele fisurilor prezentate în fotografiile (foto. 7 și 8) făcute în timpul încercării experimentale a celor două modele BUS și BUX se constată că

primele fisuri apar la capetele riglelor de cuplare, fiind dispuse după un arc de cerc cu diametrul egal cu diagonalele buiandrugilor ($l_r = \sqrt{l_0^2 + h_r^2}$), unde l_0 – lumina golului (lungimea riglei) și h_r – înălțimea secțiunii riglei de cuplare. Au urmat apoi formarea fisurilor înclinate (diagonale) din tăiere, în câmpul riglei, care înaintea ruperii s-au deschis puternic.

Ciclogramele forța (Q_r) – deplasarea (Δ) a extremității riglei de cuplare sunt în figurile 5.17 (pentru BUS) și 5.18 (pentru BUX).

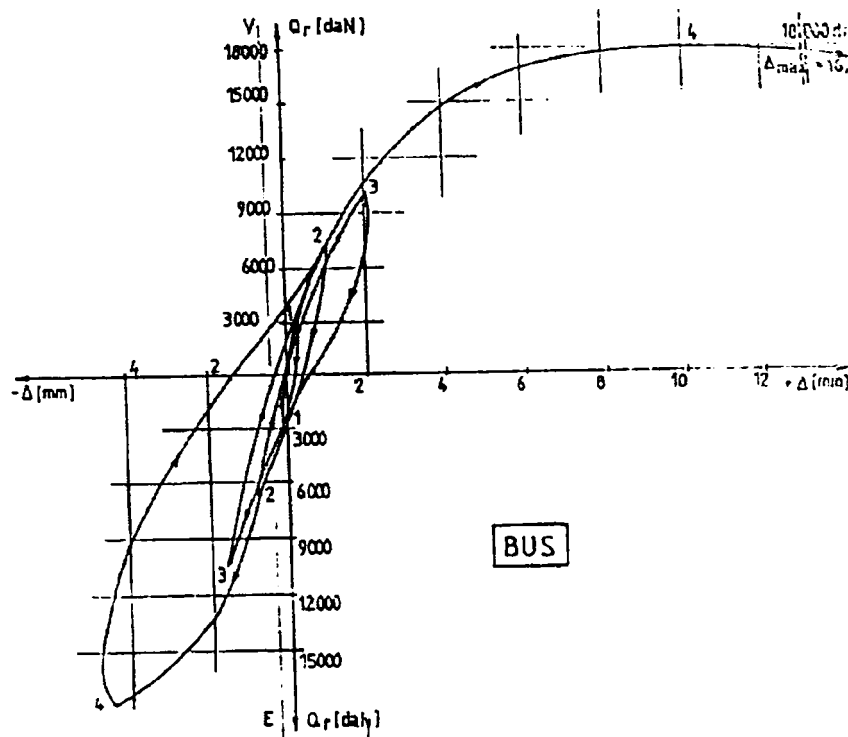


Fig.5.17. Ciclograma forță–deplasare (Q_r - Δ) pentru rigla de cuplare BUS [82]

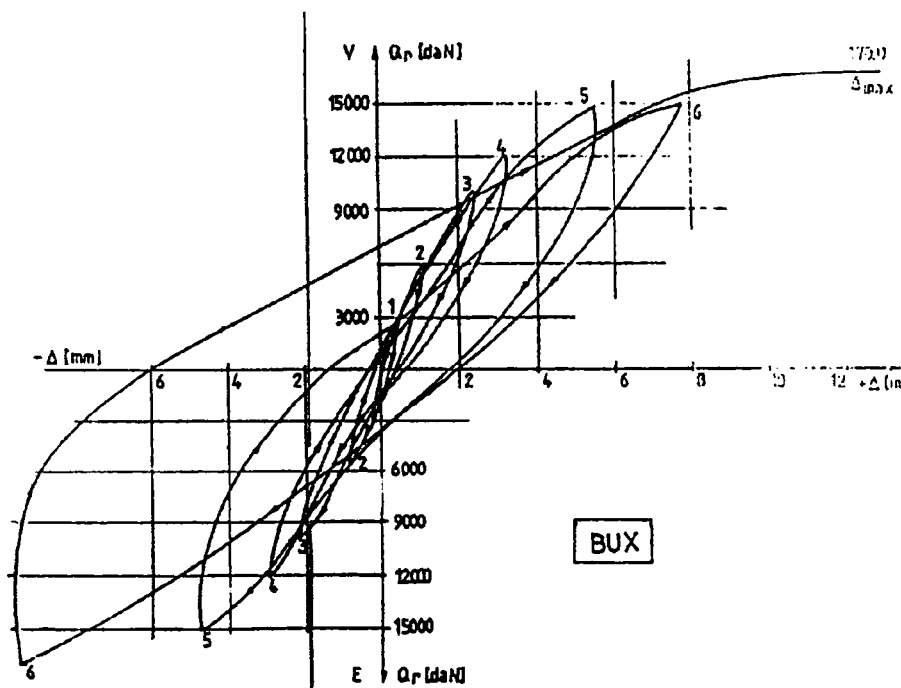


Fig.5.18. Ciclograma forță–deplasare (Q_r - Δ) pentru rigla de cuplare BUX [82]



Foto.7. Releveul fisurilor pentru elementul BUS [82]



Foto.8. Releveul fisurilor pentru elementul BUX [82]

Deschiderea puternică a fisurilor înclinate, însoțită uneori de dislocări locale de beton, se datorează faptului că înainte de cedare armăturile longitudinale de pe ambele fețe externe sunt întinse, echilibrarea asigurându-se prin crearea unei diagonale comprimate de beton.

La riglele armate diagonal (foto. 8), ruperea a avut loc după una din aceste fisuri înclinate. În cazul riglelor armate obișnuit, cedarea s-a produs de asemenea prin deschiderea fisurilor înclinate, însoțită de profilarea fisurilor de la capetele riglelor (foto. 7), efortul preponderent fiind cel de tăiere.

Valorile forțelor de rupere au fost :

- la elementul BUS: $Q_r = 18000/2 = 9000$ daN;
- la elementul BUX: $Q_r = 17000/2 = 8500$ daN.

Pe baza releveelor fisurilor de rupere (foto.7 și 8) s-a propus o lungime de calcul modificată, egală cu lungimea desfășurată a fisurii de rupere, respectiv diagonala riglei de cuplare:

$$l_r = \sqrt{l_0^2 + h_r^2}$$

unde: l_0 - lumina golului (lungimea riglei) și h_r – înălțimea riglei de cuplare.

5.3.5. Comparația dimensionare prin PMB – modelare experimentală pentru rigla de cuplare

Modelarea numerică a riglei de cuplare armată cu bare longitudinale și etrieri s-a făcut prin 2 modele de bare. Primul model, similar celui propus de Paulay este foarte apropiat de modul de armare real al riglei de cuplare, distanța dintre montanții grinzii cu zăbrele fiind identică cu cea din realitate, fiecare montant reprezentând un etrier. Introducerea multitudinii de diagonale comprimate din rigla de cuplare (diagonale care modelează betonul comprimat) duce la încărcarea etrierilor într-un mod apropiat de situația reală.

Etrierii sunt încărcăți diferit unul față de celălalt funcție de starea de solicitare. Acest fapt impune calculul ariei etrierilor global, la valoarea rezultată din însumarea eforturilor din montanții ce modelează etrierii.

Comparația dintre ariile de armătură din rigla de cuplare obținute din calculul pe modelul de bare și cele din modelul experimental arată:

- pentru barele longitudinale aria de armătură calculată este de $1,43 \text{ cm}^2$, iar aria reală de armătură este $4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$; (Diferența este de 29 % în minus în calcul față de armarea reală.)
- Pentru etrierii din calcul rezultă aria de armătură $5,68 \text{ cm}^2$, în realitate aria tuturor barelor etrierilor fiind $9 \text{ etrieri} \times 2\Phi 6 = 5,04 \text{ cm}^2$; (Diferența este de 11 % în plus în calcul față de armarea reală.)

Se observă că modelul de bare analizat nu satisface calculul barelor longitudinale, dar este bun în cazul calculului etrierilor.

Acest model mai prezintă și dezavantajul numărului mare de bare al grinzii cu zăbrele chiar dacă calculul static se face automat.

Al doilea model de bare propus pentru riglele de cuplare cu armături longitudinale este caracterizat de modul simplificat de modelare a etrierilor existenți în realitate (3 montați), deci aria etrierilor se va calcula global.

Comparația dintre ariile de armătură din rigla de cuplare obținute din calculul pe modelul de bare și cele din modelul experimental arată următoarele:

- pentru barele longitudinale aria de armătură calculată este de $1,91 \text{ cm}^2$, iar aria reală de armătură este de $4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$; (Diferența este de 5 % în minus în calcul față de armarea reală.)
- Pentru etrierii din calcul rezultă aria de armătură $6,07 \text{ cm}^2$, în realitate aria tuturor barelor etrierilor fiind $9 \text{ etrieri} \times 2\Phi 6 = 5,04 \text{ cm}^2$; (Diferența este de 17 % în plus față de armarea reală.)

Se observă că acest al doilea model de bare satisface bine calculul barelor longitudinale și deasemenea calculul etrierilor. Aria de armătură obținută pentru etrieri este mai mare față de realitate decât cea furnizată de primul model de bare.

Modelarea riglei de cuplare armată cu bare diagonale s-a făcut printr-un singur model de bare, comparația dintre ariile de armătură obținute din calculul și cele obținute din modelul experimental arătând că:

- pentru barele diagonale aria de armătură calculată este de $2,70 \text{ cm}^2$, iar aria reală de armătură este de $4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$; (Diferența este de 26 % în plus în calcul față de armarea reală ceea ce este satisfăcător.)

Sinteza modelărilor experimentale și a rezultatelor teoretice, precum și compararea acestora este prezentată în tabelul 5.10.

Cantitatea de armătură rezultată în rigla de cuplare

Tabelul 5.10

Rigla armată cu bare longitudinale și etrieri						Rigla armată cu bare diagonale			
	Teoria b.a.	PMB				Teoria b.a.	PMB		
		Modelul tip Paulay		Modelul simplificat			Model		
	A_a [cm^2]	A_a [cm^2]	Δ %	A_a [cm^2]	Δ %	A_a [cm^2]	Δ %		
Bare long.	2.01	1.43	- 29 %	1.91	- 5%	Bare diagonale	2.01	2.70	+26%
Etrieri	5.04	5.68	+ 11 %	6.07	+ 17 %				

Discutând în final eficiența modelelor de bare propuse se poate concluziona următoarele:

1/ Dintre cele două modele de bare alese pentru rigla de cuplare cu armături longitudinale, cel de-al doilea (figura 5.11.b) este mai avantajos din punctul de vedere al calculului (având mai puține bare) cu toate că aria etrierilor rezultă mai mare decât în cazul primului model de bare. Cel de-al doilea model, având un număr mai mic de bare, calculul grinzii cu zăbrele este mai rapid.

2/ Dintre toate cele 3 modele de bare, cel propus pentru calculul riglei de cuplare cu armătura diagonală (figura 5.12) este cel mai apropiat de starea de tensiune reală din rigla de cuplare.

5.4. Cercetări experimentale realizate pe grinda-perete cu gol arbitrar amplasat

Cercetările cuprinse în contractele [66], [67], [68] vizează încercarea experimentală a grinzilor-perete simplu rezemate având un gol arbitrar amplasat dimensionate și conformate cu metodele tradiționale și cu ajutorul Procedului Modelelor de Bare (PMB. S-au ales aceste elemente structurale deoarece lor le sunt consacrate mai puține lucrări în literatura de specialitate iar proiectarea se face pe baze mai mult sau mai puțin empirice.

Dimensiunile grinzilor-perete au fost alese în corelare cu capacitatea de încărcare și posibilitățile standului de încercare existent în Hala de încercări a Laboratorului Catedrei CCIA a Facultății de Construcții, astfel: grosimea elementelor a fost aleasă de 10 cm pentru a evita posibilitatea apariției pierderii stabilității iar dimensiunile în plan s-au ales de 2,40 m și respectiv 1,20 m pentru a încadra elementele în categoria grinzilor – perete. Dimensiunile golului s-au ales de 45 cm x 60 cm pentru ca suprafața acestuia să reprezinte un procent semnificativ din aria întregului element.

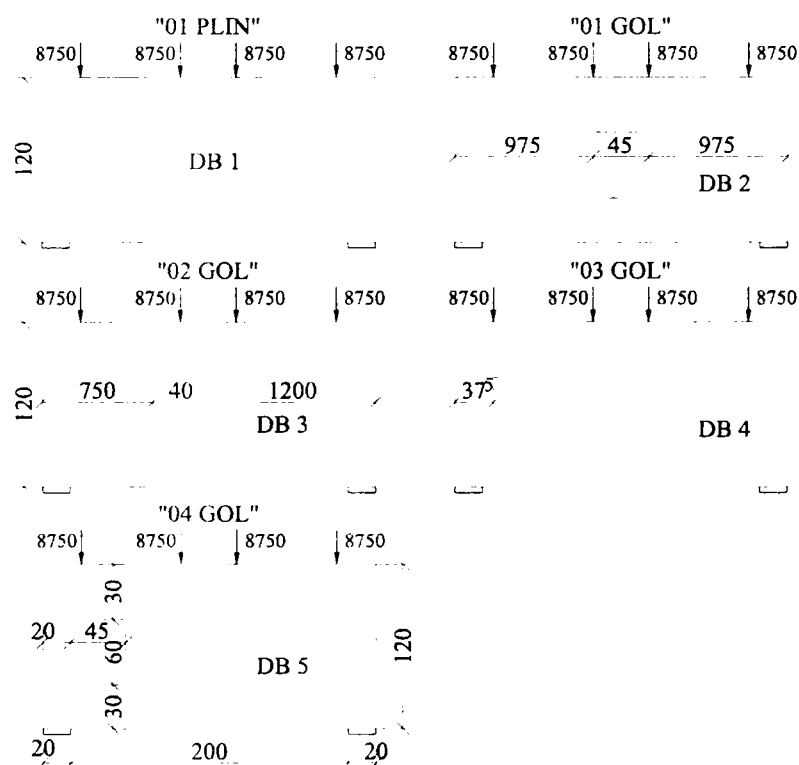


Fig.5.21. Elementele experimentale tip
grindă - perete

Studiile teoretice și experimentale s-au efectuat pe grinzile-perete pline și având un gol amplasat arbitrar (figura 5.21), pentru a se urmări dacă poziția golului influențează într-un oarecare mod conformarea prin procedeul modelelor de bare sau comportarea acestor elemente sub încărcări statice. Grinda-perete plină a fost aleasă ca model de referință.

5.4.1. Dimensionarea conform teoriei betonului armat

Dimensionarea în conformitate cu teoria betonului armat s-a realizat doar pentru grinda-perete plină, aceasta fiind singura pentru care, în literatura de specialitate sunt date relații de calcul și de dimensionare.

Conform [27], pentru grinda-perete plină (Bc20 și PC52) având dimensiunile prezentate în figura 5.21, respectiv următoarele rapoarte de dimensionare: $\frac{c}{L} \cong 0,1$ și $\frac{H}{L} \cong 0,55$, rezultanta întinderilor din grinda-perete va avea valoarea $I = 0,3 \cdot P$, unde c – dimensiunea reazemelor, L – deschiderea de calcul a grinzii-perete, H – înălțimea grinzii-perete iar P – încărcarea de calcul.

Cum $P = 35000$ daN, a rezultat o întindere $I = 10500$ daN și o arie de armătură corespunzătoare $A_a = \frac{I}{\sigma_{cr}} = 2,94$ cm². În elementul experimental s-au ales 4 ϕ 10mm, cu $A_{a,ef} = 3,10$ cm².

La această cantitate de armătură, forța preconizată de rupere a rezultat de ~ 37000 daN.

5.4.2. Dimensionarea cu procedeul modelelor de bare

Așa după cum s-a precizat în capitolele precedente, dimensionarea cu procedeul modelelor de bare cuprinde următoarele etape: determinarea stării de tensiune din fiecare tip de grindă-perete, alegerea modelelor de bare corespunzătoare fiecărei configurații ale stării de tensiune din elemente, determinarea eforturilor (forțele axiale) din barele modelelor alese și determinarea ariilor de armătură corespunzătoare barelor întinse ale modelelor.

Discretizarea elementelor s-a făcut printr-o rețea de elemente finite rectangulare ale căror laturi păstrează raportul $< 1,5$ (pentru evitarea apariției unor erori la calculul stării plane de tensiune cu subrutina de calcul “SPT” a programului PMB) și al căror număr este astfel ales încât acuratețea rezultatelor să fie satisfăcătoare iar durata de calcul să nu se prelungească în mod inutil.

5.4.2.1. Starea plană de tensiune și modelele de bare pentru grinzile – perete

În figurile 5.22.a,...e sunt reprezentate grafic scurgerile eforturilor în starea plană de tensiune din elementele studiate și modelele de bare alese, urmând ca în continuare să fie explicat modul de realizare a acestora cu procedeul modelelor de bare.

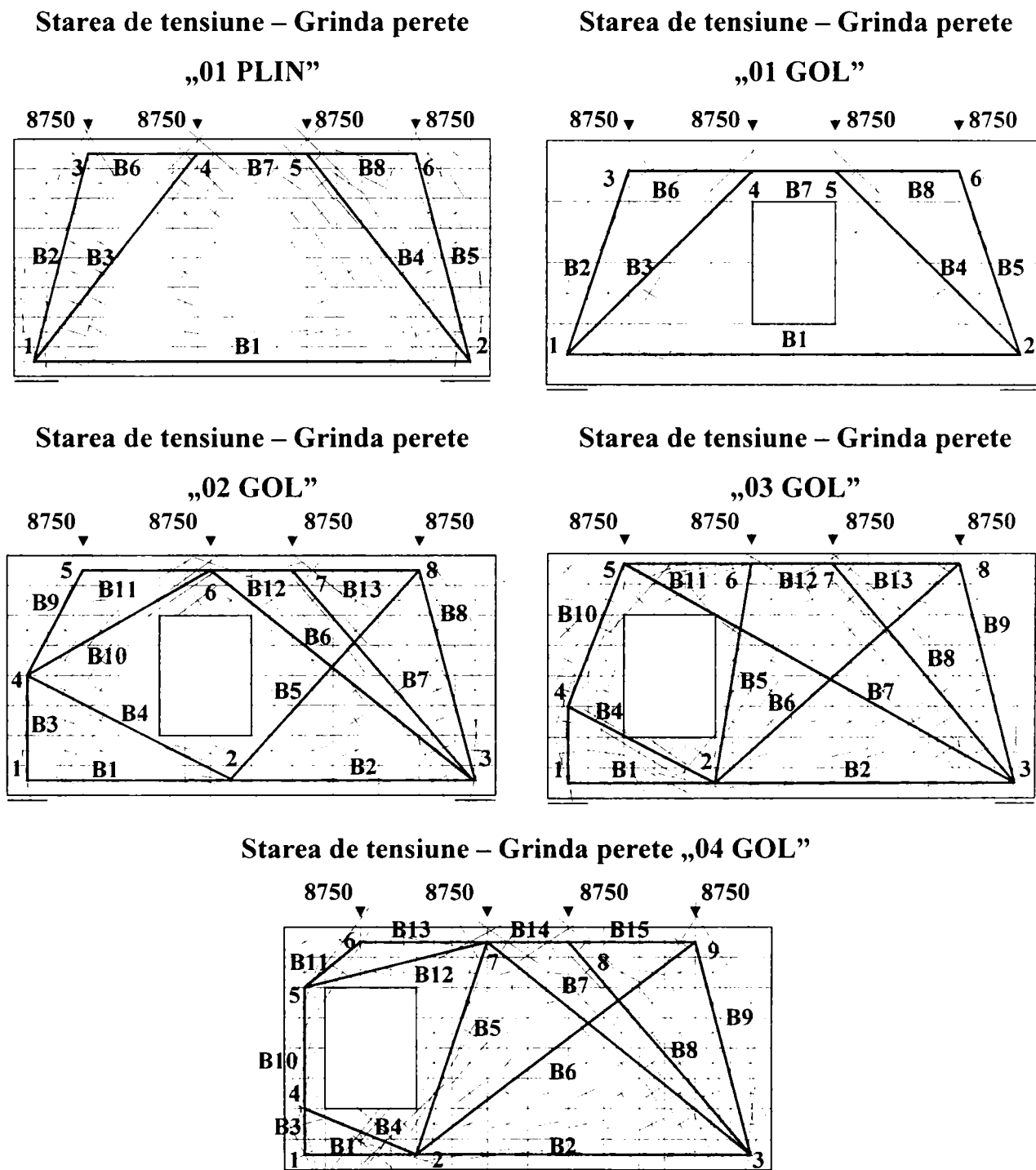


Fig.5.22. Starea plană de tensiune și modelele de bare pentru grinzile-perete cu gol arbitrar amplasat

După desenarea elementelor și discretizarea grinzilor–pereți cu ajutorul rețelelor de elemente finite, programul de calcul PMB (prin subrutina “TPL” apelată din AutoCAD) realizează calculul stării plane de tensiune, determinând eforturile unitare principale în fiecare din elementele finite ale rețelei și furnizând datele necesare transpunerii grafice ale traseelor acestora.

