

**Ion CIUPAC**

**Doctor Habilitat, Profesor universitar**

**BETON ARMAT  
ȘI  
BETON PRECOMPRIMAT**

**Editura “TEHNICĂ-INFO”  
Chișinău, 201...**

CZU 691.328(075.8)

B 50

**Ion CIUPAC “Beton armat și beton precomprimat”, Manual,**  
Editura “TEHNICĂ-INFO”, Chișinău, 201... – 367 p.

Manualul este destinat studenților, masteranzilor, doctoranzilor, profesorilor și specialiștilor din domeniul construcțiilor din beton armat și beton precomprimat.

*Autorul Manualului exprimă profunde mulțumiri următoarelor persoane:*

- Academicianului, rectorului Universității Tehnice a Moldovei **Ion BOSTAN** – pentru susținerea pregătirii și editării manualului
- Conferențiarului, doctorului în științe tehnice **Mihai POTĂRCĂ** - pentru recenzie, observațiile și propunerile la manual
- Doamnei **Liubovi USTUROI** – pentru culegerea și redactarea manualului
- Fiului **Andrei CIUPAC** – pentru pregătirea figurilor și machetarea manualului

Descrierea CIP a Camerei Naționale a Cărții

**Beton armat și beton precomprimat** : [pentru uzul studenților] /  
CIUPAC I. : Universitatea Tehnică a Moldovei. – Chișinău: “Tehnica-Info”,  
201... (F.E.-P. “Tipografia Centrală”). – ISBN  
201... – 367 p. – 000 ex. -ISBN

691.328(075.8)

B50

ISBN

Autorul 201...

# CUPRINSUL

<b>Prefața</b> .....	9
<b>1. Informație generală</b> .....	11
1.1. Noțiuni generale despre betonul armat .....	11
1.2. Factorii principali, care asigură lucrul în comun al armăturii cu betonul .....	12
1.3. Noțiuni generale despre elementele din beton armat precomprimat .....	13
1.4. Avantajele și dezavantajele construcțiilor din beton armat .....	17
1.5. Domeniile de aplicare ale construcțiilor din beton armat .....	19
1.6. Schiță istorică despre apariția și evoluția construcțiilor din beton armat, beton precomprimat și a metodelor de calcul .....	20
<b>2. Proprietățile fizico-mecanice ale betonului</b> .....	25
2.1. Betonurile pentru construcții din beton armat și clasificarea lor .....	25
2.2. Structura betonului .....	26
2.3. Bazele rezistenței betonului .....	27
2.4. Rezistența betonului la diferite solicitări .....	28
2.4.1. Rezistența cubică și cilindrică a betonului .....	28
2.4.2. Rezistența prismatică a betonului .....	32
2.4.3. Rezistența betonului la întindere .....	34
2.4.4. Rezistența betonului la forfecare și la despicare .....	37
2.4.5. Rezistența betonului la comprimare locală (la strivire) .....	39
2.4.6. Rezistența betonului la încărcături de lungă durată .....	40
2.4.7. Rezistența betonului la sarcini repetate .....	41
2.5. Influența timpului și a condițiilor de întărire asupra rezistenței betonului .....	42
2.6. Clasele și mărcile betonului .....	44
2.7. Deformabilitatea betonului .....	49
2.7.1. Deformațiile betonului la încărcături de scurtă durată .....	50
2.7.2. Deformațiile betonului la încărcături de lungă durată. Curgerea lentă și relaxarea tensiunilor în beton .....	53
2.7.3. Deformațiile betonului la încărcături repetate (ciclice) .....	57
2.7.4. Deformațiile transversale ale betonului .....	58
2.7.5. Contracta și umflarea betonului .....	59
2.7.6. Deformațiile termice ale betonului .....	60
2.7.7. Deformațiile limite ale betonului .....	61
2.7.8. Determinarea deformațiilor de curgere lentă și de contracție ale betonului .....	62
2.7.9. Modulul de deformație al betonului .....	63
2.8. Durabilitatea betonului .....	68
<b>3. Armătura pentru construcții din beton armat și beton precomprimat</b> .....	73
3.1. Rolul și tipurile armăturii .....	73
3.2. Proprietățile mecanice ale armăturii .....	75
3.2.1. Deformațiile limite ale armăturii .....	76
3.2.2. Proprietățile plastice ale armăturii .....	77
3.2.3. Ductilitatea armăturii .....	78
3.2.4. Modulul de elasticitate al armăturii .....	79
3.3. Clasele armăturii .....	79
3.4. Proprietățile fizice ale armăturii .....	81
3.5. Proprietățile tehnologice ale armăturii .....	82
3.5.1. Aderența armăturii cu betonul .....	82

3.5.2. Sudabilitatea armăturii . . . . .	85
3.5.3. Capacitatea de îndoire a armăturii . . . . .	87
3.6. Articole din armătura . . . . .	87
3.6.1. Plase . . . . .	87
3.6.2. Carcase . . . . .	89
3.6.3. Articole din sîrmă . . . . .	90
3.7. Îmbinarea armăturii . . . . .	91
3.7.1. Îmbinarea armăturii nepretensionate (obișnuite) . . . . .	91
3.7.2. Îmbinarea armăturii pretensionate . . . . .	100
3.8. Ancorarea armăturii . . . . .	100
3.8.1. Ancorarea armăturii nepretensionate (obișnuite) . . . . .	100
3.8.2. Ancorarea armăturii pretensionate . . . . .	103
3.9. Stratul de acoperire al armăturii cu beton . . . . .	109
<b>4. Bazele experimentale ale teoriei rezistenței construcțiilor din         beton armat și evoluția metodelor de calcul . . . . .</b>	<b>111</b>
4.1. Stadiile de lucru ale elementelor din beton armat . . . . .	111
4.2. Evoluția metodelor de calcul ale elementelor din beton armat . . . . .	114
4.2.1. Metoda de calcul a elementelor din beton armat după tensiunile admisibile . . . . .	116
4.2.2. Metoda de calcul a elementelor din beton armat la eforturile de rupere . . . . .	119
4.2.3. Metoda de calcul a elementelor din beton armat la stări limită ultime și la stări limită de serviciu . . . . .	121
4.3. Rezistențele de calcul ale betonului . . . . .	123
4.4. Rezistențele de calcul ale armăturii . . . . .	125
4.5. Recomandații la alegerea armăturii și a betonului pentru construcții din beton armat și beton precomprimat . . . . .	127
4.5.1. Betonul . . . . .	127
4.5.2. Armătura . . . . .	129
4.6. Sarcinile și clasificarea lor . . . . .	130
4.6.1. Combinări de sarcini . . . . .	133
4.7. Gradul de importanță al clădirilor și edificiilor . . . . .	136
<b>5. Date suplimentare pentru calculul elementelor din beton precomprimat</b>	<b>138</b>
5.1. Valorile tensiunilor inițiale de precomprimare în armătura pretensionată și în beton	138
5.2. Pierderile de tensiuni în armătura pretensionată . . . . .	140
5.3. Gruparea pierderilor de tensiuni . . . . .	145
5.4. Efortul de precomprimare al betonului și excentricitatea lui . . . . .	147
5.5. Caracteristicile geometrice ale secțiunii ideale (reduse) a elementului din beton armat . . . . .	148
5.6. Tensiunile în beton de la efortul de precomprimare . . . . .	150
5.7. Valoarea de calcul a tensiunilor în armătura pretensionată din zona comprimată în elementele din beton precomprimat . . . . .	153
<b>6. Metoda generală de calcul la rezistență (starea limită ultimă) în secțiuni         normale ale elementelor din beton armat și beton precomprimat cu         secțiunea de orice profil simetric . . . . .</b>	<b>155</b>
6.1. Noțiuni generale . . . . .	155
6.2. Diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată și înălțimea ei de calcul . . . . .	157
6.3. Înălțimea limită a zonei comprimate și procentul maximal de armare . . . . .	162
6.4. Metoda generală de calcul la rezistență în secțiuni normale (SLU) . . . . .	165



<b>7. Elemente încovoiate</b> . . . . .	169
7.1. Elementele încovoiate și alcatuirea lor . . . . .	169
7.2. Noțiuni generale la calculul la stări limită ultime ale elementelor/constructiilor încovoiate din beton armat . . . . .	177
7.3. Calculul la starea limită ultimă (la rezistență) în secțiuni normale ale elementelor încovoiate cu orice profil simetric . . . . .	179
7.3.1. Elemente armate simplu cu secțiunea dreptunghiulară . . . . .	182
7.3.2. Elemente armate dublu cu secțiunea dreptunghiulară . . . . .	186
7.3.3. Elemente cu secțiunea în formă de T, T-dublu și alte secțiuni . . . . .	190
7.3.4. Recomandări la calculul elementelor încovoiate din beton precomprimat . . . . .	196
7.4. Calculul elementelor încovoiate la starea limită ultimă în secțiuni înclinate . . . . .	197
7.4.1. Schemele de rupere ale elementelor încovoiate în secțiuni înclinate . . . . .	197
7.4.2. Verificarea la rezistență a unei fișii comprimate de beton între două fisuri înclinate . . . . .	200
7.4.3. Calculul elementelor din beton armat la rezistență la acțiunea forței tăietoare Cazul general . . . . .	200
7.4.4. Determinarea poziției de calcul al secțiunii înclinate . . . . .	205
7.4.5. Metoda practică de calcul al etrierilor . . . . .	206
7.4.6. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate ale elementelor fără armătură transversală . . . . .	209
7.4.7. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor . . . . .	210
7.4.8. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate ale elementelor cu înălțimea secțiunii variabilă . . . . .	215
7.5. Calculul și alcătuirea consolelor . . . . .	216
7.6. Calculul la rezistență al elementelor încovoiate cu torsiune . . . . .	221
7.6.1. Noțiuni generale . . . . .	221
7.6.2. Schemele de rupere în secțiuni spațiale . . . . .	222
7.6.3. Metoda generală de calcul a secțiunilor spațiale . . . . .	222
7.6.4. Calculul elementelor cu secțiunea dreptunghiulară . . . . .	225
7.6.5. Calculul elementelor cu secțiunea T și T-dublu . . . . .	226
<b>8. Elemente comprimate</b> . . . . .	229
8.1. Elementele comprimate și alcătuirea lor . . . . .	229
8.2. Calculul elementelor comprimate cu excentricitate accidentală . . . . .	232
8.3. Calculul elementelor comprimate excentric cu orice profil simetric al secțiunii transversale . . . . .	236
8.4. Evaluarea influenței flambajului și duratei de acțiune a încărcăturii asupra rezistenței elementelor comprimate excentric . . . . .	239
8.5. Calculul elementelor comprimate excentric cu secțiunea dreptunghiulară . . . . .	241
8.5.1. Elemente cu excentricitatea mare . . . . .	241
8.5.2. Elemente cu excentricitatea mică . . . . .	245
8.5.3. Elemente cu armătură simetrică . . . . .	247
8.6. Calculul elementelor comprimate excentric cu secțiunea T sau T-dublu . . . . .	248
8.7. Elemente comprimate cu secțiunea rotundă . . . . .	252
8.8. Calculul elementelor comprimate la acțiunea forței tăietoare . . . . .	255
8.9. Calculul la comprimare locală . . . . .	256
8.10. Calculul la străpungere . . . . .	260
8.10.1. Noțiuni generale . . . . .	260
8.10.2. Scheme de acțiune ale sarcinilor locale și determinarea perimetrului	

mediu de calcul . . . . .	262
8.10.3. Calculul la străpungere al elementelor fără armătură transversală . . . . .	264
8.10.4. Calculul la străpungere al elementelor cu armătură transversală . . . . .	266
8.10.5. Calculul plăcii la forfecare pe perimetrul stîlpului . . . . .	268
<b>9. Elemente întinse . . . . .</b>	<b>269</b>
9.1. Elementele întinse și alcătuirea lor . . . . .	269
9.2. Calculul elementelor întinse centric . . . . .	270
9.3. Calculul elementelor întinse excentric cu secțiunea de orice profil simetric . . . . .	272
9.4. Elemente întinse excentric cu secțiunea dreptunghiulară . . . . .	275
9.4.1. Elemente cu excentricitatea mică . . . . .	275
9.4.2. Elemente cu excentricitatea mare . . . . .	276
9.5. Calculul elementelor întinse excentric la rezistență în secțiuni înclinate . . . . .	280
<b>10. Calculul elemetelor din beton armat și beton precomprimat la stări limită de serviciu (SLS) . . . . .</b>	<b>281</b>
10.1. Starea limită de fisurare . . . . .	281
10.2. Cerintele la fisurare ale elementelor din beton armat și beton precomprimat . . . . .	282
10.3. Calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat la apariția fisurilor în secțiuni normale . . . . .	283
10.3.1. Elemente întinse centric . . . . .	284
10.3.2. Elemente încovoiate, comprimate și întinse excentric. Metoda de calcul cu momentul încovoietor de nucleu (sîmbure) . . . . .	285
10.4. Tensiunile în armătură și în beton în stadiul II de lucru al elementelor din beton armat și beton precomprimat . . . . .	290
10.5. Determinarea deschiderii fisurilor normale . . . . .	294
10.5.1. Calculul deschiderii fisurilor . . . . .	294
10.5.2. Verificarea deschiderii fisurilor fără calcul . . . . .	301
10.6. Calculul la fisurare în secțiuni înclinate . . . . .	303
10.6.1. Calculul la apariția fisurilor înclinate . . . . .	303
10.6.2. Calculul la deschiderea fisurilor înclinate . . . . .	306
10.7. Verificarea închiderii fisurilor . . . . .	308
10.7.1. Fisuri în secțiuni normale . . . . .	309
10.7.2. Fisuri în secțiuni înclinate . . . . .	310
10.8. Starea limită de deformații . . . . .	311
10.8.1. Noțiuni generale . . . . .	311
10.9. Determinarea rigidității și a săgeții ale elementelor fără fisuri în zona întinsă . . . . .	312
10.10. Determinarea rigidității și a săgeții ale elementelor cu fisuri în zona întinsă . . . . .	314
10.11. Determinarea săgeții de la forța tăietoare . . . . .	320
10.12. Determinarea săgeții totale de calcul și verificarea elementelor la starea limită de deformații . . . . .	321
10.13. Verificarea săgeții fără calcul . . . . .	322
10.14. Unele recomandări la stabilirea rigidității secțiunilor ale elementelor pentru calculul eforturilor în structuri . . . . .	324
<b>11. Elemente din beton armat cu armătură rigidă . . . . .</b>	<b>325</b>
11.1. Noțiuni generale . . . . .	325
11.2. Materiale pentru construcții din beton armat cu armătură rigidă . . . . .	328
11.3. Alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă . . . . .	328
11.4. Calculul la stări limită ultime (SLU) . . . . .	330
11.5. Elemente încovoiate . . . . .	330

11.5.1. Calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor cu secțiunea dreptunghiulară . . . . .	330
11.5.2. Calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor cu secțiunea în formă de T . . . . .	333
11.5.3. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate . . . . .	335
11.6. Elemente comprimate . . . . .	337
11.6.1. Elemente comprimate cu excentricitate accidentală . . . . .	337
11.7. Elemente comprimate excentric . . . . .	338
11.7.1. Elemente comprimate cu excentricitatea mare . . . . .	339
11.7.2. Elemente comprimate cu excentricitatea mică . . . . .	341

## ANEXE

A.1. Coeficientul de variație al rezistenței betonului la compresiune . . . . .	345
A.2. Corelația între clasele și mărcile betonului la rezistență la compresiune. . . . .	346
A.3. Valorile coeficienților $K_i$ și $m_i$ pentru determinarea măsurii limite a curgerii lente $C(\infty, t_0)$ și a deformațiilor de contracție ale betonului . . . . .	347
A.4. Rezistențele de calcul și modulul de elasticitate ale betonului . . . . .	351
A.5. Clasificarea clădirilor și edificiilor în dependență de gradul lor de importanță . . . . .	352
A.6. Valorile coeficientului de siguranță $\gamma_n$ în dependență de gradul de importanță al clădirii (vezi anexa A.5) . . . . .	353
A.7. Coeficienții condițiilor de lucru ai betonului pentru calculul elementelor și construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat . . . . .	354
A.8. Coeficientul condițiilor de lucru ale betonului pentru sarcină ciclică $\gamma_{c6} = \gamma_{c, fat}$ . . . . .	356
A.9. Coeficientul condițiilor de lucru ale betonului la îngheț și dezgheț periodic $\gamma_{c7}$ . . . . .	356
A.10. Rezistențele de calcul ale armăturii pentru stări limită de serviciu și stări limită ultime . . . . .	357
A.11. Valorile caracteristice ale unor sarcini temporare uniform distribuite din SNiP 2.01.07-85* . . . . .	358
A.12. Valorile înălțimii relative limită ale zonei comprimate a betonului $\xi_{cu}$ la calculul elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare . . . . .	360
A.13. Valorile coeficienților $\xi_c$ , $\alpha_0$ și $\eta$ pentru calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor încovoiate cu secțiunea dreptunghiulară, armate simplu . . . . .	361
A.14. Ariile secțiunilor ale armăturii și masa ei . . . . .	362
A.15. Valorile coeficienților $\varphi_c$ și $\varphi_{sc}$ pentru calculul elementelor comprimate centric . . . . .	363
A.16. Clasele condițiilor de lucru ale elementelor din beton armat și beton precomprimat în funcție de starea mediului ambient în conformitate cu normele europene EN 206-1 . . . . .	364
A.17. Valorile limită ale raportului apă/ciment (A/C), clasei betonului și cantității de ciment ale betonului în funcție de clasele de expunere ale construcțiilor conform normelor europene EN 206-1 . . . . .	366
A.18. Valorile coeficientului $s$ pentru calculul săgeții . . . . .	367

## **Normativele și documentele tehnice, folosite la elaborarea manualului**

- CM F.02.02-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău, 2006.
- EN 1990:2002. Eurocod 0. Bazele proiectării structurilor.
- EN 1991-1-1:2002. Eurocod 1. Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-1. Acțiuni generale. Încărcări utile pentru clădiri.
- EN 1992-1-1:2004. Eurocod 2. Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1. Reguli generale și reguli pentru clădiri.
- EN 1994-1-1:2004. Eurocod 4. Proiectarea structurilor composite din oțel și beton.
- EN 206-1:2000. Beton. Partea 1. Specificație, performanțe, producție și conformitate.
- ISO 3898:1997. Bazele proiectării structurilor. Notățiile. Simbolurile generale.
- NP 033-99. Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă. Buletinul construcțiilor, vol. 3-4, București, 2000.
- GP 042-99. Ghid de proiectare și exemple de calcul pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă. Buletinul construcțiilor, vol. 3-4, București, 2000.
- СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
- СНиП 2.1.07-85\*. Нагрузки и воздействия.
- СП 52-101-2003. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры.
- СП 52-102-2004. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.
- Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой, Москва, 1978.

## PREFAȚA

Prezentul manual este elaborat în baza metodelor de calcul și de alcătuire ale elementelor din beton armat și beton precomprimat, care se folosesc în Republica Moldova în ultimii 50 de ani cu unele perfectări și precizări și în lumina normelor RM NCM F.02.02-2006. Manualul este destinat studenților de la specialitățile de construcții și corespunde programului de studii pentru specialitatea “Construcții și inginerie civilă”. Totodată sunt incluse și materiale supra programului de studii, care sunt utile pentru masteranți, doctoranți, asistenți, proiectanți, experți și alți specialiști din domeniul construcțiilor din beton armat. Sunt incluse și unele materiale, care au lipsit în Normele ex-sovietice și lipsesc și în normele Republicii Moldova: durabilitatea betonului, ductilitatea armăturii, sudabilitatea armăturii, coeficientul formei suprafeței exterioare a armăturii, compartimentul “Elemente din beton armat cu armătură rigidă”, corelația dintre clasele și mărcile betonului și altele.

Pentru familiarizarea studenților și a specialiștilor cu Normele europene, în manual sunt folosite pe larg materiale din aceste norme: EN 1992-1-1:2004 (Eurocod 2), EN 1991-1-1:2002 (Eurocod 1), EN 1990:2002 (Eurocod 0), EN 1994-1-1:2004 (Eurocod 4), EN 2006-1, ISO 3898:1997 și altele.

În compartimentele, în care se examinează calculul construcțiilor din beton armat și beton precomprimat la stări limită ultime (SLU) deseori se menționează idea, că la baza metodei de calcul se folosesc binecunoscutele condiții de echilubru din statică: suma momentelor încovoietoare și proiecțiilor ale tuturor acțiunilor exterioare și eforturilor interioare, cu scopul de a înțelege și a însuși mai bine metoda de calcul.

În unele cazuri poate să apară impresia, că autorul manualului prea detaliat descrie unele noțiuni, care sunt cunoscute din alte cursuri. Aceasta se face intenționat ca să înțeleagă mai bine sensul și metoda de calcul ale construcțiilor din beton armat și o persoană cu o pregătire mai joasă din cursurile precedente și pentru studenții de la secția cu termen redus.

În Capitolul 1 sunt prezentate noțiuni generale despre betonul armat și betonul precomprimat și factorii de bază, care asigură lucrul în comun al armăturii cu betonul. Sunt descrise avantajele și dezavantajele construcțiilor din beton armat, domeniile de aplicare și o scîță istorică.

În capitolul 2 și 3 sunt prezentate proprietățile fizico-mecanice ale betonului și armăturii.

În capitolul 4 sunt descrise stadiile de lucru ale elementelor din beton armat și evoluția metodelor de calcul. Sunt date relații pentru determinarea valorilor de calcul ale rezistențelor betonului și ale armăturii. Este prezentată o informație amplă despre încărcături și acțiuni, despre clasificarea lor și alcătuirea combinărilor de sarcini. Toată această informație corespunde recomandărilor din Normele europene EN 1990:2002, EN 1991-1-1:2002 și EN 1992-1-1:2004.

În capitolul 5 este prezentată informație suplimentară pentru calculul elementelor din beton precomprimat.

În capitolul 6 este prezentată metoda generală de calcul la rezistență (la stări limită ultime) în secțiuni normale. Este argumentată decizia despre forma diagramei a tensiunilor în betonul din zona comprimată a elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare și este propusă relația pentru determinarea înălțimii limite a ei.

În capitolele 7-9 este prezentată metoda generală de calcul la starea limită ultimă (SLU) în secțiuni normale și înclinate ale elementelor încovoiate, comprimate și întinse centric și excentric.

În capitolul 10 este prezentată metoda de calcul a elementelor din beton armat și precomprimat la stări limită de serviciu (SLU). Sunt formulate cerințe noi la fisurarea elementelor. Sunt date recomandări privind limitarea deschiderii fisurilor și a săgeții fără calcul. Sunt date recomandări pentru stabilirea rigidității secțiunilor ale elementelor din beton armat pentru determinarea eforturilor în structuri (pentru calculul static).

În capitolul 11 se examinează metoda de calcul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă.

Acest capitol este inclus în manual în afara programului de studii pentru a familiariza studenții și specialiștii din domeniul construcțiilor cu existența elementelor din beton armat cu armătură rigidă.

Cu regret, în ultimii 25-30 de ani aceste construcții au dispărut din manuale și documentele tehnice și, de aceea, absolvenții din ultimii ani puțin știu despre existența acestor elemente, care pot fi folosite în construcții. În mod general, ele sunt recomandate pentru clădiri multietajate din beton monolit, dar ele pot fi folosite și pentru clădiri și cu mai puține etaje, când este necesar de micșorat termenul de construire a clădirii și pentru reabilitarea construcțiilor.

În unele cazuri aceste elemente pot fi economic mai avantajoase decât construcțiile obișnuite.

# I. INFORMAȚIE GENERALĂ

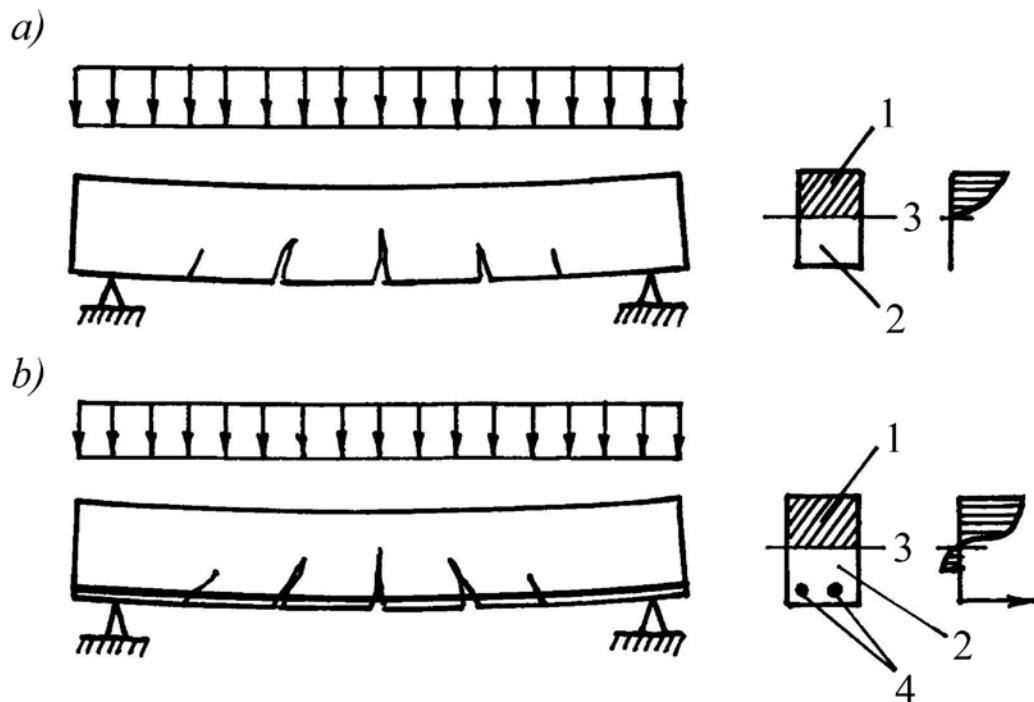
## 1.1. Noțiuni generale despre betonul armat

Betonul armat reprezintă un material de construcție complex în formă de cuplare rațională a două materiale diferite după proprietățile lor mecanice: **armătura de oțel** și **betonul** pentru lucrul lor în comun ca un monolit unic.

Betonul ca și un oarecare material de piatră lucrează bine la compresiune și mai rău la întindere. Rezistența lui la întindere este aproximativ de 10...20 ori mai mică decât la compresiune. Rezistența armăturii de oțel este destul de mare și este aceeași la compresiune și la întindere.

De aceea ideea principală a formării betonului armat constă în folosirea betonului la compresiune, iar a armăturii – la întindere.

Pentru exemplificarea importanței armăturii de oțel într-o construcție de beton, examinăm lucrul la două grinzi rezemate simplu pe două suporturi la acțiunea unei sarcini uniform distribuite: una din beton fără armătură și a doua- cu armătură în zona întinsă (fig.1.1).



**Figura 1.1. Caracterul de rupere al unei grinzi din beton (fără armătură) - a și din beton armat - b**

1 - zona comprimată; 2 - zona întinsă; 3 - axa neutră; 4 - armătura din zona întinsă

După cum este știut din cursul „Rezistența materialelor”, la încărcarea grinzii în fibrele situate mai sus de axa (stratul) neutră apar tensiuni de comprimare (zona

comprimată), iar în fibrele inferioare – tensiuni de întindere. În momentul când tensiunile în betonul din zona întinsă ating valoarea limită a rezistenței betonului la întindere, în beton apar fisuri și grinda fără armătură se rupe, iar grinda cu armătură în zona întinsă prelungeste să lucreze. De aici se vede, că capacitatea portantă (rezistența) a grinzii de beton depinde de rezistența betonului la întindere și, în același timp, rezistența lui la compresiune rămâne parțial nefolosită.

Experiențele au arătat că la momentul ruperii grinzii de beton fără armătură din cauza cedării betonului din zona întinsă, rezistența betonului la compresiune se folosește numai la nivelul de 10-15 %.

Dacă în zona întinsă a grinzii de beton se instalează armătură (o bară sau mai multe, fig.1.1 *b*), atunci după apariția fisurilor în betonul din zona întinsă la majorarea încărcăturii tensiunile de întindere sunt preluate de armătură și grinda prelungeste să lucreze normal (nu cedează). Datorită acestui fapt capacitatea portantă a grinzii din beton armat se majorează aproximativ de 10-15 ori. În așa mod, armătura instalată în zona întinsă ne permite să folosim mai efectiv rezistența betonului la compresiune.

Ruperea grinzii din beton armat are loc în momentul când tensiunile din armătură întinsă ating limita de curgere a oțelului sau tensiunile în betonul din zona comprimată ating rezistența limită a betonului la compresiune.

Deoarece oțelul are rezistență mare la întindere și la comprimare, instalarea în elementele de beton a unei cantități mici de armătură (1-2 %) duce la majorarea considerabilă a capacității portante și a elementelor comprimate centric, comprimate sau întinse excentric și altele.

În prezent, în calitate de armătură în majoritatea cazurilor se folosește armătură din oțel, dar poate fi folosită și armătură din alte materiale: fibre din sticlă sau din materiale sintetice. Însă, în prezent, comportarea ultimelor tipuri de armături nu este studiată pe deplin.

## **1.2. Factorii principali, care asigură lucrul în comun al armăturii cu betonul**

Armătura și betonul în elementele de beton armat la acțiunea încărcăturilor și a altor factori se deformează împreună. La baza lucrului în comun al acestor materiale atât de diferite după proprietățile fizico-mecanice sunt următorii factori:

1. Aderența armăturii cu betonul;
2. Dilatarea termică a armăturii și a betonului;
3. Protecția armăturii de către beton.

1. În procesul întăririi a betonului el se lipește (se încheie) foarte bine de armătură și între armătură și beton se formează tensiuni considerabile de aderență și, de aceea, la încărcarea elementelor de beton armat ambele materiale se deformează împreună la întindere și la comprimare.

2. Armătura de oțel și betonul au aproximativ aceeași coeficienți de dilatare liniară la temperaturile de la - 40 °C până la + 100 °C și, de aceea, la variația temperaturii în aceste limite în beton și armătură nu apar tensiuni esențiale și nu se observă alunecarea armăturii în beton.



Pentru armătură de oțel coeficientul de dilatare termică este egal aproximativ cu  $12 \times 10^{-6}$ , iar pentru beton - variază în limitele de la  $7 \times 10^{-6}$  până la  $15 \times 10^{-6}$ .