La alegerea modelelor de bare s-a optat pentru acelea care reprezintă cât mai fin posibil starea de tensiune corespunzătoare poziției golului în element și care au un număr redus de bare, astfel încât calculul să fie cât mai rapid și mai eficient. Modelele de bare alese reprezintă structuri plane articulate, static determinate, încărcate cu forțe concentrate în noduri, ale căror bare urmăresc traiectoriile principale ale eforturilor de întindere sau de compresiune din element. Eforturile în barele modelelor s-au determinat cu un program de calcul pentru structuri plane articulate (SPA), apelat din AutoCAD, iar listing-urile cu valorile acestora sunt date în anexa 4.2.1.2 din [64].

5.4.2.2. Dimensionarea modelelor de bare

Determinarea ariilor de armătură s-a realizat în metoda la stări limită, cu relația (3.4), aplicată tuturor barelor întinse ale elementelor studiate. S-au folosit forțele axiale din bare și rezistența de calcul a armăturii în starea limită de curgere ($\sigma_{cr} = 2550 \text{ daN/cm}^2$ pentru oțel OB37 și $\sigma_{cr} = 3550 \text{ daN/cm}^2$ pentru oțel PC52) pentru a se determina aria de armătură necesară în barele modelelor.

În tabelul 5.11 sunt prezentate cantitățile de armătură minim necesare rezultate în barele întinse ale modelelor de bare cât și ariile de armătură efective alese pentru modelele experimentale, respectiv mărcile armăturilor de rezistență M1...M9 din planurile de armare (Fig. 5.23).

Grinda – perete	Forța axială		Aria de armătură necesară $A_{a,nec}$ [cm ²]	Aria de armătură din elementul experimental $A_{a,exp}$ [cm ²] / marca
	Bara “B _i ”	Forța [daN]		
“01 PLIN”	B1	10500	2,94	3,10 (4 ϕ 10) / 2 M1
“01 GOL”	B1	10500	2,94	3,10 (4 ϕ 10) / 2 M1
“02 GOL”	B1	3270	0,92	1,57 (2 ϕ 10) / M1
	B4	3375	0,95	1,57 (2 ϕ 10) / M2
	B2	8240	2,32	3,10 (4 ϕ 10) / M1+M2
“03 GOL”	B2	6035	1,70	3,10 (4 ϕ 10) / M1+M8
	B4	4690	1,32	1,57 (2 ϕ 10) / M8
“04 GOL”	B2	1670	0,47	1,57 (2 ϕ 10) / M1+M9
	B4	1175	0,33	1,57 (2 ϕ 10) / M9

5.4.3. Modelarea experimentală

5.4.3.1. Elementele experimentale

Programul experimental a cuprins un număr de 10 elemente executate la scara 1:1, reprezentând 8 grinzi-perete cu gol arbitrar amplasat și 2 grinzi-perete pline, ca elemente martor. Dimensiunile acestora și modul de amplasare a golului sunt prezentate în figura 5.21.

Elementele experimentale au fost alcătuite astfel încât armătura ($A_{a,exp}$), dispusă conform planșelor de armare din figura 5.23, să urmărească traseul barelor întinse ale modelelor de bare iar armătura și să depășească aria minimă necesară ($A_{a,nec}$) rezultată din dimensionarea cu PMB (vezi tabelul 5.11).

Armarea de rezistență (figura 5.23) s-a făcut cu bare independente din oțel PC52, la care s-au adăugat:

1/ Plase P2 (ϕ 4/200 mm) dispuse pe întreaga suprafață a elementelor, pe ambele fețe, pentru a se evita fisurarea din construcția betonului la întărire;

2/ Plase P1 (ϕ 4/25 mm) dispuse în zona reazemelor, pentru evitarea strivirii betonului în aceste zone;

3/ Bare independente înclinate ϕ 6 mm (mărcile 3; 4; 5) pentru evitarea apariției eventualelor fisuri înclinate în zonele de deasupra reazemelor;

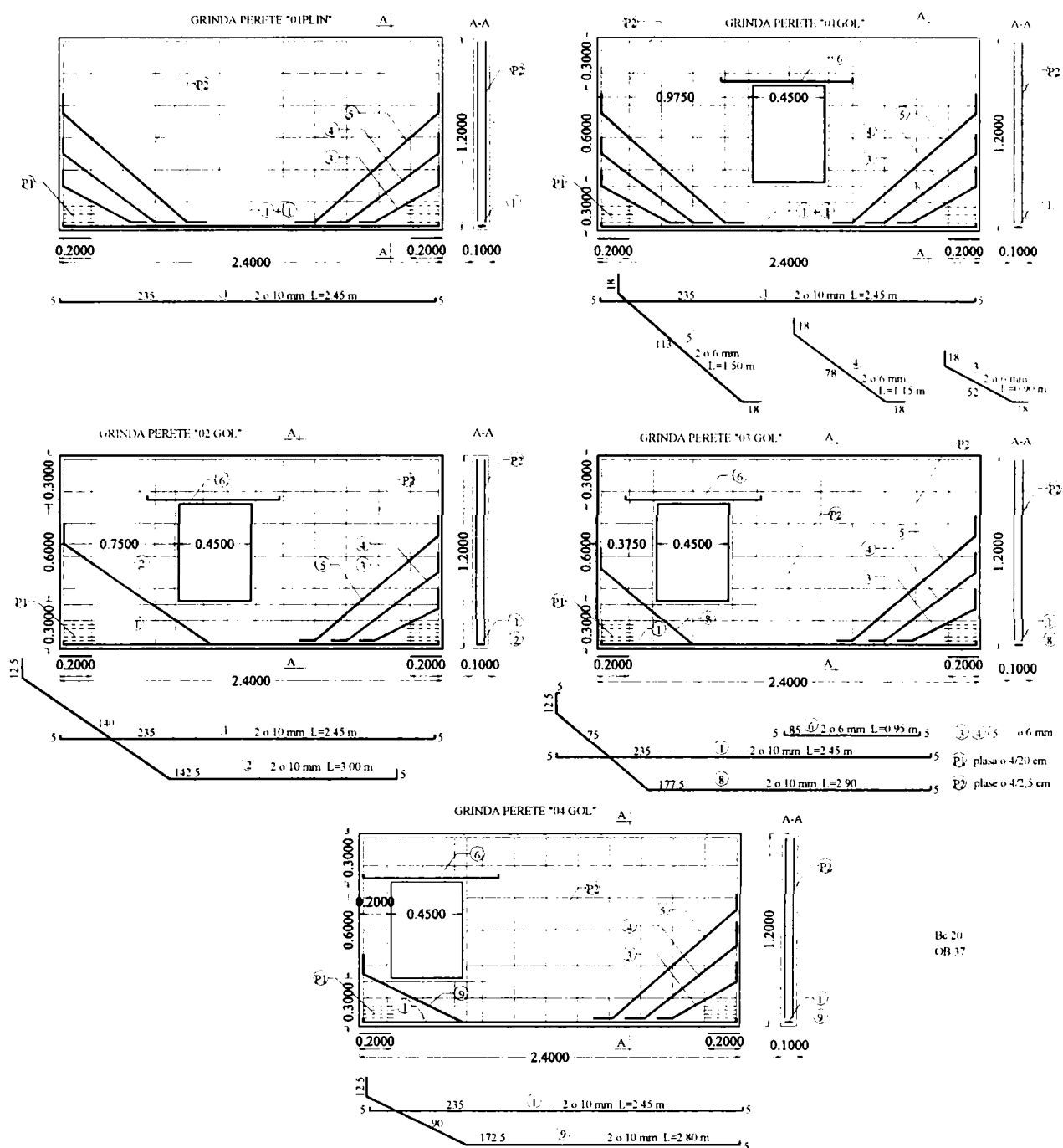


Fig.5.23. Armarea grinzilor-perete cu gol arbitrar amplasat

4/ Bare ϕ 6 mm (marca 6), dispuse deasupra golului pentru evitarea cedării premature a buiandrugilor.

5.4.3.2. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor utilizate la realizarea elementelor experimentale

Materialele utilizate sunt: beton armat de clasa Bc 20 și armătură din oțel periodic PC 52.

Turnarea betonului făcându-se la date diferite, caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor au fost determinate la 28 de zile pe epruvete cubice (cu latura de 14.1 cm) și prismatice (10x10x30 cm), confecționate din aceleași șarje cu elementele experimentale; valorile acestora sunt cuprinse în tabelul 5.12.

Tabelul 5.12

Elementul	Rezistențe la 28 zile daN/cm ²				Rezistențe la data încercării daN/cm ²				
	R _b [*]	R _{ck}	R _{tk}	E _b [*]	Nr. zile	R _b [*]	R _{ck}	R _{tk}	E _b [*]
01 PLIN 1	141.14	111.8	11.4	232258	46	135.2	114.0	11.1	188560
01 PLIN 2					163	153.1	128.5	12.1	192840
01 GOL 1					105	141.0	118.7	11.4	191016
01 GOL 2					119	146.0	122.8	11.7	184615
02 GOL 1					172	159.1	133.4	12.3	209450
02 GOL 2	251.70	206.3	16.5	319461	121	325.8	262.2	19.4	229700
03 GOL 1					78	315.0	254.2	19.0	235052
03 GOL 2					92	319.7	257.7	19.2	237042
04 GOL 1					134	328.8	264.4	19.5	239650
04 GOL 2					141	331.7	266.5	19.6	240310

* Mărimile au fost determinate experimental.

Pentru calculul celorlalte mărimi (rezistențele caracteristice la compresiune R_{ck} și la întindere R_{tk}, modulul de elasticitate E_b) s-au utilizat formulele date în literatura de specialitate, respectiv:

$$E_b = \frac{1000000}{\left(1.7 + \frac{360}{R_b}\right)} \quad (\text{daN/cm}^2)$$

$$R_{ck} = (0.87 - 0.002R_{bk})R_{bk} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{și} \quad R_{tk} = 0.22R_{ck}^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

În fotografiile următoare (Foto. 5.9 – 5.12) se prezintă imagini dinainte și din timpul turnării elementelor experimentale pentru modelele grinzilor-perete pline și cu gol amplasat arbitrar.

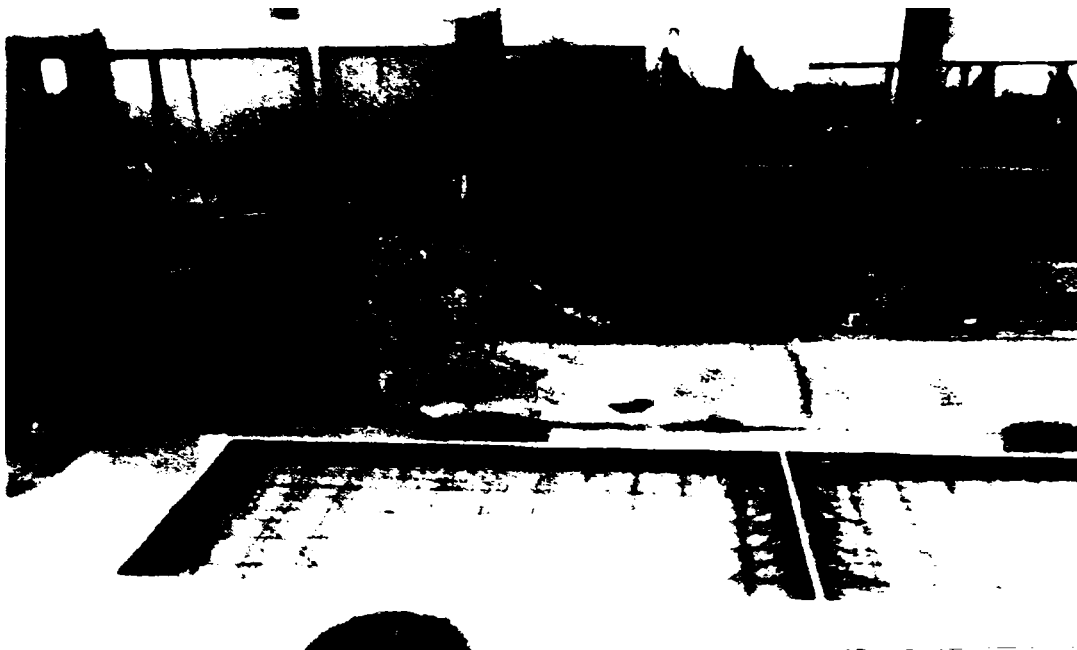


Foto.5.9. Cofrarea și turnarea elementelor experimentale



Foto.5.10. Cofrarea și turnarea elementelor experimentale



Foto.5.11. Cofrarea și turnarea elementelor experimentale

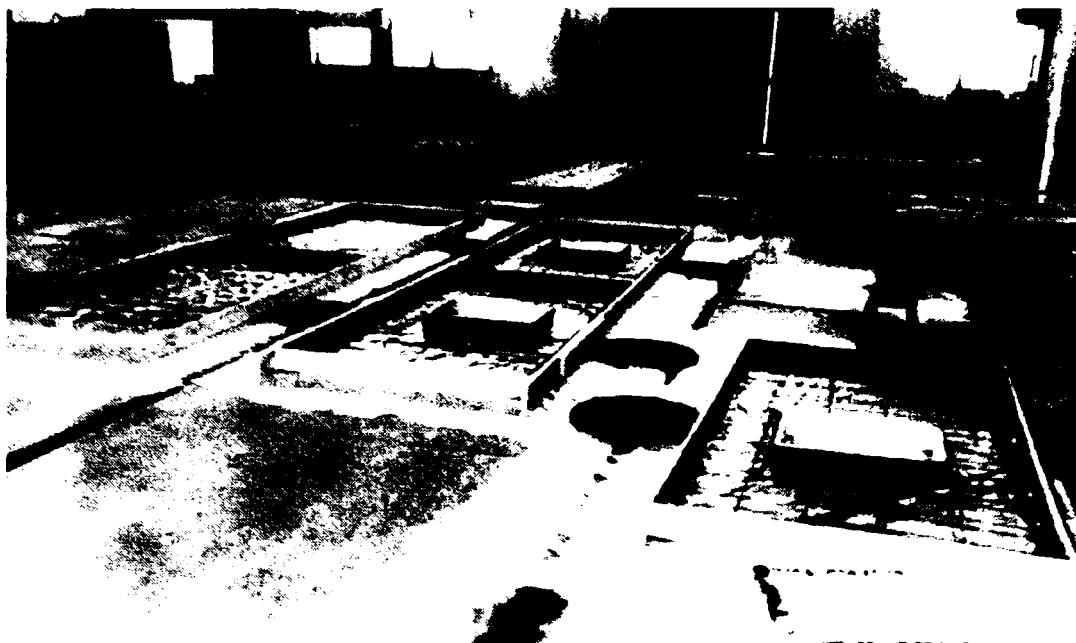


Foto.5.12. Cofrarea și turnarea elementelor experimentale

5.4.4. Încercarea elementelor experimentale pentru grinda-perete

5.4.4.1. Standul de încercări

Elementele experimentale au fost testate la încărcări statice, conform schemei de încărcare din figura 5.24. La partea inferioară, simpla rezemare s-a realizat cu ajutorul unor piese metalice și a unor dornuri. La partea superioară se aplică 4 forțe concentrate, poziționate similar celor din modelarea numerică, cu ajutorul unei prese hidraulice de 50 tf. Încărcarea s-a aplicat prin intermediul a două pistoane rezemate pe două bare metalice cu secțiunea chesonată, care transmit încărcarea prin intermediul a patru plăcuțe metalice, conform schemei din figura 5.24.

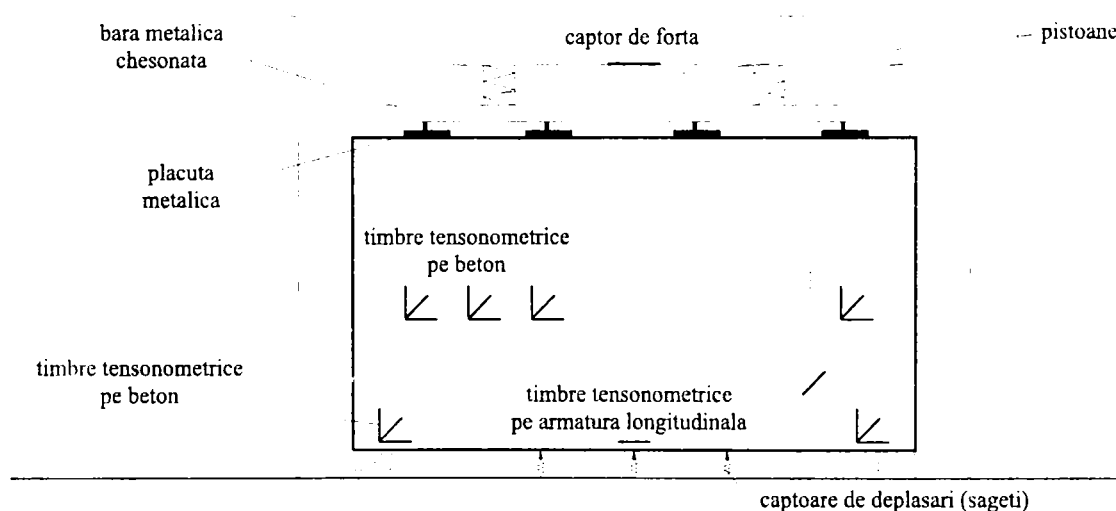


Fig.5.24. Standul de lucru - schema de încărcare

Pe elementul experimental s-au amplasat: un captor de forță, trei captoare de deplasări (situate la partea inferioară a grinzilor) și timbre tensometrice pe beton și pe armături.

În foto. 5.13 este prezentat standul de încercări statice utilizat (Laboratorul Departamentului CCIA – Facultatea de Construcții Timișoara).



Foto.5.13. Standul de încercări

5.4.4.2. Comportarea modelelor experimentale sub încărcări

Comportarea elementelor sub fiecare treaptă de încărcare a fost studiată prin urmărirea apariției și a deschiderii fisurilor, până la cedarea elementului.

În fotografiile ce urmează (foto. 5.14 – 5.18) sunt date releveele fisurilor pentru fiecare tip de element experimental încercat.

În timpul încercărilor s-a constatat că apariția și dezvoltarea fisurilor în elementele încercate este influențată clar de poziția golului din grinda-perete.

Pentru grinda plină sau cu golul simetric amplasat (Foto. 5.14 și Foto. 5.15) fisurile au apărut începând cu mijlocul elementelor, distribuindu-se apoi către margini. Cedarea s-a produs în zona centrală prin curgerea armăturilor

(cazul grinzii-perete pline "01 PLIN") fie în zona reazemelor, prin cedarea zonei comprimate de beton (în cazul grinzilor "01 GOL").

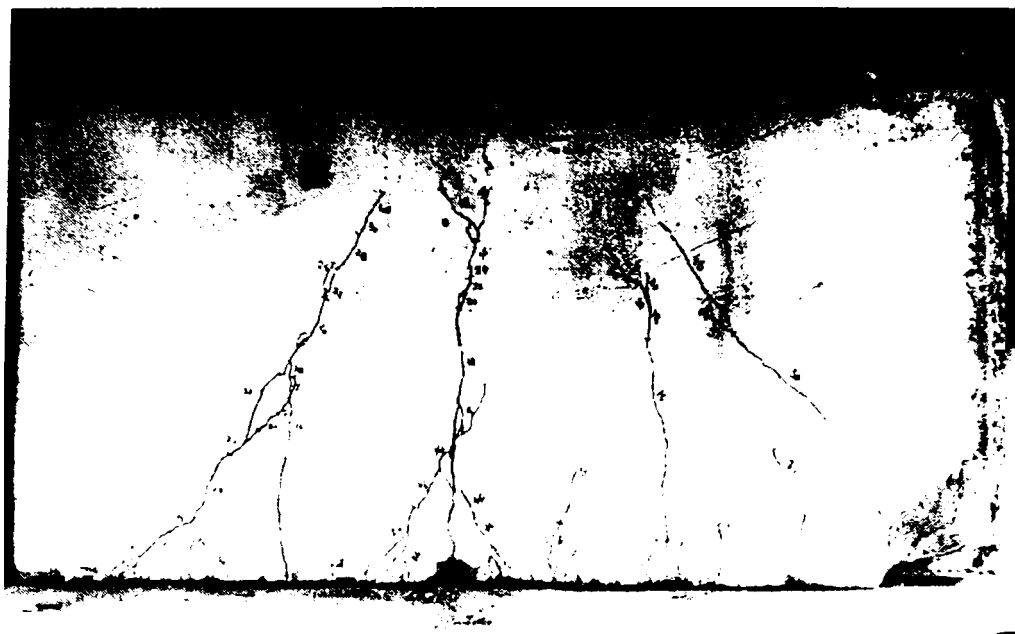


Foto.5.14. Releveul fisurilor pentru grinda-perete "01 PLIN"

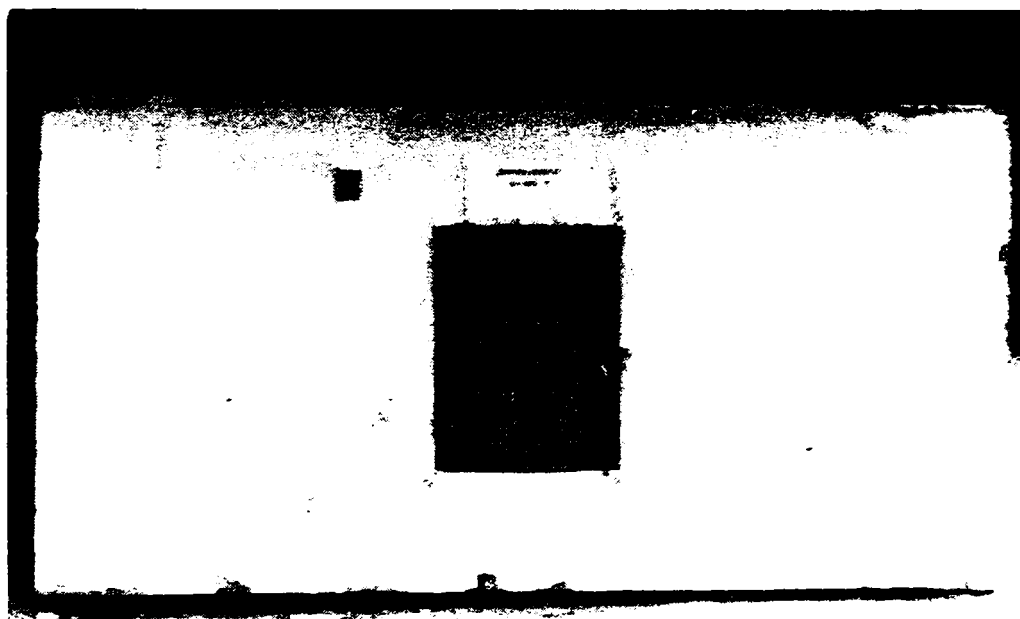


Foto.5.15. Releveul fisurilor pentru grinda-perete "01 GOL"

În cazul grinzilor-perete cu golul amplasat asimetric, au apărut diferențe clare între modurile de apariție și de propagare a fisurilor, doar față de grinda-perete cu golul situat în extremitatea laterală.

Astfel, atât în cazul grinzii-perete "02 GOL" (golul este situat între forțele concentrate și foarte puțin dezaxat față de axa de simetrie a grinzii-perete (Foto. 5.16) cât și în cazul grinzii-perete "03 GOL" ce are golul centrat față de

poziția uneia dintre forțele concentrate (Foto. 5.17), fisurile au apărut în zona de sub gol, dezvoltându-se apoi și deasupra golului. Ruperea elementului "02 GOL" s-a produs prin curgerea armăturii din zona de sub gol odată cu cedarea betonului comprimat din acea zonă (Foto. 5.16) iar pentru grinda-perete "03 GOL" cedarea a avut loc prin curgerea armăturilor întinse (Foto. 5.17).

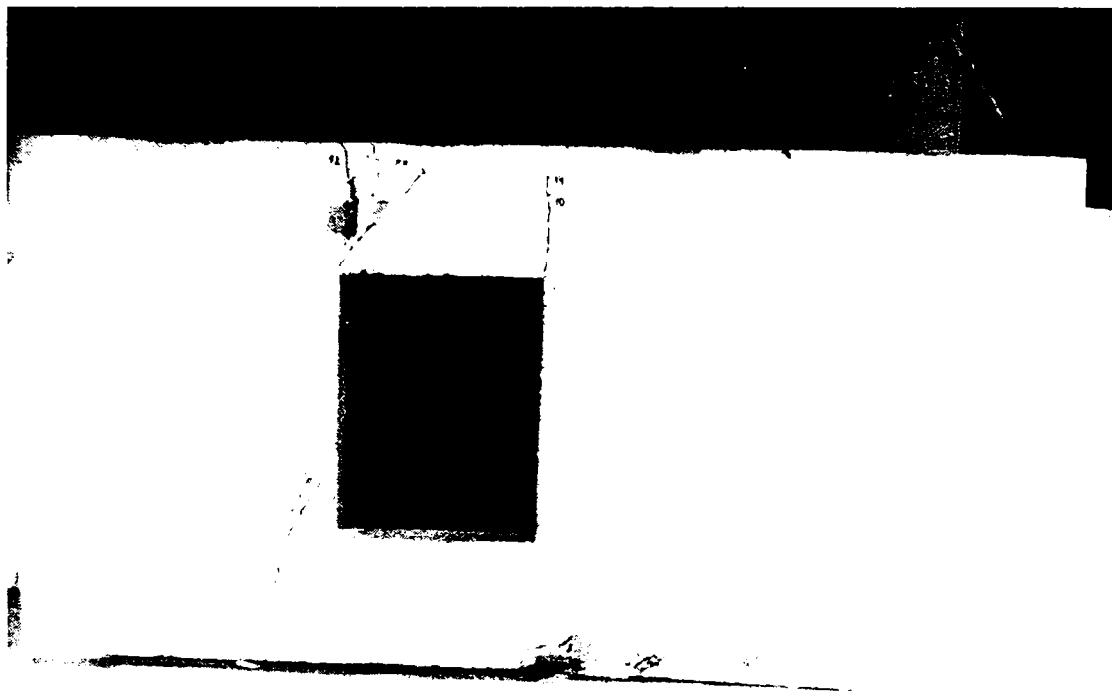


Foto.5.16. Releveul fisurilor grinda-perete "02 GOL"

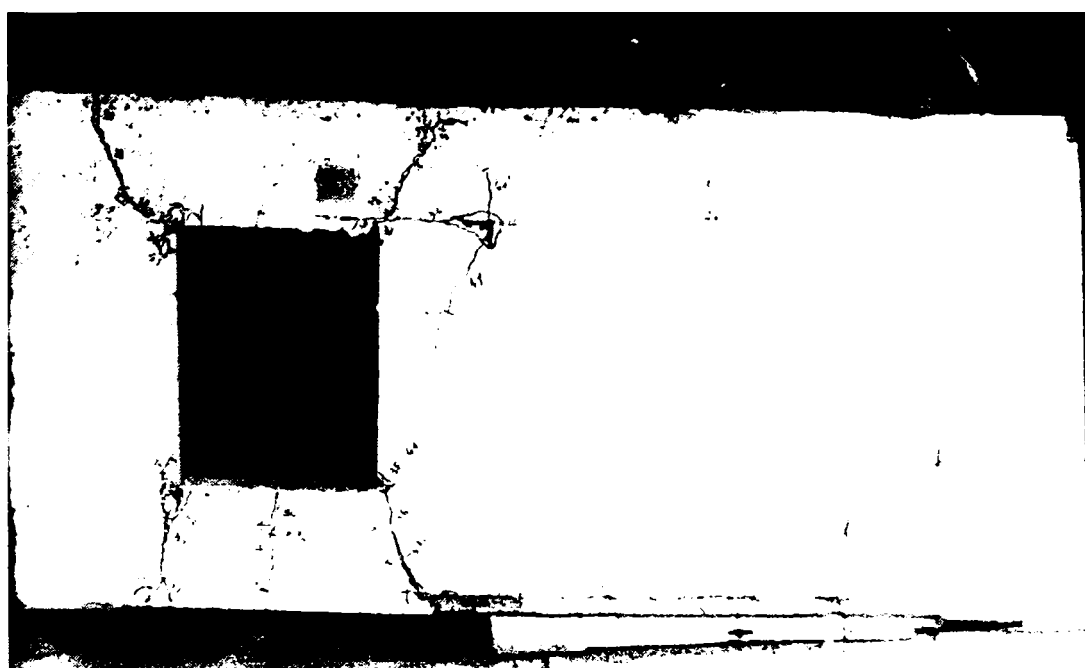


Foto.5.17. Releveul fisurilor pentru grinda-perete "03 GOL"



Foto.5.18. Releveul fisurilor pentru grinda-perete "04 GOL"

La grinda-perete "04 GOL", datorită faptului că golul este total dezaxat față de axa de simetrie a grinzii (amplasat în apropierea unuia dintre reazeme), scurgerea forțelor prin element arată că traseul cel mai scurt al acestora trece prin gol, fapt ce este confirmat de cedarea bruscă a elementului la forță tăietoare, începând cu zona de sub gol și continuând deasupra acestuia. Totodată, acest mod de cedare este determinat de faptul că modelul de bare pentru această grindă nu configurează fidel starea de eforturi din elementul structural, lipsind una dintre barele întinse ce ar trebui să treacă pe deasupra golului, într-un mod asemănător modelelor de bare alese pentru celelalte grinzi-perete (Fig. 5.22).

În tabelul 5.13 sunt date valorile forțelor la care s-a produs ruperea elementului și se prezintă modul în care s-a realizat aceasta, pentru fiecare element experimental încercat.

Astfel, pentru grinda-perete plină cedarea s-a produs la o forță medie de 46 t, pentru grinda "01 GOL" la 28 t, pentru grinda "02 GOL" la 38 t, pentru grinda "03 GOL" la cca. 38 t iar pentru grinda "04 GOL" la 26,75 t., modul de cedare fiind diferit, în funcție de conformarea elementului experimental, raportat la starea reală de eforturi.

Denumirea elementului experimental	Forța de rupere [tone]	Observații referitoare la modul de cedare a elementului
01 PLIN 1	44	Ruperea s-a produs prin zdrobirea reazemului.
01 PLIN 2	48	Ruperea s-a produs prin curgerea armăturii întinse.
01 GOL_1	24	La această valoare a încărcării cedează zona de beton de sub forțele aplicate.
01 GOL_2	28	Se produce cedarea zonei de beton de deasupra reazemului.
02 GOL_1	40	Ruperea s-a produs prin curgerea armăturii, odată cu cedarea betonului din zona de dedeasupra golului.
02 GOL_2	36	S-a produs cedarea zonei de beton de deasupra reazemului.
03 GOL 1	37,5	Ruperea s-a produs prin curgerea armăturii întinse.
03 GOL 2	38,8	Ruperea s-a produs prin curgerea armăturii întinse.
04 GOL_1	26,5	Ruperea s-a produs prin cedarea zonei de beton de sub gol, la forța tăietoare, printr-o fisură diagonală.
04 GOL_2	27	Ruperea s-a produs prin cedarea la forță tăietoare, printr-o fisură diagonală a zonei de beton de dedesubtul și deasupra golului.

5.4.4.3. Prelucrarea rezultatelor încercărilor experimentale

Pentru fiecare tip de grindă-perete plină sau cu gol s-au realizat câte două elemente experimentale identice rezultând zece modele experimentale.

În timpul încercărilor experimentale valorile citirilor deformațiilor specifice în armătură și în beton și a deplasărilor (săgeților) în trei puncte s-au înregistrat automat prin conectarea la instalația specială HP 385 2A de achiziție a datelor.

Structura de principiu și modul de lucru al acestei instalații sunt prezentate pe larg în [66], stația de achiziții a datelor dispunând de electronica asociată programării și stocării datelor specifice canalelor de măsură în vederea evaluării măsurătorilor.

Această stație de achiziție a datelor a fost conectată la un calculator HP PC 486 (foto. 5.19) care, prin programe speciale, ajută la prezentarea sub formă de grafice a rezultatelor încercărilor.

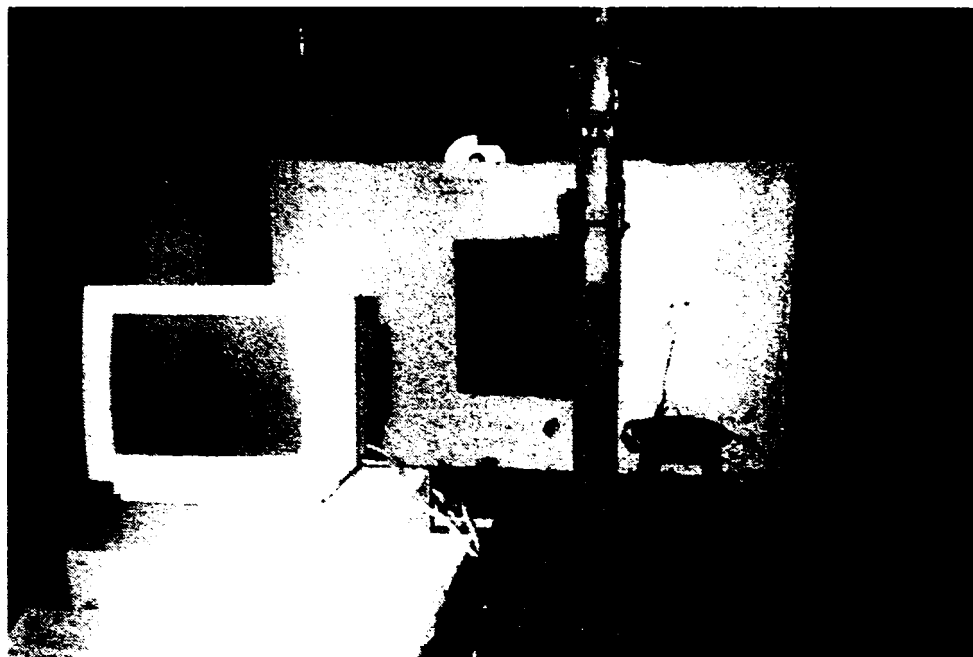


Foto. 5.19. Conectarea stației de achiziție a datelor la un calculator HP PC 486

Citirile realizate în timpul încercărilor cu ajutorul timbrelor tensomentrice amplasate pe beton și pe armături (conform foto. 5.20 și foto. 5.21) și a captoarelor de forță și de deplasări sunt stocate în fișiere speciale, care sunt apoi folosite la prelucrarea grafică a rezultatelor experimentale printr-o serie de programe ce rulează sub WINDOWS (SCANWIN, PLOTTER , etc.).



Foto. 5.20. Pregătirea elementului experimental "01 GOL" pentru poziționarea captoarelor de forță și deplasare



Foto. 5.21. Elementul "03 GOL". Amplasarea timbrelor tensometrice pe beton și pe armături

Rezultatele încercărilor experimentale pentru toate elementele tip grindă-perete studiate sunt prezentate sub formă de grafice încărcare – săgeată ($F - \Delta$) și încărcare – deformație specifică în armătură ($F - \epsilon_a$) în figurile ce urmează (Fig. 5.25... 5.42).

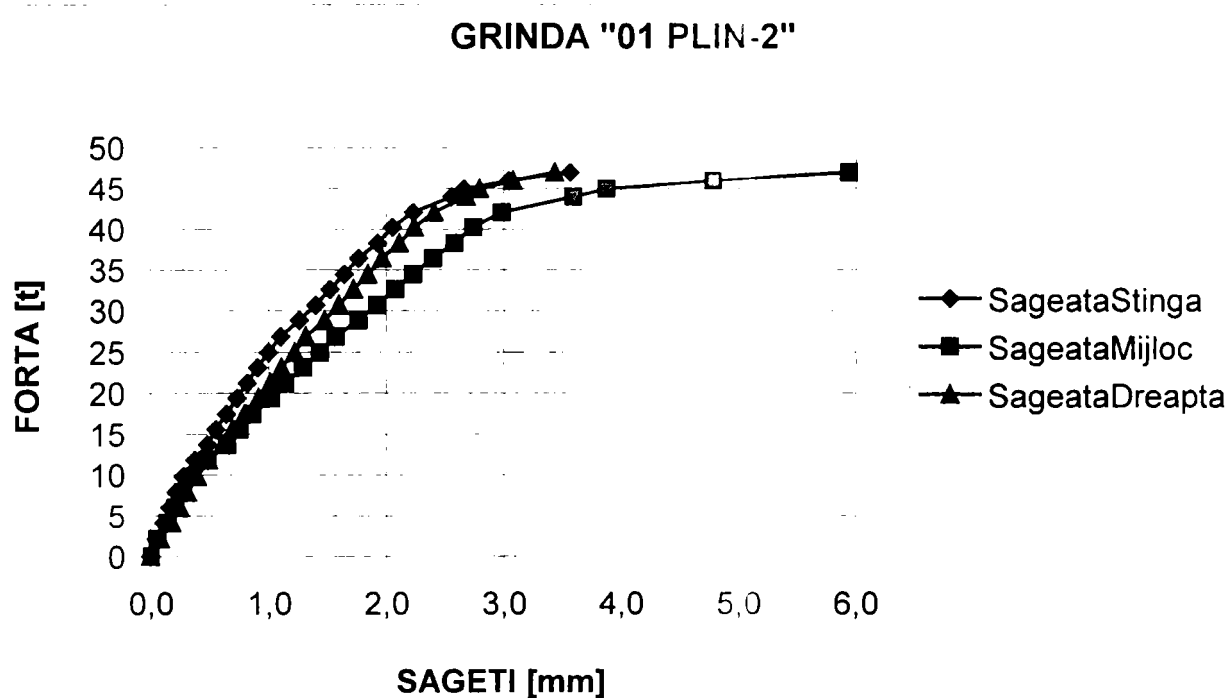


Fig.5.25. Diagramă încărcare – săgeată "01 PLIN-1"