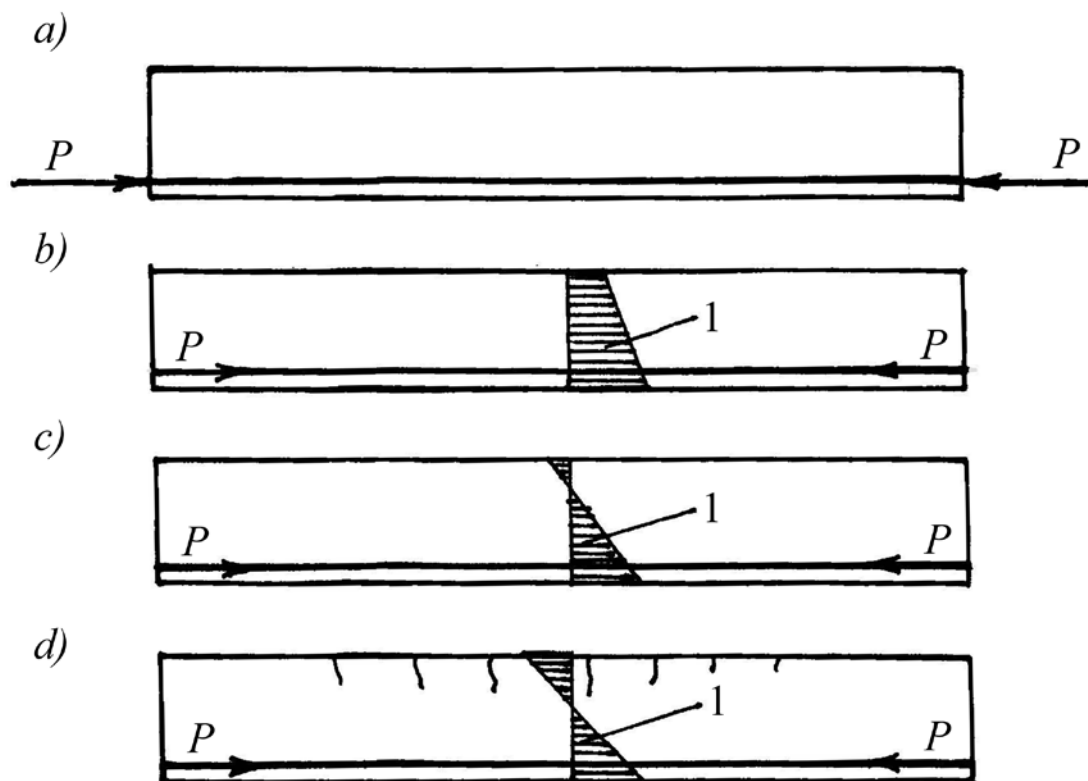
3. Betonul este un material compact și protejează armătura foarte bine la acțiunea factorilor agresivi (care pot duce la coroziunea ei) și la acțiunea directă a focului.

### 1.3. Noțiuni generale despre elementele din beton armat precomprimat

Elemente precomprimat<sup>1)</sup> se numesc elementele din beton armat, în care preventiv, în procesul de fabricare a lor (până la punerea în exploatare) în mod artificial se formează tensiuni inițiale în armătură și beton. În așa mod, în elementele precomprimat o parte din armătură este preventiv întinsă și se numește armătură pretensionată, iar betonul este comprimat de efortul din această armătură. În majoritatea cazurilor, tensiunile de comprimare se formează în betonul din zona întinsă și foarte rar în zona comprimată.

Notă<sup>1)</sup>: *Denumirea completă a acestor elemente este „Elemente din beton armat precomprimat”. În literatura tehnică și în uzul cotidian deseori ele sunt numite prescurtat „Elemente precomprimat” sau „Beton precomprimat”. Aceste denumiri vor fi folosite deseori și în cadrul prezentului manual.*

Denumirile de zonă întinsă și zonă comprimată ale betonului se folosesc aici conform poziției lor în secțiunea elementului la etapa de exploatare a construcției de la încărcăturile exterioare (fig.1.1). La etapa de fabricare a elementului (la momentul de transfer al efortului de precomprimare pe beton) el lucrează ca un element comprimat excentric (fig.1.2 a).



## Figura 1.2. Starea de tensiuni în betonul unui element precomprimat

*a* - etapa de precomprimare; *b* – toată secțiunea elementului este comprimată; *c* – tensiuni de comprimare și tensiuni de întindere; *d* – tensiuni mari de întindere și în beton apar fisuri; 1- diagrama tensiunilor în beton de la efortul de precomprimare  $P$

De aceea, în zona întinsă se formează tensiuni de comprimare, iar în zona comprimată pot fi tensiuni de comprimare (fig. 1.2 *b*) sau de întindere. Tensiunile de întindere pot fi mai mici sau mai mari decât rezistența limită a betonului la întindere (fig.1.2 *c* și *d*). În cazul când tensiunile de întindere din zona comprimată vor depăși rezistența limită a betonului la întindere, în beton vor apărea fisuri (fig.1.2 *d*). În așa caz este necesar de instalat armătură pretensionată și în zona comprimată.

Armătura pretensionată majorează considerabil momentul de apariție a fisurilor în zona întinsă a elementului, majorează rigiditatea elementului, micșorează deschiderea fisurilor și este cea mai efektivă metodă de a obține construcții fără fisuri. Precomprimarea elementelor din beton armat, practic, nu influențează asupra capacității portante a lor în perioada de exploatare.

Precomprimarea se folosește mai des în elementele din beton armat, în care la etapa de exploatare apar tensiuni de întindere: elementele întinse centric sau excentric încovoiate, comprimate excentric și, numai în unele cazuri, în elementele comprimate (stâlpi cu secțiunea mică, piloți lungi și altele) pentru a majora rigiditatea lor și a exclude apariția fisurilor în perioada transportării și montării lor.

Precomprimarea se folosește, de asemenea, și cu scopul majorării durabilității construcțiilor la acțiunea încărcăturilor repetate și seismice. Elementele precomprimate, care au o rezistență înaltă la fisurare pe larg se folosesc la construcția rezervoarelor cilindrice, țevilor pentru presiune, turnurilor înalte, acoperișurilor subțiri etc.

Totodată, folosirea elementelor din beton precomprimat ne permite să rezolvăm un șir de probleme tehnice:

- să realizăm construcții cu deschideri mari (100 m și mai mult);
- să folosim armătură și beton cu rezistența înaltă, care duce la micșorarea consumului de oțel (de 2...2,5 ori) și a betonului;
- să micșorăm esențial dimensiunile secțiunilor și greutatea elementelor;
- să confecționăm elemente cu rezistența înaltă la fisurare etc.

Pentru confecționarea elementelor din beton precomprimat se folosesc două procedee tehnice (fig.1.3):

- 1 – precomprimare cu armătura **preîntinsă**;
- 2 - precomprimare cu armătura **postîntinsă**.

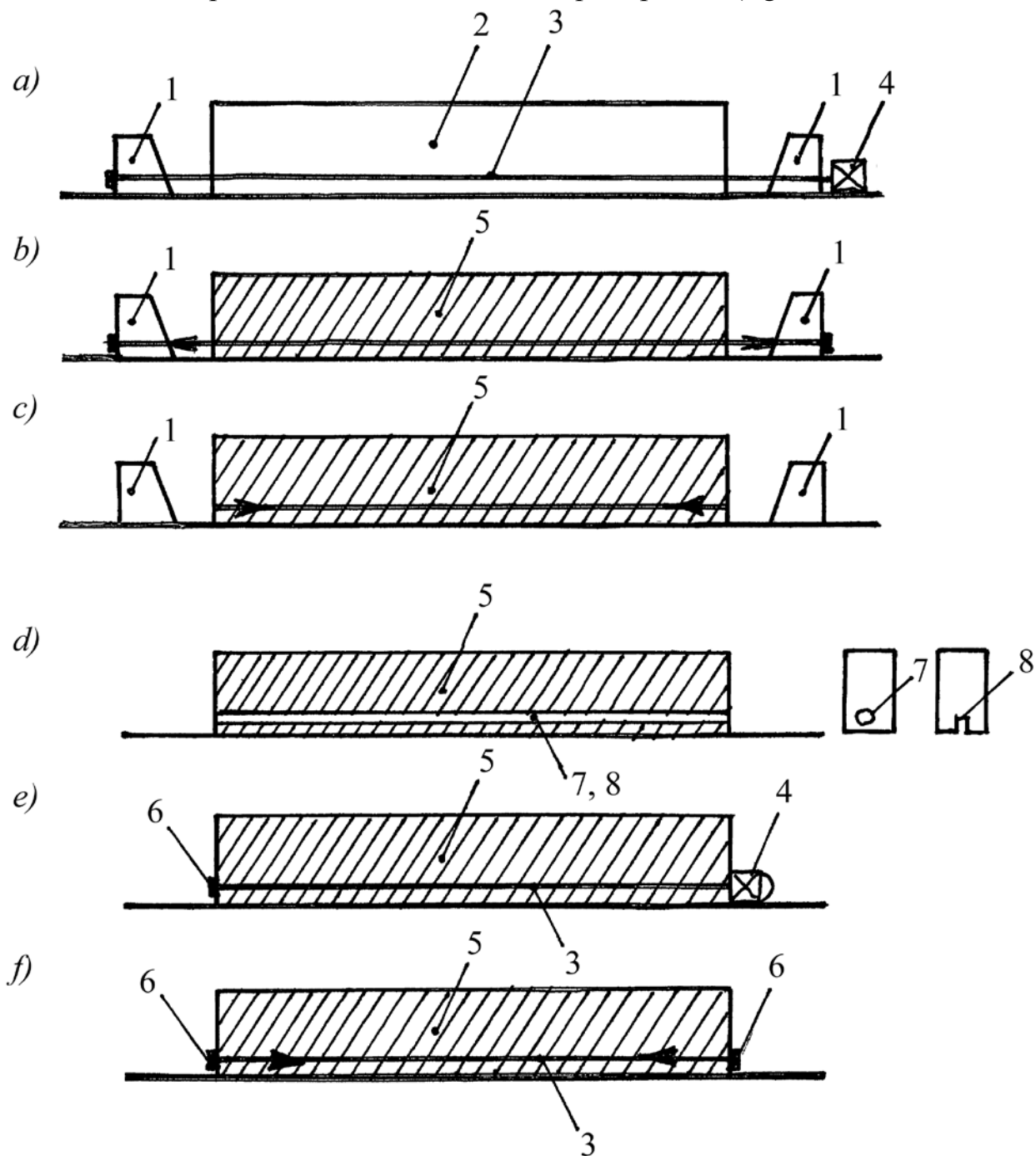
Noțiunile de armătură preîntinsă și postîntinsă sunt formate fiecare de la două cuvinte: preîntinsă – preventiv întinsă și postîntinsă – apoi întinsă. Ele explică procedeul și consecutivitatea de precomprimare a elementului în procesul fabricării.

Precomprimarea cu armătura **preîntinsă** se efectuează în modul următor.

La uzină, la șantier sau în altă parte avem două suporturi rigide și între ele este instalat cofrajul pentru betonarea elementului.

Inițial un capăt al armăturii se fixează pe un suport, apoi armătura se instalează în cofraj, se trece prin al doilea suport, se întinde până la tensiunile inițiale recomandate în proiect și se fixează pe al doilea suport (fig.1.3 *a*). Apoi, elementul se

betonează (fig.1.3 b) și după întărirea betonului până la o rezistență recomandată în proiect, armătura pretenionată se eliberează de pe suporturi (fig. 1.3 c).



**Figura 1.3. Procedeele de fabricare ale elementelor din beton armat precomprimat**

*a, b, c* – procedeul cu armătura preîntinsă; *d, e, f* – procedeul cu armătura postîntinsă;  
 1 – suport; 2 – cofrajul; 3 - armătura pretenționată; 4 – cric sau pompă hidraulică;  
 5 - elementul de beton; 6 – ancore; 7 – canal interior; 8 – canal lateral deschis

În acest moment armătura întinsă tinde să revină în poziția inițială (până la întindere), însă, datorită unei aderențe bune cu betonul întărit ea nu poate să-și revină

și comprimă elementul; în beton se formează tensiuni de comprimare. În așa mod, elementul precomprimat cu armătura preîntinsă este gata.

Pentru pretensionarea armăturii mai frecvent se folosesc trei metode: mecanică, electrotermică și, foarte rar, metoda chimică.

În cazul aplicării metodei mecanice pentru întinderea armăturii se folosesc diverse cricuri și pompe hidraulice; la utilizarea metodei electrotermice – armătura se încălzește până la temperatura de 300 – 400 °C cu ajutorul curentului electric și, în starea încălzită (alungită), ea se fixează pe suporturi. După întărirea betonului armătura se eliberează de pe suporturi și, ca și în cazul metodei mecanice, ea comprimă elementul. Metoda electromecanică mai frecvent se folosește pentru elementele armate cu armătură pretensionată în bare.

Precomprimarea cu armătura **postîntinsă** se efectuează în modul următor.

Inițial se betonează elementul (sau construcția), în care se lasă un canal special (sau mai multe canale) în zona întinsă (fig.1.3 *d*). Canalul se formează cu ajutorul unei funii din cauciuc sau cu o țevă de masă plastică, care se scot din element la etapa inițială de întărire a betonului. Pentru a le scoate (trage) mai ușor din beton ele se ung cu ulei tehnic înainte de instalarea lor în cofraj. În unele cazuri, pentru formarea canalului se folosesc și țevi metalice cu pereții subțiri care rămân în element și în ele se instalează armătura pretensionată.

În majoritatea cazurilor canalul este în interiorul elementului, dar poate să fie plasat și pe o parte laterală (fig.1.3 *d*).

După întărirea betonului până la o rezistență indicată în proiect (vezi pct. 5.1), prin canal se trage armătura. La un capăt ea are o ancoră specială (vezi pct. 3.10.2), care se sprijină pe element, iar al doilea capăt se folosește pentru întinderea armăturii (fig.1.3 *e*). Armătura se întinde cu un cric hidraulic special, care se sprijină pe element. După întinderea armăturii până la o tensiune indicată în proiect (vezi pct. 5.1), ea se fixează cu o ancoră specială.

Pentru protejarea armăturii pretensionate de la coroziune și acțiunea altor factori agresivi, spațiul gol dintre armătură și pereții canalului se injectează (umple) cu mortar. În unele construcții speciale (corpul centralelor atomice, turnurile de televiziune și altele) canalele se injectează cu solidol pentru a avea posibilitate de postîntindere a armăturii în perioada de exploatare a construcțiilor în legătură cu micșorarea tensiunilor inițiale în armătura pretensionată de la acțiunea diferitor factori (vezi pct. 5.2). În așa mod, elementul precomprimat cu armătura postîntinsă este gata.

În finală rezumăm:

- la elementele precomprimare cu **armătura preîntinsă** inițial se întinde armătura și apoi se betonează elementul;
- la elementele precomprimare cu **armătura postîntinsă**, inițial se betonează elementul și apoi se întinde armătura.

Denumirea elementelor din beton precomprimat depinde de momentul de pretensionare al armăturii: până la betonarea elementului - precomprimare cu armătura preîntinsă; după betonarea elementului - precomprimare cu armătura postîntinsă.

Menționam, că în toate elementele și construcțiile din beton precomprimat pe lângă armătura pretensionată se instalează și armătură obișnuită (nepretensionată). Această armătură se instalează în cofraj înainte de betonarea elementului pentru ambele procedee de precomprimare. Aria armăturii nepretensionate se determină din calcul sau se adoptă din condiții constructive (vezi pct. 7.2.4).

În prezent pentru fabricarea elementelor precomprimate mai frecvent se folosește prima metodă (procedeu) – precomprimare cu armătura preîntinsă. Precomprimarea cu armătura postîntinsă se folosește mai des pentru confecționarea construcțiilor cu deschideri și dimensiuni mari, alcătuite din mai multe elemente (grinzi ale podurilor cu deschideri mari, ferme, arcuri și altele). Aceste construcții se assemblează la șantier.

## **1.4. Avantajele și dezavantajele construcțiilor din beton armat**

Principalele avantaje ale construcțiilor din beton armat sunt următoarele:

### **1. Rezistență mecanică înaltă**

Betonul armat are o rezistență înaltă și capacitatea de absorbire a loviturilor de șoc. Rezistența betonului armat la solicitările mecanice și dinamice depășește de câteva ori rezistența betonului fără armătură.

### **2. Rezistență înaltă la acțiunea focului**

Construcțiile din beton armat nu ard și posedă de un grad înalt de rezistență la acțiunea focului în timpul incendiilor, pe când construcțiile din metal cedează la acțiunea focului, pentru că la temperaturile de 600-700 °C metalul își pierde circa 70 % din rezistența sa mecanică, iar în construcțiile din beton armat betonul rezistă bine la încălzirea rapidă.

Numeroase rezultate experimentale au arătat că la temperaturile de 1000-1100 °C (temperatura incendiului) în construcțiile din beton armat cu un strat de protecție de 25 mm peste o oră armătura se încălzește numai până la 550 °C, care nu influențează considerabil asupra proprietăților ei mecanice. Numai în cazul incendiilor de lungă durată, când temperatura armăturii atinge 900 °C, construcția din beton armat cedează.

### **3. Durabilitate înaltă**

Betonul armat este un material destul de durabil. La respectarea condițiilor de confecționare și de exploatare rezistența betonului prelungeste să crească timp îndelungat, iar armătura este bine protejată contra coroziunii. Procesul de coroziune al armăturii se intensifică la exploatarea construcțiilor într-un mediu agresiv lichid sau gazos, care poate duce la micșorarea durabilității lor.

Principalele măsuri de protecție ale armăturii contra coroziunii sunt următoarele: limitarea gradului de agresivitate al mediului ambiant, folosirea betonului compact din ciment special (sulfatoresistent), tencuială rezistentă la acțiunea acizilor, finisare cu ceramică etc.

### **4. Rezistență înaltă la acțiunea sarcinii seismice**

Betonul armat este un material destul de rezistent la cutremure de pământ datorită caracterului lui de monolit și rigidității înalte. La o intensitate mare a

cutremurului de pământ construcțiile din beton armat, executate conform cerințelor normelor, rezistă destul de bine.

### **5. Înalt grad de prefabricare**

Construirea clădirilor din beton armat prefabricat considerabil depășește viteza de executare a construcțiilor din metal în legătură cu micșorarea numărului de îmbinări de montaj.

### **6. Cheltuieli mici în perioada de exploatare**

La îndeplinirea calitativă a lucrărilor de construcții și la o exploatare normală, reparațiile capitale nu sunt necesare timp îndelungat. Reparațiile curente, de obicei, se limitează cu astuparea microfisurilor și a defectelor de pe suprafața construcțiilor. Multe elemente din beton armat la clădirile industriale și civile, la poduri și multe altele sunt exploatate timp îndelungat fără a fi vopsite sau văruiți și nu-și pierd aspectul lor estetic.

### **7. Plasticitatea amestecului de beton**

Datorită plasticității înalte a amestecului de beton avem posibilitatea să confecționăm elemente din beton de orice formă complicată. Aceasta ne permite să îndeplinim cerințele de arhitectură, care, de obicei, se înaintează la clădirile și edificiile moderne.

### **8. Igienă înaltă**

Datorită faptului că în elementele din beton armat avem comparativ puține îmbinări, goluri și fisuri mari și pe suprafața lor nu se dezvoltă procese biologice, ele sunt mai igienice decât construcțiile din oțel, piatră și lemn.

### **9. Posibilitate de utilizare a materialelor locale**

În general, în toate zonele țării avem într-o cantitate suficientă agregatele principale pentru producerea betonului (piatră spartă, pietriș, nisip). Furnizarea cimentului și a armăturii nu duce la cheltuieli mari.

**Principalele dezavantaje ale construcțiilor din beton armat sunt următoarele:**

#### ***1. Greutatea proprie mare***

Greutatea proprie a betonului armat este destul de mare și limitează posibilitatea de utilizat elemente voluminoase, care complică procesele de montare, de transportare și altele. De aceea, pentru micșorarea acestor probleme pe larg în construcții se folosesc elemente precomprimate, betonuri ușoare, armocimentul, elemente ușoare cu pereții subțiri etc.

#### ***2. Conductibilitatea termică și acustică înaltă***

La folosirea betonului armat pentru pereții exteriori, despărțitori, planșee și acoperișuri deseori este necesar de instalat suplimentar izolație specială pentru micșorarea zgomotului în interiorul clădirii și îmbunătățirea proprietăților termice ale acestor elemente. Aceasta, la rândul său, duce la majorarea costului construcțiilor.

#### ***3. Formarea fisurilor***

În elementele și construcțiile din beton armat pot apărea fisuri de la diferite acțiuni: acțiuni cu forță și acțiuni fără forță.

La acțiunile fără forță se referă condițiile de întărire ale betonului, deformațiile termice, coroziunea armăturii, betonare necalitativă etc., iar la acțiunile cu forță -

tasarea pământului sub fundații, încărcăturile de exploatare, forța seismică, alunecări de teren etc.

Fisurile de la acțiunile fără forță în majoritatea cazurilor apar pe suprafața elementului sau a construcției și nu sunt periculoase pentru construcții în general.

Fisurile de la acțiunile cu forță mai des apar în zonele întinse ale elementelor și cu mult mai rar în zonele comprimate (la precomprimare, transportare și montarea elementelor).

Primele fisuri invizibile în zona întinsă a elementelor apar la tensiunile în armătura întinsă în jurul valorii de 30 – 40 MPa. La acțiunea încărcăturilor de exploatare (de serviciu) deschiderea fisurilor poate fi de 0,2 - 0,3 mm. Din practica de lungă durată de exploatare a construcțiilor din beton armat s-a stabilit că aceste fisuri în majoritatea cazurilor nu sunt periculoase și nu influențează suficient asupra caracterului general de lucru al betonului armat ca un material monolit.

În cazurile, când la exploatarea construcțiilor nu se admit fisuri sau deschiderea lor depășește limita stabilită de norme, se folosește precomprimarea betonului, care este una din cele mai efective metode de prevenire a formării și deschiderii fisurilor.

#### **4. Consumuri suplimentare de materiale pentru cofraj, schele etc.**

Toate elementele și construcțiile din beton armat se confecționează în cofraj de metal sau de lemn, ceea ce duce la consumuri suplimentare de materiale destul de scumpe așa cum sunt metalul și lemnul, iar pentru construcțiile din beton monolit, confecționate la santier se consuma și materiale pentru schele, proptele etc.

#### **5. Cheltueli suplimentare la executarea lucrărilor în timp de iarnă**

La betonarea construcțiilor în timp de iarnă (la temperaturi negative) apare necesitatea de consum în plus de materiale, energie și căldură pentru a preveni înghețarea betonului. Înghețarea betonului duce la stoparea procesului de întărire a lui, iar după dezghețare, în majoritatea cazurilor, rezistența lui nu mai crește (vezi pct.2.5).

#### **6. Complicații la consolidare**

În elementele din beton și beton armat este foarte complicat de perforat și de sfredelit găuri; este imposibil de tăiat betonul și de îmbinat prin cuie. De aceea, metodele de consolidare și de reparații ale acestor elemente sunt cu mult mai complicate în comparație cu alte materiale.

Și totuși, în pofida celor spuse, avantajele elementelor și construcțiilor din beton armat sunt cu mult mai importante, decât dezavantajele lor și, de aceea, betonul armat se folosește pe larg în toate domeniile de construcții și în altele.

### **1.5. Domeniile de aplicare ale construcțiilor din beton armat**

În prezent, betonul și betonul armat se folosește pe larg în toate domeniile de construcții din diferite ramuri ale economiei naționale. Acest fapt se explică prin durabilitatea lor, posibilitatea de a folosi pe larg materiale de construcții locale și utilizarea construcțiilor cu consum mic de metal.

În **construcțiile civile** elementele din beton și beton armat se folosesc pentru construirea caselor de locuit, obiectelor cu destinație socială și culturală. Pe larg se folosesc elementele din beton armat și la construirea **obiectelor industriale**. În acest

caz, betonul armat se folosește nu numai pentru elementele portante aparte (fundații, stâlpi, grinzi, panouri de pereți și de acoperiș etc.), dar și pentru construcții și clădiri speciale, cum sunt buncărele, estacadele, galeriile etc.

În construcțiile civile și industriale pe larg se folosesc elemente din beton armat la construirea clădirilor și edificiilor de aprovizionare cu apă și canalizare: stații de pompare, apeducte, colectoare, bazine, rezervoare etc.

Elementele din beton armat pe larg se folosesc și în **construcțiile energetice, de transport, agricole și militare.**

În **construcțiile energetice** elementele din beton armat se folosesc la construirea termo-electrocentralelor, hidro-electrocentralelor, centralelor atomice și a pilonilor pentru linii electrice.

În **transportul feroviar**, în afară de clădiri cu destinații speciale, din beton armat se construiesc poduri, estacade, apeducte, tonele, piloni pentru rețele de contact ale căilor ferate, traverse etc.

La construirea **drumurilor auto** betonul armat se folosește în calitate de îmbrăcăminte rutieră, la construcția podurilor, la stâlpii pentru diverse indicatoare etc.

În **transportul naval** din beton armat se construiesc pereții debarcaderelor, estacade, supape pentru circulația corăbiilor, baraje pentru corăbii și bazine.

În **transportul aerian** betonul se folosește ca îmbrăcăminte pentru pistele de zbor și de aterizare, în construcțiile hambarelor, atelierelor, aerogărilor etc.

În ultimii ani construcțiile din beton armat pe larg se folosesc și în **transportul prin conducte** la distanțe mari a petrolului și produselor petroliere, gazelor, apei etc.

Pe larg se folosesc elementele din beton armat și în **construcțiile agricole și rurale.** În afară de folosirea betonului armat la construcția caselor de locuit, obiectelor cu destinație culturală și socială, atelierelor și altor încăperi de producție, elementele din beton armat se folosesc pentru construcția clădirilor zootehnice, depozitelor pentru cereale, elevatoarelor și construcțiilor speciale pentru irigație și ameliorare.

Pe larg se folosește betonul armat și în **construcțiile militare pentru apărare** de lungă durată, în fortificațiile de câmp, pentru protecție antiaeriană și multe altele.

În ultimii ani betonul armat a început să pătrundă și în domeniul **construcțiilor de mașini.** Din beton armat se confecționează plăci și blocuri pentru montarea utilajului, matrice, carcasele mașinilor cu dimensiuni mari și unele piese ale utilajelor.

## **1.6. Schiță istorică despre apariția și evoluția construcțiilor din beton armat, beton precomprimat și a metodelor de calcul**

Se consideră că betonul ca material de construcție a apărut mai mult de 2000 de ani mai înainte, încă din epoca romanilor. Rimlenii au folosit betonul pentru renumitul apeduct, instalat pe cel mai lung și mai înalt pod din lume la acea perioadă (275 m lungimea și 49 m înălțimea). În acea perioadă încă nu exista cimentul în forma de astăzi și ei amestecau o cenușă vulcanică cu mortar de var și umplutură din piatră.



Actualul ciment a fost inventat aproximativ în aceeași perioadă de francezul Louis Vicat (1812-1813) și de englezul John Aspdin (1824) prin arderea unui amestec de calcar și argilă. Englezul J. Aspdin ia dat numirea cimentului "Portland" după denumirea pietrei de pe insula Portland la sudul Angliei.

Betonul armat, în comparație cu alte materiale de construcții (piatra, lemnul, metalul), este destul de "tînăr" și are vîrsta cu puțin mai mult de 160 de ani. Apariția și dezvoltarea construcțiilor din beton armat este legată cu dezvoltarea intensă a industriei, transportului și a comerțului în a doua jumătate a secolului XIX, cînd a apărut necesitatea de construit fabrici noi, uzine, poduri, porturi maritime, fortificații militare și multe alte edificii. La acea etapă era deja bine dezvoltată industria cimentului și metalurgică.

Anul apariției primelor construcții din beton armat nu se știe precis. Primele încercări de a îmbina betonul și metalul într-o construcție constau în instalarea în masive de beton a unor articole din metal (sîrmă, bare, fișii, profile laminate etc.) fără a înțelege clar lucrul lor în comun.

Primele construcții (sau mai corect, primele articole) din beton armat conform noțiunilor actuale au apărut în anii 50-60 ai secolului XIX aproape în aceeași perioadă și independent una față de alta în diferite țări.

În anul 1849 francezul Joseph-Louis Lambot a confecționat o barcă din beton armat, care în 1855 a fost prezentată la expoziția mondială din Paris și a produs o senzație adevărată. Corpul bărcii era împletit din bare pătrate metalice și apoi tencuite cu mortar din ambele părți.

În aceeași perioadă, alt francez, grădinarul Jozeph Monier a folosit independent aceeași idee de îmbinare a betonului cu sîrmă de metal la confecționarea vaselor (căzilor) pentru flori și transportarea pueților de palmieri în Anglia, pentru care în anul 1867 a primit primul patent din lume pe beton armat. J. Monie confecționa vasele sale în modul următor. Inițial instala într-un butoi de lemn alt butoi cu diametrul mai mic, iar în spațiul dintre ele instala o carcasă din bare metalice și apoi turna beton. În baza invenției sale J. Monie a început să producă diferite elemente din beton armat: piloți, plăci, pereți despărțitori și piloni pentru poduri. În următorii ani el a obținut cîteva Patente: în 1877 – traverse de căi ferate, în anii 1880 – 1883 – planșee din beton armat, grinzi, bolți și poduri, în 1885 - țăvi pentru conducte de apă și altele.

Primele edificii mai voluminoase, construite conform sistemii lui Monie au fost: rezervoare pentru apă cu volumul de 250 m<sup>3</sup>, un pod cu lungimea de 16 m și lățimea carosabilă de 4 m și multe altele.

În anul 1861 francezul Fransua Coignet a publicat o broșură în care a descris construcțiile sale: planșee, cupole, țăvi etc.

În legătură cu participarea activă la elaborarea diferitor elemente și construcții din beton armat, francezul Joseph Monier mult timp s-a considerat ca inventatorul betonului armat. Însa în anul 1949, cînd francezii au sărbătorit jubileul de 100 de ani de la "nașterea" betonului armat, au confirmat că inventatorul betonului armat a fost Joseph Lambot.

La etapa inițială de apariție a construcțiilor din beton armat armătura se instala în miglocul secțiunii. Unul dintre primii, care a instalat armătura în zona întinsă (la elementele încovoiate) a fost tencuitorul englez William Wilkinson. În patentul său

din anul 1854 el a propus (pentru majorarea rezistenței planșelor din beton armat) de instalat fișii metalice în zona de jos - în câmp (în zona de mijloc a plăcii) și în zona de sus - la rezeme. În baza acestui patent în orașul Newcastle (Anglia) în 1865 a fost construită o casă din beton armat. În anul 1955, când această casă a fost demolată, specialiștii engleji au fost mirați de corectitudinea instalării a armăturii în elementele ei.

În anul 1885 inginerul german M.Koenen, în baza rezultatelor experimentale a confirmat propunerea lui Wilkinson despre instalarea armăturii în zona întinsă a construcțiilor din beton armat, iar în anul 1886 el a propus prima metodă de calcul a plăcilor din beton armat.

În perioada anilor 1860-1900 în Franța, Germania, Anglia, Austria, SUA și alte țări au fost fondate numeroase întreprinderi, care produceau și foloseau în construcții betonul armat.

În Rusia primul care a popularizat și a implimentat construcțiile din beton armat a fost profesorul Institutului de ingineri ai căilor de transport din Sant-Peterburg N.A. Beleliubski.

La începutul secolului XX au fost elaborate primele norme (prescripții) de calcul ale construcțiilor din beton armat în diferite țări:

1903 – “Normele provizorii pentru calculul betonului armat”, Elveția;

1904 – “Prima circulară prusiană”, Germania;

1906 – “Circulara franceză”, Franța;

1908 – “Condiții tehnice pentru construcții din beton armat”, Rusia;

1911 – “Circulara engleză”, Marea Britanie.

În toate normele a fost adoptată metoda de calcul la tensiunile admisibile, care în unele țări a fost folosită pînă în anul 1950.

O etapă importantă la dezvoltarea construcțiilor din beton armat a fost invenția betonului armat precomprimat de inginerul francez Emile Freyssinet în anul 1928. Însa, mentionam, că ideea de precomprimare a apărut cu mult timp mai devreme. În literatura rusă de specialitate este menționat, că pentru prima dată ideea precomprimării a elementelor care lucrează la întindere a fost realizată în anul 1861 de inginerul artilerist rus A.V. Gadolin la fabricarea țăvilor tunurilor de artilerie. Sensul realizării consta în aceea, ca pe șa tunului se instalau cercuri de metal încălzite (aproximativ pînă la 800-900 °C), care la răcire o comprimau și, în așa mod, se majora rezistența țăvii la presiunea interioară.