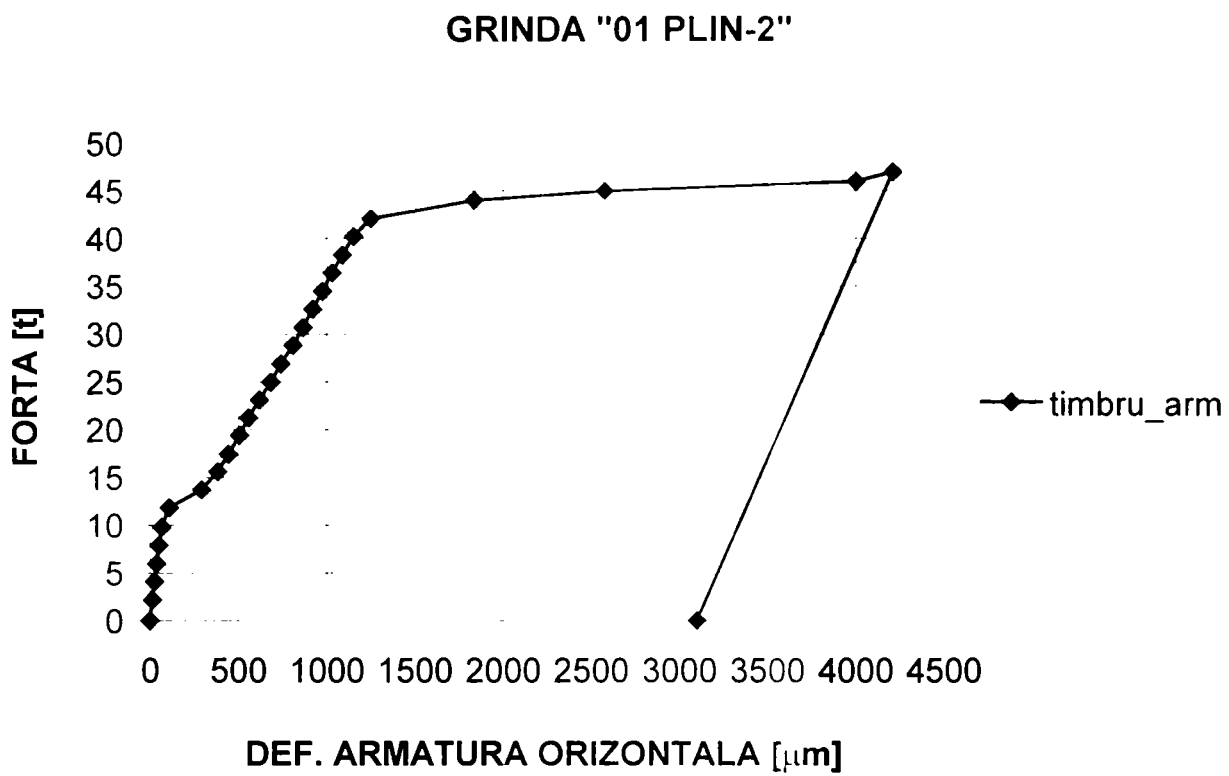


Fig.5.26. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură “01 PLIN-1”

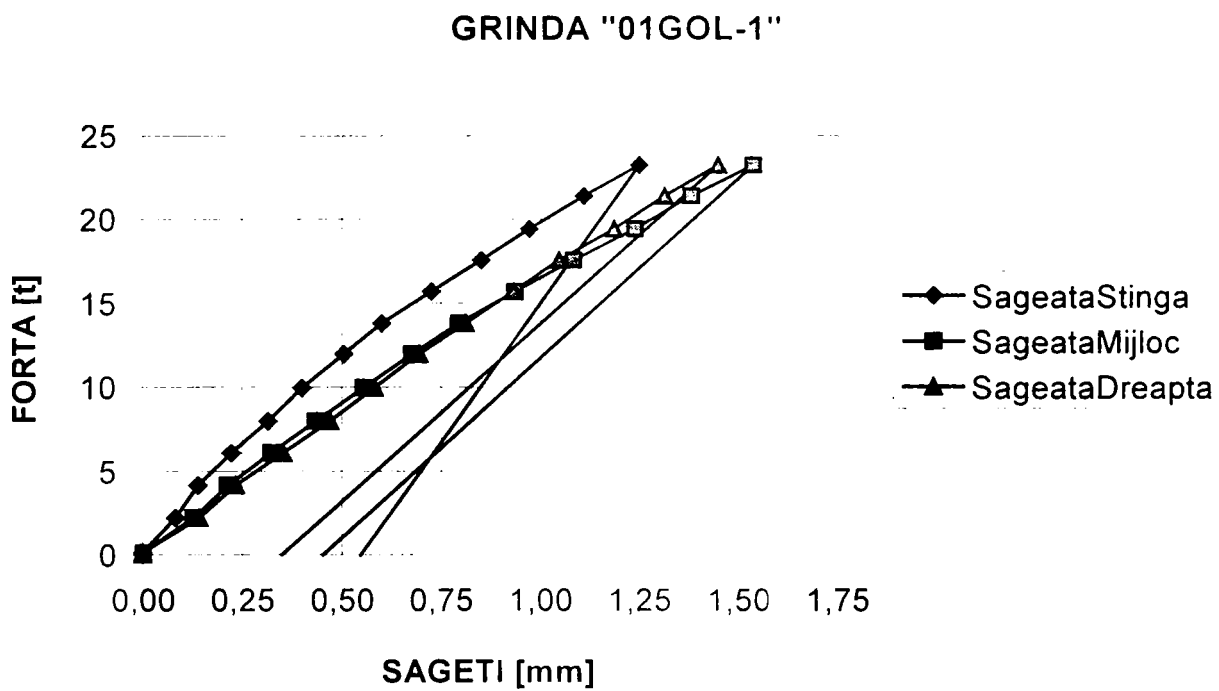


Fig.5.27. Diagramă încărcare – săgeată “01 GOL-1”

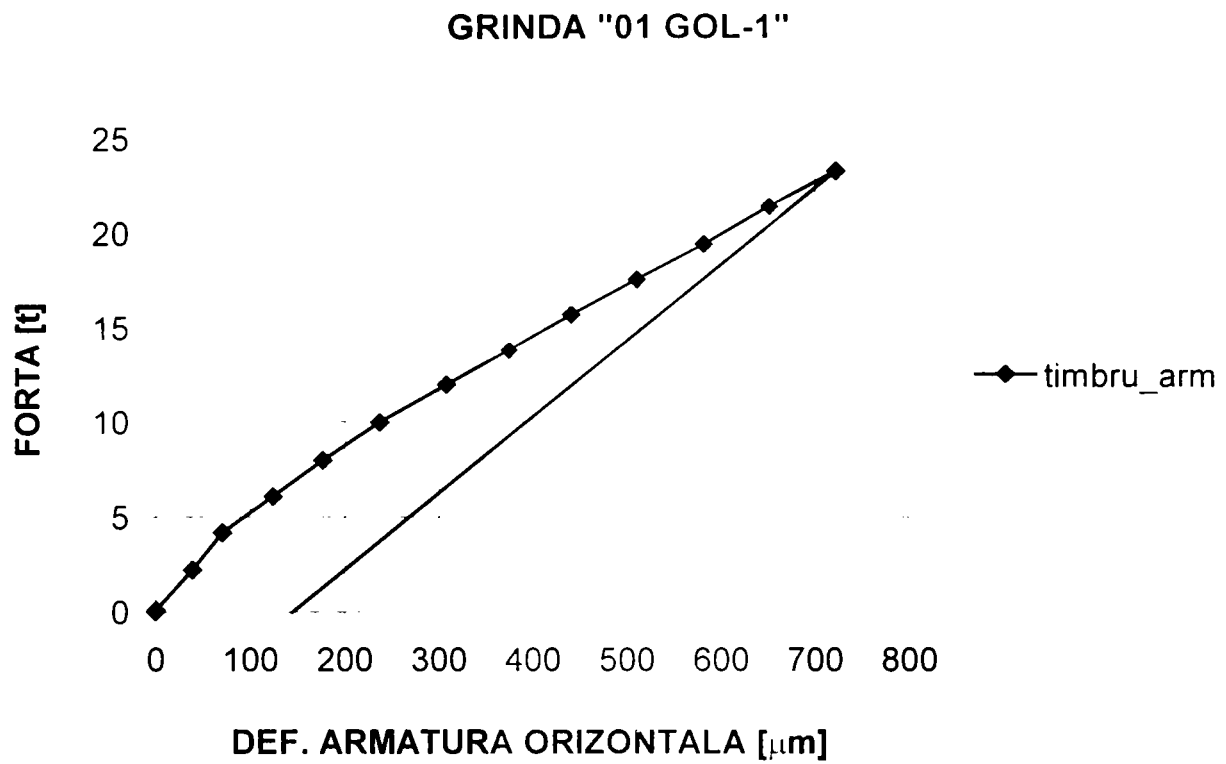


Fig.5.28. Diagramă încărcare – deformare specifică în armatură "01 GOL-1"

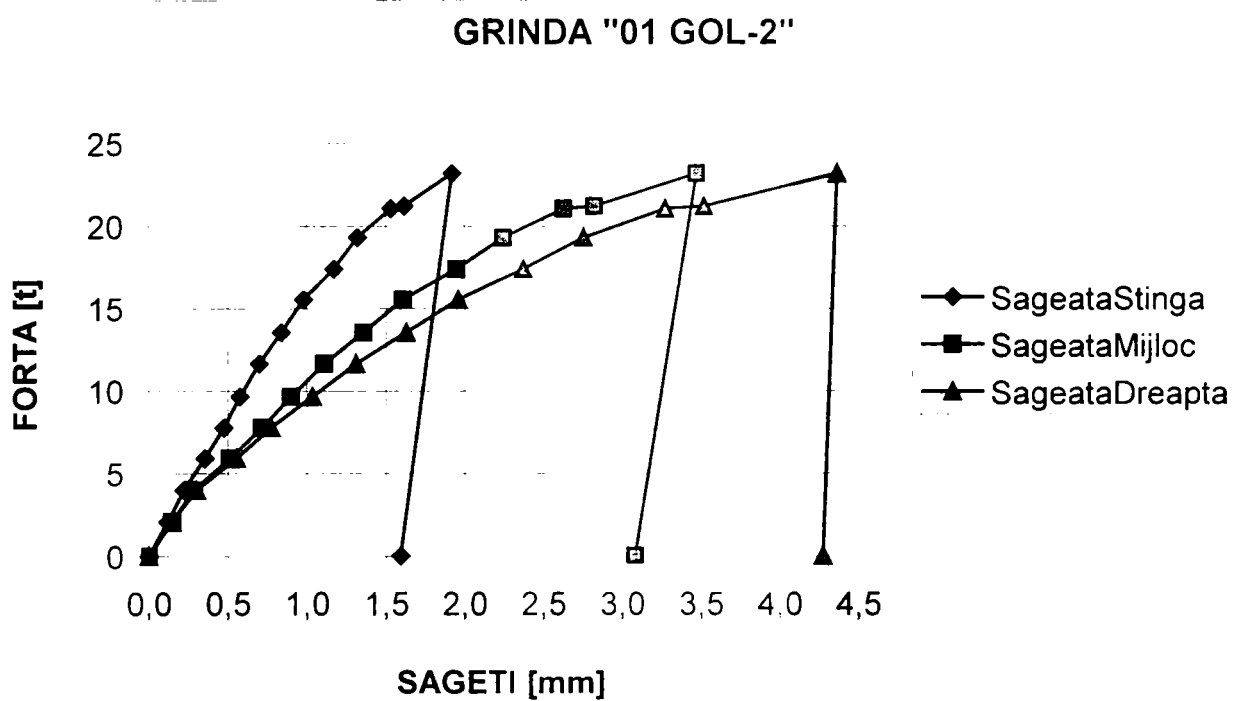


Fig.5.29. Diagramă încărcare – săgeată "01 GOL-2"

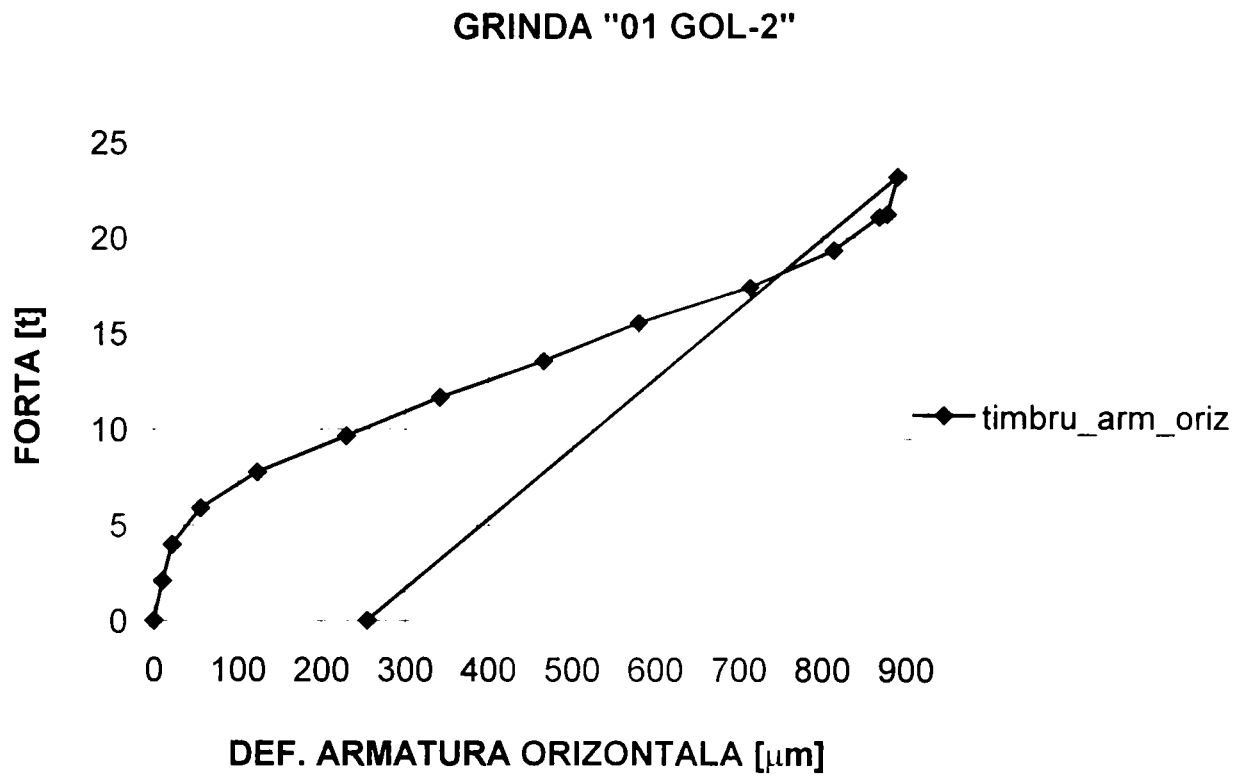


Fig.5.30. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură “01 GOL-2”

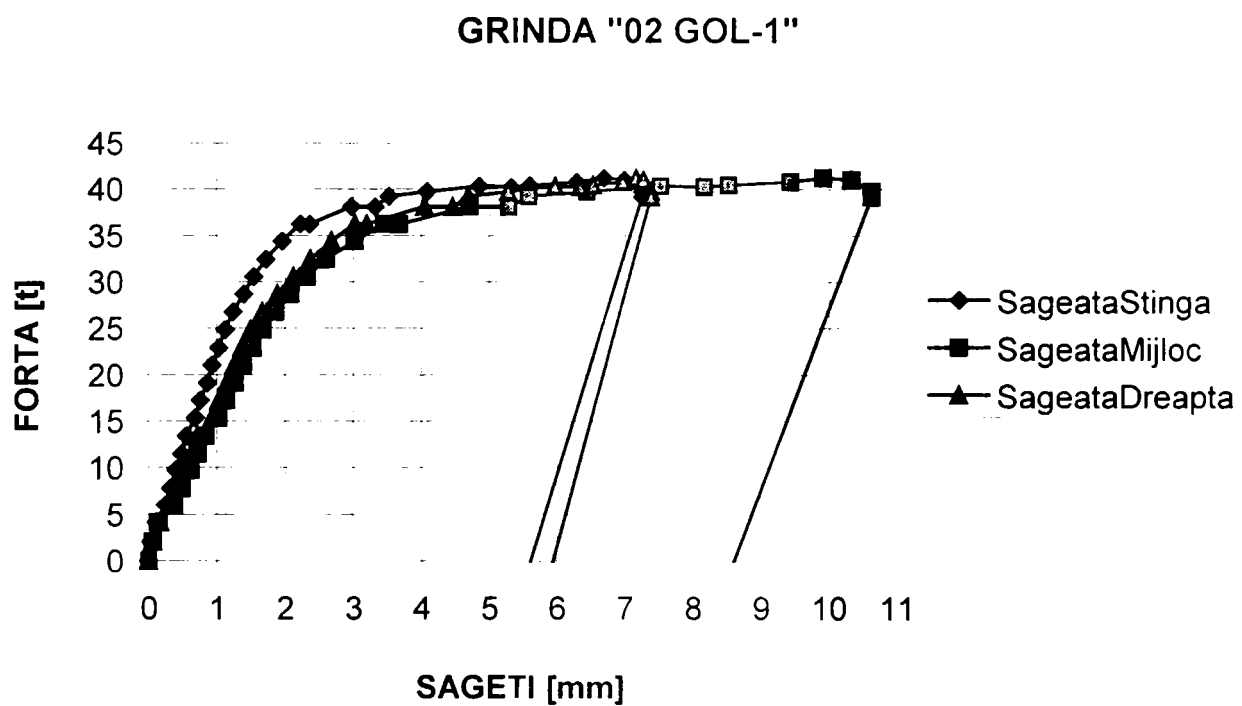


Fig.5.31. Diagramă încărcare – săgeată “02 GOL-1”

GRINDA "02 GOL-1"

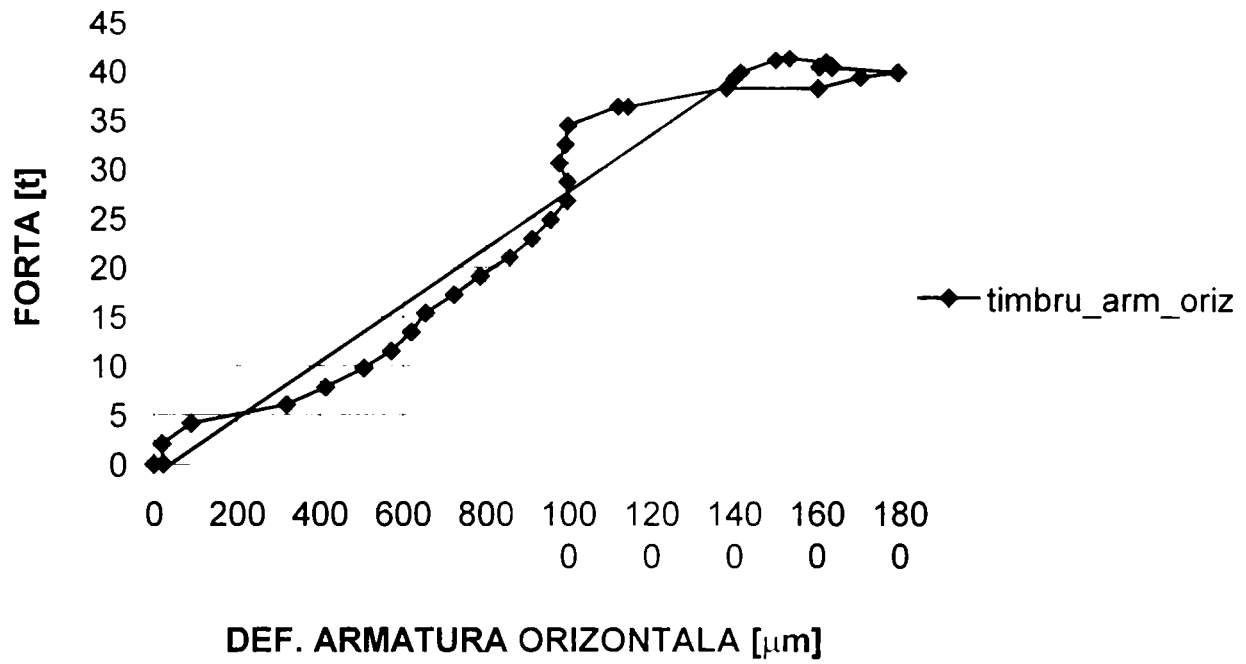


Fig.5.32. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură "02 GOL-1"

GRINDA "02 GOL-2"

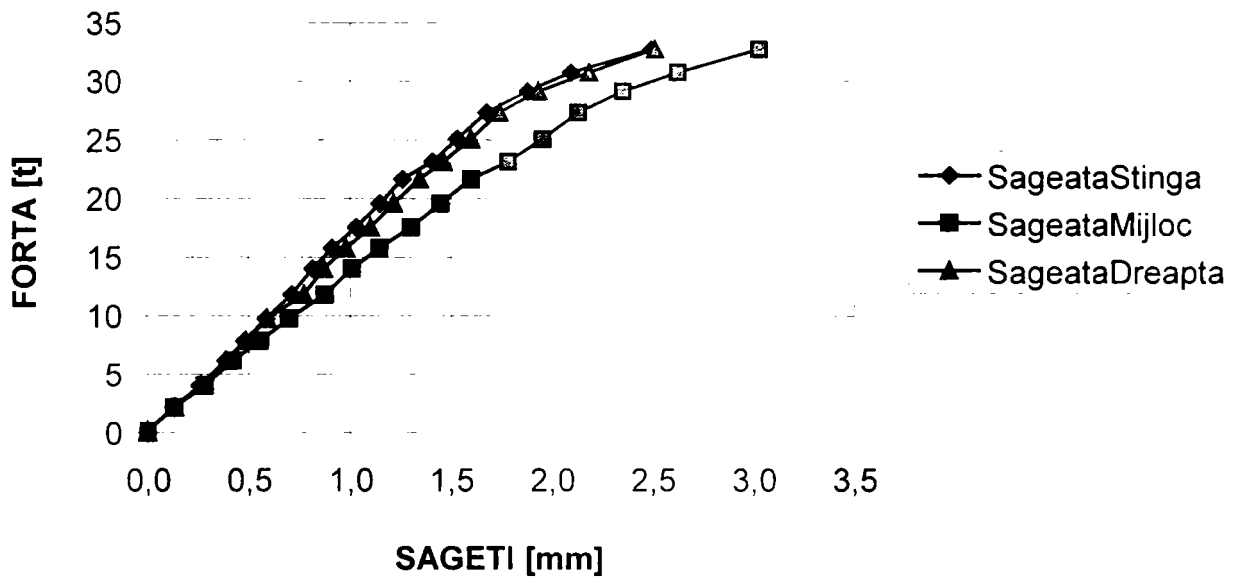


Fig.5.33. Diagramă încărcare – săgeată "02 GOL-2"

GRINDA "02 GOL-2"

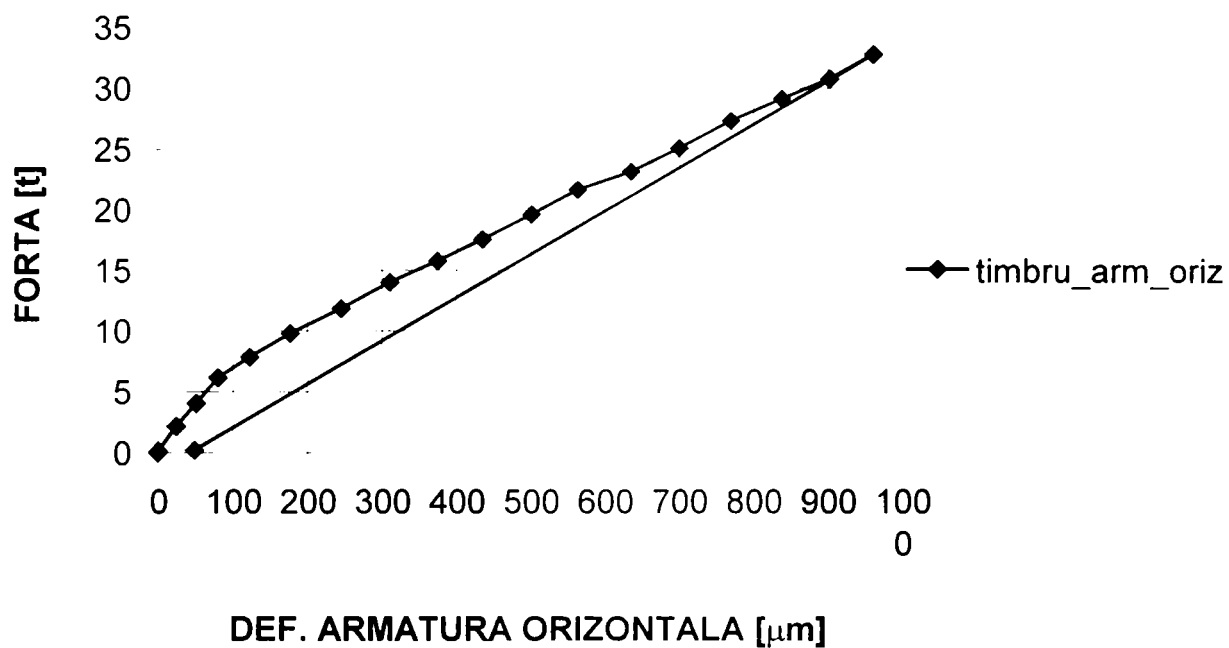


Fig.5.34. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură "02 GOL-2"

GRINDA "03 GOL-1"

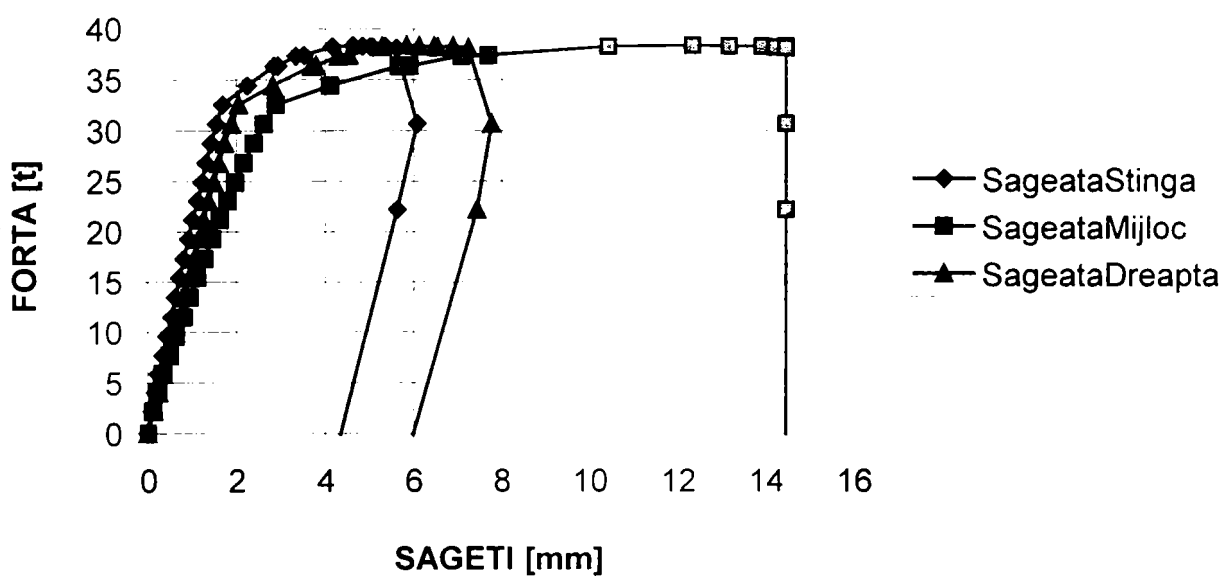


Fig.5.35. Diagramă încărcare – săgeată "03 GOL-1"

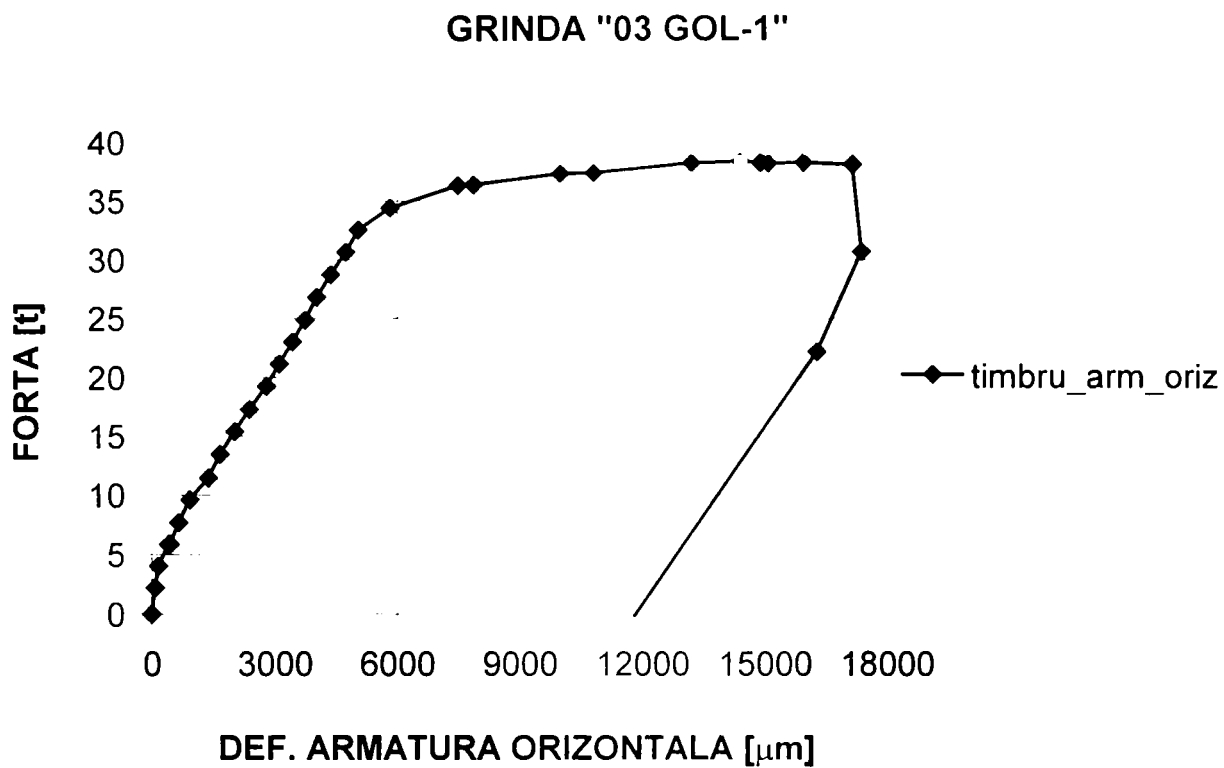


Fig.5.36. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură “03 GOL-1”

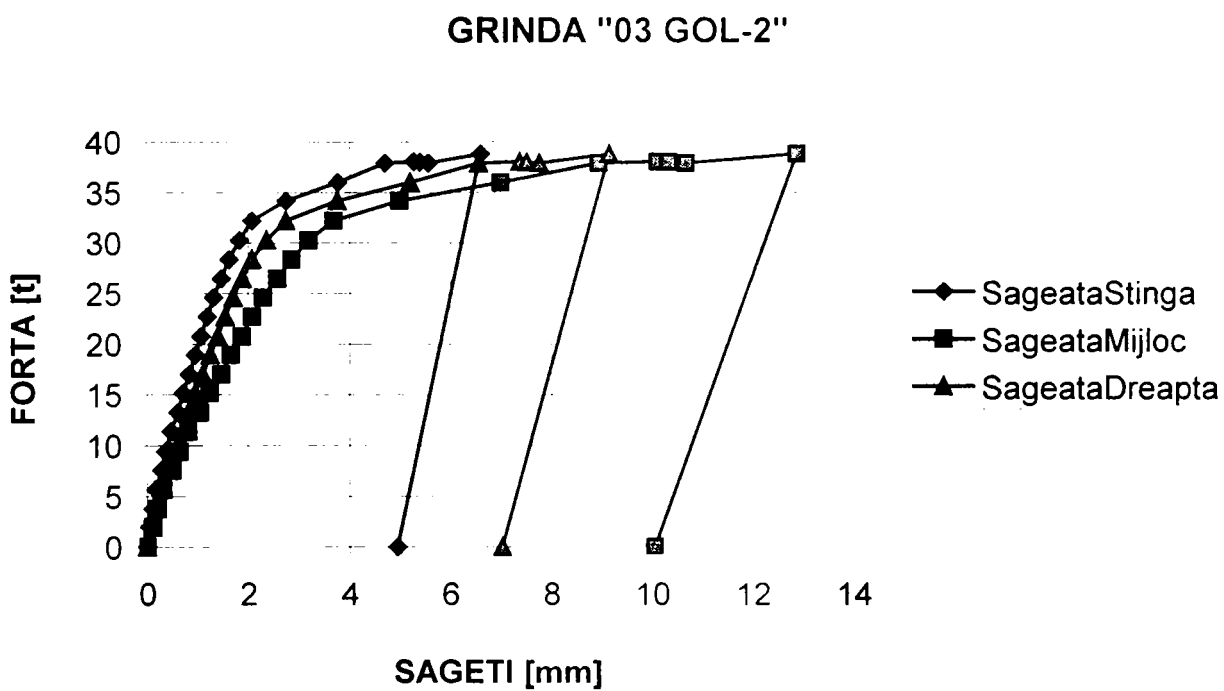


Fig.5.37. Diagramă încărcare – săgeată “03 GOL-2”

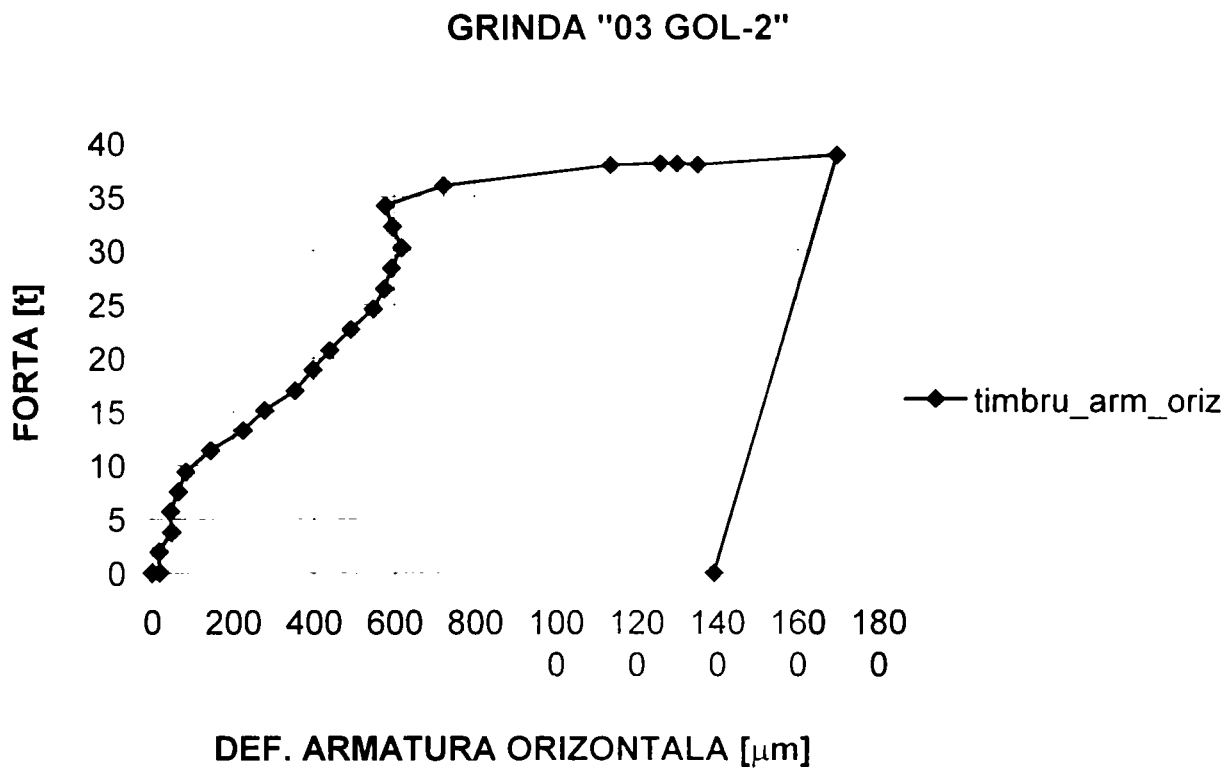


Fig.5.38. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură "03 GOL-2"

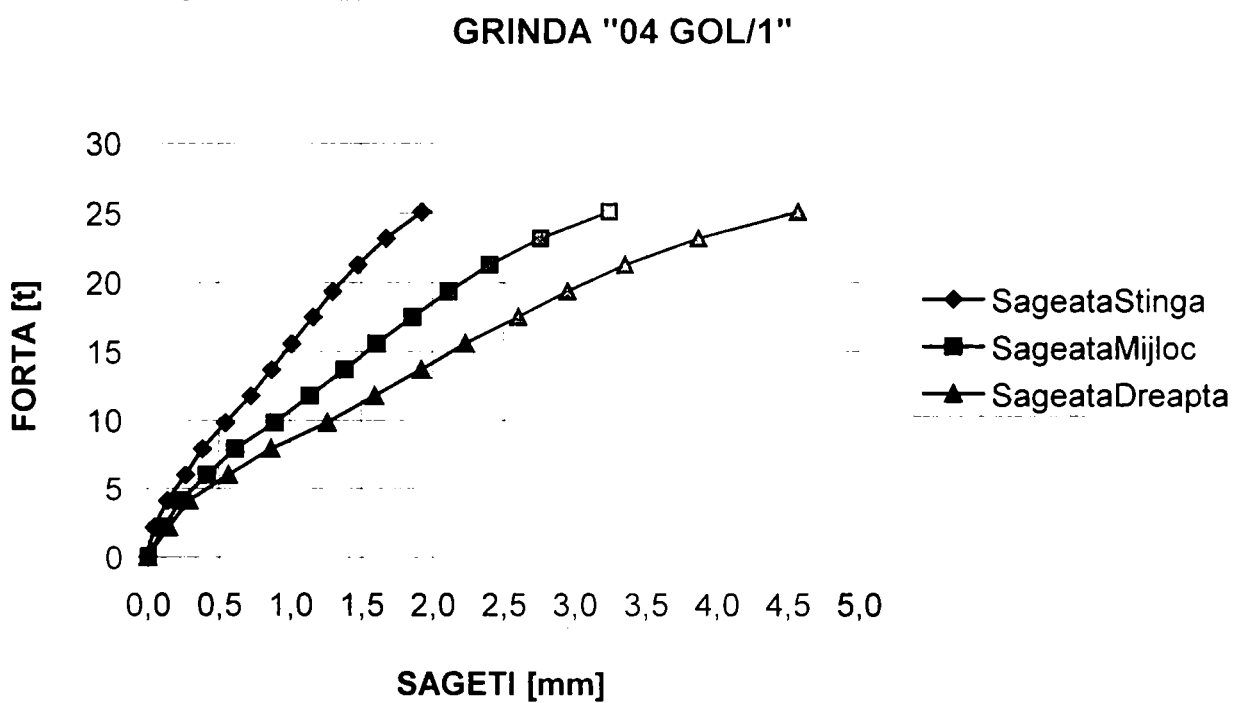


Fig.5.39. Diagramă încărcare – săgeată "04 GOL-1"

GRINDA "04 GOL/1"