Considerăm, că ideea de precomprimare a fost folosită în practică încă cu cîteva secole mai devreme de A.V. Gadolin la confecționarea roților și butoaelor din lemn, la care se foloseau (și se folosesc și în prezent) aceleași cercuri din metal. Aceasta idee pe larg a fost folosită din vechime și în Moldova.

Ideea de folosire a armăturii pretensionate în elementele din beton armat a fost expusă în anul 1886 de americanul Gecson, apoi în 1888 - de germanul Dering, în 1896 – de austriacul Mondlen și în 1903 – de renumitul savant și inginer francez Emile Freyssinet, care primul a realizat această idee în construcțiile din beton armat în anul 1928.

Construcțiile din beton armat precomprimat au permis de majorat esențial deschiderile elementelor fără micșorarea rezistenței lor și majorarea dimensiunilor ale secțiunilor.

În secolul XX betonul, betonul armat și betonul precomprimat au fost și au rămas și în secolul XXI cele mai importante materiale de construcție. Au fost construite numeroase obiecte unice și de importanță majoră, însă este imposibil de enumerat aceste obiecte în limitele prezentului manual. Multe țări au istoria sa de folosire și dezvoltare a construcțiilor din beton armat și lista celor mai importante clădiri și edificii realizate în beton armat și beton precomprimat în secolul XX.

Un aport important la dezvoltarea construcțiilor din beton armat și beton precomprimat și la elaborarea metodelor de calcul l-au avut numeroși savanți din diferite țări:

Anglia - P.V. Abelis, Anon, Decons, Taylor H.P.J etc.;

Austria – Zaliger, Mandell;

Franța – Iu. Cristoph, Considere, E. Freyssinet, Francois Hennebique, Yves Guyon etc.;

Germania – Bach, Dishinger, M. Coenen, F. Leondardt, Morsch, Rusch;

România – R.Agent, C. Avram, D. Dumitrescu, I. Filimon, S. Hangan, T. Postelinicu, I. Tertia etc.

Rusia – S.V. Alexandrovskii, N.H. Arutiunian, V.N. Baicov, N.A.

Beleliubski, A.A. Gvozdev, S.M. Crîlov, A.F. Loleit, V.V. Mihailov,

V.I. Murașev, N.Ia. Panarin, P.L. Pasternac, N.E. Procopovici, Ia.V.

Stoliarov, N.I. Ulițki, A.P. Vasiliev, A.S. Zalesov etc.;

SUA - Abrams, Jexson, T.I. Lin, A.N. Nilison, Shteiner, F. Taylor;

În anul 1932, pentru prima dată în lume, savantul ex-sovietic A.F. Loleit a propus o metoda nouă de calcul a elementelor din beton armat la eforturile de rupere, care după o verificare experimentală multilaterală și unele perfectări (efectuate sub conducerea profesorului A.A. Gvozdev) în anul 1938 a fost inclusă în normele sovietice GOST 90003-38.

În anul 1955 în normele ex-sovietice NiTU 123-55 a fost inclusă metoda de calcul la stări limită ultime (SLU), care se folosește și în prezent și cu unele perfecționări este în prezent și în normele europene EN 1992-1-1:2004, Eurocod 2.

O informație amplă privind metodele de calcul este prezentată în pct. 4.2.

La descrierea istoriei folosirii și dezvoltării construcțiilor din beton armat în Republica Moldova credem că de multe ori va fi necesar de folosit expresia “ cu regret”. În literatura de specialitate, editată în RM în ultimii 70 de ani (care, practic lipsește) nu este așa informație. Numai după spusele unor ingineri și arhitecți( E.G. Juravlev, P.I. Copievski, I.A. Rogacevski, V.P. Mednec, V.F. Smirnov și alții), care activ au participat la expertizarea, proiectarea și restaurarea orașului Chișinău după anii 1945, avem posibilitatea să constatăm, că în R. Moldova betonul armat a fost folosit și înainte de 1940. Ei au găsit rămășițe de fundații și de planșee din beton armat monolit, dar , cu regret, nimeni n-a stabilit când și cine a folosit betonul armat. Constatăm că avem cam puțină informație despre folosirea și dezvoltarea construcțiilor din beton armat, dar și aceea ce avem este bine de așternut pe hîrtie ca nepoții și strănepoții să aibă cât de cât o informație.

Folosirea betonului armat mai intensiv s-a început în Moldova după anii 1945. În anii 1947-1957 au fost construite: centrala electro-termică din Chișinău (în prezent CET 1), uzinele de beton armat № 1, 2, 3 și 4 (din Chișinău), uzina de ciment de la Rîbnița, hidrocentrala de la Dubăsari, podul de pe Nistru de la Dubăsari și altele. În anii 1958-1975 au fost construite un șir de uzine de conserve, de vin și de zahăr, uzina de tractoare, uzina Mezon, hidromașina, uzina de frigidere, uzina de ciment de la Rezina, uzina metalurgică de la Rîbnița, electrocentrala de la Cuciurgan, 2 poduri peste Nistru (la Vadu-lui-Vodă și Gura Bîcului), s-a început construcția cartierului Botanica etc. După anii 1975 cele mai importante construcții au fost: combinatul de beton armat pentru construcția caselor de locuit, numeroase case de locuit în Chișinău, Bălț, Tighina, Tiraspol și altele. Au fost construite case de locuit multetajate din beton armat monolit. S-a început construcția a 2 cartiere noi în Chișinău (Buiucani și Ciocana).

Mentionăm, cu regret, că după destrămarea Uniunii Sovietice, în anii 1990-2000 construcția, practic, s-a stopat și s-a ameliorat după anii 2000.

În țară nu este și nici n-a existat nici un centru de cercetări științifice în domeniul construcțiilor din beton armat, dar și în celelalte domenii ale construcțiilor (construcții metalice, de lemn și de zidărie). N-a existat nici o secție de construcții nici în cadrul Academiei de științe din RM. Unicul centru științific în domeniul construcțiilor din beton armat a fost și este și în prezent catedra de construcții și mecanica structurilor în cadrul Universității Tehnice a Moldovei, care a fost fondată în anul 1966 de doctorul habilitat, profesorul universitar E.Livovschi și a fost condusă de D-lui mai mult de 20 de ani.

Primul material didactic în limba română pentru studenții de la specialitățile de construcții a fost ciclul de prelegeri ” Beton armat și beton precomprimat” (în 5 părți, autorii I. Ciupac, S. Coreiba și A. Zolotcov), editat în anul 1991. În anul 2000 apare manualul “Construcții din beton armat” sub redacția profesorului E Livovschi (autorii E. Livovschi, I. Ciupac, T. Sîrbu, A. Scripnic și G. Bordeianu).

În anul 2006 a fost editat primul normativ în acest domeniu “Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat” NCM F.02.02-2006, iar în anul 2010 apare manualul “ Beton armat și beton precomprimat” (autorii E. Livovschi, A. Zolotcov, T. Sîrbu și T. Axenti), în care a fost inclus circa 87 % de material din normativul NCM F:02.02-2006.

În anii 1977-1990 unii din membrii catedrei “Elemente de construcții” (profesorii E. Livovschi, I. Ciupac și conferențiarii M. Potîrcă, T. Sîrbu, A. Scripnic ) au participat la elaborarea unei teme științifice de o valoare majoră (unională) în ex-URSS “ Elaborarea construcției a unei centrale atomice cu vasul de presiune din beton precomprimat”.

## 2. PROPRIETĂȚILE FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI

### 2.1. Betonurile pentru construcții din beton armat și clasificarea lor

Betonul ca material pentru elementele și construcțiile din beton armat trebuie să posede de unele proprietăți fizico-mecanice bine determinate din timp: rezistența mecanică, aderența bună cu armătura, densitate bună pentru protecția armăturii de la coroziune, rezistență suficientă la îngheț-dezghet, rezistență la acțiunea temperaturilor înalte etc.

Betonurile se clasifică după un șir de particularități:

- **în dependență de destinație** – beton pentru construcții și beton special. La betonurile pentru construcții se referă betonurile pentru construcții portante și de îngrădire ale clădirilor și edificiilor, la care sunt înaintate cerințe privind proprietățile lor mecanice. La betonurile speciale se referă betonurile cu proprietăți speciale în dependență de condițiile concrete de exploatare ale construcțiilor: betonuri rezistente la temperaturi negative și înalte, la acțiuni chimice, termoizolante etc.;

- **după tipul lianților** – din ciment, din calcar de zgură, din ghips și din alți lianți speciali;

- **după tipul agregatilor** – agregați compacți, poroși și speciali;

- **după structură** – compactă, poroasă, celulară sau macroporoasă. La betonurile cu structura compactă aparțin betonurile, la care tot spațiul dintre granulele agregatilor este completat cu liant întărit și de pori de aer. La betonurile cu structura macroporoasă aparțin betonurile, la care spațiul dintre agregatii poroși nu este ocupat complet cu agregați mărunți și liant întărit;

- **după compoziția granulometrică** – deosebim betonuri macrogranulate cu agregați mășcați și microgranulate – numai cu agregați mărunți;

- **după condițiile de întărire** – betonuri cu întărire naturală, tratate termic la presiune atmosferică sau la presiune ridicată (autoclave);

- **după densitate (masa volumică)** – deosebim beton greu, normal și ușor. (conform normelor europene EN 206-1).

La betonul greu se referă betonul cu masa volumică mai mare de  $2600 \text{ kg/m}^3$ , care se folosește în construcții speciale – centrale atomice și altele. La betonul normal se referă betonul cu masa volumică mai mare de  $2000 \text{ kg/m}^3$  pînă la  $2600 \text{ kg/m}^3$  și se folosește pentru confecționarea tuturor elementelor și construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat. La betonul ușor se referă betonul cu densitatea de la 800 pînă la  $2000 \text{ kg/m}^3$ . La rândul său, acest beton este divizat în betonuri ușoare și foarte ușoare. Betonurile ușoare cu densitatea de  $1800 - 2000 \text{ kg/m}^3$  se folosesc pentru elemente portante (de rezistență), iar cu densitatea de  $800 - 1700 \text{ kg/m}^3$  – în calitate de termoizolație și izolație contra zgomotului.

Densitatea betonului se determină conform standardului GOST 12730.1-78 sau standardului european EN 206-1.

Betonurile ușoare sunt divizate pe grupe de densitate, care se notează cu litera **D** (vezi tab. 2.1).

În literatura tehnică mai veche pentru betonurile ușoare în dependență de densitatea lor erau stabilite așa numite mărci de densitate (D), asemănătoare cu grupele din tab. 2.1. În calitate de marcă se adopta valoarea medie a densității betonului concret (în  $\text{kg/m}^3$ ).

Tabelul 2.1

### Clasificarea betonurilor ușoare pe grupe de densitate

Grupa de densitate	Densitatea betonului la vârsta de 28 zile, $\text{kg/m}^3$	Grupa de densitate	Densitatea betonului la vârsta de 28 zile, $\text{kg/m}^3$
D800	751 – 850	D1500	1451 – 1550
D900	851 – 950	D1600	1551 – 1650
D1000	951 – 1050	D1700	1651 – 1750
D1100	1051 – 1150	D1800	1751 – 1850
D1200	1151 – 1250	D1900	1861 – 1950
D1300	1251 – 1350	D2000	1951 – 2050
D1400	1351 – 1450		

## 2.2. Structura betonului

Structura betonului în mare măsură influențează asupra rezistenței și deformabilității lui. Ea se formează în timpul pregătirii, turnării și vibrării betonului, iar apoi se modifică în decursul perioadei îndelungate de întărire a betonului.

La adăugarea apei la amestecul din ciment și agregati se începe o reacție chimică de cuplare a cimentului cu apă, în rezultatul căreia se formează o masă de formă gelatinoasă, numită **gel**. În procesul amestecării al betonului gelul acoperă granulele ale agregatilor și treptat întărindu-se se transformă într-o piatră de ciment, consolidând granulele agregatilor mășcați și mărunți într-un material monolit și solid – **beton**. Formarea structurii monolite a betonului are loc treptat. În legătură cu aceasta se observă o creștere succesivă a rezistenței pietrei de ciment și schimbarea porozității betonului.

O importanță deosebită la procesul de formare a structurii betonului o are cantitatea de apă, folosită pentru pregătirea amestecului de beton, care este caracterizată cu raportul „apă / ciment” (W/C).

După cum este știut din cursul Materiale de construcții, pentru hidratarea cimentului este necesar ca raportul apă / ciment (W/C) să fie nu mai mic de 0,2. Însă pentru îmbunătățirea condițiilor de turnare ale amestecului de beton, raportul W/C se majorează până la 0,5 – 0,6.

În procesul întăririi a betonului surplusul de apă se evaporază și, ca urmare, în elementul din beton întărit se formează numeroși pori și capilare. În așa mod, structura betonului este destul de neomogenă și se formează în formă de rețea spațială, care constă din piatră de ciment împletită cu granule de nisip și pietriș de diferite dimensiuni și forme. Această rețea spațială este străpunsă de un număr mare de micropori și capilare, care conțin apă necuplată chimic, vapori de apă și aer. De aceea, din punct de vedere fizic, betonul reprezintă un material capilar-poros, în care este încălcată compactivitatea masei și asistă trei faze: solidă, lichidă și gazoasă.

În baza rezultatelor experimentale s-a stabilit că în condiții normale de întărire piatra de ciment conține circa 25-40 % de pori.

Este stabilit, că odată cu micșorarea raportului apă/ciment (W/C), porozitatea pietrei de ciment se micșorează, iar rezistența betonului crește. De aceea, la uzinele pentru fabricarea elementelor din beton armat mai des se utilizează amestecuri de beton mai vârtoase cu raportul  $W/C \approx 0,3 - 0,4$ . În așa caz betonul are o rezistență mai mare și se consumă mai puțin ciment. Însă pentru turnarea în cofraj și vibrarea acestui beton crește volumul de muncă.

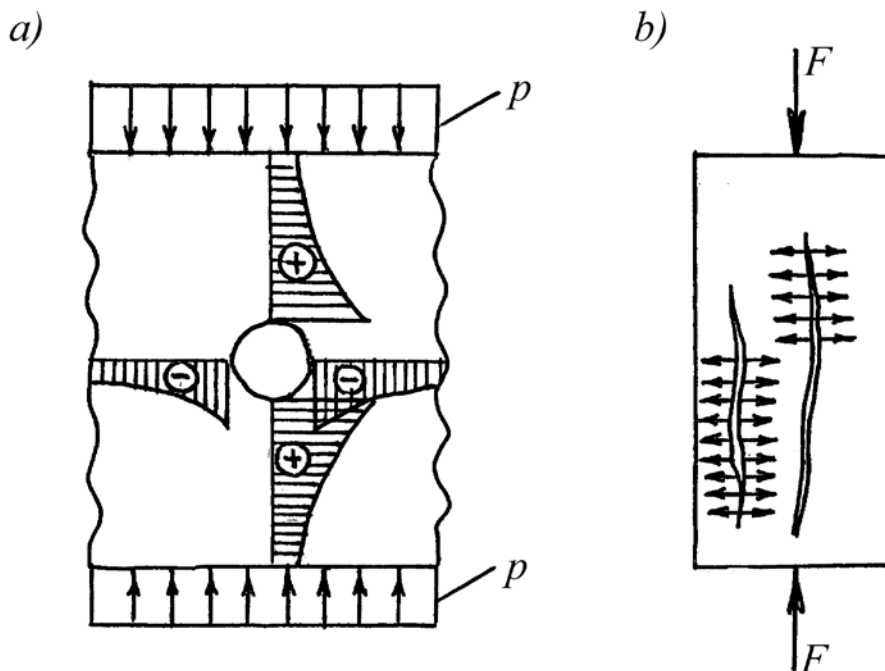
### 2.3. Bazele rezistenței betonului

În calitate de rezistență a unui corp solid se subînțelege capacitatea lui de a se opune la acțiunea încărcăturilor exterioare fără a se distruge (rupe), adică fără a se fărâma în părți aparte.

Deoarece betonul este un material neomogen, la acțiunea încărcăturilor exterioare în el se formează o stare complicată de tensiuni.

Structura capilară-poroasă a betonului ne permite să admitem schema lui de lucru ca pentru un material cu găuri (goluri).

Din Teoria elasticității se știe că la comprimarea materialului în jurul găurii se formează o concentrație de tensiuni de comprimare și de întindere (fig. 2.1 a).



## Figura 2.1. Starea de tensiuni la comprimarea unei epruvete de beton

Luând în considerație faptul, că în elementele de beton sunt mulți pori și goluri, tensiunile de întindere în jurul unei găuri sau por se suprapun cu cele învecinate. Ca rezultat, în epruveta comprimată apar tensiuni longitudinale de comprimare și transversale – de întindere (câmp secundar de tensiuni). Având în vedere, că rezistența betonului la întindere este cu mult mai mică decât la comprimare, epruveta comprimată din beton cedează de la ruperea betonului în direcția transversală (fig. 2.1 b).

La începutul încărcării a epruvetei de beton pe toate suprafețele ei laterale apar fisuri microscopice, care, pe măsura creșterii încărcăturii exterioare, ele treptat se unesc și se formează fisuri vizibile, îndreptate paralel sau cu o mică înclinație în raport cu direcția acțiunii încărcăturii.

Repartizarea neuniformă a agregatilor și a porilor în betonul întărit duce la o deviere substanțială a elementelor confecționate din aceeași compoziție de beton.

Rezistența betonului depinde de un număr mare de factori și anume: factorii tehnologici, raportul apă-ciment W/C, tipul și cantitatea de ciment, tipul și rezistența agregatului mășcat, condițiile de întărire și altele.

## 2.4. Rezistența betonului la diferite solicitări

### Rezistența cubică și cilindrică a betonului

În construcțiile din beton armat betonul este utilizat pentru preluarea tensiunilor de comprimare. De aceea, în calitate de rezistență de bază a betonului este adoptată rezistența lui la compresiune centrică. Aceasta se mai explică și prin faptul că din toate caracteristicile de rezistență ale betonului, rezistența lui la compresiune se determină cel mai simplu.

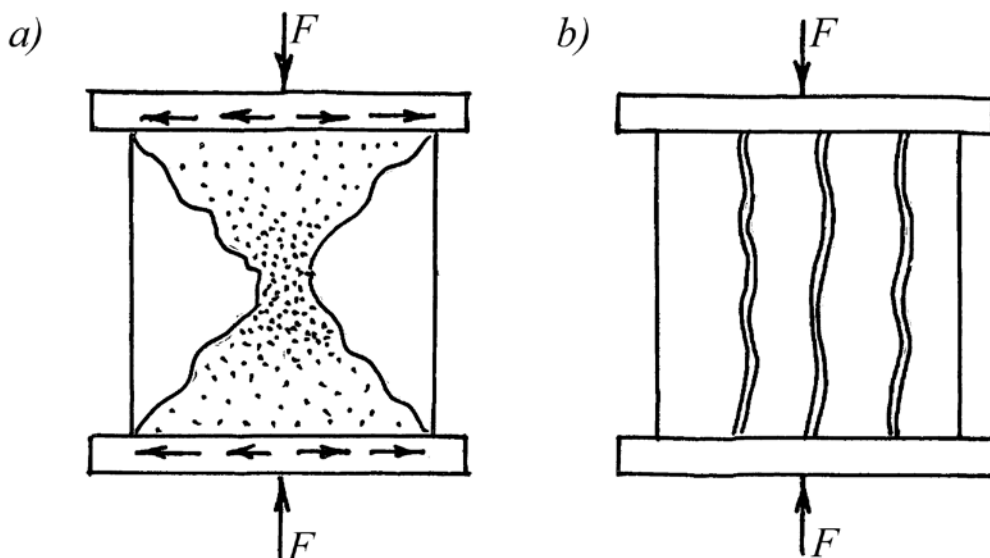
În calitate de caracteristică de bază a rezistenței betonului la compresiune este adoptată așa numită **rezistența cubică** ( $R_{c,cub}$ ) a betonului, care reprezintă rezistența de rupere la comprimare a cubului din beton, încercat la vârsta de 28 zile la temperatura de  $20 \pm 5$  °C după păstrarea lui în condiții normale (temperatura  $20 \pm 5$  °C și umiditatea aerului nu mai mică de 95 %). Recomandații concrete despre păstrarea și încercarea cuburilor sunt prezentate în GOST 10180-90, validat de către Moldovastandard. Dacă lucrările de construcții se îndeplinesc de către o țară din Uniunea Europeană, atunci se pot folosi Normele europene EN 206 -1.

Cercetările experimentale au aratat că cubul din beton încercat la comprimare centrică se rupe după fisuri înclinate în rezultatul ruperii betonului în direcția transversală (fig. 2.2 a).

Înclinarea fisurilor de rupere ale cubului se explică prin influența forțelor de frecare dintre plăcile metalice ale preseii hidraulice și suprafețele cubului. Aceste forțe de frecare sunt îndreptate spre interiorul cubului și împiedică dezvoltarea liberă a deformațiilor transversale ale betonului.



Acest efect de menținere a deformațiilor transversale ale cubului de beton în zonele de contact dintre plăcile preseii și beton este asemănător cu efectul unui *cerc de metal*, dacă ar fi instalat în aceste zone și, de aceea, este numit „efectul de cerc” sau efectul de fretă. Acest efect este mai pronunțat în zonele mai apropiate de suprafețele de contact ale cubului cu plăcile preseii, iar în zonele mai îndepărtate (spre mijlocul cubului) efectul este mai puțin pronunțat. De aceea, la ruperea cubului de beton se formează două trunchiuri de piramidă, unite la vârfuri (fig. 2.2 a).



**Figura 2.2. Modul de rupere al epruvetelor cubice de beton**

a – cu forțe de frecare între epruvetă și plăcile metalice ale preseii;

b – fără forțe de frecare

Dacă înlăturăm forțele de frecare dintre plăcile preseii și epruvetă prin ungerea plăcilor cu parafină, ulei, grafit sau alt material glisant, atunci epruveta de beton se va deforma liber și uniform în direcția transversală pe toată înălțimea ei (deoarece lipsește efectul de fretă) și cubul se va rupe după fisuri verticale paralele axei de acțiune a forței de comprimare (fig. 2.2 b).

În așa caz rezistența cubică a betonului se micșorează esențial (cu 25-40 %) și, practic, nu depinde de dimensiunile cubului. Aceasta se explică prin lipsa efectului de fretă (ca în primul caz), care duce la creșterea rezistenței betonului.

Conform standardului pentru determinarea rezistenței cubice a betonului, plăcile preseii trebuie să fie întotdeauna uscate.

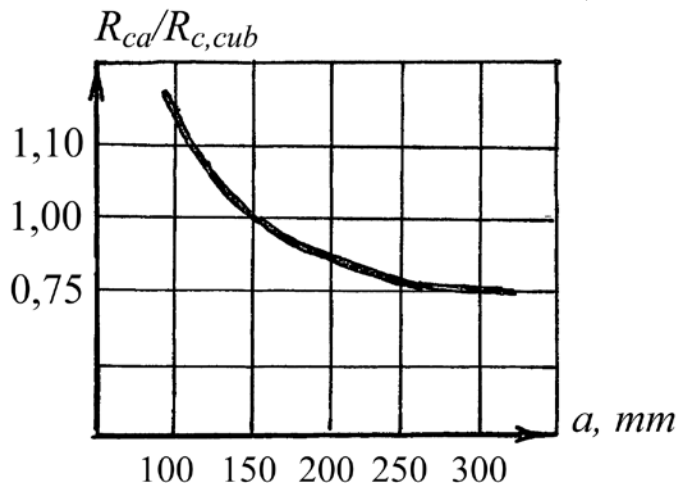
Rezultatele experimentale au aratat că rezistența betonului din una și aceeași componentă depinde de dimensiunile geometrice ale cubului. Cuburile cu dimensiunile mai mici au o rezistență mai mare și invers (fig. 2.3).

Aceasta se explică prin faptul că la cubul cu dimensiunile mai mici efectul de fretă cuprinde tot volumul lui, iar la cubul cu dimensiunile mai mari sunt și zone fără efectul de fretă (fig. 2.4).

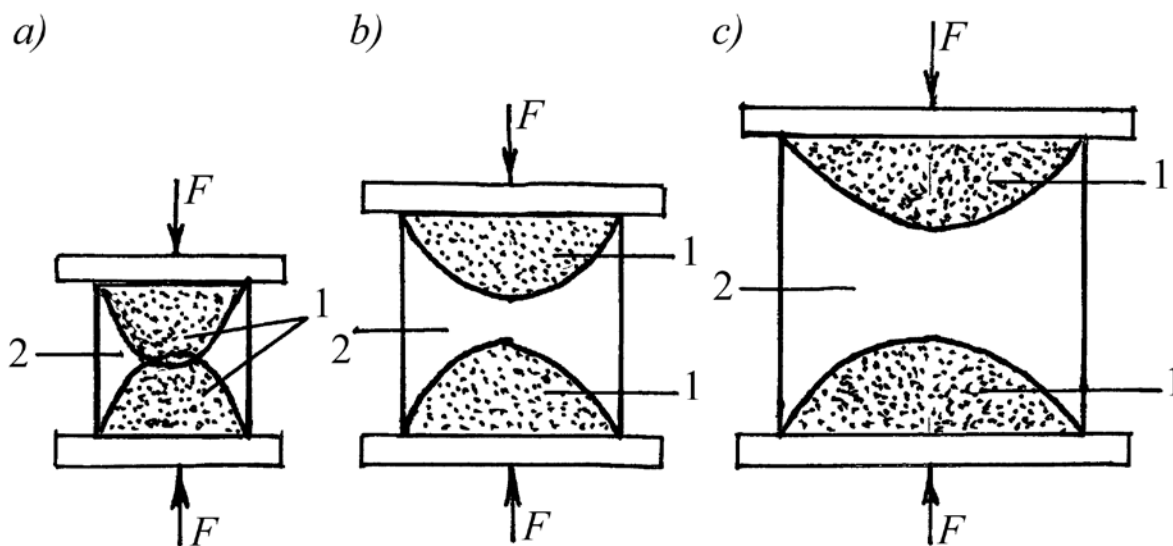
În zonele cu efectul mic de fretă betonul se deformează mai liber în direcția transversală și cubul se rupe ca și în cazul, când lipsesc forțele de frecare (fig. 2.2 b).

Bineînțeles, că în construcțiile și elementele reale betonul are o rezistență concretă, care nu depinde de dimensiunile lor. Acest efect de fretă îl avem doar la încercarea epruvetelor pentru determinarea rezistenței betonului și despre aceasta trebuie de știut.

În prezent în calitate de epruvetă-standard (de bază) este adoptat cubul cu dimensiunile 150x150x150 mm. Standardul (GOST 10180-90) permite de încercat și cuburi nestandarde: 100x100x100 mm, 200x200x200 mm și 300x300x300 mm.



**Figura 2.3.**  
Dependența rezistenței betonului de dimensiunile cubului



**Figura 2.4. Zonele de influență ale efectului de fretă la cuburi cu diferite dimensiuni**

*a* – 100x100x100 mm; *b* – 150x150x150 mm; *c* – 200x200x200 mm;  
1 – zonele cu efectul de fretă; 2 – zonele, în care lipsește efectul de fretă

În aceste cazuri pentru determinarea rezistenței cubului-standard, rezultatele obținute se înmulțesc cu un coeficient de scară

$$(2.1) \quad R_{c.15} = k_{c.cub} R_{c.a}$$

în care  $R_{c,15}$  este rezistența cubică a epruvetei-standard;

$R_{c,a}$  – rezistența cubică, determinată pe epruvetă nestandardă cu dimensiunile  $a$ ;

$k_{c,cub}$  - coeficient de scară, care se adopta egal cu:

0,95 – pentru cubul 100x100x100 mm;

1,05 – idem, 200x200x200 mm;

1,10 – idem, 300x300x300 mm.

Menționăm, că în prezent în unele țări rezistența betonului și a armăturii este notată cu litera „ $R$ ” cu diferiți indici. Considerăm că această este corect, deoarece se folosește prima literă a cuvântului latin „Rezistență”. Însă, în unele țări și în Normele europene (Eurocod 1992-2: 2004) rezistența este notată cu litera „ $f$ ” tot cu diferiți indici. Cu regret, în literatura tehnică europeană nu există vre-o explicație privind utilizarea acestei notații. De aceea, atenționăm despre existența diferitor notații ca un specialist să știe despre aceasta.

Dimensiunile cubului pentru determinarea rezistenței betonului se admit în dependență de dimensiunile agregatului mășcat al betonului (piatra spartă sau pietrișul) din tab. 2.2.

Tabelul 2.2

**Corelația recomandată dintre dimensiunile agregatului mășcat și ale cubului**

<b>Dimensiunile agregatului mășcat ale betonului, mm</b>	<b>Dimensiunile cubului, mm</b>
≤ 20	100x100x100
40	150x150x150
70	200x200x200
≥ 100	300x300x300

Nerespectarea recomandărilor din tab. 2.2 va duce la obținerea unor rezultate incorecte.

De exemplu: dacă pentru agregatul mășcat cu dimensiunile de 70 mm vom adopta cubul cu dimensiunile 100x100x100 mm, atunci sunt posibile două variante:

1 – în cub va fi o singură piatră și mortar, și atunci vom determina rezistența pietrei;

2 – în cub nu va fi nici o piatră, și atunci vom determina rezistența mortarului.

Pentru determinarea rezistenței betonului, standardul permite de încercat și epruvete în formă de cilindru cu diametrul  $d_{cyl} = 100$  mm; 150 mm; 200 mm; 300 mm și înălțimea  $h_{cyl} = 2d_{cyl}$ .

Pentru determinarea rezistenței cubice a betonului în construcțiile și elementele din beton armat confecționate la uzină sau pe șantier se recomandă ca în momentul betonării lor să fie betonate cel puțin trei cuburi din același amestec de beton conform recomandărilor din tab. 2.2. Aceste epruvete trebuie să fie păstrate 28 zile în conformitate cu recomandările din GOST 10180-90 sau a eurocodului EN-206-1 și apoi încercate într-un laborator acreditat de Moldovastandard.

Rezistența betonului pentru fiecare cub  $R_{c,cub,i}$  se determină cu următoarea formulă

$$R_{c,cub,i} = \frac{F_{ui}}{A_{ci}}, \quad (2.2)$$

în care  $F_{ui}$  este forța de rupere limită a fiecărui cub, N;

$A_{ci}$  – aria secțiunii fiecărui cub,  $\text{cm}^2$ .

Apoi se determină valoarea medie a rezistenței cubice

$$R_{cm,cub} = \frac{R_{c,cub1} + R_{c,cub2} + R_{c,cub3}}{3}, \quad (2.3)$$

în care  $R_{c,cub1}$ ,  $R_{c,cub2}$ ,  $R_{c,cub3}$  sunt rezistențele betonului la fiecare cub.

Dacă valoarea rezistenței betonului la un cub diferă de la valoarea medie  $R_{cm,cub}$  mai mult de 13,5 %, atunci acest rezultat se exclude și media se determină după două cuburi.

La încercarea cubului el trebuie să fie pus pe placa presei hidraulice în așa poziție ca partea lui de sus de la betonare să fie laterală, adică direcția forței de comprimare a cubului trebuie să fie paralelă cu straturile de betonare.

Menționăm, că rezistența cubică a betonului nu se folosește nemijlocit la calculul elementelor din beton armat, dar pentru determinarea clasei betonului (vezi pct. 2.6) și pentru verificarea corespunderii rezistenței betonului din element cu acei prevăzută în proiect.

În cazul când se încearcă epruvete în formă de cilindru și este necesar de transformat aceste rezultate la rezistența cubului standard (150x150x150 mm), se recomandă de folosit următoarea relație

$$R_{c,15} = K_{c,cyl} R_{c,cyl}, \quad (2.4)$$

în care  $R_{c,cyl}$  este rezistența betonului, determinată pe cilindru;

$K_{c,cyl}$  – coeficient de trecere de la rezistența cilindrică la rezistența cubică, care se adoptă egal cu:

1,16 – pentru cilindru cu diametrul  $d_{cyl} = 100$  mm și înălțimea  $h_{cyl} = 200$  mm;

1,20 – idem,  $d_{cyl} = 150$  mm,  $h_{cyl} = 300$  mm;

1,24 - idem,  $d_{cyl} = 200$  mm,  $h_{cyl} = 400$  mm;

1,28 - idem,  $d_{cyl} = 300$  mm,  $h_{cyl} = 600$  mm.

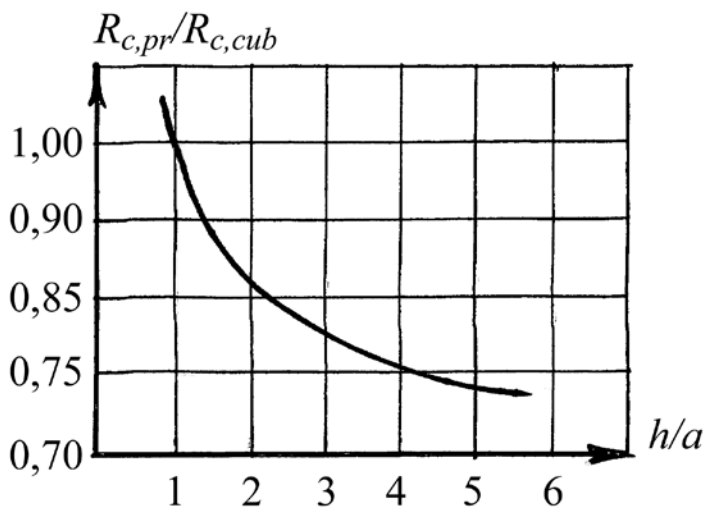
## 2.4.2. Rezistența prismatică a betonului

În calitate de caracteristică de bază a rezistenței betonului la compresiune pentru calculul elementelor din beton și beton armat (comprimate centric și excentric,

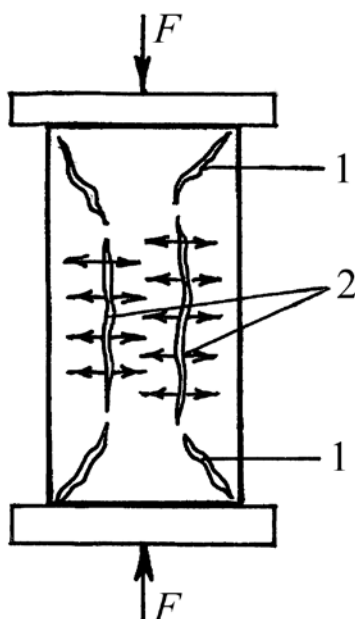
încovoiate etc.) este adoptată rezistența prismatică  $R_{c,pr}$ , care reprezintă rezistența de rupere (limită) la compresiune centrică a prisme de beton.

Numeroase rezultate experimentale, efectuate pe epruvete din beton în formă de prismă cu dimensiunile secțiunii  $a \times a$  și înălțimea  $h$  au demonstrat că cu creșterea raportului  $h/a$ , rezistența betonului la compresiune centrică se micșorează și pentru raportul  $h/a \geq 4$ , ea se stabilește și este egală aproximativ cu  $0,75 R_{c,cub}$ , adică  $R_{c,pr} \approx 0,75 R_{c,cub}$  (fig. 2.5).

Micșorarea rezistenței betonului pe epruvete prismatice în raport cu rezistența cubică a betonului se explică prin influența efectului de fretă, ca și în cazul cubului cu diferite dimensiuni (vezi pct. 2.4.1). Cu creșterea înălțimii prisme în zona ei de la mijloc esențial se micșorează efectul de fretă și betonul liber se deformează în direcția transversală și ruperea betonului în acest caz parcurge în fisuri verticale (fig. 2.6), ca și în cazul lipsei forțelor de frecare dintre plăcile preseii și beton (fig. 2.2 b).



**Figura 2.5.**  
Dependența rezistenței betonului de dimensiunile prisme



**Figura 2.6.**  
Caracterul de rupere al unei prisme  
1 – fisuri înclinate în zone efectului de fretă;  
2 – fisuri verticale, în zona în care lipsește efectul de fretă

Curba, prezentată în fig. 2.5 demonstrează dependența raportului  $R_{c,pr} / R_{c,cub}$  de raportul  $h/a$ . În acest caz, flexibilitatea epruvetei nu influențează asupra rezistenței betonului deoarece raportul  $h/a$  este mai mic de 8 ( $h/a < 8$ ).

În calitate de epruvetă de bază (standard) pentru determinarea rezistenței prismatice a betonului  $R_{c,pr}$  este adoptată prisma cu dimensiunile 150x150x600 mm.

Standardul permite de încercat și prisme nestandarde cu dimensiunile 100x100x400 mm, 200x200x800 mm și 300x300x1200 mm, care se adoptă conform recomandărilor din tab. 2.2.

În cazul când se încearcă prisme nestandarde pentru determinare rezistenței prismei-standard, rezultatele obținute se înmulțesc cu coeficientul de scară  $k_{c,cub}$ , ca și pentru cuburi (vezi pct. 2.4.1).

Menționam, că la confecționarea construcțiilor și a elementelor din beton armat la uzină sau pe șantier, de regulă, nu se betonează prisme. Dacă este necesar de determinat rezistența prismatică a betonului, ea se determină cu ajutorul formulelor empirice în dependență de rezistența cubică.

De obicei, prismele se încearcă în laboratoare științifice pentru determinarea mai exactă a rezistenței prismatice a betonului și pentru compoziții noi de beton.

### 2.4.3. Rezistența betonului la întindere

La încărcarea elementelor din beton armat pot fi două cazuri de întindere:

- întindere centrică;
- întindere din încovoiere.

**Întinderea centrică** are loc atunci, când axa de acțiune a forței exterioare de întindere  $F$  coincide cu axa geometrică a secțiunii elementului. Deseori această rezistență mai este numită rezistența betonului la întindere axială –  $R_{ct,ax}$ .

La întinderea centrică, de regulă, lucrează tirantul arcelor, talpa de jos și unele elemente ale zăbrelelor ale fermelor, pereții rezervoarelor și țevilor circulare, supuse la presiune și altele.

**Întindere din încovoiere** are lor la elementele încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare –  $R_{ct,fl}$ .

Rezistența betonului la întindere în mare măsură depinde de rezistența pietrei de ciment la întindere, de coeziunea lui cu granulele agregatului mășcat și este egală aproximativ cu 0,1-0,05 din rezistența cubică. Totodată, se observă că cu creșterea rezistenței cubice a betonului, rezistența lui la întindere crește mai puțin. De exemplu, dacă pentru beton cu rezistența cubică de 10 MPa, rezistența lui la întindere este aproximativ egală cu 0,1  $R_{c,cub}$ , atunci pentru betonul cu rezistența cubică de 50 MPa, rezistența lui la întindere este egală aproximativ cu 0,05  $R_{c,cub}$ .

Rezistența betonului la întindere centrică se determină prin încercarea la rupere a epruvetelor, care au o formă asemănătoare cu cifra 8 (fig. 2.7 a)

$$R_{ct,ax} = K_{ct,ax} \cdot \frac{F_{ut}}{A_c}, \quad (2.5)$$

în care  $F_{ut}$  este forța exterioară de rupere a epruvetei la întindere, N;

$A_{ct}$  – aria secțiunii „gâtului” a epruvetei în formă de 8, cm<sup>2</sup>

$K_{ct,ax}$  – coeficientul de trecere (de scară) de la rezultatul epruvetei nestandarde la epruveta-standard, care se adoptă în conformitate cu GOST 10180-90.

Dimensiunile epruvetei se adoptă în dependență de dimensiunile agregatului mășcat (tab. 2.2).

Însă după cum au aratat încercările de laborator este foarte greu de obținut întindere centrică a epruvetei, care duce la schimbarea rezistenței reale a betonului la întindere și, de aceea, în practică mai des ea se determină prin metode indirecte.

Una din cele mai simple și răspândite metode de determinare a rezistenței betonului la întindere axială, recomandată de GOST și Normele europene, este încercarea epruvetelor de beton la încovoiere (fig. 2.7 b).

În așa caz rezistența betonului la întindere axială (centrică) se determină cu următoarea relație

$$R_{ct,ax} = K_{c,fl} \cdot R_{ct,fl}, \quad (2.6)$$

în care  $R_{ct,fl}$  este rezistența betonului la întindere din încovoiere;

$K_{c,fl}$  – coeficientul de trecere de la rezistența la întindere din încovoiere la rezistența de întindere centrică, care, în caz general, poate fi adoptat egal cu 0,55.

Rezistența betonului la întindere din încovoiere  $R_{ct,fl}$  se determină cu formula rezistenței materialelor  $\sigma = M/W$ , în care la etapa de rupere a epruvetei din beton adoptăm  $\sigma = R_{t,fl}$  și  $M = M_u$  (momentul încovoietor de rupere), iar momentul de rezistență al secțiunii grinzii  $W = b \cdot h^2/6$  se înlocuiește cu așa numitul momentul elasto-plastic de rezistență al secțiunii a elementului de beton  $W_{pl} = \gamma \cdot W$ , în care  $\gamma$  este un coeficient, care ia în considerație deformațiile plastice ale betonului ( $\gamma=1,7$ ).

Atunci, în finală, obținem următoarea formulă

$$R_{ct,fl} = \frac{3,5M_u}{bh^2} K_{c,fl} \cdot K_w, \quad (2.7)$$

în care  $M_u$  este momentul de rupere al epruvetei, încercate la încovoiere, care, conform schemei din fig. 2.7 b este  $M_u = F_{ufl} \cdot l_o/6$ , N·cm;

$b$  și  $h$  – dimensiunile secțiunii epruvetei, cm;

$K_{cfl}$  – coeficientul de scară (de trecere) a rezistenței, obținute pe epruvetă nestandardă la epruvetă standardă, care se admite din GOST 10180-90;

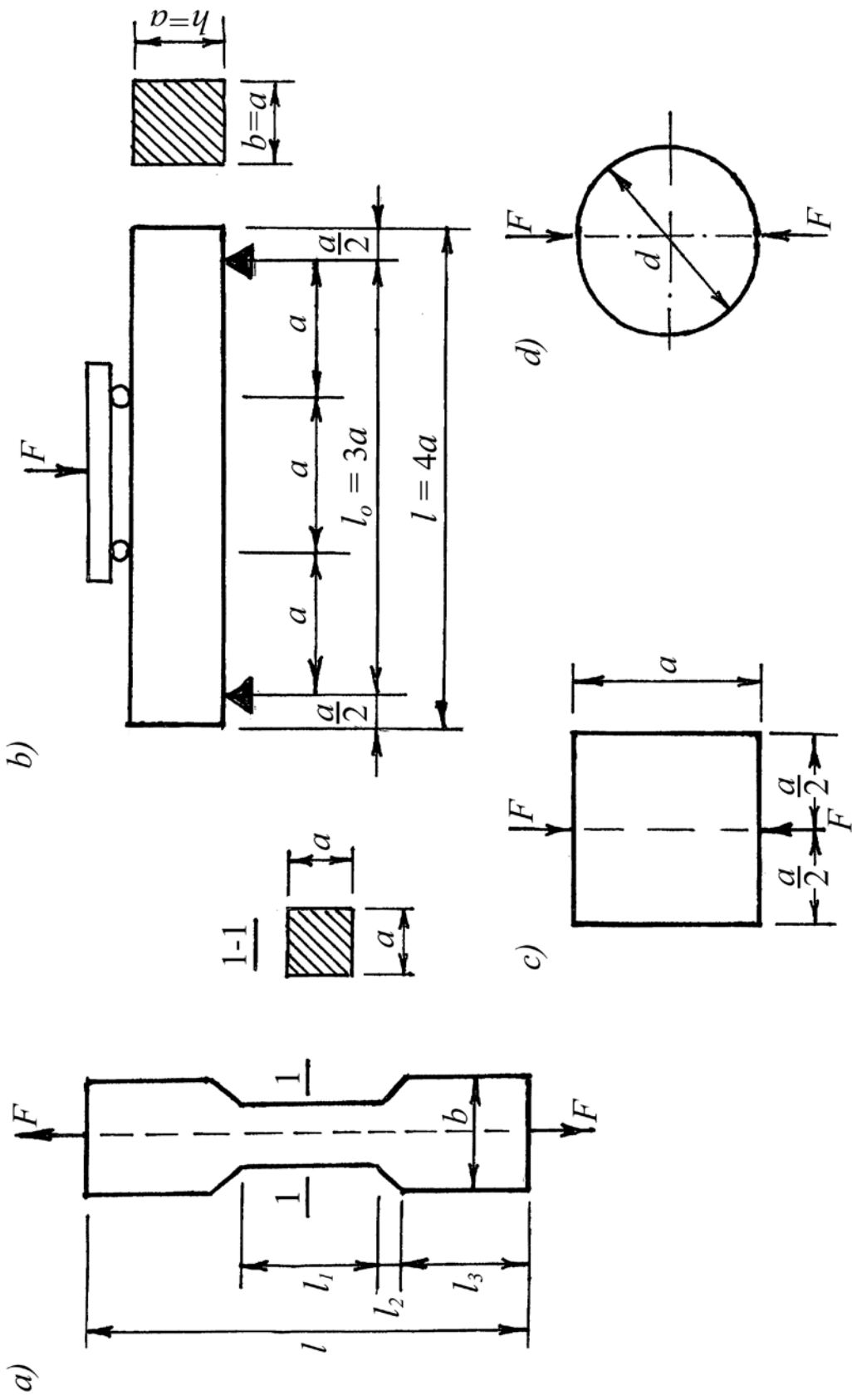
$K_w$  – coeficientul, care ia în considerație umiditatea betonului la momentul încercării (numai pentru beton celular).

Pentru determinarea rezistenței betonului la întindere din încovoiere în calitate de epruvete (grinzi) se folosesc aceleași prisme, care se folosesc și pentru determinarea rezistenței prismatice (vezi pct. 2.4.2).

În Eurocodul 1992-1-1:2004 este prezentată următoarea formulă pentru determinarea rezistenței betonului la întindere din încovoiere

$$R_{ctm,fl} = (1.6 - h/1000) R_{ctm,ax} \geq R_{ctm,ax}$$





**Figura 2.7. Schemele de încercare ale epruvetelor la întindere**

$a$  – întindere centrică;  $b$  – prin încovoiere;  $c, d$  – prin displicarea cubului sau a cilindrului

in care  $h$  este înălțimea totală a secțiunii elementului, mm;

$R_{ctm,ax}$  – rezistența medie a betonului la întindere axială.

Standardul permite de determinat rezistența betonului la întindere și prin despicarea cuburilor (fig. 2.7 c) și a cilindrilor (fig. 2.7 d). În aceste cazuri rezistența betonului la întindere se determină cu următoarea formulă

$$R_{ct,ax} = 0,9R_{c,sh}, \quad (2.8)$$

unde  $R_{c,sh}$  este rezistența betonului la despicare, MPa.

În cazul, când se încearcă numai cuburi sau cilindre, rezistența betonului la întindere axială poate fi determinată cu următoarele formule:

$$R_{ct,ax} = 0,27 \cdot K \cdot \sqrt[3]{R_{c,cub}^2}; \quad (2.9)$$

$$R_{ct,ax} = 0,31 \cdot K \cdot \sqrt[3]{R_{c,cyl}^2} \quad (2.10)$$

în care  $K$  este un coeficient, care se admite egal cu:

0,8 – pentru beton de clasa C25/30 și mai mică;

0,75 – pentru beton de clasele C30/37, C35/45 și C40/50;

0,7 – pentru beton de clasa C45/55 și C50/60.

Clasele betonului sunt date în pct. 2.6.

În cazul, când lipsesc orice rezultate experimentale, rezistența betonului la întindere poate fi calculată în dependență de clasa betonului, determinată pe cub ( $C_{cub}$ ) sau pe cilindru ( $C_{cyl}$ ):

$$R_{ct,ax} = 0,32 \cdot K \cdot \sqrt[3]{C_{cub}^2}; \quad (2.11)$$

$$R_{ct,ax} = 0,37 \cdot K \cdot \sqrt[3]{C_{cyl}^2}, \quad (2.12)$$

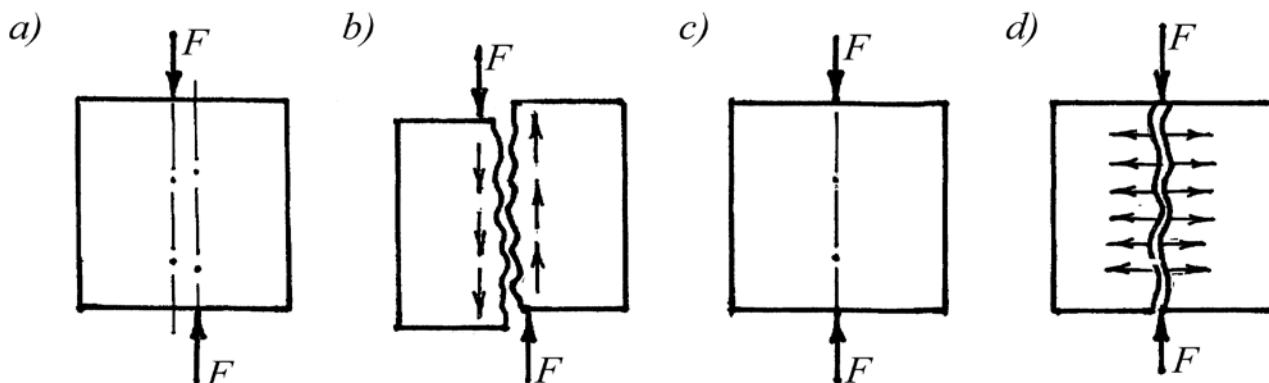
în care coeficientul  $K$  este același ca și în formulele (2.9) și (2.10).

#### 2.4.4. Rezistența betonului la forfecare și la despicare

Forfecarea este un procedeu de a tăia o piesă în două sau mai multe bucăți de la acțiunea a două forțe transversale opuse la o distanță mică între ele (fig. 2.8 a). La forfecare o parte a piesei alunecă față de alta într-o secțiune paralelă direcției de acțiune a forțelor exterioare (fig. 2.8 b). Varianta clasică de forfecare este tăierea cu foarfecele.

În elemente din beton armat forfecarea pură se întâlnește rar. De obicei, ea este însoțită de acțiunea momentului încovoiator sau a forțelor normale.

Despicarea unei piese are loc la acțiunea într-un plan a două forțe opuse (fig. 2.8 c). În acest caz piesa se despică în secțiunea de acțiune a forțelor de la tensiunile transversale de întindere (fig. 2.8 c).



**Figura 2.8. Schemele de acțiune ale forțelor exterioare și de rupere**  
*a, b* – la forfecare; *c, d* – la despicare

Pentru determinarea rezistenței betonului la despicare se încercă cuburi sau cilindre la despicare conform schemelor *c* și *d* din fig. 2.7.

Rezistența betonului la despicare se determină cu formulele:

pentru cuburi 
$$R_{c,sh} = K_{c,cub} \frac{F_u}{a^2}; \quad (2.13)$$

pentru cilindre

$$R_{c,sh} = K_{c,cyl} \frac{2F_{u,sh}}{\pi \cdot d \cdot l}, \quad (2.14)$$

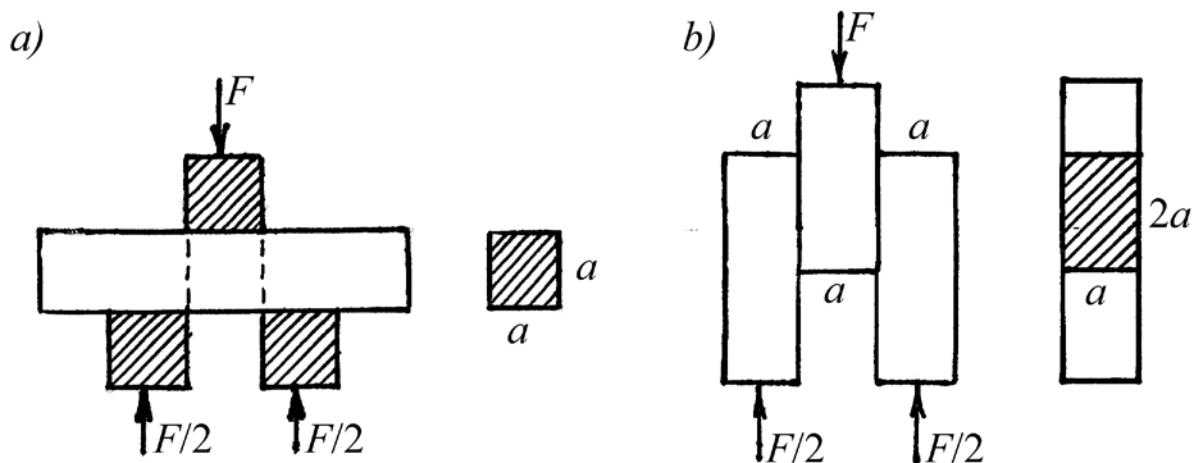
în care  $F_{u,sh}$  este forța de despicare a epruvetei;

$K_{c,cub}$  și  $K_{c,cyl}$  – coeficienții de scară de trecere la epruveta standardă (vezi pct. 2.4.1);

$a$  – dimensiunea laturii cubului, cm;

$d_{cyl}$  și  $l_{cyl}$  – diametrul și lungimea cilindrului, cm.

Pentru determinarea rezistenței betonului la forfecare se încercă epruvete conform schemelor, prezentate în fig. 2.9.



**Figura 2.9. Schemele de încercare ale epruvetelor la forfecare**

Rezistența betonului la forfecare  $R_{c,ct}$  se determină cu relația

$$R_{c,ct} = \frac{F_{u,ct}}{A_{c,ct}}, \quad (2.15)$$

în care  $F_{u,ct}$  este forța de forfecare a epruvetei, N;

$A_{c,ct} = a \times a$  – aria secțiunii de forfecare,  $\text{cm}^2$ .

Dacă lipsesc date experimentale, atunci rezistența betonului la forfecare se poate calcula cu următoarele formule empirice:

$$R_{c,ct} = 0,7 \sqrt{R_{c,pr} \cdot R_{ct,ax}}; \quad (2.16)$$

sau

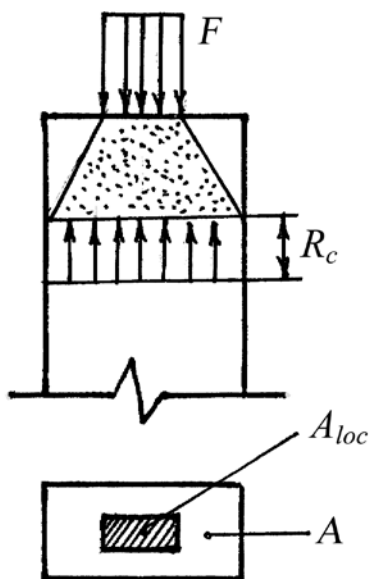
$$R_{c,ct} = 2R_{ct,ax}, \quad (2.17)$$

în care  $R_{c,pr}$  este rezistența prismatică a betonului, MPa;

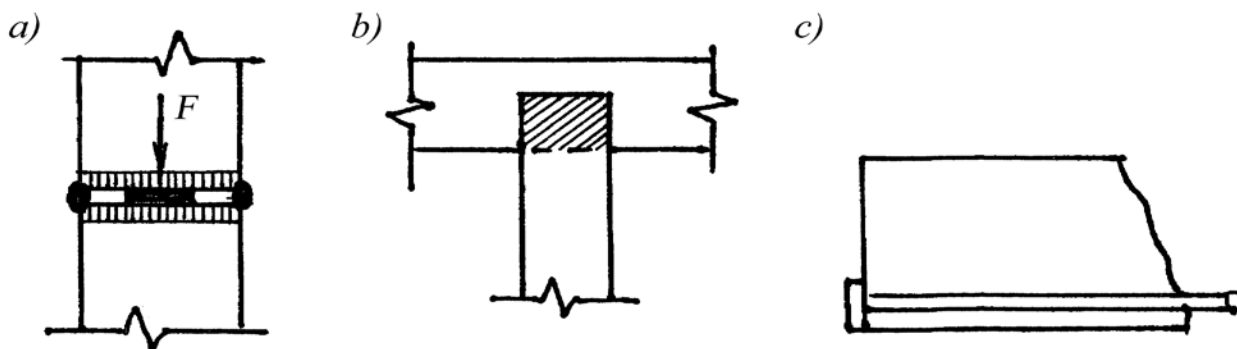
$R_{ct,ax}$  – rezistența betonului la întindere axială (centrică).

#### 2.4.5. Rezistența betonului la comprimare locală (la strivire)

În practică deseori se întâlnesc cazuri, când încărcătura acționează nu pe toată suprafața secțiunii elementului, dar pe o parte mai mică (fig. 2.10).



**Figura 2.10.**  
Repartizarea tensiunilor la comprimare locală



**Figura 2.11. Cazuri de comprimare locală**

*a* – îmbinarea stâlpilor; *b* – sub reazemul unui element;  
*c* – sub ancora armăturii pretensionate

Acest caz se întâlnește mai frecvent în zona îmbinărilor stâlpilor, când efortul de la stâlpul superior se transmite la stâlpul inferior printr-o placă metalică de centrare (fig. 2.11 *a*), sub reazemele diferitor elemente (fig. 2.11 *b*), sub ancorele armăturii pretensionate (fig. 2.11 *c*) etc.

Rezultatele experimentale au arătat că la acțiunea încărcăturii locale rezistența betonului este mai mare decât rezistența lui prismatică –  $R_{c,pr}$ .

Acest fenomen se explică prin faptul că la acțiunea sarcinii locale straturile de beton mejiese ariei locale de acțiune a forței împiedică (mențin) dezvoltarea liberă a deformațiilor transversale și betonul cedează la o încărcătură mai mare. Cum a fost menționat și mai sus (pct. 2.4.1), acest efect este numit **efectul de cerc** sau **de fretă**. Betonul cedează de la strivirea lui și de aceea rezistența lui la acțiunea încărcăturii locale se mai numește rezistența la strivire  $R_{c,loc}$  și poate fi determinată cu următoarea formulă

$$R_{c,loc} = R_{c,pr} \cdot \sqrt[3]{A / A_{loc}} \quad (2.18)$$

însă se adoptă nu mai mare de  $2,5 R_{c,pr}$ .

În formula (2.18)  $A$  este aria secțiunii elementului (vezi fig. 2.10) și  $A_{loc}$  – aria suprafeței de acțiune a încărcăturii locale.

#### **2.4.6. Rezistența betonului la încărcături de lungă durată**

La acțiunea încărcăturilor de lungă durată în beton se dezvoltă procese destructive, care duc la micșorarea rezistenței lui. În beton apar și se dezvoltă micro- și macrofisuri, care parțial schimbă structura betonului și influențează asupra rezistenței lui.

Valoarea rezistenței la care betonul se rupe (cedează) la acțiunea sarcinilor de lungă durată este numită rezistența betonului de lungă durată:  $R_{cl}$  – la comprimare și  $R_{ctl}$  – la întindere.

Intensitatea de dezvoltare a proceselor destructive în beton în cea mai mare măsură depinde de nivelul tensiunilor de la încărcătura de lungă durată ( $\sigma_{cl}$ ) în raport cu valoarea tensiunilor de la încărcătura totală de scurtă și lungă durată ( $\sigma_{c,tot}$ ) -  $\sigma_{cl} / \sigma_{c,tot}$ . Experimental s-a stabilit că pentru  $\sigma_{cl} / \sigma_{c,tot} \leq 0,7$ , încărcătura de lungă durată insuficient influențează asupra rezistenței betonului.

Pentru valori  $\sigma_{cl} / \sigma_{c,tot} > 0,7$  rezistența betonului se micșorează și alcătuiește circa 0,85-0,90 din rezistența prismatică a betonului. De aceea, la calculul elementelor din beton și beton armat rezistența prismatică  $R_{c,pr}$  și rezistența la întindere  $R_{ct}$  se multiplică la un coeficient,  $\gamma_{c2}$  care ia în considerație influența încărcăturilor de lungă durată asupra rezistenței betonului și este numit **coeficientul condițiilor de lucru ale betonului**. Valoarea acestui coeficient se adoptă conform recomandărilor din pct. 2.7.

În cazul când construcția se exploatează în condiții favorabile, rezistența betonului crește timp îndelungat (vezi pct.2.5) și datorită acesteia parțial este compensată micșorarea rezistenței de la acțiunea încărcăturilor de lungă durată.

La încărcături mari de lungă durată sunt exploatate construcțiile subterane: rezervoarele, buncărele, barajele, digurile, elementele depozitarilor etc.

#### 2.4.7. Rezistența betonului la sarcini repetate

La acțiunea încărcăturilor repetate de multe (milioane) ori (numită sarcină ciclică) rezistența betonului se micșorează. Rezistența de rupere a betonului la acțiunea sarcinilor ciclice este numită **rezistența la oboseală** -  $R_{c,cycl} = R_{c,fat}$  și depinde, în cea mai mare măsură, de numărul de cicluri și caracteristica ciclului  $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ .

Experimental a fost stabilit că la acțiunea sarcinilor ciclice rezistența betonului se micșorează suficient și alcătuiește circa 50 % din rezistența prismatică

$$R_{c,cycl} = 0,5 \cdot R_{c,pr} . \quad (2.19)$$

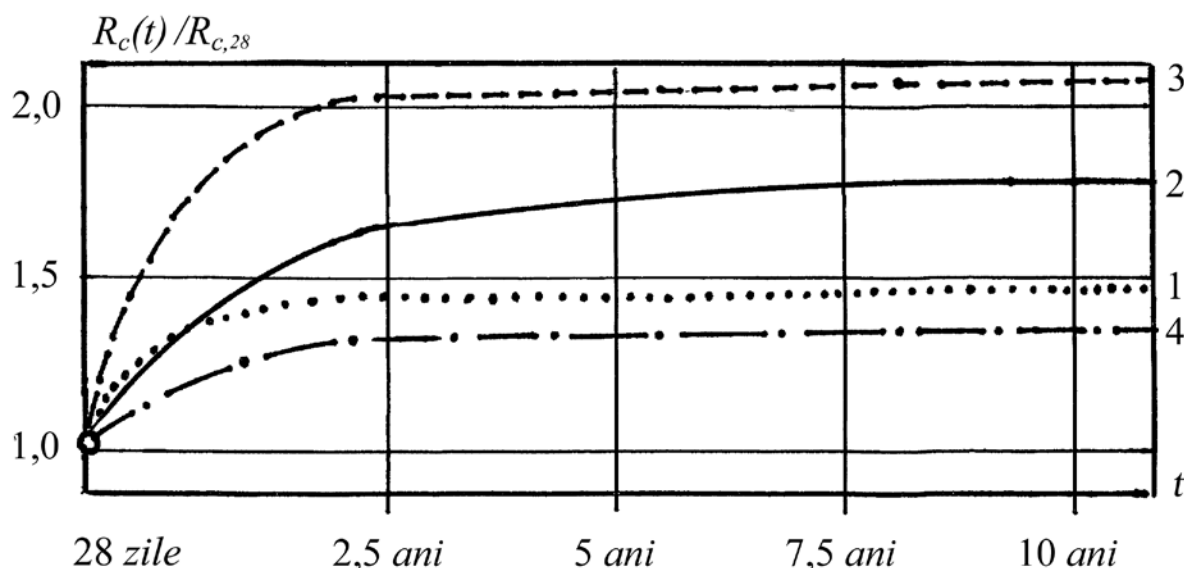
Micșorarea rezistenței betonului la acțiunea încărcăturilor repetate se explică prin faptul, că după fiecare ciclu în beton se acumulează și se dezvoltă procese destructive (cresc microfisurile și permanent se formează fisuri noi).