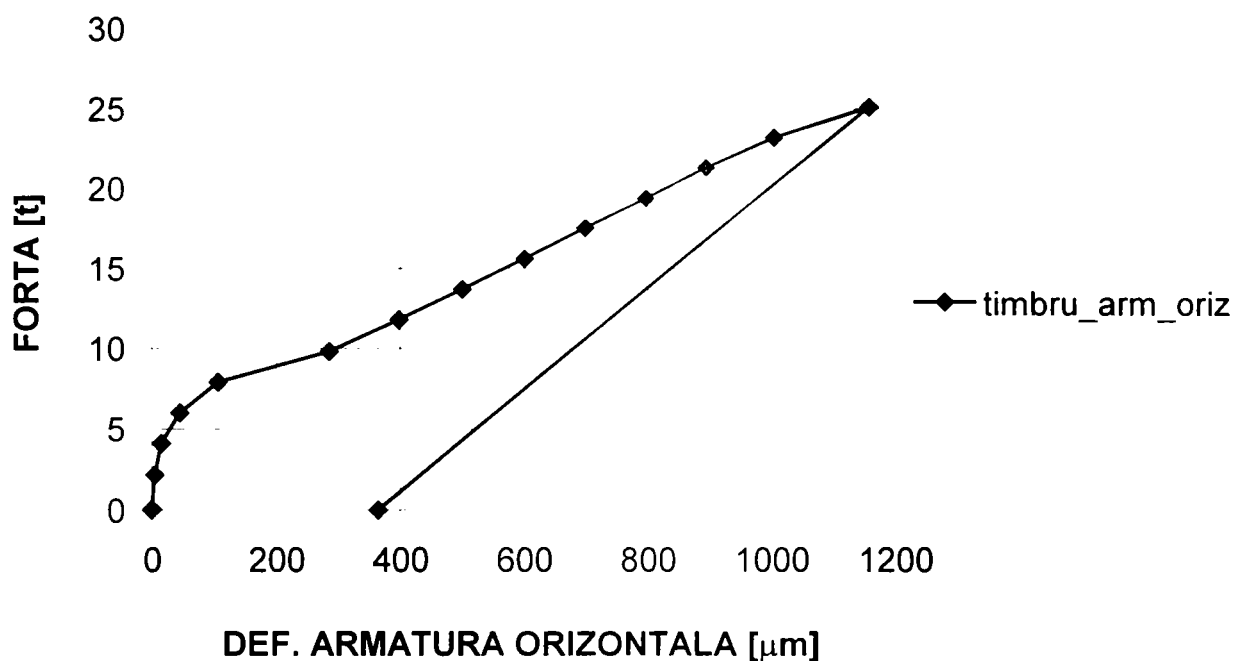


Fig.5.40. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură "04 GOL-1"

GRINDA "04 GOL-2"

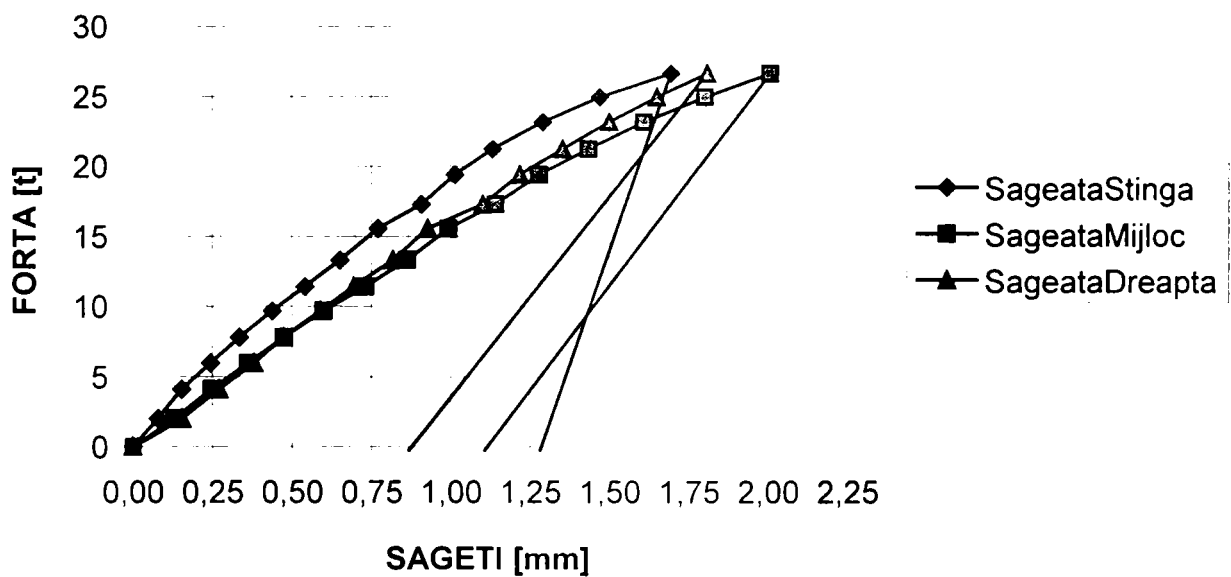


Fig.5.41. Diagramă încărcare – săgeată "04 GOL-2"

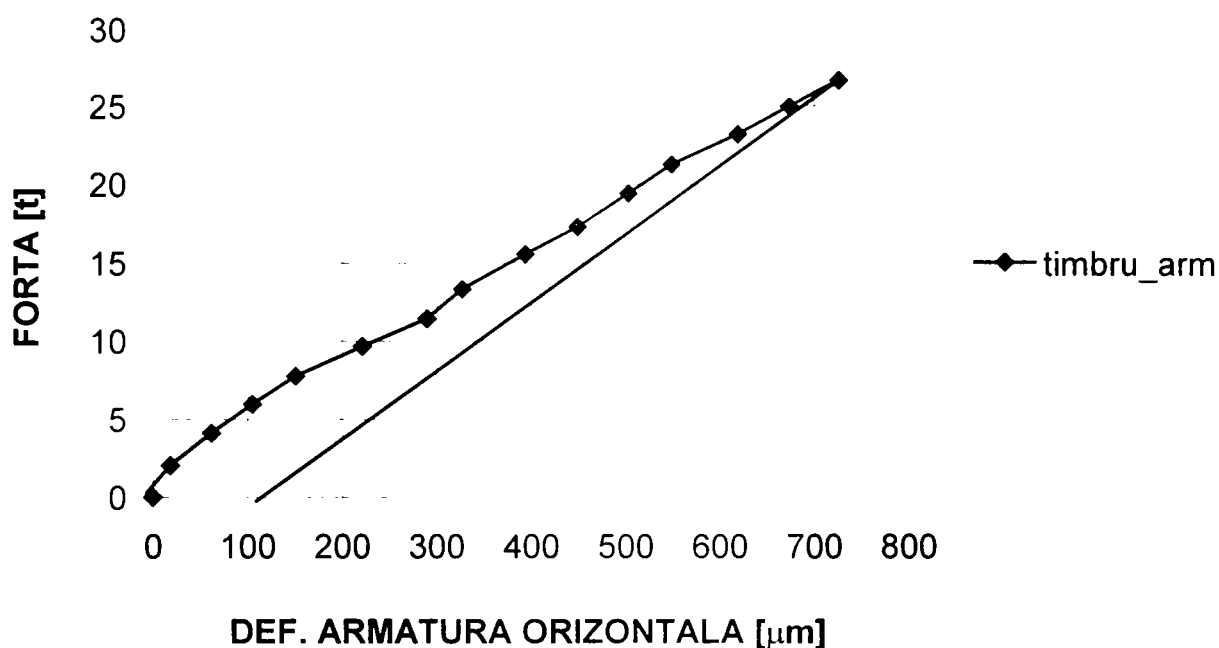


Fig.5.42. Diagramă încărcare – deformație specifică în armatură "04 GOL-2"

5.4.5. Interpretarea comparativă a rezultatelor dimensionării prin PMB și a încercărilor experimentale pentru grinda-perete

Dimensionarea prin procedeul modelelor de bare pentru fiecare tip de grindă-perete s-a făcut prin realizarea mai multe modele de bare, care au fost analizate din punct de vedere al satisfacerii cerințelor impuse de procedeul modelelor de bare (orientarea barelor să urmărească concentrarea câmpurilor de eforturi de întindere și de compresiune, modelele să aibă un număr redus de bare întinse, etc.), dintre acestea oprindu-ne asupra celui model care are lungimea minimă a barelor întinse deci o deformabilitate minimă.

Deoarece la determinarea ariilor de armătură necesară $A_{a,nec}$ (corespunzătoare eforturilor din barele întinse ale modelelor de bare) s-a utilizat rezistența de curgere a armăturii PC 52, $\sigma_{cr} = 3550 \text{ daN/cm}^2$ iar forța de calcul a fost de 35 t, după încărcarea elementelor experimentale s-a putut face o

corespondență între forța de calcul F_c și forțele de rupere F_r , luate ca medii pentru fiecare tip de element (tabelul 5.14).

Tabelul 5.14

Element	Dimensionare cu PMB		Modelare experimentală		Comparație $F_r - F_c$
	F_{calcul}	$A_{a \text{ nec}}$	F_{rupere}	$A_{a \text{ ef}}$	$\Delta F = (F_r - F_c) / F_c$
	[tone]	[cm ²]	[tone]	[cm ²]	[%]
01 PLIN	35	2,94	46	3,10	+31
01 GOL			26		-26
02 GOL			38		+8,5
03 GOL			38,15		+9
04 GOL			26,75		-23

La realizarea comparațiilor dintre modurile de comportare sub încărcări a elementelor structurale studiate s-a ținut cont și de modurile de dispunere efectivă ale armăturilor în elementele experimentale $A_{a,exp}$, respectiv de fidelitatea cu care armăturile urmăresc traseele eforturilor unitare principale de întindere din elementele solicitate.

Diferențele procentuale între valorile forțelor de cedare și valoarea încărcării la care s-a făcut dimensionarea pot fi explicate astfel:

- Creșterea de + 31% a forței de rupere în cazul grinzii-perete pline se datorează atât cantității mai mari de armătură efectiv dispusă în elementul experimental cât și aportului adus de beton în determinarea capacității portante.

- Scăderea cu 26% a forței de rupere în cazul grinzii-perete cu golul amplasat central se datorează cedării reazemului (cantitatea de armătură și modul ei de dispunere ne având nici o influență în acest caz), deci această încercare este neconcludentă în ceea ce ne privește conformarea elementului structural.

- Pentru grinzile-perete “ 02 GOL” și “ 03 GOL” creșterea forțelor de rupere față de forța teoretică de calcul (35 t) a fost aproape identică (+ 8,5%, respectiv + 9%), valorile lor fiind foarte apropiate de cea de calcul. Sporul de

capacitate portantă a elementelor experimentale se datorează sporului cantitativ dintre armătura calculată și cea dispusă efectiv.

- Scăderea cu cca. 26% a forței de rupere în cazul grinzii-perete cu golul amplasat în extremitatea acesteia s-ar fi putut evita dacă modelul de bare propus ar fi fost suficient de rafinat (ca în cazul precedent) iar în zona de deasupra golului ar fi fost dispusă măcar o bară care să poată prelua întinderile din această zonă.

5.4.6. Analiza numerică neliniară cu programul „BIOGRAF”

Deoarece în timpul încercărilor experimentale forțele la care au cedat elementele „01 GOL” și „04 GOL” au fost sub valoarea forței de calcul ($F = 35$ t) s-a considerat necesară modelarea numerică și analiza neliniară a tuturor elementelor experimentale în vederea simulării pe calculator a încercărilor propriu-zise.

Analiza numerică neliniară s-a efectuat cu programul “BIOGRAF”, prin utilizarea metodei elementelor finite. S-a analizat pe de-o parte modul de apariție și de propagare a fisurilor iar pe altă parte valorile forțelor de rupere ale elementelor experimentale modelate. În Tabelul 5.15 sunt prezentate forțele de rupere rezultate din analiza cu programul “BIOGRAF”, comparativ cu cele rezultate prin încercarea experimentală iar în figurile 5.43 – 5.47 sunt redată releveele fisurilor.

Examinând comparativ releveele fisurilor rezultate prin cele două metode (figurile 5.14 – 5.18, respectiv figurile 5.43 – 5.47) și valorile din Tabelul 5.15 se observă că apariția și dezvoltarea fisurilor în ambele cazuri sunt similare iar valorile forțelor de rupere sunt foarte apropiate, excepție făcând doar elementul experimental „01 GOL” la care în timpul încercărilor experimentale nu s-a atins limita de curgere în armături, cedarea producându-se prin zdrobirea betonului de deasupra reazemelor. Totuși, urmărind modul de dezvoltare a fisurilor pentru acest element, în figura 5.15 (experiment) și în figura 5.44 (analiză numerică) se

constată că până în momentul cedării fisurile sunt identice, în consecință valoarea forței de rupere rezultată din modelarea numerică ar fi putut fi atinsă experimental în cazul unei cedări prin curgerea armăturii întinse.

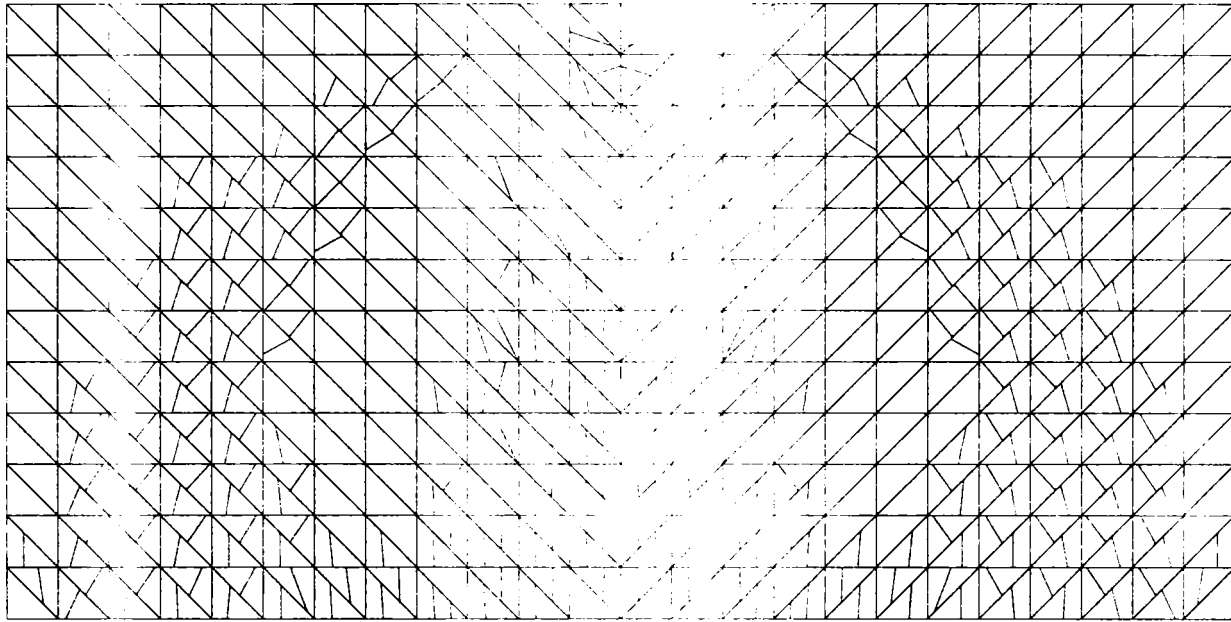


Fig.5.43. Releveul fisurilor grinda perete "01 PLIN"

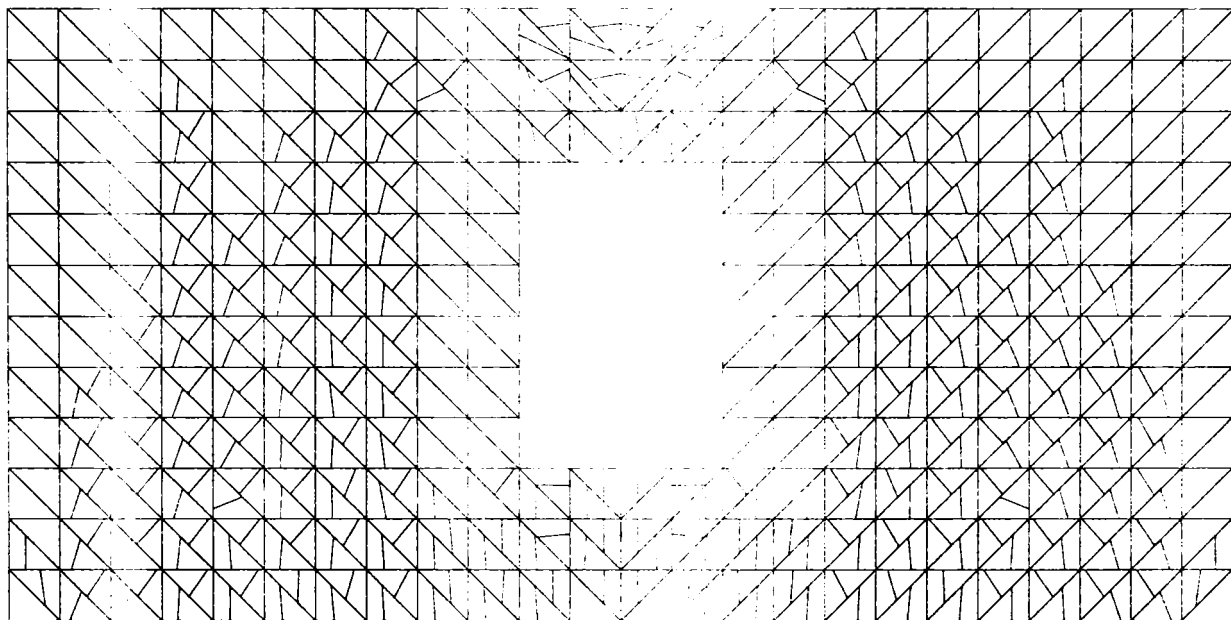


Fig.5.44. Releveul fisurilor grinda perete "01 GOL"

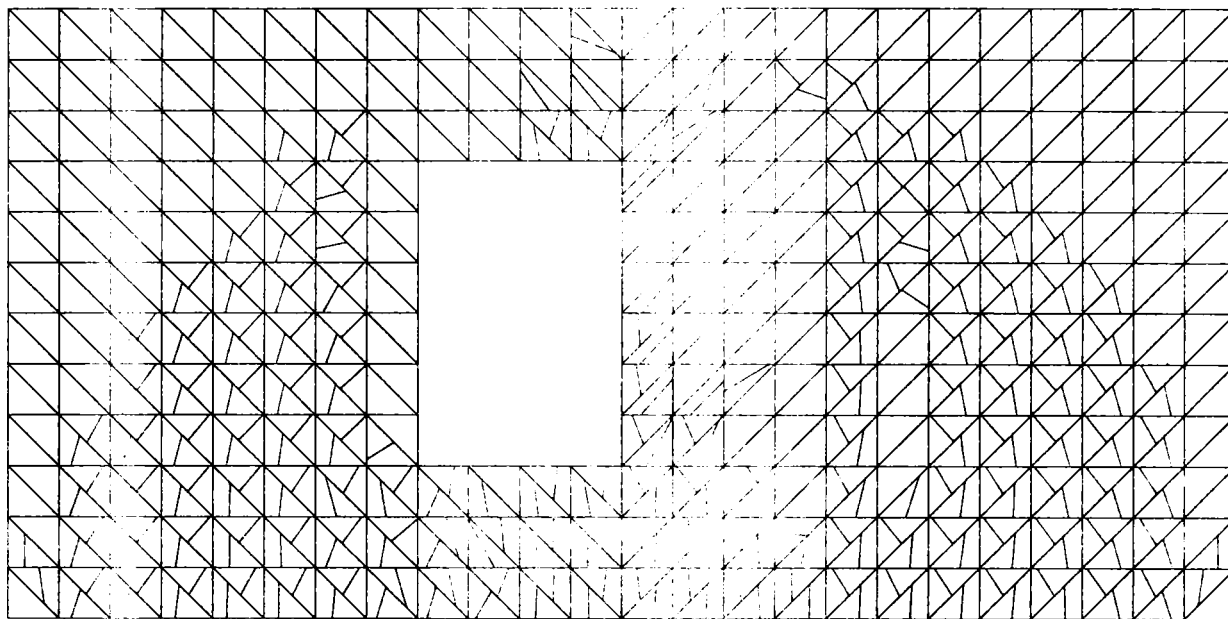


Fig.5.45. Reveul fisurilor grinda perete "02 GOL"