La încărcături repetate în perioada de exploatare sunt supuse grinzile podurilor rulante, traversele căilor ferate, elementele podurilor, unele elemente ale fabricilor de tricotaj etc.

Un caz particular de acțiune a încărcăturilor repetate este și **sarcina seismică**, care se caracterizează prin aceea că are un număr redus de cicluri de încărcare cu intensitate mare. Ruperea se produce după un număr redus de cicluri și se numește **oboseală oligo-ciclică** („low cycle fatigue”).

## 2.5. Influența timpului și a condițiilor de întărire asupra rezistenței betonului

Numeroase rezultate experimentale au arătat că rezistența betonului crește timp foarte îndelungat. Caracterul și gradul de creștere a rezistenței în mare măsură depind de condițiile de păstrare sau de exploatare ale betonului și ale construcțiilor din beton armat. În literatura tehnică sunt prezentate numeroase rezultatele experimentale despre creșterea rezistenței betonului pe parcursul a mai mult de 11 ani (fig. 2.12).



**Figura 2.12. Diagrama creșterii rezistenței betonului în timp**

1 - beton, păstrat în condiții normale; 2 – păstrat în apă;  
3 – calculat cu formula (2-20); 4 – calculat cu formula (2-21) din Eurocod

În unele publicații sunt prezentate rezultate experimentale despre creșterea rezistenței betonului și până la vârsta de 50 ani.

Rezistența betonului crește mai intensiv în perioada inițială de întărire, iar cu timpul ea se stabilizează monoton. Aceasta se explică prin faptul, că la etapa inițială de întărire a betonului mai activ parcurge reacția cimentului cu apa și se formează mai mult gel (piatră de ciment), care este baza rezistenței betonului. Reacția chimică dintre ciment și apă parcurge timp îndelungat și depinde de condițiile de întărire ale betonului. În condiții normale ( $20 \pm 5^\circ\text{C}$ ) rezistența betonului crește mai încet, iar într-un mediu umed (sau în apă) – mai intensiv. Cum se vede din fig. 2.12, la betonul păstrat în condiții normale peste 11 ani rezistența lui a crescut aproximativ cu 40-50 %, iar la acel păstrat în apă – aproximativ cu 60-70 %. De aici este clar, că într-un mediu umed reacția chimică dintre ciment și apă parcurge mai intensiv. La momentul, când tot cimentul va intra în reacție cu apă, betonul va atinge rezistența maximală independent de condițiile de păstrare.

Intensitatea procesului de întărire al betonului depinde în mare măsură și de tipul cimentului. Rezistența betonului cu ciment Portland crește mai intensiv în primele 28

zile de întărire și de aceea în calitate de rezistența de bază (standard) a betonului este adoptată rezistența lui la vârsta de 28 zile –  $R_{c,28}$ .

În cazurile când este necesar de știut rezistența betonului la altă vârstă ( $t$ ), se poate de folosit următoarea formulă empirică (elaborată de savantul sovietic V.G.Skramtaev)

$$R_{c(t)} = R_{c,28} \frac{\lg t}{\lg 28} = 0,7 R_{c,28} \lg t, \quad (2.20)$$

în care  $t$  este vârsta betonului pentru care se determină rezistența betonului.

Formula (2.20) este valabilă pentru  $t \geq 7$  zile și este inclusă în Normativul în construcții al Republicii Moldova NCM F.02.02-2006.

Comparația rezultatelor experimentale cu cele calculate cu formula (2.20) a arătat că pentru vârsta betonului de 7-28 zile ea ne da rezultate mai apropiate de realitate, dar pentru  $t > 28$  de zile obținem rezultate exagerate. Considerăm că nu este real ca la vârsta de 800 zile betonul să-și majoreze rezistența dublu.

În normele europene EN 1999-1-1:2004 este prezentată următoarea formulă pentru determinarea rezistenței betonului la orice vârstă

$$R_{c(t)} = \beta_{cr(t)} \cdot R_{c,28}, \quad (2.21)$$

În care  $\beta_{cr(t)}$  este un coeficient de rezistență, care depinde de vârsta betonului și tipul cimentului

$$\beta_{cr(t)} = \exp\left[S(1 - \sqrt{28/t})\right], \quad (2.22)$$

în care  $t$  este vârsta betonului la momentul determinării  $R_{c(t)}$ ;

$S$  - un coeficient, care se adoptă în dependență de tipul cimentului:

$S = 0,20$  - pentru ciment de rezistență înaltă cu întărirea rapidă;

$S = 0,25$  - pentru ciment normal cu întărirea rapidă;

$S = 0,35$  - pentru ciment cu întărirea lentă.

La comparația rezultatelor experimentale cu cele calculate cu formula (2.21) se vede, că ele sunt cu mult mai aproape (vezi fig. 2.12) și diferă doar în limitele de 10-15 %. Numai la etapa inițială de întărire a betonului ( $t \leq 12$  zile) ne dă rezultate puțin exagerate.

Formula (2.22) ia în considerație mai corect factorii principali care influențează asupra procesului de creștere al rezistenței betonului: vârsta betonului și tipul cimentului.

Gradul de creștere al rezistenței betonului în mare măsură depinde de temperatura și umiditatea mediului ambiant. La temperaturi ridicate și umiditate mare (90-100 %) procesul de întărire a betonului se intensifică considerabil. De aceea, la uzinele de beton armat pe larg este folosită metoda de tratare termică a elementelor de beton armat la temperatura de 80 - 90°C, umiditatea de 90-100 % și presiunea atmosferică normală sau o metodă mai progresivă – tratarea în autoclavă la presiunea



aburilor până la 8 atm. și temperatura de 170°C. Aceste metode ne permit să micșorăm esențial timpul de întărirea a betonului. Peste 8 ore rezistența betonului crește până la 70 % din rezistența de bază  $R_{c,28}$ .

Temperatura negativă influențează în mod diferit asupra procesului de întărire a betonului. La înghețarea betonului la o vârstă fragedă (până atinge 70 % din rezistența de proiect) procesul de întărire se întrerupe și după dezghețare rezistența lui, practic, nu mai crește. De aceea, este necesar ca primele 7-8 zile betonul să fie încălzit sau să fie folosite adaosuri speciale pentru majorarea temperaturii de îngheț.

La înghețarea betonului, care a acumulat 70 % și mai mult din rezistența lui de proiect, după dezgheț el continuă să-și acumuleze rezistența sa.

Menționam, că dacă se știe precis data dării construcției în exploatare (vârsta betonului va fi mai mare de 700-800 zile), proiectantul poate lua în considerație creșterea rezistenței betonului în timp și să adopte un beton cu o rezistență mai mică la vârsta de 28 zile ( $R_{c,28}$ ). Aceasta va permite economisirea cimentului și efectul va fi mai mare, cu cât construcția va fi mai voluminoasă.

## 2.6. Clasele și mărcile betonului

În funcție de destinația construcțiilor din beton armat și condițiile lor de exploatare se stabilesc diferiți indici ai calității betonului, dintre care (la momentul actual) de bază sunt:

- clasa betonului în funcție de rezistența la comprimare centrică - **C**;
- marca betonului în funcție de rezistența la îngheț-dezgheț - **F**;
- marca betonului la impermeabilitate - **W**.

Clasa betonului se stabilește pentru toate construcțiile și elementele din beton armat independent de destinația lor și condițiile de exploatare.

Marca betonului se stabilește suplimentar la construcțiile din beton armat, care se exploatează în condiții specifice.

Menționam, că denumirile de clasă și de marcă ale betonului sunt niște denumiri istorice și convenționale, care se folosesc în domeniul construcțiilor, fără oarecare explicații. Însă sunt niște caracteristici concrete ale proprietăților betonului întărit, care se deosebesc una de alta după valoarea lor matematică, adoptată în baza prelucrării rezultatelor experimentale.

În calitate de marcă a betonului se adoptă valoarea medie a tuturor rezultatelor experimentale la studierea proprietății concrete.

În calitate de clasă se adoptă o valoare caracteristică, care este mai mică decât valoarea medie, sub care se pot situa nu mai mult de 5 % din toate rezultatele experimentale.

Explicații mai concrete sunt prezentate în continuare.

În funcție de rezistența betonului la compresiune centrică sunt stabilite următoarele clase ale betonului:

- C 8/10, C 12/15, C 16/20, C 20/25, C 30/37, C 35/45, C 40/50, c 45/55 și C 50/60 – pentru beton normal cu densitatea de 2100-2600 kg/m<sup>3</sup>;
- LC 8/9, LC 12/13, LC 16/18, LC 20/22, LC 25/28, LC 30/33, LC 35/38,

- LC 40/44, LC 45/50 și LC 50/55 - pentru beton ușor cu densitatea 800-2000 kg/m<sup>3</sup>.

Pentru o formă mai vizuală aceste clase ale betonului sunt prezentate și în formă de tabel (vezi tab. 2.3).

Tabelul 2.3

**Clasele betonului conform Normelor europene EN 206-1: 2000 și Normelor internaționale ISO**

Tipul betonului	Clasele betonului	Rezistența caracteristică a betonului, MPa	
		determinată pe cilindru	determinată pe cub
Beton normal cu densitatea 2100-2600 kg/m <sup>3</sup>	C 8/10	8	10
	C 12/15	12	15
	C 16/20	16	20
	C 20/25	20	25
	C 25/30	25	30
	C 30/37	30	37
	C 35/45	35	45
	C 40/50	40	50
	C 45/55	45	55
Beton ușor cu densitatea 800-2000 kg/m <sup>3</sup>	LC 8/9	8	9
	LC 12/13	12	13
	LC 16/18	16	18
	LC 20/22	20	22
	LC 25/28	25	28
	LC 30/33	30	33
	LC 35/38	35	38
	LC 40/44	40	44
	LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55	

Aceste clase ale betonului sunt luate din Normele europene EN 206-1: 2000 și Normele internaționale ISO.

Notăția clasei a betonului este formată de la cuvântul englez **Concrete** - **C**, iar cifrele ne indică rezistența caracteristică a betonului la compresiune centrică (în MPa), determinată pe cilindru  $R_{ck,cyl}$  (la numărător) sau pe cub  $R_{k,cub}$  (la numitor). Pentru beton ușor se adaugă suplimentar litera „L” – de la cuvântul englez **Light** (Light Concrete – LC).

În mod general clasa betonului poate fi prezentată în următoarele forme:

$C R_{ck,cyl} / R_{ck,cub}$  - pentru beton normal;

$LC R_{ck,cyl} / R_{ck,cub}$  - pentru beton ușor.

În normele europene EN 1992-1-1: 2004 rezistențele caracteristice ale betonului mai sunt notate și în modul următor

$$R_{ck,cyl} = R_{c,0.05,cyl} \text{ si } R_{ck,cub} = R_{c,0.05,cub}.$$

În Normele moldovenești NCM F.02.02-2006 clasele betonului sunt prezentate într-o formă mai simplificată, în notația cărora este inclusă numai rezistența caracteristică, determinată pe cub.

Notațiile claselor betonurilor din Normele europene și Normele internaționale sunt mai universale, pentru ca ele sunt mai bine înțelese de către specialiștii din țările, în care se încearcă cilindrul și din țările, în care se încearcă cuburi. De aceea, recomandăm de utilizat notațiile claselor ale betonului din Normele europene.

În continuare examinăm procedura de determinare a rezistențelor caracteristice ale betonului la compresiune, determinate pe cub ( $R_{ck,cub}$ ) și pe cilindru ( $R_{ck,cyl}$ ).

Pentru aceasta este necesar de avut o serie (un grup) de rezultate experimentale cu un oarecare număr de epruvete. Epruvetele trebuie să fie confecționate dintr-un amestec de beton, încercate la vârsta de 28 zile conform recomandațiilor din GOST 10180-90 sau EN 206-1.

Numărul necesar de epruvete depinde de scopul încercărilor, și anume:

1. În cazul când este necesar de verificat clasa betonului în elementele din beton armat confecționate în condiții de uzină sau la șantier, se încearcă cel puțin 3 epruvete conform standardului.
2. Pentru cercetări științifice și la stabilirea unei clase noi de beton numărul epruvetelor se determină cu o formulă specială.

Rezistența fiecărei epruvete (cilindru sau cub) este notată cu  $R_{c1}$ ,  $R_{c2}$ ,  $R_{c3}$  ...  $R_{cn}$  (în formă generală). Valoarea medie a rezistenței a tuturor epruvetelor se calculează cu următoarea formulă

$$R_{cm} = \frac{R_{c1} + R_{c2} + R_{c3} + \dots + R_{cn}}{n} \quad (2.23)$$

Devierea fiecărei valori a rezistenței de la valoarea medie va fi:

$$\begin{aligned} \Delta R_{c1} &= R_{c1} - R_{cm}; \\ \Delta R_{c2} &= R_{c2} - R_{cm}; \\ \Delta R_{c3} &= R_{c3} - R_{cm}; \\ &\dots\dots\dots \\ \Delta R_{cn} &= R_{cn} - R_{cm}. \end{aligned} \quad (2.24)$$

Devierea medie-pătratică va fi

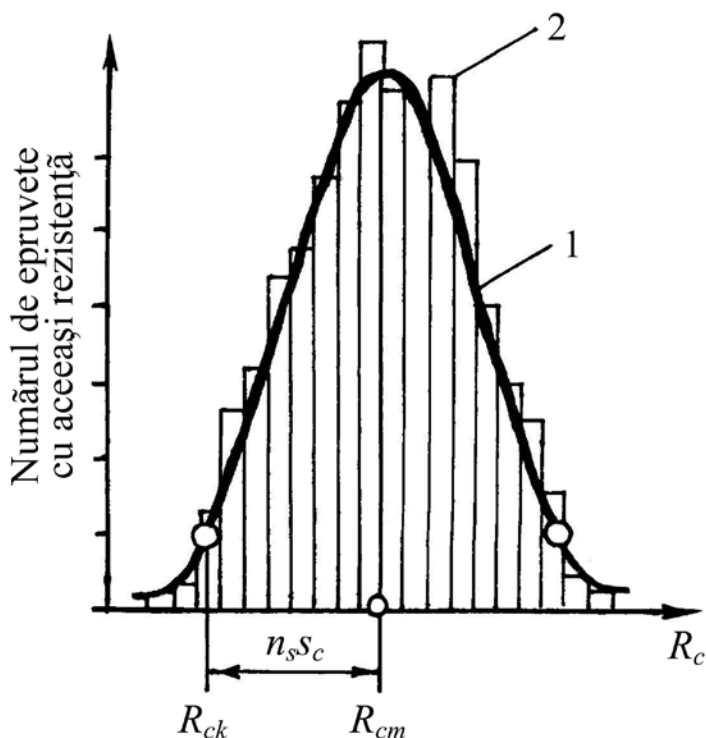
$$S_c = \sqrt{\frac{\Delta R_{c1}^2 + \Delta R_{c2}^2 + \Delta R_{c3}^2 + \dots + \Delta R_{cn}^2}{n-1}}, \quad (2.25)$$

care în Teoria probabilității mai este numită **standard**.

Raportul devierii  $S_c$  către rezistența medie a betonului  $R_{cm}$  este numit coeficientul de variație al rezistenței betonului

$$v_c = S_c / R_{cm}. \quad (2.26)$$

În fig. 2.13 sunt prezentate rezultatele experimentale ale rezistenței betonului la compresiune centrică în formă grafică.



**Figura 2.13.**  
**Distribuția statistică a rezultatelor experimentale ale rezistenței betonului la compresiune centrică**

În fig. 2.13 linia **1** - reprezintă diagrama legii distribuției (repartiției) normale a lui Gauss (din Teoria probabilității), iar dreptunghiurile **2** - sunt numărul de epruvete cu aceleași sau apropiate valori ale rezistenței betonului la compresiune.

Cum a fost menționat mai sus, în calitate de rezistență caracteristică (de clasă) a betonului la compresiune centrică se adoptă o valoare mai mică decât valoarea medie a rezistenței -  $R_{cm}$ .

Din fig. 2.13 putem scrie în formă generală următoarea relație

$$R_{ck} = R_{cm} - n_s \cdot S_c \quad (2.27)$$

Aici  $n_s$  este numărul de standarde  $S_c$ .

În baza acestei relații este posibil de prezentat formulele pentru determinarea  $R_{ck,cub}$  și  $R_{ck,cyl}$ , folosind notațiile corespunzătoare (vezi mai sus):

$$R_{ck,cub} = R_{cm,cub} - n_s \cdot S_{c,cub}; \quad (2.28)$$

$$R_{ck,cyl} = R_{cm,cyl} - n_s \cdot S_{c,cyl} .$$

(2.29)

Din formula (2.26) avem:

$$S_{c,cub} = v_{c,cub} \cdot R_{cm,cub} ;$$

(2.30)

$$S_{c,cyl} = v_{c,cyl} \cdot R_{cm,cyl} .$$

(2.31)

Înlocuind aceste valori în formulele (2.28) și (2.29), obținem:

$$R_{ck,cub} = R_{cm,cub} - n_s \cdot v_{c,cub} \cdot R_{cm,cub} = R_{cm,cub} (1 - n_s \cdot v_{c,cub}) ;$$

(2.32)

$$R_{ck,cyl} = R_{cm,cyl} - n_s \cdot v_{c,cyl} \cdot R_{cm,cyl} = R_{cm,cyl} (1 - n_s \cdot v_{c,cyl}) .$$

(2.33)

După cum se vede din aceste relații, pentru determinarea valorilor concrete ale  $R_{ck,cub}$  și  $R_{ck,cyl}$  este necesar de adoptat (de știut) valorile coeficienților de variație ai rezistenței betonului:  $v_{c,cub}$  și  $v_{c,cyl}$ .

Menționăm, că valorile acestor coeficienți pot fi determinate în laborator, la o uzină de beton armat sau de beton, sau pentru un grup de uzine.

În fosta Uniune Sovietică a fost stabilită o valoare medie a coeficientului  $v_{c,cub} = 0,135$  (13,5 %) pentru toată țara. Luând în considerație faptul că tehnologiile de producere ale betonului în Moldova nu diferă cu mult de cele sovietice, adoptăm valoarea acestui coeficient  $v_{c,cub} = 0,135$ .

Coeficientul  $v_{c,cyl}$  se folosește numai în țările, în care în calitate de epruvetă-standard este cilindrul. Deoarece în Moldova se încearcă cuburi, acest coeficient nu are atât de mare importanță, dar în cazuri necesare poate fi admis (cu o oarecare eroare neînsemnată) egal  $v_{c,cyl} = 0,135$  (13,5 %).

Coeficientul de variație a rezistenței betonului la compresiune este nu numai o valoare statistică, dar este și o pârghie economică, care poate fi folosită pentru economisirea cimentului. O informație mai amplă despre aceasta (în afara programului de studii a cursului „Beton armat și beton precomprimat”) este prezentată în Anexa 1, care poate fi utilă pentru producătorii de beton.

În continuare, vom examina procedura admiterii numărului de standarde  $n_s$ .

În cursul „Teoria probabilității” există o expresie - așa numită legea de trei standarde -  $3 n_s$ . Aceasta înseamnă că dacă valoarea de calcul a unui parametru (sau a unui proces) va fi adoptată cu 3 standarde mai mică decât valoarea medie a acestui parametru ( $X_{calc} = X_m - 3n_s$ ), atunci valorile reale ale acestui parametru (sau acestui proces) în 99,99 % de cazuri vor fi egale și mai mari decât valoarea luată în calcul. În așa caz se spune că avem o siguranță (sau probabilitate) de 99,99 % (0,9999).

Este clar că aceasta este o siguranță destul de înaltă. Însă, pentru asigurarea unei siguranțe înalte sunt necesare și cheltuieli mari.

În mod general, gradul de siguranță depinde de domeniul de activitate. De exemplu, în medicină, cosmonautică, aviație, centralele atomice și altele, gradul de siguranță este mai înalt decât în alte domenii.

Pentru determinarea valorilor caracteristice ale betonului în majoritatea țărilor este adoptat gradul de siguranță (probabilitate) de 95 % ( $P = 0,95$ ). Atunci, din tabele speciale statistice pentru această siguranță adoptăm  $n_s = 1.645$ .

Dacă în relațiile (2.32) și (2.33) înlocuim valorile  $v_{c,cub} = v_{c,cyl} = 0,135$  și  $n_s = 1.645$ , în finală obținem următoarele relații pentru determinarea clasei betonului:

$$R_{ck,cub} = C_{cub} = 0.778 R_{cm,cub}; \quad (2.34)$$

$$R_{ck,cyl} = C_{cyl} = 0.778 R_{cm,cyl}. \quad (2.35)$$

Si acum despre mărcile betonului.

Marca betonului la îngheț-dezgheț (F) se stabilește pentru construcții, care în perioada de exploatare sunt supuse periodic la îngheț-dezgheț în stare umedă.

În prezent sunt stabilite următoarele mărci ale betonului la rezistența la îngheț-dezgheț:

- pentru beton normal și beton cu agregate fine - F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400 și F500;
- pentru beton ușor - F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400 și F500;
- pentru beton celular și poros - F15, F25, F35, F50, F75 și F100.

Denumirea mărcii este formată de la cuvântul englez „Freezing” (înghețat) – F, iar cifra arată numărul de cicluri de îngheț-dezgheț ale betonului în stare umedă după care rezistența lui, practic, nu se micșorează (maximum până la 15 %).

Marca betonului la impermeabilitate (W) se stabilește la construcțiile pentru păstrarea și transportarea apei și alte lichide (țevi, rezervoare, bazine etc.).

Sunt stabilite următoarele mărci ale betonului la impermeabilitate: W2, W4, W6, W8, W10 și W12.

Notăția mărcii este formată de la cuvântul englez „Water” – W (apă), iar cifra ne arată pentru care valoare a presiunii a apei nu se văd semne de infiltrare a ei printr-o epruvetă de beton cu grosimea de 15 cm.

În finală menționăm, că în Anexa 2 este prezentată o informație suplimentară privind clasa betonului la rezistență, care poate fi utilă pentru experți, proiectanți și alți specialiști în domeniul construcțiilor din beton armat.

## 2.7. Deformabilitatea betonului

Prin deformabilitatea betonului se subînțelege proprietatea lui de a-și schimba forma și dimensiunile la acțiunea unor factori exteriori sau interiori: încărcătură, temperatură, umiditate și altele.

Pentru beton deosebim două tipuri de deformații:

- deformații de la acțiunea încărcăturilor exterioare, care se mai numesc
- **deformații de forță**;
- deformații de la temperatură, umiditate etc., care sunt numite **deformații volumetrice**.

La deformațiile volumetrice se referă deformațiile, care se dezvoltă în beton în toate direcțiile de la acțiunea umidității sau a temperaturii (vezi pct. 2.7.5).

La deformațiile de forță se referă deformațiile, care se dezvoltă în beton de la acțiunea unei încărcături exterioare și mai mult se dezvoltă în direcția acțiunii încărcăturii și sunt numite *deformații longitudinale*. În același timp, în beton se dezvoltă și deformații transferale insuficiente, care se caracterizează cu coeficientul lui Poisson ( $\nu_c \approx 0,2$ ).

Deformațiile longitudinale ale betonului în mare măsură depind de caracterul acțiunii încărcăturii și deosebim:

- 1) deformații de la acțiunea de scurtă durată a încărcăturii;
- 2) deformații de la acțiunea de lungă durată a încărcăturii;
- 3) deformații de la acțiunea încărcăturilor repetate (ciclice).

### 2.7.1. Deformațiile betonului la încărcătură de scurtă durată

Una din principalele caracteristici pentru toate materialele de construcții este deformabilitatea lor la încărcări statice de scurtă durată, adică, dependența deformațiilor specifice\*)  $\varepsilon$  de tensiune  $\sigma$ . În cursul „Rezistența materialelor” această dependență este numită diagrama  $\sigma - \varepsilon$ . Pentru metal și multe alte materiale această

**Notă\*)** *Deformația specifică  $\varepsilon$  reprezintă raportul deformației absolute ( $\Delta l$ ), care se măsoară pe o lungime  $l$  și  $\varepsilon = \Delta l / l$ .*

dependență are un caracter liniar până la un punct anumit, care este numit **limita de curgere** (fig. 2.14), adică între  $\sigma$  și  $\varepsilon$  are loc o dependență liniară și este valabilă legea lui Hooke

$$\sigma = \varepsilon E, \quad (2.36)$$

în care  $E$  este modulul de elasticitate al materiei.

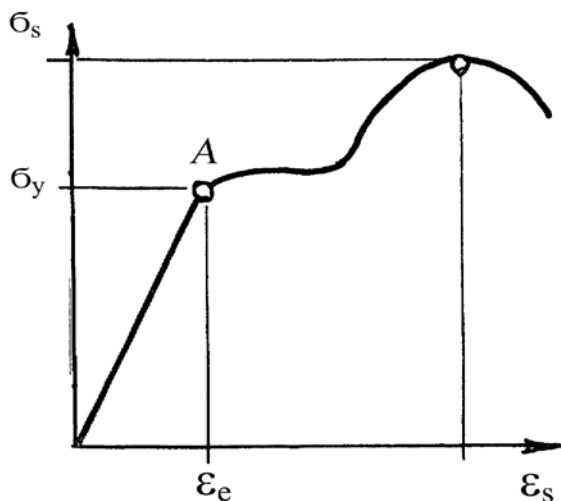
Cum au arătat numeroase rezultate experimentale în beton, chiar de la începutul încărcării se dezvoltă deformații elastice și plastice. La orice moment de încărcare deformația totală a betonului este alcătuită din două componente

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{c,pl}, \quad (2.37)$$

în care  $\varepsilon_c$  este deformația specifică totală a betonului pentru valoarea dată a încărcăturii;

$\varepsilon_{ce}$  – deformația specifică elastică a betonului;

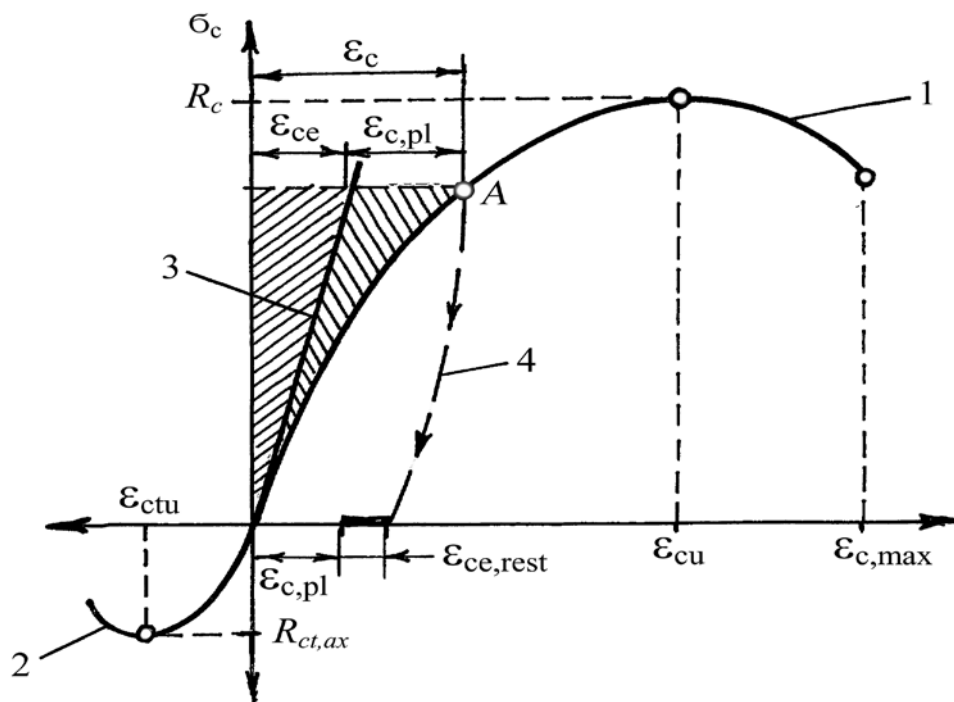
$\varepsilon_{c,pl}$  – deformația specifică plastică a betonului.



**Figura 2.14.**  
**Diagrama  $\sigma - \varepsilon$  pentru metal moale**

La descărcarea betonului deformația elastică  $\varepsilon_{ce}$  se restabilește, iar deformația plastică  $\varepsilon_{c,pl}$  nu se restabilește.

Diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  pentru beton are forma unei linii curbe de la începutul încărcării a epruvetei până la ruperea ei (fig. 2.15).



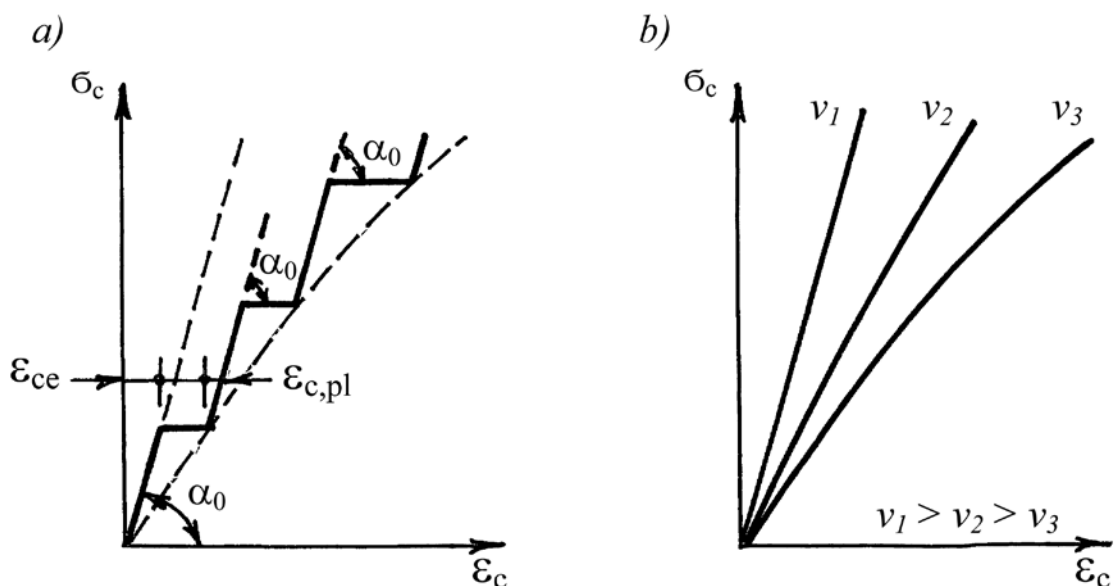
**Figura 2.15. Diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  pentru beton la compresiune (1) și întindere centrică (2); 3 – linia deformațiilor elastice; 4 – linia de descărcare a betonului**



De aceea, betonul este numit un material elasto-plastic și pentru el nu este valabilă legea lui Hooke.

Dacă epruveta de beton (prisma sau cilindrul) se încarcă până la o oarecare valoare a tensiunilor  $\sigma_c$  (mai mici decât rezistența de rupere a betonului, punctul A pe diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$ ) și apoi se descarcă (linia 4 în fig. 2.15), observăm că o parte din deformații se restabilesc, iar altele rămân. Se restabilesc deformațiile elastice și nu se restabilesc deformațiile plastice. Însă, după descărcarea epruvetei observăm că peste un oarecare timp o parte din deformațiile elastice mai continuă să se restabilească (vezi fig. 2.15) și sunt numite deformații elastice după acțiunea încărcăturii  $\varepsilon_{ce,rest}$ .

Dacă epruveta de beton se încarcă treptat și la fiecare treaptă măsurăm valoarea deformațiilor de două ori: în momentul încărcării și apoi peste un timp oarecare de menținere a acestei încărcături (5-15 min), atunci diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  va avea forma unei linii cu trepte (fig. 2.16 a).



**Figura 2.16. Diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  a betonului, încărcat pe trepte (a) și cu diferite viteze de încărcare (b)**

Deformațiile betonului măsurate la orice treaptă îndată după aplicarea încărcăturii reprezintă deformațiile elastice, care au o dependență *liniară* cu tensiunile (un caracter liniar) și linia diagramei are un unghi de înclinație constant. Deformațiile care se dezvoltă la fiecare treaptă la menținerea încărcăturii un oarecare timp, reprezintă deformațiile plastice și valoarea lor depinde de durata menținerii încărcăturii la fiecare treaptă. Pe diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  ele reprezintă niște segmente orizontale (vezi fig.2.16 a). La nivelurile mai înalte de tensiuni valoarea deformațiilor plastice este mai mare.

În așa mod, avem posibilitatea să determinăm experimental separat valorile deformațiilor elastice și plastice ale betonului. În cazul când numărul de trepte de încărcare ale epruvetei este destul de mare, dependența  $\sigma_c - \varepsilon_c$  se apropie de o linie curbă (linia punctată din fig. 2.16).

Deformațiile elastice ale betonului se dezvoltă numai la încărcări rapide ale epruvetei, iar deformațiile plastice se dezvoltă în timp și depind de viteza de încărcare.

La încărcarea betonului cu o viteză mai mare, deformațiile plastice se dezvoltă (cresc) mai puțin. La încărcarea betonului cu o viteză mare, care se mai numește **viteză momentană**, în mare parte se dezvoltă numai deformații elastice, iar deformațiile plastice, practic, lipsesc și diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  reprezintă o linie dreaptă (fig. 2.16 b). Această dependență liniară  $\sigma_c - \varepsilon_c$  este numită *diagrama deformațiilor elastice*, care mai este numită și *diagrama deformațiilor momentane*. Această diagramă este prezentată în fig. 2.15 (linia 3).

De aceea, sectorul hasurat de pe diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  (din fig. 2.15) dintre linia deformațiilor elastice (3) și axa verticală  $\sigma_c$  se numește *sectorul deformațiilor elastice*, iar sectorul dintre linia deformațiilor elastice (3) și linia deformațiilor totale (1) se numește *sectorul deformațiilor plastice*.

Dacă încercăm la comprimare centrică trei epruvete, confecționate din același amestec de beton, cu diferite viteze de încărcare ( $v_1 > v_2 > v_3$ ), atunci vom obține diagrame  $\sigma_c - \varepsilon_c$  de diferite forme (fig. 2.16 b). La încărcarea betonului cu o viteză mai mare, diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  este mai aproape de o linie dreaptă și are un unghi de înclinație mare, iar la viteze mai mici, diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  are o formă de linie curbă cu un unghi de înclinație mai mic.

Luând în considerație faptul, că pentru valori mai mici ale tensiunilor  $\sigma_c \leq (0,2-0,3) R_c$ , deformațiile plastice sunt relativ mai mici decât deformațiile elastice și de aceea în unele calcule, betonul se admite convențional ca un material elastic.

La încărcături de întindere de scurtă durată deformația betonului ca și la comprimare este alcătuită din două componente: din deformația elastică  $\varepsilon_{cte}$  și plastică -  $\varepsilon_{ct,pl}$ . Diagrama  $\sigma_{ct} - \varepsilon_{ct}$  la întindere are, de asemenea, un caracter de curbilinie (fig. 2.15, linia 2). Deformațiile care se dezvoltă în beton la momentul ruperii (fig. 2.15), mai sunt numite corespunzător - deformația limită a betonului la compresiune -  $\varepsilon_{cu}$  și deformația limită a betonului la întindere -  $\varepsilon_{ctu}$ .

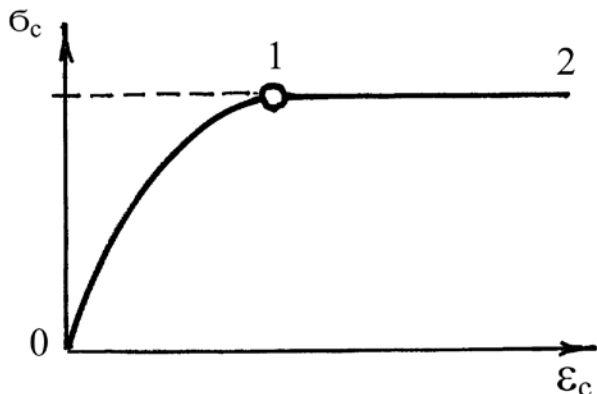
### **2.7.2. Deformațiile betonului la încărcări de lungă durată. Curgerea lentă și relaxarea tensiunilor în beton**

Numeroase rezultate experimentale și practica de exploatare a construcțiilor din beton armat au arătat că dacă încărcăm betonul până la o oarecare tensiune mai mică decât rezistența lui la rupere ( $0,3R_c \leq \sigma_c \leq 0,5R_c$ ) și lăsăm să acționeze această încărcătură timp îndelungat, deformațiile plastice ale betonului prelungesc să crească (fig. 2.17).

Deformațiile betonului mai esențial cresc în primele 3-4 luni de acțiune a încărcăturii, iar apoi ele se stabilizează și cresc monoton până la o valoare limită (3-4 ani și mai mult). În fig. 2.17 este prezentată diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  pe o epruvetă de

beton, comprimată centric, în care sectorul 0-1 reprezintă timpul de încărcare, iar sectorul 1-2 – caracterizează creșterea deformațiilor plastice ale betonului în timpul menținerii încărcăturii constante. Deformațiile plastice pot să crească 3-4 ani și mai mult.

Proprietatea betonului, care se caracterizează prin creșterea deformațiilor plastice la acțiunea de lungă durată a unei încărcături se numește **curgerea lentă a**



**Figura 2.17.**  
**Diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  a betonului la acțiunea încărcăturii de lungă durată**

**betonului** -  $\varepsilon_{c,crp}$ . Această proprietate a betonului, în majoritatea cazurilor, influențează negativ asupra comportării elementelor din beton armat și beton precomprimat, dar în unele cazuri are și efect pozitiv (la redistribuirea eforturilor la structurile static nedeterminate). Însă, ea este studiată bine și se ia în considerație la calculul construcțiilor din beton armat și beton precomprimat.

Conform rezultatelor experimentale, efectuate în multe țări, s-a stabilit că valoarea curgerii lente a betonului depinde de foarte mulți factori, dintre care cei mai importanți sunt următorii:

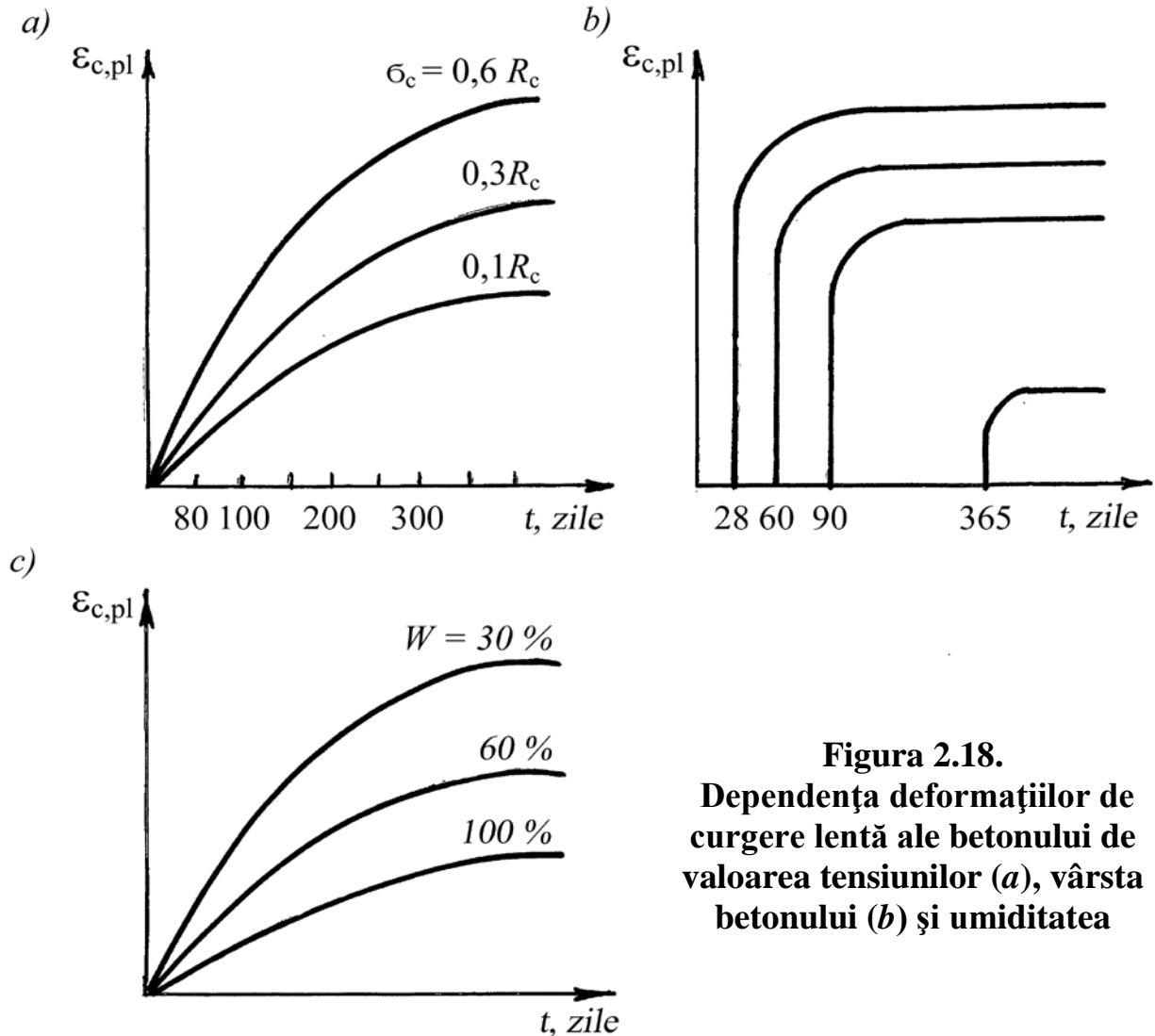
- **valoarea tensiunilor în beton.** La tensiuni mai mari curgerea lentă a betonului din același amestec este mai mare (fig. 2.18 a);
- **vârsta betonului la momentul încărcării.** Cu creșterea vârstei betonului la momentul încărcării, curgerea lentă este mai mică (fig. 2.18 b). Diagramele deformațiilor ale curgerii lente pentru beton încărcat la diferite vârste sunt paralele. Aceasta înseamnă, că intensitatea creșterii deformațiilor curgerii lente (la tensiuni egale) cu timpul nu depinde de vârsta betonului la momentul încărcării;
- **umiditatea mediului ambiant.** Cu creșterea umidității a mediului ambiant deformațiile de curgere lentă a betonului se micșorează (fig. 2.18 c);
- **dimensiunile epruvetei.** La epruvetele cu dimensiunile mai mici deformațiile de curgere lentă sunt mai mari decât la cele cu dimensiunile mai mari, încercate în condiții egale.

Curgerea lentă a betonului depinde considerabil și de alți factori: procesul tehnologic, componența betonului, tipul cimentului, calitatea și proprietățile agregatelor etc.

În prezent există diferite teorii de explicare a fenomenului curgerii lente a betonului. Una dintre cele mai răspândite este teoria lui A.Șeikin, conform căreia curgerea lentă a betonului este legată de schimbarea în timp a structurii pietrei de ciment. Piatra de ciment (gelul) la acțiunea încărcăturilor obține proprietatea curgerii

vâscoase și în legătură cu aceasta se descarcă pe contul încărcării a altei componente de structură a pietrei de ciment – scheletul cristalic.

Procesul de dezvoltare al deformațiilor de curgere lentă depinde și de fenomenele capilare din beton, legate cu micșorarea apei în pori și capilarele lui la acțiunea încărcăturii.



**Figura 2.18.**  
Dependența deformațiilor de curgere lentă ale betonului de valoarea tensiunilor (a), vârsta betonului (b) și umiditatea

În cazul când tensiunile în beton sunt comparativ mici  $\sigma_c \leq 0,45 R_c$ , se observă o dependență aproape liniară dintre deformațiile curgerii lente și tensiuni și de aceea aceste deformații se numesc *deformații de curgere lentă liniară*. Pentru tensiuni mai mari  $\sigma_c > 0,45 R_c$ , care depășesc limita rezistenței de formare a microfisurilor de structură, se observă o dependență neliniară dintre tensiuni și deformațiile curgerii lente și se numesc *deformații de curgere lentă neliniară*.

Curgerea lentă liniară este un rezultat al curgerii vâscoase a gelului de ciment și nu este însoțită de schimbarea structurii betonului.

Curgerea lentă neliniară se caracterizează de curgerea vâscoasă a gelului și prin dezvoltarea microfisurilor în locurile slabe și defectate ale betonului fără schimbarea structurii lui (fără ruperea betonului).

Pentru determinarea valorii deformațiilor de curgere lentă ale betonului se folosesc următoarele noțiuni: măsura curgerii lente  $C(\sigma_c, t, t_0)$  și caracteristica curgerii lente a betonului –  $\varphi(t, t_0)$ , în care

$\sigma_c$  este valoarea tensiunilor în beton;

$t$  – durata acțiunii încărcăturii;

$t_0$  – vârsta betonului la momentul încărcării.

Măsura curgerii lente a betonului  $C(\sigma_c, t, t_0)$  reprezintă raportul deformației curgerii lente  $\varepsilon_{c,crp}$  la valoarea tensiunilor  $\sigma_c$  de la acțiunea încărcăturilor de lungă durată, care deseori mai este numită și *deformația relativă a curgerii lente*

$$C(\sigma_c, t, t_0) = \frac{\varepsilon_{c,crp}}{\sigma_c} . \quad (2.38)$$

Caracteristica curgerii lente a betonului  $\varphi(t, t_0)$  reprezintă raportul deformațiilor curgerii lente  $\varepsilon_{c,crp}$  la deformația elastică  $\varepsilon_{ce}$

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{c,crp}}{\varepsilon_{ce}} . \quad (2.39)$$

Între caracteristica curgerii lente a betonului  $\varphi(t, t_0)$  și măsura curgerii lente  $C(\sigma_c, t, t_0)$  există următoarea dependență

$$\varphi(t, t_0) = C(\sigma_c, t, t_0) E_{ce} , \quad (2.40)$$

în care  $E_{ce}$  este modulul de elasticitate al betonului (vezi pct. 2.7.9).

În cazul când este cunoscută măsura curgerii lente  $C(\sigma_c, t, t_0)$  se poate de trecut de la tensiuni la deformațiile totale ale betonului

$$\varepsilon_{c,crp} = \sigma_c \left[ \frac{1}{E_{ce}} + C(\sigma_c, t, t_0) \right] , \quad (2.41)$$

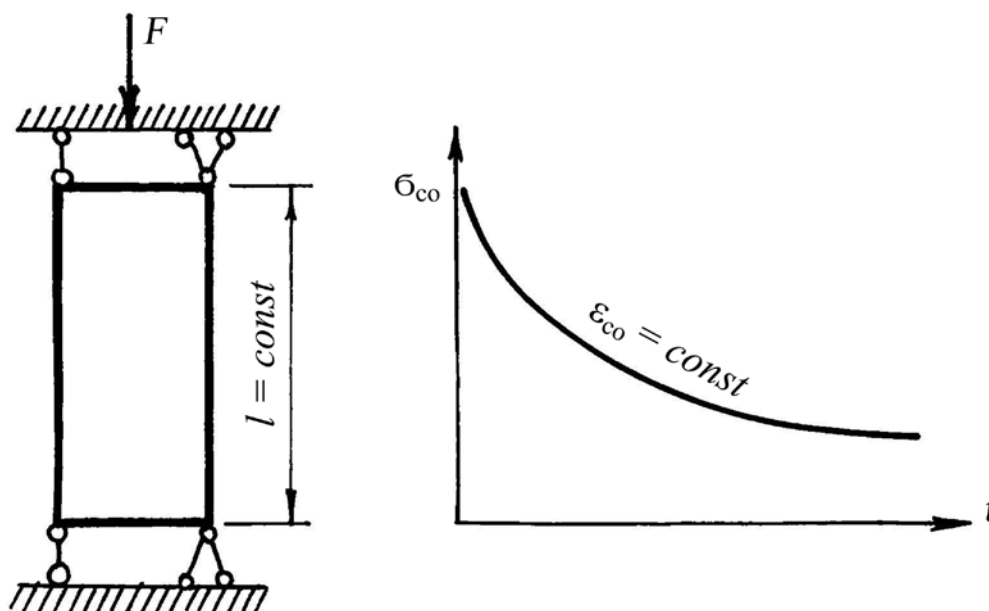
și invers, de la deformații la tensiuni

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_{c,crp}}{\frac{1}{E_{ce}} + C(\sigma_c, t, t_0)} . \quad (2.42)$$

Pentru calculul construcțiilor din beton armat se folosește valoarea maximă a măsurii curgerii lente la momentul stabilizării depline a fenomenului curgerii lente a betonului ( $t = \infty$ ) și se numește **măsura limită de curgere lentă a betonului** –  $C(\sigma_{c,\infty,t_0})$ .

Între curgerea lentă a betonului este stabilită o legătură cu un alt fenomen, invers curgerii lente, care este numit **relaxarea tensiunilor**. În continuare examinăm ce reprezintă relaxarea de tensiuni.

Dacă încărcăm o epruvetă de beton până la o oarecare tensiune inițială  $\sigma_{co}$  și în ea se dezvoltă o deformare inițială  $\epsilon_{co}$  și în așa stare introducem niște legături, care împiedică creșterea de mai departe a deformațiilor, adică vom menține timp îndelungat deformațiile constante ( $\epsilon_{co} = \text{const}$ ), atunci vom observa că cu timpul se vor micșora tensiunile inițiale (fig. 2.19).



**Figura 2.19. Relaxarea tensiunilor în epruveta de beton**

Proprietatea betonului, care se caracterizează prin micșorarea în timp a tensiunilor la păstrarea deformației inițiale constante timp îndelungat se numește **relaxarea tensiunilor**. Relaxarea tensiunilor depinde de aceiași factori ca și curgerea lentă.

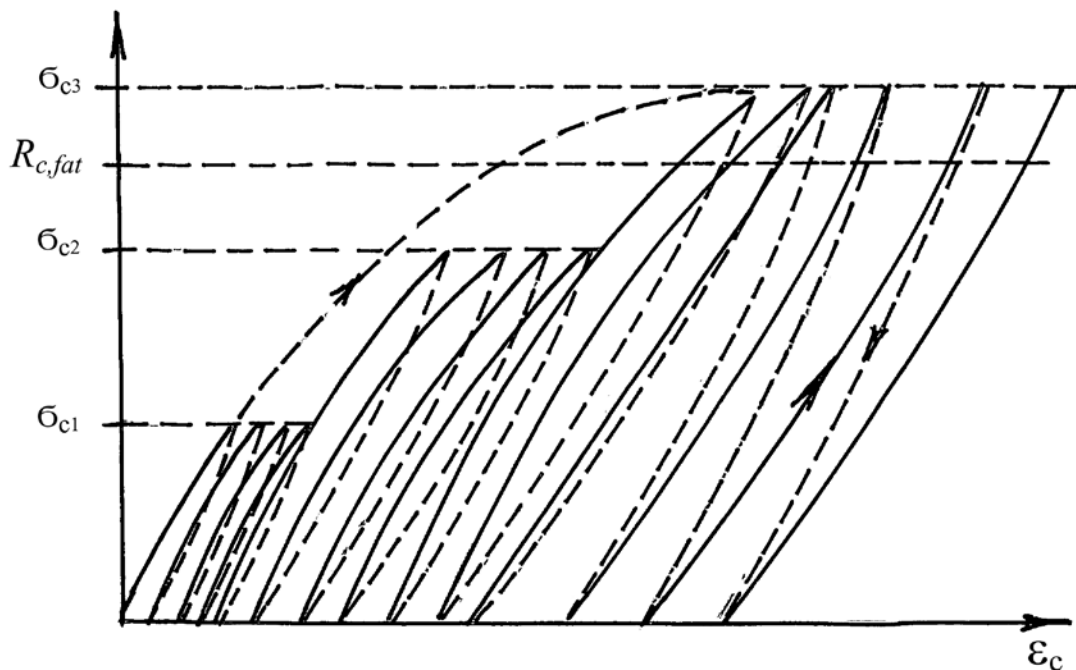
Deformațiile ale curgerii lente ale betonului și relaxarea tensiunilor influențează suficient asupra lucrului construcțiilor din beton armat și precomprimat și de aceea, ele sunt cercetate multifactorial și se iau în considerație la calculul construcțiilor.

### 2.7.3. Deformațiile betonului la încărcături repetate (ciclice)

Cum a fost menționat în pct. 2.7.1, la prima încărcare a betonului diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  este îndreptată cu curbura sa (vezi fig. 2.15) spre axa tensiunilor  $\sigma_c$ , iar la descărcare – cu curbura spre axa deformațiilor  $\varepsilon_c$ . Repetarea multiplă a ciclurilor de încărcare-descărcare ale betonului duce la acumularea treptată a deformațiilor plastice. După un număr destul de mare de cicluri de încărcare-descărcare, dispar aproape toate deformațiile plastice (în dependență de nivelul de tensiuni) și betonul începe să lucreze elastic (fig. 2.20).

În acest caz numărul ciclurilor de încărcare-descărcare poate fi, practic, nelimitat fără să aducă la micșorarea rezistenței betonului.

Astfel de caracter de comportare al betonului se observă numai la tensiuni comparativ mici, care sunt în limitele de  $40 \div 50$  % din rezistența de rupere a betonului [ $\sigma_c = (0,4 \div 0,5)R_c$ ] și se numește *limita (rezistența) de oboseală a betonului*  $R_{c,fat}$ .



**Figura 2.20. Diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  a betonului la încărcări repetate (ciclice)**

Dacă tensiunile în beton sunt mai mari decât rezistența lui la oboseală ( $\sigma_c > R_{c,fat}$ ), atunci după primele cicluri de repetare ale încărcăturii, diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  obține o formă liniară, iar apoi începe să-și schimbe curbura, dar în direcție opusă, adică cu curbura spre axa deformațiilor (fig. 2.20).

Momentul de schimbare al curburii a diagramei  $\sigma_c - \varepsilon_c$  la repetarea încărcăturilor reprezintă începutul oboselii a betonului. Majorarea de mai departe a numărului de cicluri de încărcare-descărcare ale betonului duce la creșterea esențială a deformațiilor plastice și, în finală, betonul se rupe (cedează).

#### 2.7.4. Deformațiile transversale ale betonului

La acțiunea încărcăturii, în beton în afară de deformații longitudinale se dezvoltă și deformații transversale. Deformațiile transversale se caracterizează cu coeficientul lui Poisson –  $\nu_c$ , care reprezintă raportul deformațiilor transversale la deformațiile longitudinale ( $\nu_c = \varepsilon_{c,tr} / \varepsilon_{c,long}$ ).

Cercetările experimentale privind studiul deformațiilor transversale ale betonului la încărcături de scurtă durată au arătat că în limitele curgerii lente liniare [ $\sigma_c \leq (0.3 \div 0.4)R_c$ ] coeficientul lui Poisson se află în limitele  $0.13 \div 0.22$ . De aceea, la calculul elementelor din beton armat se recomandă ca valoarea coeficientului deformațiilor transversale  $\nu_c$  să fie adoptată egală cu 0,2 pentru toate tipurile de beton.

La acțiunea încărcăturilor de lungă durată deformațiile transversale ale betonului sunt cercetate insuficient și de aceea se recomandă de admis valoarea coeficientului lui Poisson egală cu 0.2 ( $\nu_c = 0.2$ ), ca pentru încărcături de scurtă durată.

### 2.7.5. Contractia și umflarea betonului

La întărirea betonului într-un mediu normal el are proprietatea de a se micșora în volum și această proprietate este numită **contractie**, iar la întărirea betonului în apă el se mărește în volum și această proprietate este numită **umflarea** betonului.

Experimental a fost stabilit că deformațiile de umflare ale betonului sunt cu mult mai mici (de 3-4 ori) decât deformațiile de contractie și, de aceea, în prezent ele nu sunt considerate la calculul construcțiilor și elementelor din beton armat. În continuare, vor fi examinate mai detaliat doar deformațiile de contractie.

Conform rezultatelor cercetărilor științifice contractia betonului este legată de procesele fizico-chimice de întărire și micșorare a volumului de ciment cu evaporarea apei în mediul ambiant și hidratarea cimentului.

Experimental s-a stabilit că valoarea și intensitatea de dezvoltare a contractiei a betonului depinde de mai mulți factori:

- 1) **cantitatea și tipul cimentului**. Cu cât este mai mare cantitatea de ciment la o unitate de volum al betonului, cu atât este mai mare contractia;
- 2) **cantitatea de apă**. Cu cât este mai mare raportul apă/ciment (W/C), cu atât este mai mare contractia;
- 3) **umiditatea mediului ambiant**. Cu cât este mai mică umiditatea mediului ambiant, cu atât este mai mare contractia;
- 4) **dimensiunile agregatilor**. La betonurile cu nisip mărunț și piatra spartă poroasă contractia este mai mare;
- 5) **dimensiunile secțiunii transversale ale construcțiilor** și altele.

Diferite adaosuri hidraulice și acceleratori de întărire ale betonului, de regulă, majorează contractia.

Contractia betonului parcurge mai intensiv în perioada inițială de întărire în decursul primului an, iar în continuare intensitatea ei se micșorează. La acțiunea de



lungă durată a încărcăturii de comprimare, contracția betonului crește, iar la încărcătură la întindere – se micșorează.

Contracția betonului în elementele de beton, beton armat și construcții masive parcurge neuniform. În straturile betonului deschise (la suprafețele descoperite) apa se evaporă mai repede și, de aceea, deformațiile de contracție sunt mai mari; iar în straturile interioare contracția este mai mică. Din cauza diferenței de deformații dintre straturile exterioare și interioare în beton apar tensiuni, care sunt numite **tensiuni de contracție** ( $\sigma_{cs}$ ). În straturile exterioare aceste tensiuni sunt de întindere, iar în straturile interioare – de comprimare. În cazul când tensiunile de întindere sunt mai mari, decât rezistența betonului la întindere ( $\sigma_{cs} \geq R_{ct}$ ), în beton apar fisuri, numite fisuri de contracție. În majoritatea cazurilor, fisurile de contracție apar pe suprafețele deschise de întărire ale betonului.

Caracterul și gradul de influență ale acestor fisuri asupra comportamentului elementelor la etapa de exploatare depinde de tipul construcției și locul de apariție al acestor fisuri. În majoritatea cazurilor, dacă fisurile apar în zona comprimată a elementelor încovoiate, comprimate, comprimate și întinse excentric ele, practic, nu influențează asupra rezistenței elementelor, iar dacă fisurile apar în zona întinsă, ele influențează mai esențial, dar nu micșorează rezistența elementului. În unele cazuri, fisurile de contracție pot duce construcția la inutilizabilitatea de exploatare (tăvi din beton armat, rezervoare și bazine pentru apă etc.).

Pentru micșorarea tensiunilor de contracție se folosesc diferite măsuri tehnologice și constructive.

La măsurile tehnologice se referă umezirea suprafețelor deschise ale betonului în perioada inițială de întărire, prelucrarea termică a construcțiilor, utilizarea cimentului fără contracție, alegerea componentei speciale a betonului etc.

La măsurile constructive se referă efectuarea rosturilor de contracție în construcțiile cu lungimea mai mare de  $60 \div 70$  m.

Rostul de contracție reprezintă o tăietură transversală a construcției care, de regulă, se suprapune (coincide) cu rostul de temperatură și de tasare a fundației.

### 2.7.6. Deformațiile termice ale betonului

Deformațiile betonului, care apar la schimbările temperaturii (creșterii sau micșorării), se numesc **deformații termice** și, ca și cele de contracție, se referă la deformații volumetrice.

Valoarea absolută a deformațiilor termice este mai mare în direcția dimensiunilor mai mari ale elementului, adică în direcția lungimii lor. Deformația termică a betonului este alcătuită din două componente: deformația termică liberă, proporțională schimbării temperaturii și deformația, care apare de la tensiunile de la temperatură (termice) în legătură cu diferența coeficienților de dilatare termică ai pietrei de ciment și agregatilor.

Dacă construcția din beton este încălzită uniform pe tot volumul și deformațiile termice se dezvoltă liber fără oarecare obstacole, atunci în construcție nu apar tensiuni termice.

În cazurile, când elementul din beton se încălzește neuniform pe tot volumul său, deformațiile termice sunt limitate (prezența armăturii, întărirea betonului la elemente cu legături, ce împiedică parțial deformația lui), apar tensiuni termice, care, în unele cazuri, pot duce la apariția fisurilor în beton. Așa fisuri sunt numite **fisuri termice**.

Experimental s-a stabilit că vârsta betonului, raportul apă-ciment (W/C), temperatura de păstrare și alți factori puțin influențează asupra coeficientului de dilatare termică liniară al betonului  $\alpha_{cm}$  și variază în limitele  $(0.7 \div 1.5) \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

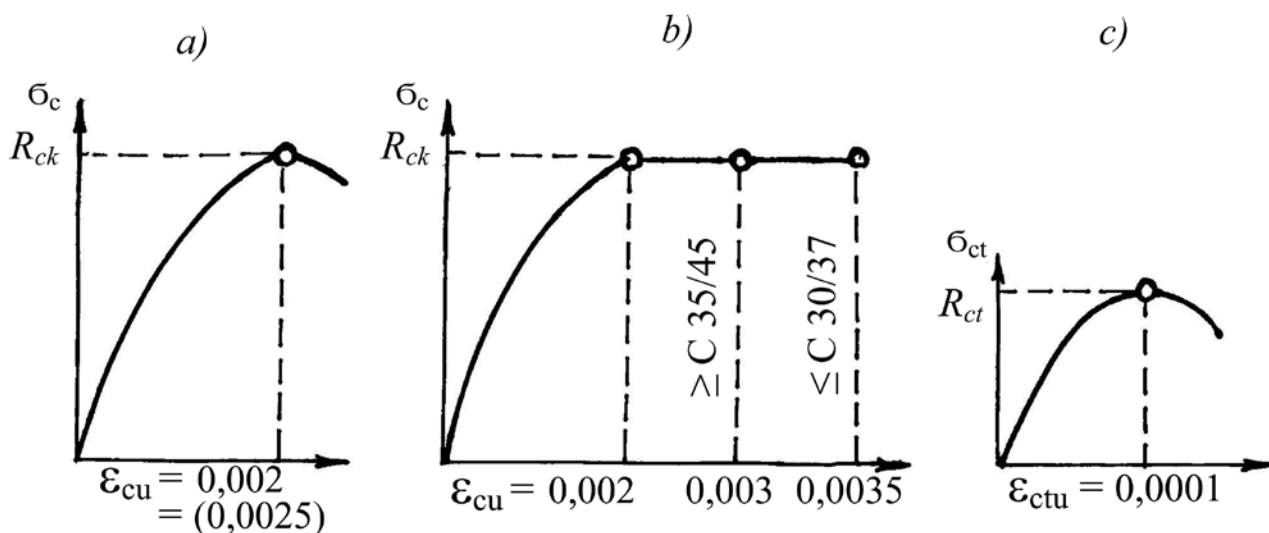
La schimbarea temperaturii de la  $-40$  până la  $+50 \text{ } ^\circ\text{C}$  se recomandă de adoptat valoarea coeficientului  $\alpha_{cT}$  egală cu:

- $1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  - pentru beton normal și beton ușor cu agregatăi mărunți compacți;
- $0.7 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  - pentru beton ușor cu agregatăi mărunți poroși;
- $0.8 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  - pentru beton celular și poros.