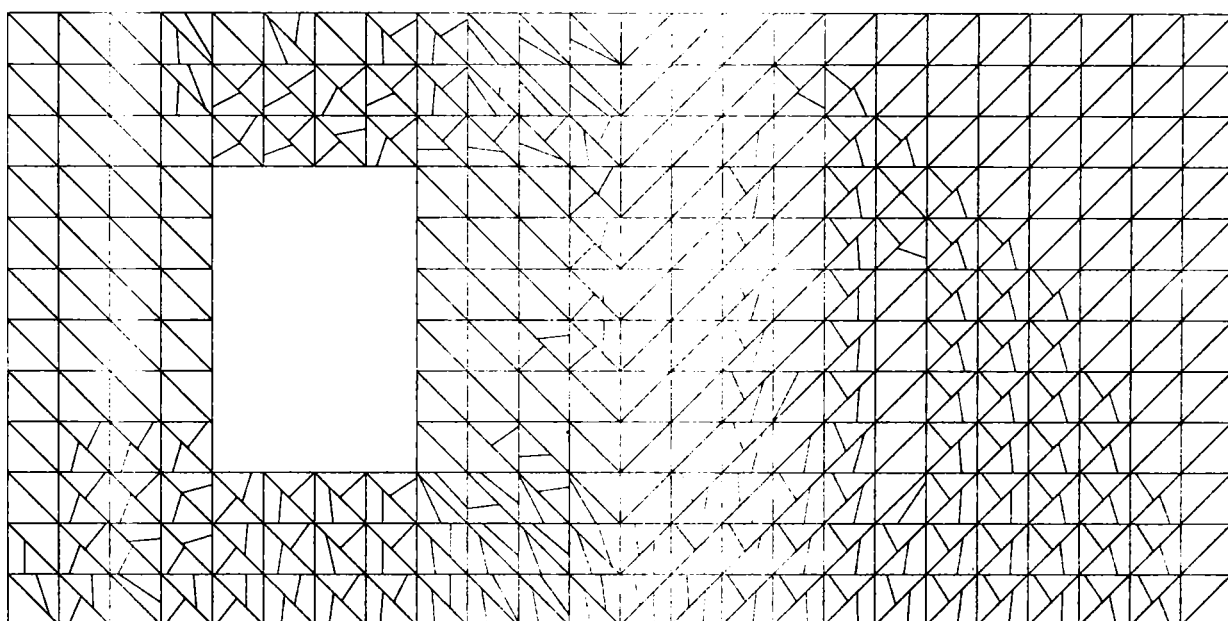


Fig.5.46. Reveul fisurilor grinda perete "03 GOL"

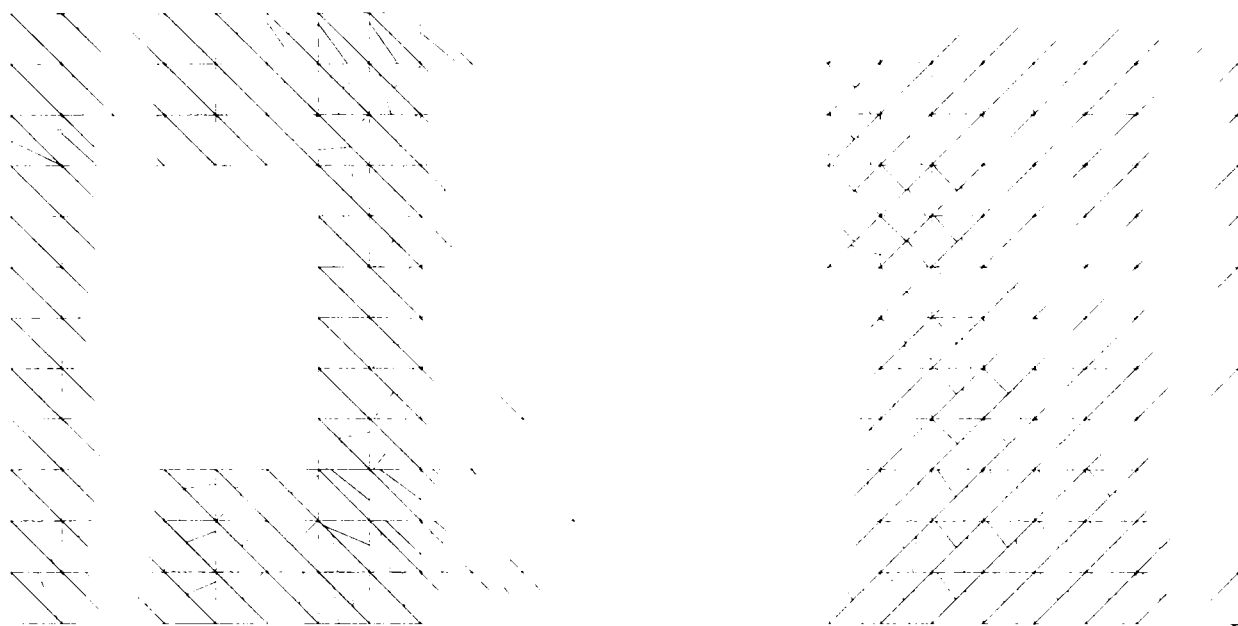


Fig.5.47. Releveul fisurilor grinda perete "04 GOL"

În concluzie, pentru elementele la care cedarea s-a produs prin curgerea armăturii, forțele de cedare rezultate din încercarea experimentală sunt aproape identice cu cele rezultate din analiza cu programul "BIOGRAF" iar releveele fisurilor sunt identice.

Tabelul 5.15

Element experimental	Forța de rupere [t]		Observații referitoare la modul de cedare a elementului experimental
	Experiment	Analiza cu "BIOGRAF"	
01 PLIN_2	48	52	Ruperea s-a produs prin curgerea armăturii întinse.
01 GOL_2	28	51	Se produce cedarea zonei de beton de deasupra reazemului.
02 GOL_1	40	49,7	Ruperea s-a produs prin curgerea armăturii, odată cu cedarea betonului din zona de dedeasupra golului.
03 GOL_1	37,5	36,5	Ruperea s-a produs prin curgerea armăturii întinse.
04 GOL_2	27	28	Ruperea s-a produs prin cedarea la forță tăietoare, printr-o fisură diagonală a zonei de beton de dedesubtul și deasupra golului.

Dacă despre grinda-perete „01 GOL” se poate spune că diferența dintre valoarea forței de calcul (35 t) și cea la care aceasta a cedat (28 t) se datorează erorilor din timpul încercărilor experimentale (valoarea forței de rupere în cazul modelării numerice fiind aproape de cea rezultată pentru grinda-perete plină), pentru „04 GOL” diferența în minus apărută între valorile forțelor de rupere (27 t) și valoarea forței de calcul (35 t) se datorează deficienței modelului de bare ales pentru modelarea elementului structural (lipsa unei bare care să preia întinderile din zona de deasupra golului), acest lucru fiind reflectat de modelarea numerică, care a dat aproximativ aceeași valoare a forței de rupere (28 t).

5.4.7. Concluzii asupra încercărilor experimentale

În urma încercărilor experimentale, ținând cont de valorile forțelor în momentul cedării și de modurile de rupere ale elementelor studiate, s-au desprins următoarele concluzii:

- Cele cinci tipuri diferite de elemente experimentale nu au avut o comportare identică în timpul încercărilor deși cantitatea de armătură dispusă în zona inferioară centrală (zona întinsă) a fost aceeași.

- În marea lor majoritate, elementele experimentale au cedat la valori ale încărcării peste valoarea forței de calcul. Acest lucru este datorat prezenței în zona întinsă a unei cantități mai mari de armătură decât cea calculată ($A_{a\text{ ef}} = 3,10 \text{ cm}^2 > A_{a\text{ nec}} = 2,94 \text{ cm}^2$) și, în plus existența barelor de armătură din plasele dispuse constructiv pe ambele fețe ale elementelor experimentale.

- Elementul plin a avut capacitatea portantă cea mai mare, celelalte ajungând doar la cca. 80% din această valoare.

- Elementul cu gol central a cedat prin zdrobirea reazemului la o valoare a încărcărilor mult inferioară capacității portante pentru care s-a dimensionat.

- Elementul cu golul amplasat în poziție intermediară, între golul central și golul extrem, s-a rupt prin curgerea armăturii întinse și cedarea betonului

comprimat de deasupra golului, la valori inferioare forței de rupere a peretelui plin. Explicația constă în reducerea zonei comprimate.

- Elementul cu golul situat la extremitatea peretelui a cedat la tăiere datorită lipsei unor armături necesare preluării eforturilor principale de întindere, la o forță inferioară celorlalte elemente.

Ca o **concluzie generală**, se poate afirma că prezența golului nu a influențat semnificativ cantitatea de armătură rezultată în partea inferioară a peretelui din calculul cu procedeul modelelor de bare, armarea rezultată fiind aproximativ aceeași, indiferent de poziția golului.

Totodată trebuie semnalată prezența unor eforturi de întindere în zona reazemelor, eforturi ce trebuie preluate printr-o armare locală corespunzătoare ce trebuie să țină seama de alcătuirea peretelui și de prezența și poziția golului.

Comparând modelele de bare alese cu modelele experimentale încercate s-a observat că, în funcție de afinitatea modelului de bare ales pentru a configura starea de eforturi reală din fiecare tip de grindă–perete, modelele experimentale (armate conform modelării numerice) s-au comportat diferit în timpul încărcărilor experimentale, ruperea realizându-se în diverse moduri și la diferite încărcări, unul dintre motive fiind și condițiile de lucru.

Un factor care influențează comportarea sub încărcări a elementelor experimentale este buna corelare dintre conformarea standului de încercări și modul teoretic de încărcare, în cazul unei foarte bune corespondențe între realitate și teorie comportarea elementelor încercate experimental fiind foarte apropiată de cea preconizată prin modelarea numerică.

Un bun exemplu în dovedirea acestui lucru îl constituie faptul că pentru modelul de bare care nu este suficient de fidel stării reale de eforturi (vezi grinda-perete „04 GOL” pentru care cantitatea de armătură rezultată din modelarea prin PMB a fost mult mai mică decât la celelalte elemente) nici modul de comportare sub încărcări nu se poate preconiza cu exactitate, astfel încât creșterea cantitativă a armăturii din acest element experimental față de cea

din modelarea numerică nu se reflectă într-o creștere la fel de spectaculoasă a valorii forței de rupere.

De asemenea se poate afirma că diferențele între calcul și rezultatele experimentale variază, în funcție de modul de apreciere a modelului optim de bare, între 9 % pentru grinda “03 GOL ” și 31 % pentru grinda “01 PLIN”, această metodă de calcul fiind foarte aproape de realitate pentru grinzile–perete cu goluri, elementele structurale cu evidente discontinuități statice și geometrice.

Prin cele prezentate mai sus se confirmă faptul că **procedeul modelelor de bare** se poate utiliza la calculul și conformarea elementelor structurale cu discontinuități geometrice sau statice, deoarece pentru acestea diferențele între calcul și experiment sunt foarte mici, prin utilizarea procedurii modelelor de bare putându-se intui cu o bună acuratețe comportarea reală din timpul încercărilor experimentale.

6.1. Concluzii

În mod curent, calculul tradițional al elementelor structurale din beton armat se face în baza unor ipoteze simplificatoare, cea mai importantă fiind ipoteza secțiunilor plane, a lui Bernoulli. Cu toate acestea, există zone din structurile sau elementele structurale din beton armat în care această ipoteză își pierde valabilitatea, zonele respective primind denumirea generică de **zone de discontinuitate geometrică, statică sau de material**.

Tocmai pentru aceste zone, în care aplicarea metodelor tradiționale de calcul se face pe baze mai mult sau mai puțin empirice, s-a dezvoltat procedeul modelelor de bare, care se bazează pe modul real de scurgere a încărcărilor prin elementele supuse diferitelor solicitări.

Propus și dezvoltat inițial ca un procedeu de proiectare manuală, care se baza pe experiența și intuiția inginerescă în trasarea scurgerii eforturilor prin elementul structural, **procedeul modelelor de bare** este la ora actuală un **procedeu rapid**, care combină cunoștințele ingineresti în domeniul comportării structurilor cu cele legate de utilizarea calculatorului ca instrument de calcul și de proiectare asistată. Proiectantul se **folosește de direcțiile eforturilor principale** obținute dintr-o analiză statică în domeniul elastic pentru a **concepe un sistem de bare**, de regulă static determinat, **ce urmărește traseele eforturilor principale de întindere și de compresie** din câmpul de tensiuni plane și care, ulterior este analizat și dimensionat cu metodele specifice.

Un imbold în demararea și apoi în continuarea cercetărilor l-a constituit faptul că pe plan mondial preocupările în domeniul au luat amploare (așa după cum se poate observa și din lista bibliografică cuprinsă în capitolul 7) iar la noi

în țară calculul și dimensionarea elementelor structurale cu discontinuități statice și geometrice cu procedeul modelelor de bare era mai puțin cunoscut.

Obiectul lucrării de față îl constituie calculul și alcătuirea elementelor și structurilor din beton armat cu discontinuități statice și geometrice cu ajutorul procedeului modelelor de bare și are la bază cercetările teoretice și experimentale întreprinse de autor ce au urmărit elucidarea unor probleme privind dimensionarea și conformarea elementelor și structurilor din beton armat.

În capitolul 1 sunt prezentate **zonele de discontinuități statice, geometrice și de material** existente în structurile și în elemente structurale din beton armat precum și efectul perturbator pe care acestea le au în modul de distribuție a eforturilor unitare.

Capitolul 2 al lucrării este dedicat în întregime **metodelor tradiționale de calcul și de dimensionare a elementelor structurale din beton armat**. Astfel, după prezentarea la punctele 2.1 și 2.2 a evoluției în timp a metodelor de calcul și a principiilor fundamentale ale acestora, în cadrul punctelor 2.3 și 2.4 este prezentat calculul la starea limită de rezistență în secțiuni normale și în secțiuni înclinate pentru elementele structurale din beton armat, în conformitate cu prescripțiile românești de proiectare.

În capitolul 3 se prezintă **procedeul modelelor de bare ca alternativă a calculului tradițional în proiectarea elementelor structurale din beton armat care au discontinuități statice sau geometrice**.

Pentru început sunt prezentate principiile de bază ale acestui procedeu, situațiile în care este indicat a fi aplicat și sunt **sistemizate etapele de proiectare** ce trebuie parcurse.

Etapele de proiectare cu ajutorul procedeului modelelor de bare (prezentate în capitolul 3.2) implică rezolvarea în stadiul elastic a stării de tensiune din elementul structural, înlocuirea elementului cu așa-numitele modele de bare (alcătuite din sisteme de bare dispuse pe direcțiile principale ale traseelor eforturilor unitare de întindere și de compresiune, static determinate și

încărcate corespunzător structurii reale), dimensionarea și verificarea barelor și a nodurilor și, în final, armarea și conformarea în detaliu și în ansamblu a elementului structural (prezentată în capitolul 3.6), ținând cont de faptul că barele întinse ale modelului trebuie înlocuite cu bare de armătură iar cele comprimate configurează zone comprimate în beton.

La punctul 3.3 se prezintă în detaliu modul de **delimitare a zonelor de discontinuități statice și geometrice** (așa numitele subdomenii de tip “D”) de zonele în care ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli este valabilă (subdomeniile de tip “B”) pe diferite tipuri de elemente și structuri din beton armat, caracteristicile acestora, felul în care pot fi modelate solicitările, reacțiunile sau forțele direct aplicate și modul de cuplare a subdomeniilor.

Deoarece în **modelarea cu bare** a elementelor structurale din beton armat se utilizează **diferite tipuri de bare și de noduri**, în capitolele 3.4. și 3.5. acestea sunt tratate pe larg, prezentându-se **criteriile de dimensionare a barelor comprimate de beton și a celor întinse de armătură** și modul de **verificare a diferitelor tipuri de noduri**, aceste criterii fiind aplicabile oricăror structuri sau elemente structurale din beton armat.

În urma **studiului** întreprins de autor **asupra publicațiilor** existente în **țară și în străinătate**, în capitolul 3.7. se face **sistematizare** a acestora, prezentându-se unele dintre cele mai spectaculoase realizări din domeniul modelării structurilor, a proiectării asistate de calculator și a încercărilor experimentale efectuate până în prezent cu procedeul modelelor de bare.

În cele ce urmează se prezintă o **sinteză originală**, realizată de autorul lucrării de față, referitoare la **temele de cercetare** considerate a fi de o deosebită **importanță în vederea dezvoltării și perfecționării proiectării cu procedeul modelelor de bare**, respectiv:

- verificări experimentale pe elemente conformate cu ajutorul procedeului modelelor de bare:
- verificări teoretice și experimentale ale zonelor de reazem, concretizate prin rezultate referitoare la rezistența la compresie a betonului, orientarea

barelor modelului, efectele fisurilor înclinate, calitatea și poziția armăturilor, realizarea ancorării armăturii;

- cunoașterea corectă a mecanismului de cedare a elementelor din beton armat în vederea obținerii unor modele de calcul ușor de aplicat;

- perfectarea unor programe pentru proiectarea asistată de calculator cu procedeul modelelor de bare;

- găsirea unor modalități simple de verificare a subdomeniilor de tip "B" și "D" ale elementelor aflate în stadiul de serviciu (exploatare);

- includerea procedurii în normativele de proiectare prin crearea unor bănci de date conținând seturi de modele unice pentru detalii comune;

- utilizarea unor programe de analiză neliniară pentru studiul zonelor definite în procedeul modelelor de bare, prin care să se urmărească comportarea elementelor până la rupere, luându-se în considerare efectele neliniare din betonul armat.

Din cele prezentate în capitolele 4 și 5 ale lucrării de față, se poate concluziona că autorul a încercat și reușit să rezolve câteva din problemele pe care le-a considerat strict necesare dezvoltării procedurii modelelor de bare.

Astfel, în capitolul 4 este prezentată una dintre **realizările importante** din domeniul **proiectării asistate de calculator cu procedeul modelelor de bare**, la care autorul și-a adus contribuția, respectiv programul de calcul „PMB” ce facilitează proiectarea elementelor și structurilor din beton armat cu ajutorul procedurii modelelor de bare și care a fost elaborat în colaborare cu un colectiv de cadre didactice de la Facultatea de Construcții – Arhitectură din Timișoara (vezi capitolul 4.1.), sub conducerea domnului Prof. Dr. Ing. Stoian Valeriu.

Programul performant de calcul automat „PMB” reduce mult durata de lucru în calculul cu procedeul modelelor de bare deoarece, varianta implementată pe calculator a acestuia lansează (prin activarea opțiunilor din meniul specific <PMB> al mediului grafic AutoCAD) o serie de subrutine de calcul ce facilitează stabilirea modelului de bare pe baza imaginii stării plane de tensiuni din element și dimensionarea rapidă a barelor modelelor, ducând la

verificarea mai simplă a nodurilor și la optimizarea cantității de armătură din barele întinse ale modelului.

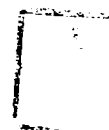
În capitolul 4.1.1 a lucrării de față este reprodusă o demonstrație practică a aplicării programului de calcul “PMB” pentru un element structural caracterizat prin faptul că este în totalitate constituit din subdomenii de tip “D”, respectiv o grindă-perete cu un gol încărcată cu forțe concentrate. Forma de prezentare este o serie de imagini-ecran ale etapelor specifice lucrului cu programul “PMB” sub mediul grafic AutoCAD.