### 2.7.7. Deformațiile limite ale betonului

Deformațiile care se dezvoltă în beton înainte de ruperea lui se numesc *deformații limite*. Deosebim deformații limite la compresiune ( $\epsilon_{cu}$ ) și la întindere ( $\epsilon_{ctu}$ ), care depind de clasa betonului, componența lui, densitate și durata acțiunii încărcăturii.

Menționăm, că în fig. 2.15 este prezentată diagrama  $\sigma_c - \epsilon_c$  generală, care se folosește pentru calculul neliniar sau plastic (numit calculul structural). La calculul secțiunilor elementelor din beton armat și beton precomprimat se folosesc următoarele diagrame simplificate (idealizate) ale relației  $\sigma_c - \epsilon_c$  și valorile limite ale deformațiilor (fig. 2.21):



**Figura 2.21. Diagramele idealizate ale betonului  $\sigma_c - \epsilon_c$  la calculul elementelor din beton armat**

- a – pentru elemente comprimate centric și excentric cu excentricitatea mică;
- b – pentru elemente încovoiate și excentric comprimate cu excentricitate mare;
- c – pentru betonul din zona întinsă

- **parabolă pătrată** (fig. 2.21 a) – pentru elemente comprimate centric și excentric cu excentricitate mică cu valorile limite ale deformației  $\varepsilon_{cu} = 0.002$  - la acțiunea sarcinii de scurtă durată și  $\varepsilon_{cu} = 0.0025$  - la acțiunea sarcinii de lungă durată. Pentru elemente din beton celular și poros  $\varepsilon_{cu} = 0.002$  în toate cazurile;

- **parabolă pătrată și linie orizontală** (fig. 2.21 b) – pentru zona comprimată a elementelor încovoiate (cu sau fără forță axială) și excentric comprimate cu excentricitate mare (din beton normal și ușor) cu valoarea deformației limite  $\varepsilon_{cu} = 0.003$  - pentru beton de clasa C35/45 și mai mare și  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$  - pentru beton de clasa C30/37 și mai mică. La calculul elementelor din beton precomprimat la etapa de transfer al efortului de precomprimare pe beton (vezi pct. 1.3) -  $\varepsilon_{cu} = 0.00165$ ;

- **parabolă pătrată** (fig. 2.21 c) – pentru betonul din zona întinsă cu valoarea deformației limite  $\varepsilon_{ctu} = 0.0001$ .

### 2.7.8. Determinarea deformațiilor de curgere lentă și de contracție ale betonului

La momentul actual în lume au fost efectuate foarte multe experimente privind cercetarea deformațiilor de curgere lentă și de contracție ale betonului, care au arătat că acestea depind de o mulțime de factori. În baza acestor rezultate au fost elaborate numeroase formule empirice pentru determinarea deformațiilor de curgere lentă și de contracție ale betonului.

În cadrul prezentului manualul este prezentată o metodă de calcul simplificată, care ia în considerație influența celor mai importanți factori asupra deformațiilor de curgere lentă și de contracție ale betonului.

Valoarea limită (maximală) a deformației curgerii lente a betonului comprimat la orice vârstă  $t_0$  cu o încărcătură constantă poate fi determinată cu următoarea formulă, care este recomandată și în Normele Europene EN 1992-1-1-2004

$$\varepsilon_{c,cRp}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot [\sigma_c(t_0) / E_{ce}(t_0)], \quad (2.43)$$

în care  $t_0$  este vârsta betonului la momentul încărcării, zile;

$\sigma_c(t_0)$  – tensiunile în beton la momentul încărcării, MPa;

$E_{ce}(t_0)$  – modulul de elasticitate al betonului la vârsta de  $t_0$  (zile);

$\varphi(\infty, t_0)$  – valoarea limită a caracteristicii curgerii lente a betonului, încărcat la vârsta de  $t_0$  (zile), care se determină cu relația

$$\varphi(\infty, t_0) = C(\infty, t_0) \cdot E_{ce}(t_0), \quad (2.44)$$

unde  $C(\infty, t_0)$  este valoarea limită (maximală) a măsurii curgerii lente, care se determină în dependență de valoarea tensiunilor în beton  $\sigma_c(t_0)$  la momentul încărcării.

Dacă valoarea tensiunilor  $\sigma_c(t_o) \leq 0.45R_{cm}(t_o)$ , avem cazul de curgere lentă *liniară* (vezi pct. 2.7.2) și atunci

$$C(\infty, 28) = C_{et}(\infty, 28) \cdot \prod_{i=1}^{i=11} K_i, \quad (2.45)$$

în care  $C_{et}(\infty, 28) = 6.36 \times 10^{-6}$  este valoarea limită a caracteristicii curgerii lente a unui beton etalon (mijlociu), încărcat la vârsta de 28 zile;

$PR$  – produsul coeficienților  $K_i$ ;

$K_i$  ( $i=1-11$ ) – coeficienții, care iau în considerație influența diferitor factori asupra curgerii lente a betonului (vezi anexa A3);

$R_{cm}(t_o)$  – rezistența medie cubică a betonului la momentul încărcării ( $t_o$ ).

Dacă valoarea tensiunilor în beton la momentul încărcării  $\sigma_c(t_o) > 0.45R_{cm}(t_o)$ , atunci avem deformații de curgere lentă *neliniară*, și atunci

$$C(\sigma_c, \infty, t_o) = C(\infty, t_o) \cdot \exp[1,5(K_\sigma - 0,45)], \quad (2.46)$$

în care  $K_\sigma = \sigma_c(t_o)/R_{cm}(t_o)$  este nivelul de tensiuni în beton.

Valoarea limită (maximală) a deformației betonului de la contracție se recomandă de determinat cu următoarea relație

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cs}(\infty, 7) \cdot \prod_{i=1}^{i=10} m_i, \quad (2.47)$$

în care  $\varepsilon_{cs}(\infty, 7) = 373 \times 10^{-6}$  este valoarea limită a deformației de la contracție a unui beton etalon (mediu) cu vârsta de 7 zile;

$m_i$  – coeficienții, care reflectă influența diferitor factori asupra contracției betonului, valorile cărora sunt prezentate în anexa A 3.

### 2.7.9. Modulul de deformație al betonului

Una dintre cele mai importante caracteristici ale deformabilității materialelor de construcție este modulul de elasticitate  $E$ , care caracterizează proprietățile elastice ale materialului și cu ajutorul căruia este stabilită legătura dintre tensiuni și deformații  $\sigma = \varepsilon E$  (legea lui Hooke). Această relație este liniară pentru toate materialele care au proprietăți elastice.

Cum a fost menționat mai sus (pct. 2.7.1), betonul este un material elasto-plastic, la care legătura dintre tensiuni și deformații este neliniară și, de aceea, utilizarea noțiunii de modul de elasticitate nu ne permite să caracterizăm corect proprietățile lui de deformabilitate și, în deosebi, pentru valori mai mari ale tensiunilor în beton.

În prezent, pentru caracterizarea deformabilității betonului, în literatura tehnică și normativă se întâlnesc următoarele noțiuni:

- modulul inițial de elasticitate al betonului  $E_{ce}$  (modulul deformațiilor elastice), care deseori mai este numit *modulul deformațiilor momentane*;
- modulul deformațiilor totale -  $E_{c,tot}$ ;
- modulul mediu elasto-plastic -  $E_{c,pl}$ , care mai este numit *modulul secant* al betonului  $E_{c,sec}$ .

În continuare adoptăm  $E_{c,pl} = E_{c,sec} = E_c$ .

Pentru beton diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  este o relație comparativ liniară numai la etapa inițială de încărcare pentru tensiuni, care alcătuiesc circa 30 % din rezistența prismatică a betonului ( $\sigma_c \leq 0.3R_{c,pr}$ ) sau la încărcarea lui momentană.

De aceea, modulul inițial de elasticitate al betonului  $E_{ce}$  corespunde numai la încărcarea momentană a epruvetei sau la etapa inițială de încărcare, la care, în general, apar numai deformații elastice. În acest caz, neglijând deformațiile plastice mici, în conformitate cu legea lui Hooke, obținem următoarea relație

$$E_{ce} = \sigma_c / \varepsilon_{ce} , \quad (2.48)$$

în care  $\sigma_c$  este tensiunea în beton la etapa inițială de încărcare;

$\varepsilon_{ce}$  – deformația elastică a betonului.

După cum se vede din fig. 2.22 (triunghiul OAC), relația  $\sigma_c/\varepsilon_c$  reprezintă raportul catetei unghiului opus  $\alpha_o$  liniei deformațiilor elastice (momentane)  $AC = \sigma_c$  către cateta alăturată  $OC = \varepsilon_{ce}$  a acestui unghi.

Geometric această relație reprezintă tangenta unghiului  $\alpha_o$  sau tangenta unghiului de înclinație al liniei deformațiilor elastice (linia 1 în fig. 2.22) către axa absciselor.

Atunci relația (2.48) poate fi prezentată în modul următor

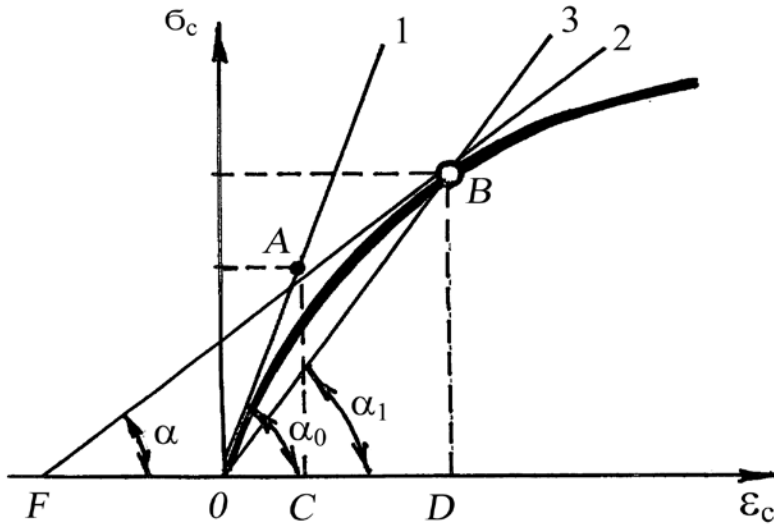
$$E_{ce} = \sigma_c / \varepsilon_{ce} = \operatorname{tg}\alpha_o. \quad (2.49)$$

De aceea, se consideră că geometric modulul de elasticitate al betonului reprezintă tangenta unghiului de înclinație al liniei deformațiilor elastice  $E_{ce} = \operatorname{tg} \alpha_o$ .

Linia deformațiilor elastice ale betonului este tangenta la diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  în originea coordonatelor. De aceea, se mai spune că modulul de elasticitate (inițial) al betonului geometric reprezintă și tangenta unghiului de înclinație al tangentei la diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  în originea coordonatelor.

Din cele expuse mai sus este clar, că modulul de elasticitate caracterizează corect deformabilitatea betonului numai la etapa inițială de încărcare, când deformațiile plastice sunt încă mici.

În realitate, la exploatarea construcțiilor, tensiunile în beton sunt mai mari decât  $0,3 R_{c,pr}$  și, de aceea, în el se dezvoltă și deformații plastice mai mari. În așa cazuri



**Figura 2.22.**  
**Diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  pentru**  
**determinarea  $E_{ce}$ ,  $E_{c,tan}$  și**  
 **$E_{c,sec} = E_c$**

pentru evaluarea mai corectă a deformabilității betonului se folosește noțiunea de modul al deformațiilor totale  $E_{c,tot}$ , care geometric (în mod analogic cu modulul de elasticitate  $E_{ce}$ ) reprezintă tangenta unghiului de inclinație al tangentei către diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$ , dusă prin orice punct (B) pe această curbă (linia 2 în fig. 2.22) și este o mărime variabilă

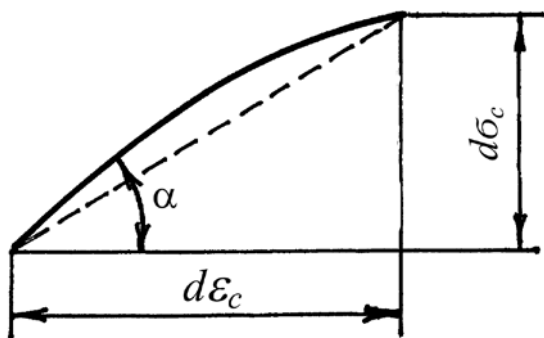
$$E_{c,tot} = \operatorname{tg} \alpha . \quad (2.50)$$

Cum se vede din fig. 2.22 (triunghiul FBD), nu este posibil de determinat direct valoarea  $\operatorname{tg} \alpha$ , deoarece nu este cunoscut segmentul FO din triunghiul FBD, fiindcă

$$\operatorname{tg} \alpha = E_{c,tot} = \text{BD} / \text{FD}, \quad (2.51)$$

în care  $\text{BD} = \sigma_c$  este valoarea tensiunilor în beton în punctul B pe diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  ;  
 $\text{FD} = \text{OD} + \text{OF} = \varepsilon_c + \text{OF}$  - latura triunghiului FBD, în care nu este cunoscut segmentul OF și, de aceea, este imposibil de determinat valoarea modulului deformațiilor totale.

Pentru determinarea modulului deformațiilor totale ale betonului  $E_{c,tot}$  examinăm un sector infinit de mic pe diagrama  $\sigma_c - \varepsilon_c$  (fig. 2.23).



**Figura 2.23.**  
**Sector infinit de mic pe diagrama  $\sigma_c -$**   
 **$\varepsilon_c$  pentru determinarea modulului**  
**deformațiilor totale ale betonului  $E_{c,tot}$**

Neglijând curbura insuficientă a diagramei  $\sigma_c - \varepsilon_c$  pe un sector infinit de mic obținem următoarea relație

$$d\sigma_c/d\varepsilon_c = tg\alpha = E_{c,tot} . \quad (2.52)$$

În așa mod, modulul deformațiilor totale ale betonului reprezintă derivata tensiunilor după deformații. În acest caz, pentru determinarea deformațiilor betonului cu modulul variabil al deformațiilor totale  $E_{c,tot}(\sigma_c)$  este necesar de a integra funcția

$$\varepsilon_c = \int \frac{d\sigma_c}{E_{c,tot}(\sigma_c)} . \quad (2.53)$$

Însă această variantă de determinare a deformațiilor betonului este complicată, fiindcă în fiecare caz este necesar de avut relația analitică  $E_{c,tot} = f(\sigma_c)$ .

Pentru simplificarea metodei de calcul a fost introdusă noțiunea de modul mediu elasto-plastic al betonului  $E_{c,pl}$ , care geometric reprezintă tangenta unghiului de inclinație  $\alpha_1$  a secantei (linia 3 din fig. 2.22) a diagramei  $\sigma_c - \varepsilon_c$  în orice punct pe această diagramă. Din triunghiul OBD avem

$$E_{c,pl} = tg \alpha_1 = BD / OD = \sigma_c / \varepsilon_c . \quad (2.54)$$

În continuare, pentru simplificarea notației modulului mediu elasto-plastic admitem  $E_{c,pl} = E_{c,sec} = E_c$ .

Deoarece în calcule nu se folosește nemijlocit modulul deformațiilor totale  $E_{c,tot}$ , dar se folosește modulul mediu elasto-plastic  $E_{c,pl}$ , pentru simplificarea calculelor acest modul ( $E_{c,pl}$ ) este numit modulul deformațiilor totale  $E_c$ , deoarece el reprezintă raportul tensiunilor în beton la deformațiile totale  $E_c = E_{c,pl} = \sigma_c / \varepsilon_c$  (vezi formula 2.54).

Pentru stabilirea unei relații dintre modulul de elasticitate al betonului  $E_{ce}$  și modulul deformațiilor totale  $E_c$ , exprimăm valoarea tensiunilor din beton  $\sigma_c$  prin deformațiile elastice  $\varepsilon_{ce}$  din formula (2.48) și prin deformațiile totale  $\varepsilon_c$  din relația (2.54)

$$\sigma_c = \varepsilon_{ce} E_{ce} \quad \text{și} \quad \sigma_c = \varepsilon_c \cdot E_c \quad (2.55)$$

În relațiile (2.55) părțile din stânga sunt egale și, de aceea, sunt egale și acele din dreapta

$$\varepsilon_{ce} \cdot E_{ce} = \varepsilon_c \cdot E_c .$$

De aici avem

$$E_c = \frac{\varepsilon_{ce}}{\varepsilon_c} \cdot E_{ce} . \quad (2.56)$$

Luând în considerație, că  $\varepsilon_{ce} = \varepsilon_c - \varepsilon_{c,pl}$ , obținem

$$E_c = \frac{\varepsilon_{ce}}{\varepsilon_c} \cdot E_{ce} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c,pl}}{\varepsilon_c} E_{ce} = \left(1 - \frac{\varepsilon_{c,pl}}{\varepsilon_c}\right) E_{ce} , \quad (2.57)$$

în care  $\varepsilon_{ce}$  este deformația elastică a betonului;

$\varepsilon_{c,pl}$  - deformația plastică a betonului.

Introducem următoarele notații:  $\varepsilon_{ce} / \varepsilon_c = \nu_{ce}$  și  $\varepsilon_{c,pl} / \varepsilon_c = \lambda_{c,pl}$ , unde  $\nu_{ce}$  este coeficientul de elasticitate al betonului;  $\lambda_{c,pl}$  - coeficientul de plasticitate al betonului.

Atunci formula (2.57) va avea următoarea formă

$$E_c = \nu_{ce} E_{ce} = (1 - \lambda_{c,pl}) \cdot E_{ce} . \quad (2.58)$$

În baza rezultatelor experimentale s-a stabilit că la compresiune coeficientul de elasticitate al betonului  $\nu_{ce}$  variază în limitele 0.8 – 0.1 și depinde de valoarea tensiunilor, de durata acțiunii a încărcăturii, de umiditatea mediului ambiant etc.

Pentru calculul practic al construcțiilor din beton armat și beton precomprimat se adoptă:  $\nu_{ce} = 0.45$  - pentru beton normal la acțiunea încărcăturii de scurtă durată și  $\nu_{ce} = 0.15$  - la acțiunea încărcăturii de lungă durată. Aceste valori sunt valabile pentru umiditatea mediului ambiant în limitele de 40-75 %.

Modulul deformațiilor totale ale betonului la întindere  $E_{ct}$  se adoptă în mod analogic după expresia obținută pentru modulul deformațiilor totale ale betonului la compresiune (formula 2.58)

$$E_{ct} = \nu_{cet} \cdot E_{ce} = (1 - \lambda_{ct,pl}) \cdot E_{ce} , \quad (2.59)$$

în care  $\nu_{cet}$  și  $\lambda_{ct,pl}$  sunt coeficienții de elasticitate și de plasticitate ai betonului la întindere, care se adopta egali:  $\nu_{cet} = \lambda_{ct,pl} = 0,5$  la momentul apariției fisurilor în beton  $\sigma_{ct} = R_{ct}$  .

$$\text{Atunci} \quad E_{ct} = 0,5 E_{ce} . \quad (2.60)$$

Deformația limită a betonului la întindere va fi



$$\varepsilon_{ctu} = \frac{R_{ct}}{E_{ct}} = \frac{R_{ct}}{0,5 \cdot E_{ce}} = \frac{2R_{ct}}{E_{ce}} \quad (2.61)$$

În baza relației dintre modulul de forfecare  $G$  și de elasticitate  $E$  a materialului din cursul „Rezistența materialelor” pentru beton adoptăm

$$G_c = \frac{E_{ce}}{2(1 + \nu_c)}, \quad (2.62)$$

în care  $\nu_c$  este coeficientul lui Poisson pentru beton, care se adoptă egal cu 0.2.

$$\text{Atunci} \quad G_c = 0.4 E_{ce}. \quad (2.63)$$

Menționăm, că modulul de elasticitate al betonului depinde de un șir de factori: de clasa betonului la compresiune, tipul cimentului, proprietățile agregatilor și multi alții. De aceea, în cazurile când este necesar de un calcul exact, valoarea modulului  $E_{ce}$  trebuie determinată din date experimentale speciale cu evidența condițiilor reale de producere ale betonului, proprietățile concrete ale materialelor, condițiile de păstrare etc.

În majoritatea cazurilor, la calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat (în lipsa acestor valori și în cazurile când nu este necesară o precizie mare) se folosesc valorile medii ale modulului de elasticitate din anexa A.4.

În cazurile când este necesară valoarea modulului de elasticitate al betonului la vârste diferite de 28 zile  $E_{ce(t)}$ , se recomandă de folosit următoarea relație

$$E_{ce}(t) = \beta_{CE}(t) \cdot E_{ce,28}, \quad (2.64)$$

în care  $E_{ce,28}$  este modulul de elasticitate al betonului la vârsta de 28 zile;

$\beta_{CE}(t)$  - coeficientul, care reflectă influența vârstei betonului și tipul cimentului asupra modulului de elasticitate

$$\beta_{CE}(t) = [\beta_{CR}(t)]^{0.3}. \quad (2.65)$$

Valorile coeficientului  $\beta_{CR}(t)$  se determină cu formula (2.22).

## 2.8. Durabilitatea betonului

Durabilitatea betonului este proprietatea lui de a rezista acțiunilor climaterice, chimice, fizice, de abraziune sau ale altor oricăror procese de deteorare pe durata de serviciu. Un beton durabil se consideră acela care-și păstrează cu cheltueli minime de

întreținere forma inițială, caracteristicile și funcționalitatea în condiții de mediu pentru care a fost proiectat pe întreaga durată de serviciu.

La proiectarea unei structuri, durabilitatea betonului trebuie evaluată cu aceeași atenție ca și caracteristicile lui mecanice și costul inițial, deoarece cheltuețile pentru reparații și întreținere sunt circa de 40 % din volumul total de cheltuieli. Costul total al construcției, calculat pe întreaga durată de viață a ei este un indice de bază.

Durabilitatea betonului (aparte și în componența unei construcții) depinde de o mulțime de factori tehnologici, exteriori și interiori. Principalii factori de care depinde durabilitatea betonului și a construcției în general sunt:

1. Constructivi: stratul de acoperire (de protecție) a armăturii și clasa minimală a betonului;
2. Tehnologici: calitatea materialelor pentru beton, componența betonului, raportul apă/ciment, cantitatea minimă de ciment, calitatea compactării, tratarea, calitatea executării lucrărilor, calitatea de întreținere a construcțiilor etc.;
3. Climaterici: variații de temperatură, temperatură înaltă, îngheț-dezghet repetat, umezeala și vaporizarea;
4. Fizici: coroziunea armăturii, coroziunea betonului, permeabilitatea betonului, carbonatarea, cristalizarea sărurilor, fisuri, reacții alcalii-agregate între ciment și componentele betonului etc.;
5. Chimici: acțiuni ale lichidelor sau gazelor nocive, acizi, sulfați, soluții alcaline, săruri, electroliți etc.;
6. Mecanici: abraziunea, rezistența, eforturile interne, solicitările exterioare, sarcina ciclică (oboseala betonului), supraîncărcare, curgera lentă etc.;
7. Biologici: mucigai, mușchi, ciuperci, bacterii etc.

În anexa A.16 sunt prezentate clasele de lucru ale betonului și elementelor din beton armat și beton precomprimat în funcție de starea mediului ambiant în conformitate cu normele europene EN 206-1.

În continuare examinăm mecanismul de acțiune a unor factori asupra durabilității betonului și construcției în general.

### **Coroziunea armăturii**

Coroziunea armăturii este una din cele mai frecvente degradări, care apare în construcțiile din beton armat și deteorează betonul (stratul de acoperire) deoarece produsul coroziunii (rugina) are un volum cu mult mai mare (circa de 8 ori) decât al metalului din care este armătura. Acest strat care se formează este compus din oxizi și carbonați bazici și care au alt coeficient de dilatare termică decât acel al metalului de bază și la variația temperaturii mediului ambiant, în beton apar tensiuni interioare de întindere și apar fisuri în lungul armăturii.

În condiții normale alcalinitatea mare a betonului (cu indicele pH-ului\* soluției care se găsește în porii betonului este mai mare de 10) armătura, practic, nu corodează și în beton nu apar defecte (fisuri).

**\*Notă. pH este indicele ionilor de hidrogen în apă. La un mediu neutru  $pH=7$ , în mediu de acid  $pH < 7$  și într-un mediu alcalin  $pH > 7$ .**

Coroziunea armăturii avansează la majorarea umidității și cantității de oxigen. În consecință, riscul cel mai ridicat îl prezintă construcțiile supuse la cicluri de umezire-uscare.

### **Carbonatarea betonului**

Carbonatarea betonului este reacția dintre bioxidul de carbon din aer și hidroxidul de calciu din piatra de ciment cu producerea de carbonat de calciu. Datorită acestei reacții scade pH-ul betonului, care duce la distrugerea protecției a armăturii. În legătură cu carbonatarea betonului apare o coroziune generalizată a armăturii (nu locală), adică armătura este acoperită cu un strat relativ uniform de rugină.

Procesul de carbonatare se începe de la suprafața betonului și pătrunde lent în interior. Viteza de penetrare depinde de mediu și de calitatea betonului. Viteza este maximă când umiditatea relativă este între 40 și 70 %. Pentru umidități mai mari, viteza de carbonatare scade, fiind, practic, egală cu zero pentru umiditatea relativă de 100 %. De asemenea, viteza de carbonatare crește cu concentrația de  $\text{CO}_2$  din aer, care este nesemnificativă pentru betonuri cu rezistența mai mare de 50 MPa. Carbonatarea este mai avansată la betonurile mai poroase. Cu cât betonul este mai bine compactat, carbonatarea este mai mică.

### **Înghiț-dezghiț repetat**

Dacă betonul umed este supus de multe ori (repetat) la îngheț-dezghiț, efectul expansiv al gheții va distruge betonul. Degradarea betonului la îngheț-dezghiț se manifestă de obicei prin sfărâmarea lui la suprafață sau prin fisuri de suprafață foarte apropiate. Dacă distanța dintre fisur este mai mare, acest efect este mai mic.

### **Abraziunea**

Abraziunea betonului este cauzată de transportul auto și altele.

### **Acțiunea clorurilor**

Clorurile au capacitatea să distrugă stratul de beton care protejează armătura, chiar și pentru pH-ul betonului ridicat. De obicei ele produc o coroziune localizată. Clorurile pot proveni din diverse surse: apă de mare, sarea pentru topirea zăpezii sau a poleiului pe străzi și la construcțiile învecinate sau clorul din beton la folosirea unor tipuri de adaosuri. Viteza de penetrare a clorurii în beton depinde de concentrația de cloruri în mediul înconjurător și de calitatea betonului.

### **Acțiunea sulfatilor**

Sulfatii solubili (prezenți în apele freactice) reacționează cu hidroxidul de calciu și se formează sulfat de calciu care, la rândul său, formează cu  $\text{C}_3\text{A}$  etringită, care are proprietatea să se majoreze în volum și distruge structura betonului.

### **Acțiunea acizilor**

Acizii atacă componentii betonului, care conțin calciu (în special  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), formând compuși solubili, care apoi sunt spălați din beton, care duce la majorarea permeabilității suprafeței betonului. Reacția are loc în soluție și acțiunea devine gravă când indicele pH-lui soluției este sub 5,5. De exemplu, apele stagnante, care conțin  $\text{CO}_2$  pot avea un pH mai mic de 4,5, iar ploile acide au un pH între 4,0 și 4,5. Deci sunt foarte agresive pentru beton.

### **Reacția alcali-agregat**

Există două tipuri de reacții care pot deteriora betonul: reacția alcali-silice și reacția alcali-carbonați. Prima este cea mai frecventă și prezintă o reacție între alcaliile din ciment și anumite forme de silice, care produce un gel silice hidrosopic. Acest gel absorbe apă și își mărește volumul, producând fisuri în beton.

### **Valoarea temperaturii**

În mod general, variația temperaturii în limitele valorilor medii anuale nu influențează asupra durabilității betonului și poate fi neglijată. Însă, la acțiunea componentelor chimice, la creșterea temperaturii sunt accelerate reacțiile lor. O creștere a temperaturii cu 10 °C majorează dublu reacțiile care produc coroziunea.

Din analiza factorilor, prezentați mai sus este clar că durabilitatea betonului și a construcțiilor din beton armat, în general, nu poate fi verificată cu o formulă odată pentru totdeauna, dar se asigură cu un șir de măsuri tehnologice și tehnice, începând de la alegerea componentelor și compoziției lui și altele pe toată perioada de exploatare.

Menționăm, ca în normele ex-sovietice SNiP 2.03.01-84\* n-a fost nici o informație și nici o recomandare privind durabilitatea betonului și a construcțiilor din beton armat. În normele RM NCM F.02.02-2006 se examinează un singur factor – calculul la acțiunea sarcinii ciclice, care, în principiu, este calculul construcțiilor din beton armat la oboseală și cuprinde un număr limitat de elemente: grinzile podurilor rulante, traversele căilor ferate și unele elemente la fabricile textile, în care apar sarcini ciclice. Însă acest calcul nu rezolvă pe departe problema durabilității construcțiilor din beton armat.

În normele europene EN 206-1 și EN 1992-1-1:2004 (Eurocod 2) se acordă o atenție mare durabilității betonului și a construcțiilor din beton armat și beton precomprimat.

În primul rând normele europene stabilesc cerințe de durabilitate, care trebuie să fie luate în calcul la:

- conceperea structurii;
- alegerea materialelor;
- prevederile constructive;
- execuție;
- controlul calității;
- inspecții;
- verificări;
- prevederi speciale (utilizarea oțelului inoxidabil, acoperiri, protecția catodică).

Pentru asigurarea unui lucru durabil al betonului și al construcțiilor din beton armat normele europene recomandă de acordat o atenție deosebită la stabilirea stratului de acoperire al armăturii cu beton (vezi pct. 3.9) și la alegerea raportului apă/ciment (A/C), clasei betonului și cantității de ciment. În anexa A.17 sunt date valorile recomandate ale acestor parametri în funcție de clasa de expunere (de exploatare) a betonului sau a construcției din beton armat (vezi anexa A.16).

Pentru construcții, exploatate în condiții nocive se recomandă un șir de măsuri suplimentare.

Degradarea betonului de la îngheț-dezgeț poate fi evitată prin protejarea lui împotriva saturării cu apă, utilizarea unui adaos antrenor de aer la preparare sau folosirea unui beton de rezistență înaltă (un beton cu rezistența mai mare de 45 MPa este insensibil la îngheț).

Rezistența la abraziune poate fi majorată prin utilizarea unui beton cu rezistență înaltă sau a agregatelor rezistente la uzură. De asemenea se recomandă de majorat stratul de acoperire a armăturii cu beton.

Pentru a obține un beton rezistent la sulfatți se recomandă de utilizat un ciment rezistent la sulfatți (cu conținut limitat de  $C_3A$ ) sau de folosit adaosuri (zgură de furnal sau puzzolane), care consumă o parte din  $Ca(OH)_2$ . Se recomandă de folosit un beton cu permeabilitatea redusă.