Din prezentare se poate deduce facilitatea cu care acest program trece peste multe din etapele ce trebuie parcurse în utilizarea procedurii modelelor de bare la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat, calculul automat oferind proiectantului posibilitatea analizării rapide a mai multor modele de bare create pentru același element structural și a alegerii celui considerat optim din punct de vedere al armării și conformării practice.

Dintre **exemplele de proiectare asistată** prin procedurii modelelor de bare, realizate de autor pe diverse elemente structurale cu discontinuități statice și geometrice, în capitolul 4.2. sunt prezentate cele la care **studiile** care s-au focalizat, odată cu **conformarea elementului și asupra verificărilor teoretice ale zonelor comprimate din vecinătatea reazemelor și a modului de realizare a ancorării armăturilor.**

Aceste exemple, ale căror rezultate s-au concretizat **într-un original punct de vedere al autorului** asupra conformării anumitor zone ale elementelor structurale prin utilizarea procedurii modelelor de bare, au fost incluse ca și capitol distinct într-un volum editat sub efigiile Proiectului TEMPUS – PHARE [7], după ce au fost prezentate și analizate cu ocazia Seminarului “EUROCODE 2 – Exemple de calcul” de la Timișoara, în iulie 1994.

În capitolul 4.3.1 sunt redată modurile de conformare locală, prin procedurii modelelor de bare, pentru zonele de discontinuități statice și geometrice specifice unui capăt de grindă încărcată cu o forță concentrată și a unui nod central de cadru din beton armat iar în capitolul 4.3.2. sunt prezentate



rezultatele unor studii teoretice comparative referitoare la **proiectarea cu metodele tradiționale și prin aplicarea procedurii modelelor de bare** pentru o grindă simplu rezemată, încărcată cu forțe concentrate și pentru un perete structural lamelar din beton armat.

În capitolul 5 se prezintă o serie de încercări experimentale și modelări numerice realizate de autor în scopul finalizării unor **studii comparative de modelări numerice - verificări experimentale** ale teoriei **proiectării și conformării elementelor structurale** din beton armat cu discontinuități statice și geometrice **prin procedeul modelelor de bare**.

Concluziile reieșite în urma acestor studii comparative sunt de natură să **confirme** faptul că **proiectarea elementelor structurale în zonele de discontinuități statice și geometrice este deficitară în normele de calcul tradițional**, secțiunea idealizată de beton pe care se face calculul neputând modela corect starea reală de solicitare din întregul element structural și neluând în considerare perturbările ce apar datorită discontinuităților în traiectoriile de scurgere a eforturilor prin aceste zone iar calculul se bazează pe ipoteza secțiunilor plane care nu este perfect valabilă în toate punctele structurii.

Din aceleași studii și cercetări experimentale întreprinse se poate **concluziona** că **aplicarea procedurii modelelor de bare la elementele cu discontinuități statice și geometrice** (cazul consolei scurte cu vută prezentată în capitolul 5.23), pentru care normele de proiectare acoperă prin prescripții constructive unele neajunsuri ale calculului tradițional **este justificat**, rezultatele încercărilor experimentale arătând că, dacă modelul de bare este ales în concordanță cu starea de eforturi, atunci experimentele confirmă într-o foarte mare măsură calculele.

Pentru elementele structurale complexe studiate, pentru care calculul cu metodele tradiționale este fie mai laborios (cazul peretelui structural plin sau al riglei de cuplare din peretele structural cu goluri) fie nu acoperă în întregime structura (cazul grinzilor-perete cu gol amplasat arbitrar sau al nodurilor de cadre), **procedeul modelelor de bare este o alternativă viabilă**, care conduce

la **armări foarte apropiate**, din punct de vedere **antitativ**, cu cele date de metodele tradiționale, dar **timpul necesar proiectării este mult diminuat** iar **conformarea elementului structural se face mult mai aproape de modul real de comportare sub încărcări**, armăturile dispuse în acest caz urmărind îndeaproape traseele eforturilor principale de întindere.

Concluzia generală este că proiectarea cu ajutorul modelelor de bare reprezintă un **procedeu modern**, care constituie în același timp o **modalitate de verificare în detaliu și în ansamblu** a structurilor și elementelor structurale din beton armat, **chiar și în zonele de discontinuități statice și geometrice**, zone în care metodele tradiționale de calcul nu sunt consistente, dând rezolvări mai mult sau mai puțin empirice, bazate pe ipotezele simplificatoare generale care nu sunt întotdeauna aplicabile în orice punct al structurii sau elementului din beton armat.

Pentru a întări concluziile pozitive reieșite din studiile și cercetările efectuate și **pentru a dezvolta mai mult concepția** proiectării elementelor structurale cu discontinuități statice și geometrice și în procedeul modelelor de bare, autorul **preconizează ca în viitor să se realizeze extinderea analizei numerice și în domeniul neliniar**, prin îmbunătățirea performanțelor programului de calcul "PMB" și utilizarea unor programe de analiză neliniară, prin care **să se urmărească comportarea elementelor până la rupere** (ținând cont totodată și de efectele neliniare din betonul armat).

De asemenea se are în vedere ca prin **viitoare cercetări teoretice și experimentale** să se reușească cunoașterea mai corectă a mecanismului de cedare a elementelor din beton armat în vederea **obținerii** unor modele de calcul ușor de aplicat și chiar a **unor seturi de modele comune**, utilizabile pentru detaliile similare aflate în diferite elemente structurale sau structuri din beton armat.

6.2. Contribuții personale

Principalele contribuții aduse de autor în lucrare constau în:

- realizarea unei **sistematizări a studiilor teoretice și experimentale existente** pe plan mondial și în țară privind modul de aplicare a procedurii modelelor de bare;
- **analiza situațiilor în care este utilă** aplicarea procedurii modelelor de bare;
- **sistematizarea etapelor de aplicare** a acestei proceduri;
- **elaborarea programului de calcul automat "PMB"**, util proiectării cu ajutorul procedurii modelelor de bare;
- **efectuarea de studii teoretice comparative** între proiectarea elementelor structurale din beton armat cu metodele tradiționale de calcul și proiectarea cu procedurii modelelor de bare;
- **efectuarea de încercări experimentale pe elemente proiectate cu ajutorul procedurii modelelor de bare** în vederea obținerii unui control al rezultatelor;
- realizarea de **studii comparative modelare numerică – modelare experimentală**;
- **indicarea avantajelor și dezavantajelor utilizării procedurii modelului de bare** în calculul elementelor structurale din beton armat modelărilor numerice;
- **propuneri de continuare a cercetărilor experimentale pe elemente complexe**, dat fiind faptul că dintre elementele structurale analizate și testate experimental, cele de o complexitate mai ridicată au fost confirmat prin rezultatele obținute faptul că proiectarea cu ajutorul procedurii modelelor de bare este o alternativă viabilă de calcul și conformare a elementelor structurale cu discontinuități statice și geometrice;
- **propuneri de îmbunătățire a performanțelor programului de calcul PMB prin utilizarea unor programe de analiză liniară** prin care să se urmărească comportarea elementelor structurale până la rupere, luând în considerare efectele neliniare din betonul armat.

Materializarea cercetărilor teoretice și experimentale efectuate de autor și rezultatele acestora au fost cuprinse în 9 articole științifice, 11 contracte de cercetare ([60], [61], [62], [63], [64], [65], [66], [67], [68], [69], [80]), un referat de sinteză [14], contribuții la elaborarea unor subcapitole din manuale ([9], [48]) și recomandări privind completarea normelor europene EUROCODE 2 cuprinse într-un manual realizat în colaborare internațională [7].

CAP. 7. BILIOGRAFIE

1. Adebar P., Kuchma D., ș.a – Strut-and Tie models for the design of Pile caps: An experimental study, ACI Journal/January-February, 1990
2. Alshegeir A., Ramirez J.A. – Strut-Tie Approach in Pretensioned Deep Beams, ACI Structural Journal/May-June, 1990
3. Avram C. – Curs de beton armat, Timișoara, 1971
4. Avram C., Bob C., Friedrich R., Stoian V. – Numerical Analysis of Reinforced Concrete Structures, Ed. Elsevier, Amsterdam, 1993
5. Baumann P. – Concrete Compression Fields for the Disign of Structural Concrete by Strut-and-Tia-Models, Thesis in preparation, Stuttgart
6. Bergmeister K., ș.a. – Dimensioning of Models and Development of Reinforcement, IABSE Colloquium: Structural Concrete, Stuttgart, 1991
7. Bob C., Ghersi A., Plumier & Trezor C. – Calculul structurilor din beton, beton armat și beton precomprimat, Eurocode 2, Exemple de calcul, Tempus Phare Complementary Measures Project 01198, Timișoara, 1997
8. Brandmayer H. – Zur Erfassung nichtlinearer Effekt bei Scheibenproblemen im Stahlbetonbau, Bautechnik 73 1996, heft 2
9. Cadar I., Clipii T., Tudor A. – Beton armat, Edit. Orizonturi Universitare, Timișoara, 1999
10. Calvi G.M., ș.a. – Evaluation of the Rotational Capacity of D Regions, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
11. Collins P.M., Mitchell D. – A Rational Approach to Shear Design-The 1984 Canadian Code Provisions, ACI Journal/November-December, 1986
12. Cook W.D., Mitchell D. – Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in Reinforced Concrete Members, ACI Journal/March-April, 1988

- 13.Eibl J. – Concepts de securitate dans l'approche non-lineaire du calcul statique, IABSE Colloquium Stuttgart, 1991
- 14.Fekete Nagy L. – Analiza metodei de calcul și dimensionarea elementelor din beton armat în starea plană de tensiuni, aplicând "Procedeele Modelelor de bare" – Referat doctorat – Catedra Construcții Civile, Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara, 1994
- 15.Florea A. – Contribuții la studiul îmbinării for structurilor în cadre-diafragme din beton armat – Teza doctorat - Catedra Construcții Civile, Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara, 1998
- 16.Friedrich R., Clipii T., Stoian V. – Beton armat și precomprimat. Programe de calcul pentru proiectarea asistată de calculator, I.P. Timișoara, 1987
- 17.Glanzer G. – D-Bereiche und Wandartige Träger, EUROCODE 2, Teil 1-1, Planung von Stahlbeton-und Spannbetonträgern
- 18.Hariris A., Fardis M.N. – Computer Aided Automatic Construction of Strut-and-Tie Model, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
- 19.Huang F. C., Lee I. S., Mo Y. L. – Designing Pier Caps with Strut-and-Tie Models, Concrete International, Jan 1998
- 20.Jirsa J.O., ș.a. – Experimental Studies of Nodes in Strut-and-Tie Model, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
- 21.Kuchler T. – Dimensionnement des zones d'articulation des poutres-caisson en beton, IABSE Colloquium, Stuttgart, 1991
- 22.MacGregor J., ș.a. – Dimensioning and Detailing, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
- 23.Marti P. – Basic Tools of Reinforced Beam Design, ACI Journal/January-February, 1985
- 24.Marti P. – Dimensioning and Detailling, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991

25. Mirean R. – Contribuții privind comportarea calculul diaframelor din beton armat asamblate din panouri mari pre fabricate – Teza doctorat - Catedra Construcții Civile, Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara, 1998
26. Mitchell D., ș.a. – Design of Disturbed Regions, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
27. Mîrșu O., Friedrich R. – Construcții din beton armat, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1980
28. Oneț T., Terteș I. – Proiectarea betonului structural. Ed. Casa Cărții de Știință, Cluj-Napoca, 1995
29. Pacoste C., Stoian V., Dubina D. – Metode moderne în mecanica structurilor, Ed. Științifică și Enciclopedică, București, 1988
30. Pauley T. – Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls. Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, no.3/1971
31. Reinke H. G. – On the Assessment of the Concrete Tensile Strength in the Design of Structural Concrete, Thesis. Institut für Massivbau, Stuttgart, 1986
32. Rots J. – Modeles de calcul de l'adhérence selon trois niveaux de précision, IABSE Colloquium Stuttgart, 1991
33. Rogowsky D.M., MacGregor J.G. – Design of Reinforced Concrete Deep Beams, Concrete International/August, 1986
34. Ruckert K.J. – Design and Analysis with Strut and Tie Models Computer Aided Methods. IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
35. Sanders D.H., Green Je. – Post-tensioned anchorage zones with single straight concentric anchorages, ACI Structural Journal, Mar-Apr 1997, Vol.94, No.2, pp.146-158
36. Schaefer K., ș.a. – Strut-and-Tie Modeling of Structural Concrete, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
37. Schlaich J., ș.a. – Ein Praktisches Verfahren zum methodischen Bemessen und Konstruieren im Stahlbetonbau, CEB Bulletin in no.150, Paris, 1982

- 38.Schlaich J., Schaefer K. – Konstruieren in Stahlbetonbau, Betonkalender 1984, Teil II; idem versiunea revizuita 1989
- 39.Schlaich J., Schaefer K. – Design and Detailing of Structural Concrete using Strut-and-Tie Models, The Structural Engineer. vol.69, 1991
- 40.Schlaich J. – The Need for Consistent and Influent Models, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
41. Schlaich J., Schaefer K. – Design and Detailing of Structural Concrete using Strut-and-Tie Models, The Structural Engineering vol.69, no.6/19 March, 1991.
- 42.Schlaich J., Schaefer K., Jennewein M. – Toward a Consistent Design of Structural Concrete, Special Report, PCI Journal/May-June, 1987
- 43.Schober H. – Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl-und Spannbeton, Teza de doctorat, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1984
- 44.Singh PK., Chaturvedi HS. – Joint reinforcement strut-and-tie model, Concrete International, Aug 1997, Vol.19, No.8 pp.74-77
- 45.Somerville G. – The Behaviour and Design of Reinforced Concrete Corbels, Cement and Concrete Association/American Concrete Institute, August, 1972
- 46.Stoian V., Ciuhandu Gh. – Proiectarea elementelor din beton armat cu ajutorul modelelor de bare, A XV-a Conferința Națională de Betoane, Timisoara, 1991
- 47.Stoian V., Clipii T., Ciuhandu G., ș.a. – Proiectarea asistată de calculator prin procedeul modelelor de bare, Simpozionul Internațional EUROCOD 3, Timisoara, 1994
- 48.Stoian V., Clipii T. – Îndrumător pentru proiectarea asistată de calculator, U.T. Timisoara, 1991
- 49.Stoian V. – Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor înalte cu diafragme de beton armat – Teza doctorat - Catedra Construcții Civile, Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara, 1982

- 50.Sundermann W., ş.a. – Nonliniar Behavior of Deep Beams, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
- 51.Tan KH., Weng LW., Teng S. – Strut-and-tie model for deep beams subjected to combined top-and-bottom loading, Structural Engineer, Jul 1997, Vol.75, No.13, pp.215-221
- 52.Tassios T. P. – Logique de modelisation du beton structurel, IABSE Colloquium Stuttgart, 1991
- 53.Taylor C., Cote P., Wallace J. – Design of Slender Reinforced Concrete Walls with Openings, ACI Structural Journal, July-august 1998
- 54.Thurlimann B., Marti P., Pralong J., Ritz P., Zimmerli B. – Advanced Lecture for Civil Engineers, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, 1983
- 55.Thurlimann B., Marti P., Pralong J., Ritz P., Zimmerli B. – Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH, Zurich, 1983
- 56.Weischede D. – Investigations on the Meto... al Detailing of Structural Concrete, Thesis. Institut für Massivbau, Stuttgart, 1993
- 57.Weischede D. – Practical Experince with Modelling of Structural Concrete Members, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
- 58.Windisch A. – Strut-and-Tie Models in Structural Concrete, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
- 59.Zeller W. – Conclusions from Tests on C... el, IABSE Colloquium, Structural Concrete, Stuttgart, 1991
- 60.xxx – Studii și cercetări privind comportarea alcătuirii structurilor din beton armat și beton precomprimat realizat industrializat. Contract nr.24/27.03.1991. Etapa 1-1991 – Beneficiar Ministerul Învățământului și Științei. Departamentul Științei, Timișoara, 1991

- 61.xxx – Idem – Subtema 1. Faza noiembrie 1992. Etapa II-1992. Contract nr. 24/27.03.1991/2260/1991.– Beneficiar Ministerul Învățământului și Științei. Departamentul Științei, Timișoara, 1992
- 62.xxx – Idem – Tema 16. Faza noiembrie 1992. Contract nr. 1082/B. Cod program 7 – Beneficiar Ministerul Cercetării și Tehnologiei, Timișoara, 1993
- 63.xxx – Cercetări privind optimizarea proiectării elementelor din beton armat. Faza – Cercetări analitice privind aplicarea procedurii modelului de bare. Contract nr. 12/2.02.1993 – Beneficiar Incerc – Filiala Timișoara, Timișoara, 1993
- 64.xxx – Cercetări pentru optimizarea alcătuirii și armării în zone cu discontinuități geometrice și de încărcare la structuri din beton armat, Contract nr. 1520/92, Faza 2/1993 – Cercetări teoretice și analitice privind aplicarea procedurii modelelor de bare, INCERC - Filiala Timișoara, Timișoara, 1993
- 65.xxx – Cercetări pentru optimizarea alcătuirii și armării în zone cu discontinuitate geometrică și de încărcare la structuri din beton armat.– Faza 3/1993 – Analiza cazurilor și proiectarea modelelor experimentale. Contract nr.1520/1992 – Beneficiar MLPAT București, Timișoara, 1993
- 66.xxx – Idem – Faza 4/1994 – Executarea și încercarea modelelor experimentale. Interpretarea rezultatelor Contract nr.1520/1992 – Beneficiar MLPAT București, Timișoara, 1994
- 67.xxx – Idem – Faza 1/1995 – Sinteza cercetărilor. Metoda de investigație cu procedurii modelelor de bare. Contract nr.83 B. Poziția A 181 – Beneficiar M.L.P.T.A.T. – Timișoara, 1995
- 68.xxx - Aspecte actuale privind sporirea eficienței structurilor din beton armat și precomprimat. Faza 2 – Studii teoretice și determinări experimentale. Contract Nr. 4004/1995. Tema de cercetare nr. 5B – Beneficiar Ministerul Învățământului – D.G.I.S.C.S.U., Timișoara, 1995

- 69.xxx – Studii și cercetări privind comportarea și alcatuirea structurilor din beton armat și precomprimat realizate industrializat, Contract UTT Facultatea de Construcții-ICCPDC-filiala Timișoara, nr.5004/C –1993
- 70.xxx – Instrucțiuni tehnice privind proiectarea construcțiilor cu structura din pereți structurali de beton armat P85 – 93 intrat în vigoare în 1996
- 71.xxx – Normativ privind proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale P100-92
- 72.xxx – STAS 10107/0-90 – Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și precomprimat
- 73.xxx – STAS 10100/0-75 – Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor
- 74.xxx – STAS 10101/0A-77 – Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale
- 75.xxx – STAS 10101/20-90 – Acțiuni în construcții. Încărcări date de vânt
- 76.xxx – STAS 10101/21-92 – Acțiuni în construcții. Încărcări date de zăpadă
- 77.xxx – STAS 10101/0-75 – Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor
- 78.xxx – STAS 10101/1-78 – Acțiuni în construcții. Greutăți tehnice și încărcări permanente
- 79.xxx – NP 007-97 Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat
- 80.xxx – Procedul Modelelor de Bare ca alternativă la proiectarea elementelor din beton armat cu discontinuități statice și geometrice. Contract GRANT cod 837, Tema 11, Beneficiar CNCSIS București, Timișoara, 2001
- 81.xxx – Instrucțiuni tehnice privind proiectarea construcțiilor cu structura din pereți structurali de beton armat P85 – 82
- 82.xxx – Contract ICCPDC, Studii experimentale pentru riglele de cuplare ale diaframelor monolite cu goluri, Timișoara, 1980