În cazurile când betonul este supus la concentrații mari de acid (în unele procese industriale) singura soluție este prevederea unui tratament de suprafață.

Reacția alcali-silice poate fi micșorată prin utilizarea unui ciment cu conținut mic de alcalii.

La proiectarea construcțiilor din beton armat pentru care se examinează și asigurarea unei durabilități corespunzătoare sunt două etape de bază:

- 1) stabilirea agresivității mediului la care este expusă construcția (ecea ce este analogic cu stabilirea încărcăturilor de calcul);
- 2) selectarea materialelor necesare și proiectarea construcției pentru a fi capabilă să reziste agresivității mediului pe o durată necesară.

Menționăm, că agenții agresivi acționează rar în mod izolat. De obicei, degradarea betonului este rezultatul acțiunii simultante a mai multor factori agresivi. De aceea, agresivitatea mediului trebuie inițial determinată separat pentru fiecare factor și apoi în comun.

În Republica Moldova toate construcțiile din beton armat au fost și sunt proiectate și executate fără a se ține cont de “costurile” suplimentare, care vor apărea ulterior pentru întreținere și reparații. Dacă construcția va atinge vârsta de serviciu, aceasta încă nu înseamnă, neaparat, că ea va fi demolată la acest termen. Menținerea, în continuare, a construcției va implica cheltueli și operațiuni suplimentare de reparații și/sau de consolidări, iar alegerea, ca variantă, a construirii a unei noi clădiri, obligatoriu se face în baza unor calcule economice.

Destul de convingător argumentează importanța măsurilor pentru asigurarea unei durabilități normale la etapa de proiectare și executare a construcției așa zisa “regula a celor 5 dolari”, care indică faptul că pentru obținerea unei durabilități bune, în faza inițială, este necesar de cheltuit 1 dolar, pentru întreținere – 5 dolari, pentru reparații și întreținere – 25 dolari, iar pentru recondiționare – 125 dolari.

Deci, dacă vor fi prevăzute cheltueli mai mari pentru măsurile de durabilitate, vor fi de câteva ori mai mici cheltueele pentru menținere și reparații.

### 3. ARMĂTURA PENTRU CONSTRUCȚII DIN BETON ARMAT ȘI BETON PRECOMPRESAT

#### 3.1. Rolul și tipurile armăturii

Barele, sârma și carcusele de oțel, instalate în masa de beton (în element) în corespundere cu lucrul static al construcției se numesc armătură. Armătura în construcții și elementele din beton armat se instalează, de regulă, în zonele, în care apar tensiuni de întindere și mai rar - în zona comprimată a betonului.

Toată armătura, folosită pentru confecționarea construcțiilor din beton armat este divizată după următoarele particularități:

- 1) rolul armăturii;
- 2) material;
- 3) forma secțiunii transversale;
- 4) metoda de fabricare;
- 5) profilul suprafeței exterioare;
- 6) metoda de majorare a limitei de curgere (a rezistenței);
- 7) modul de utilizare (destinație).

1. După **rolul** său armătura este divizată în armătură de rezistență și armătură constructivă, care mai este numită armătură de montaj.

Armătura instalată în construcție sau element conform calculelor se numește *armătură de rezistență*, iar cea instalată conform recomandațiilor constructive sau tehnologice se numește *armătură constructivă* sau *de montaj*. Armătura de rezistență împreună cu betonul preiau toate eforturile care apar în construcție la etapele de exploatare, de montaj și de transport, iar cea de montaj – asigură poziția de proiect a armăturii de rezistență și o distribuție mai uniformă a eforturilor între bare. În afară de aceasta, armătura constructivă poate prelua unele eforturi, care n-au fost considerate în calcul și care pot apărea în urma contracției betonului, schimbării de temperaturi etc.

Armătura de rezistență și de montaj se unesc împreună și, în rezultat, se formează diferite articole: plase sudate sau legate, carcase plane sau spațiale etc. (vezi pct. 3.9).

2. În dependență **de material** deosebim armătură din oțel (metal) și nemetalică: din mase plastice, fibre de sticlă și polimeri. În prezent, în practică cea mai răspândită este armătura din oțel. Numai în unele cazuri specifice, când către construcții se înaintează cerințe speciale privind rezistența lor la coroziune, capacități de electroizolare, nemagnicitate etc., este rațional de utilizat armătură nemetalică. Însă, luând în considerație faptul, că armătura nemetalică este cu mult mai scumpă, decât cea de oțel și este puțin studiată, până în prezent ea n-a găsit o aplicare largă în construcțiile din beton armat.

3. În dependență **de forma secțiunii transversale** deosebim armătură flexibilă și rigidă. La armătura flexibilă se referă toată armătura din bare și sârmă. La cea rigidă se referă armătura cu profil laminat în formă de T, T-dublu, cornier etc.

Armătura rigidă mai frecvent se folosește la construirea clădirilor multietajate din beton armat monolit. În procesul de construcție de armătura rigidă se fixează cofrajul, care duce la micșorarea consumului de metal și lemn pentru suporturi, sprijine etc. Până la întărirea betonului armătura rigidă lucrează ca o construcție metalică la încărcăturile de la masa proprie, masa cofrajului, betonului proaspăt turnat, masa lucrătorilor și echipamentului tehnic.

Armătura rigidă a fost pe larg utilizată la construcția clădirilor înalte din beton monolit în SUA și la construirea Universității de Stat „Lomonosov” din Moskova.

4. În funcție de **metoda de fabricare** deosebim armătură laminată la cald și laminată la rece. La cea laminată la cald, în general, se referă armătura în formă de bare, iar la cea laminată la rece – sârma. Laminarea armăturii se efectuează la uzinele metalurgice.

Procesul de laminare la rece al sârmei constă în aceea că bara de oțel în stare rece se trage (trece) prin numeroase valțuri speciale calibrate cu diametre diferite, care la începutul liniei tehnologice au un diametru, iar spre sfârșit el se micșorează până la diametrul necesar al sârmei. Aceasta duce la ecruisarea sârmei (schimbarea structurii cristalice) și, ca urmare, la majorarea rezistenței ei. Astfel de armătură se mai numește *armătură trefilată*.

5. În funcție de **profilul suprafeței exterioare** deosebim armătură rotundă netedă și armătură cu profil periodic. Armătura cu profil periodic reprezintă bare cu secțiunea rotundă cu două nervuri longitudinale și nervuri transversale, care au scopul de a majora aderența armăturii cu betonul. În prezent această armătură este de bază la fabricarea construcțiilor din beton armat.

6. În dependență de **metoda de majorare a limitei de curgere a armăturii** (rezistenței) deosebim metoda termică, mecanică și chimică.

Prelucrarea termică a oțelului constă în călirea lui – încălzirea până la temperatura de 800 °C și apoi răcit în ulei tehnic. În cazul metodei chimice în oțel se adaugă aliaje speciale (în cantități foarte mici), și anume: marganeț (Mn), cupru (Cu), nichel (Ni), crom (Cr), molibden (Mo), vanadii (V) și altele. Aceste două metode se folosesc doar la uzine metalurgice.

Metoda mecanică de majorare a rezistenței oțelului constă în următorul. Se ia o bară din oțel cu rezistența comparativ mică, care se caracterizează cu diagrama  $\sigma_s - \varepsilon_s$  clasică pentru metal moale din cursul „Rezistența materialelor” (fig. 3.1).

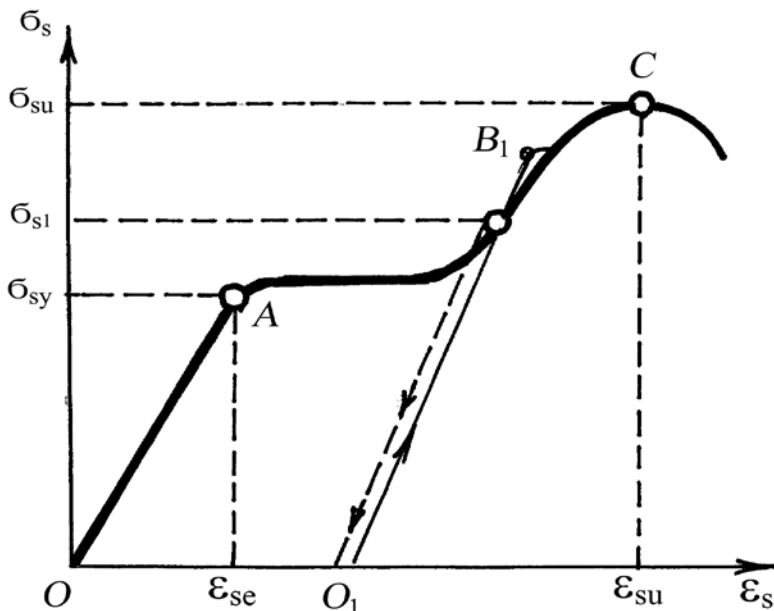
Bara se întinde până la o oarecare tensiune  $\sigma_{s1}$  după palierul de curgere, dar nu mai mare decât tensiunea de rupere (punctul  $B$  în fig. 3.1,  $\sigma_{sy} < \sigma_{s1} < \sigma_{su}$ ) și apoi bara se descarcă.

În rezultatul acestei proceduri, după cum se vede din fig. 3.1, în oțel se scot deformațiile plastice și revenim în punctul  $O_1$ .

La încărcarea repetată a barei diagrama  $\sigma_s - \varepsilon_s$ , practic, va coincide cu linia de descărcare  $O_1B$ , paralelă cu linia inițială de încărcare  $OA$ , iar limita de curgere se ridică în punctul  $B_1$  cu valoarea  $\sigma_{s1} > \sigma_{sy}$  și palierul de curgere aproape dispare.

Această metodă de majorare a limitei de curgere a oțelului mai des se folosește la uzinele metalurgice, dar poate fi folosită și pe șantier.

În funcție de **modul de utilizare** al armăturii avem armătură obișnuită (nepretensionată) și armătură pretensionată.



**Figura 3.1.**  
**Diagrama tensiuni-**  
**deformații ( $\sigma_s - \varepsilon_s$ ) pentru**  
**oțel moale**

### 3.2. Proprietățile mecanice ale armăturii

La proprietățile mecanice ale armăturii se referă:

- diagrama dependenței a deformațiilor  $\varepsilon_s$  de tensiuni  $\sigma_s$  (care mai des este numită diagrama  $\sigma_s - \varepsilon_s$ ) și rezistența armăturii la întindere;
- limita reală (fizică) de curgere  $\sigma_{sy}$  pentru oțeluri cu rezistența mică și limita convențională de curgere  $\sigma_{0,2}$  pentru oțeluri cu rezistența mare;
- deformațiile limite;
- proprietățile plastice;
- ductilitatea;
- modulul de elasticitate.



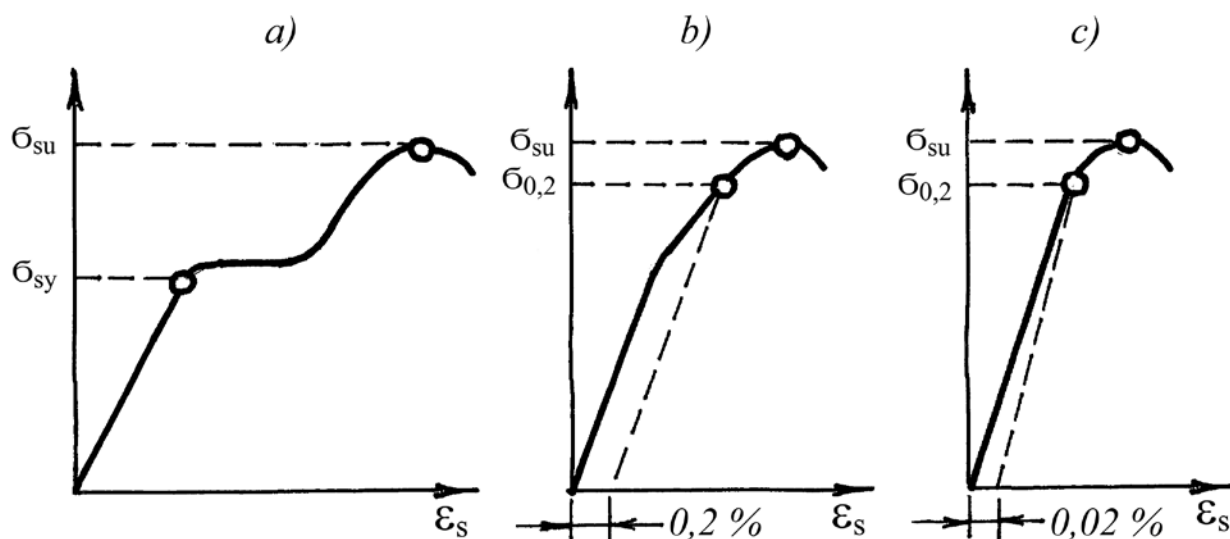
Toate proprietățile mecanice ale armăturii se asigură și se garantează de uzina metalurgică, care livrează armătura.

În funcție de forma și caracterul diagramei  $\sigma_s - \epsilon_s$  deosebim următoarele tipuri de armături (fig. 3.2):

- 1) armătură cu palier de curgere evidențiat pe diagrama  $\sigma_s - \epsilon_s$  (fig. 3.2 a);
- 2) armătură cu palier de curgere neevidențiat pe diagrama  $\sigma_s - \epsilon_s$  (fig. 3.2 b);
- 3) armătură fără palier de curgere cu diagrama  $\sigma_s - \epsilon_s$ , practic, liniară până la rupere (fig. 3.2 c).

La armătura cu palierul de curgere evidențiat se referă toată armătura laminată la cald cu profilul suprafeței neted și periodic cu rezistența comparativ mică (fig. 3.2 a), care mai este numită armătură moale. Această denumire se explică prin faptul că ea are deformații mari și se rupe plastic.

Armătura cu rezistența majorată prin metoda termică sau cu un conținut foarte mic de aliaje (vezi pct. 3.1) se referă la armătura cu palier de curgere neevidențiat (fig. 3.2 b), care mai este numită *armătură semi-dură*.



**Figura 3.2. Diagramele  $\sigma_s - \epsilon_s$  pentru diferite tipuri de armături**  
 a - cu rezistența mică; b - cu rezistența medie; c - cu rezistența mare

La armătura fără palier de curgere (fig. 3.2 c) se referă sârma cu rezistența înaltă, laminată (trefilată) în stare rece și o parte din armătura cu rezistența majorată cu adaosuri de aliaje cu conținutul lor mai mare. Această armătură se numește *armătură dură*, care se rupe fragil.

Caracteristicile principale ale acestor armături sunt:

- limita reală (fizică) de curgere  $\sigma_{sy}$  pentru armătura cu palier evidențiat;
- limita convențională de curgere  $\sigma_{0,2}$  sau limita convențională de elasticitate  $\sigma_{0,02}$  pentru armătura cu palier neevidențiat și fără palier;
- rezistența de rupere  $\sigma_{su}$  pentru toate tipurile de armături.

Limita reală (fizică) de curgere a armăturii  $\sigma_{sy}$  reprezintă valoarea tensiunilor la care esențial cresc deformațiile plastice  $\varepsilon_{s, pl}$  fără majorarea încărcăturii.

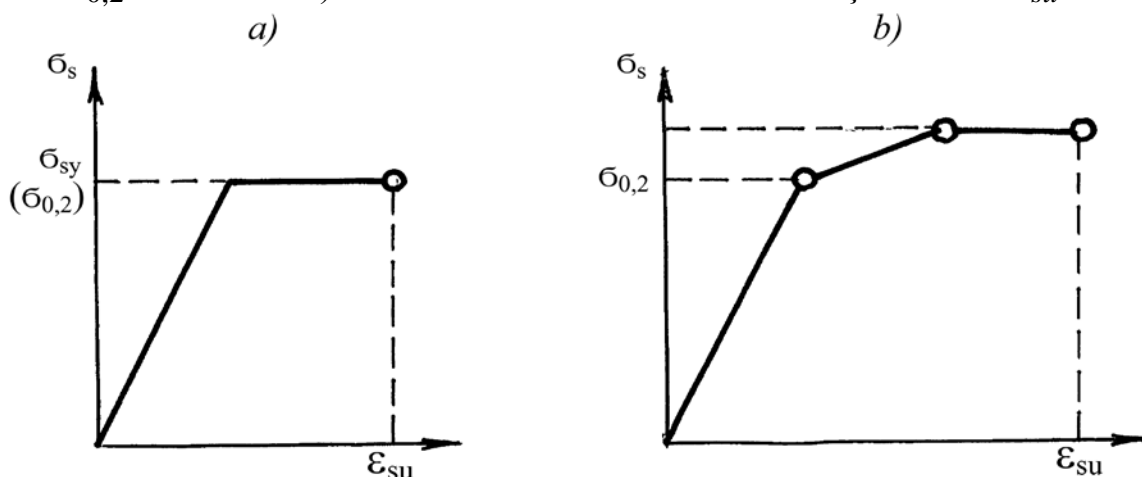
Limita convențională de curgere  $\sigma_{0,2}$  sau limita convențională de elasticitate  $\sigma_{0,02}$  reprezintă valoarea tensiunilor, la care după descărcarea armăturii deformația remanentă constituie respectiv 0,2 % sau 0,02 % din deformația totală.

Tensiunile la care armătura se rupe este numită rezistența limită (ultima) a armăturii -  $\sigma_{su}$ .

### 3.2.1. Deformațiile limite ale armăturii

La calculul practic al elementelor din beton armat și beton precomprimat se adoptă diagrama  $\sigma_s$ -  $\varepsilon_s$  simplificată (fig. 3.3) și valorile deformațiilor limite ale armăturii:

1) diagramă biliniară cu palier orizontal (fig. 3.3 a) pentru armătura comprimată (independent de tipul oțelului) și armătura întinsă (pentru armături cu  $\sigma_{sy} \leq 1000$  MPa sau  $\sigma_{0,2} \leq 1000$  MPa) cu următoarele valori ale deformației limită  $\varepsilon_{su}$  :



**Figura 3.3. Diagramele convenționale  $\sigma_s$ -  $\varepsilon_s$  pentru diferite armături**

- $\varepsilon_{su} = 0,02$  - pentru armătură comprimată a elementelor comprimate centric și excentric cu excentricitate mică;
- $\varepsilon_{su} = 0,035$  - pentru armătura din zona comprimată a elementelor încovoiate și comprimate excentric cu excentricitate mare;
- $\varepsilon_{su} = 0,1$  - pentru armătură întinsă cu  $\sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{0,2}$ )  $\leq 500$  MPa;
- $\varepsilon_{su} = 0,05$  - pentru armătură întinsă cu  $\sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{0,2}$ )  $> 500$  MPa;

2) diagramă triliniară cu palier mic orizontal (fig. 3.3 b) pentru armătură întinsă (pentru toate elementele) cu limita de curgere  $\sigma_{0,2} > 1000$  MPa cu valoarea limită a deformației la momentul de rupere  $\varepsilon_{su} = 0,03$ . La această armătură se referă armătura în bare, sârmă și articole din ea (cabluri, toroane, fascicule etc.) cu rezistența înaltă.

La calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat pentru gruparea specială a încărcăturilor (vezi pct. 4.3.1), care cuprinde și sarcina seismică, se admite  $\varepsilon_{su} = 0,25$  pentru bare întinse din armătură cu  $\sigma_{sy} \leq 500$  MPa.

În toate cazurile valoarea limită a deformației  $\varepsilon_{su}$  se adoptă în calculele nu mai mare decât valoarea indicată în standardul (sau alt document tehnic) al țării-producătoare.

### 3.2.2. Proprietățile plastice ale armăturii

Proprietățile plastice ale armăturii se caracterizează prin alungirea relativă la încărcarea epruvetelor până la rupere pe lungimea de 5 diametre ai barei sau 100 mm. De asemenea, această proprietate se caracterizează prin capacitatea de îndoire a barei în stare rece în jurul unei bare (born) cu grosimea de 3-5 diametre ai armăturii îndoite, iar pentru sârmă – la întindere multiplă.

Deosebim alungire relativă uniformă deplină după rupere  $\delta$  % și alungire relativă uniformă după rupere  $\delta_p$  % .

Ca alungire relativă uniformă deplină după rupere  $\delta$  % se adoptă suma tuturor deformațiilor relative dezvoltate pe lungimea totală a epruvetei după ruperea ei, inclusiv și deformațiile din zona „gâtului” de rupere.

Ca alungire relativă uniformă a armăturii după rupere  $\delta_p$  % se adoptă suma tuturor deformațiilor relative, măsurate pe lungimea totală a epruvetei după ruperea ei fără deformațiile din zona „gâtului” de rupere.

Proprietățile plastice ale armăturii au o mare importanță la lucrul construcțiilor din beton armat în general: la mecanizarea lucrărilor de armătură, la întinderea armăturii pretensionate etc.

Valorile alungirii armăturii (%) în mod obligatoriu se prezintă în standardul (sau alt document tehnic), anexat la armătura livrată de uzina metalurgică.

Menționăm, că, de regulă, la armătura cu rezistența mai mică cu  $\sigma_{sy} \leq 500$  MPa, valoarea alungirii este mai mare, iar la cea cu rezistența mai mare cu  $\sigma_{sy} > 500$  MPa – valoarea alungirii este mai mică.

#### De exemplu:

- la armătura produsă în Rusia, alungirea ei variază în limitele 15-25 % - pentru armătură cu  $\sigma_{sy} \leq 500$  MPa, 5-10 % - pentru armătură cu rezistența  $500 < \sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{0,2}$ )  $\leq 1200$  MPa și 2-5 % - pentru sârma;

- la armătura produsă în România, alungirea ei variază în limitele 16-25 % - pentru armătură cu  $\sigma_{sy} \leq 450$  MPa și 6-8 % - pentru sârmă obișnuită.

### 3.2.3. Ductilitatea armăturii

Ductilitatea armăturii reprezintă capacitatea ei de deformație post elastică fără micșorarea rezistenței și este o caracteristică importantă pentru elementele și structurile din beton armat.

În calitate de caracteristică de ductilitate a armăturii este adoptată valoarea limită a deformației  $\varepsilon_{su}$  și raportul  $\sigma_{su} / \sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{su} / \sigma_{0,2}$ ). Valoarea deformației  $\varepsilon_{su}$  se determină pe o lungime de 5 sau 10 diametre ai armăturii și se notează cu  $\varepsilon_{su,5}$  și  $\varepsilon_{su,10}$ . În dependență de valorile  $\varepsilon_{su,5}$ ,  $\varepsilon_{su,10}$  și raportul  $\sigma_{su} / \sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{su} / \sigma_{0,2}$ ) convențional armătura este divizată în trei clase de ductilitate (tab. 3.1).

Tabelul 3.1

### Clasele armăturii după ductilitate

Clasa de ductilitate	Notăția clasei	Valoarea alungirii $\varepsilon_{su}$ (%), măsurată pe o lungime de		Raportul $\sigma_{su} / \sigma_{sy}$ ( $\sigma_{su} / \sigma_{0,2}$ )
		$5 d_s$	$10 d_s$	
Înaltă	HD St	> 18	> 12	1,25-1,45
Normală	ND St	5-18	3-12	1,08-1,25
Joasă	LD St	< 5	< 3	< 1,08

În dependență de valorile  $\varepsilon_{su,5}$ ,  $\varepsilon_{su,10}$  și raportul  $\sigma_{su} / \sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{su} / \sigma_{0,2}$ ) convențional armătura este divizată în trei clase de ductilitate (tab. 3.1).

La fiecare clasă de ductilitate se referă anumite tipuri de armături:

- ductilitatea înaltă (HD St) - armătura din oțel laminat la cald cu limita de curgere  $\sigma_{sy} \leq 550$  MPa;
- ductilitatea normală (ND St) - armătura laminată la cald sau cu rezistența majorată termic sau prin metoda chimică (vezi pct. 3.1) cu limita de curgere  $550 \text{ MPa} < \sigma_{sy} \leq 1000$  MPa (sau  $550 \text{ MPa} < \sigma_{0,2} \leq 1000$  MPa);
- ductilitatea joasă (LD St) - sârma, cablurile, fasciculile, toroanele și alte articole din sârmă cu  $\sigma_{0,2} > 1000$  MPa.

Armătura cu ductilitatea mai mare are unele avantaje importante, care asigură o comportare ductilă a structurii:

- avertizarea (prevenirea) ruperii prin deformații mari;
- redistribuirea eforturilor în structură, limitând concentrările de tensiuni;
- disiparea de energie la încărcări ciclice (și, în deosebi, seismice).

### 3.2.4. Modulul de elasticitate al armăturii

Modulul de elasticitate al armăturii reprezintă raportul tensiunilor  $\sigma_s$  la deformațiile elastice  $\varepsilon_{se}$

$$(3.1) \quad E_s = \frac{\sigma_s}{\varepsilon_{se}}$$

și este una dintre principalele caracteristici de deformabilitate ale armăturii.

Valorile modulului de elasticitate al armăturii  $E_s$  se adoptă din standardele (sau alte documente tehnice) ale țării producătoare sau se determină în laboratoare speciale acreditate.

În cazul, când lipsesc astfel de date, pot fi adoptate în calcul următoarele valori ale modulului de elasticitate la întindere și la comprimare:

$E_s = 2,1 \times 10^5$  MPa - pentru bare de armătură din oțel cu  $\sigma_{sy} \leq 300$  MPa;

$E_s = 2,0 \times 10^5$  MPa - pentru bare de armătură din oțel cu  $300 \text{ MPa} < \sigma_{sy} \leq 550$  MPa și sârmă cu rezistența înaltă  $\sigma_{0,2} \geq 1000$  MPa;

$E_s = 1,9 \times 10^5$  MPa - pentru bare de armătură din oțel cu  $550 \text{ MPa} \leq \sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{0,2}$ )  $\leq 1200$  MPa;

$E_s = 1,8 \times 10^5$  MPa - pentru cabluri, toroane, fascicule și alte articole din sârmă cu  $\sigma_{0,2} \geq 1000$  MPa.

### 3.3. Clasele armăturii

În funcție de valoarea limitei reale (fizice) de curgere  $\sigma_{sy}$  sau convenționale  $\sigma_{0,2}$ , profilul suprafeței exterioare și metoda de majorare a rezistenței (termică sau mecanică), armătura este divizată în următoarele clase<sup>\*)</sup>:

- PSt 200, PSt 230, PSt 250 etc., la care se referă armătura în bare cu profil neted;
- RSt 300, RSt 350, RSt 400 etc. - se referă armătura în bare cu profil periodic;
- RSt 400T, RSt 450T, RSt 500T etc. - se referă armătura în bare cu profil periodic cu rezistența majorată termic;
- PWr 250, PWr 300, PWr 350 etc. - se referă sârma cu profil neted;
- RWr 250, RWr 300, RWr 350 etc. - se referă sârma cu profil periodic (trefilată);
- dcCStn 1200, dcCStn 1300, dcCStn 1350 etc. - se referă cabluri (toroane) din sârmă.

<sup>\*)</sup> *Aceste notații ale claselor au fost elaborate de autorul prezentului manual în anul 1993 (vezi Revista constructorilor, nr.5, 1993).*

Notațiile claselor armăturii sunt formate de la cuvinte engleze:

- literele P și R sunt de la cuvintele „plane” și „ribbed” și indică că este armătura cu profil neted (P) sau periodic (R);
- St – de la cuvântul „oțel” (steel);
- Wr și C - de la cuvintele „wire” și „cable”, care indică, respectiv, că este sârmă sau cablu cu diametrul  $dc$  din  $n$  sârme;
- T – armătură cu rezistență majorată termic (thermic).

Cifra reprezintă valoarea limitei reale (fizice) de curgere  $\sigma_{sy}$  a oțelului sau limita convențională de curgere  $\sigma_{0,2}$ .

În figura 3.3A sunt prezentate unele tipuri de armături pentru elementele din beton armat și precomprimat.

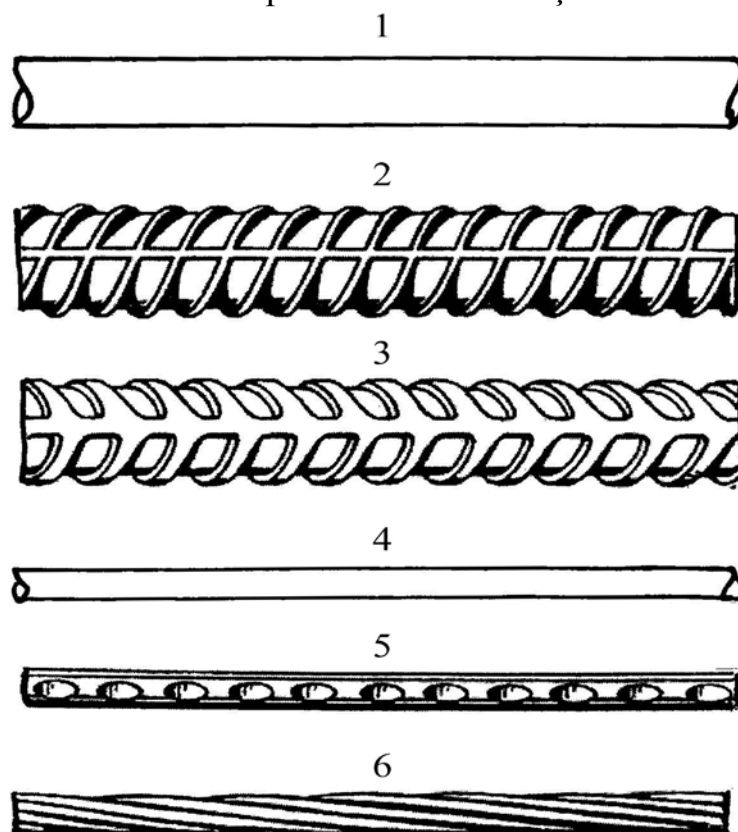
În proiecte și documentele tehnice ale construcțiilor și elementelor din beton armat se permite de indicat (în paralel) și clasa armăturii conform clasificării (notațiilor) țării producătoare.

Menționăm, că în fosta Uniune Sovietică mai mult de 50 ani au fost folosite aceleași notații ale claselor armăturii, care în 2004 în Rusia au fost înlocuite cu altele și în documentația tehnică ale uzinelor metalurgice clasa armăturii este indicată conform notațiilor noi. În Moldova și în prezent se folosesc în proiecte notațiile vechi sovietice ale claselor armăturii.

În principiu, aceste notații erau înțelese doar de absolvenții școlilor sovietice.

Cu regret, și în prezent, practic, fiecare țară își are notațiile sale ale claselor armăturii. În normele europene Eurocod nu este o clasificare unică a armăturii cum este pentru beton. Această se explică prin faptul că istoric fiecare țară își are industria metalurgică proprie și își livrează armătura sa, care diferă după componența chimică și proprietăți de la o țară la altă.

Notațiile claselor armăturii de mai sus au fost propuse nu de aceea ca să fie ceva nou sau modern, dar pentru ca și specialiștii și din alte țări să înțeleagă ce prezintă clasa concretă de armătură. Mai ales, că în prezent sunt întreprinderi mixte și în majoritatea cazurilor armătura este importată din diferite țări.



**Figura 3.3A. Unele tipuri de armături pentru elemente din beton armat și beton precomprimat**

1 – bare cu profilul neted; 2-3 – armătură cu profilul periodic (cu nervuri); 4– sîrmă netedă; 5 – sîrmă trefilată; 6 – cablu cu 7 sîrme

Aceste notații ale claselor armăturii sunt incluse și în Normele Moldovei NCM F.02.02-2006 și sunt obligatorii pentru toți specialiștii din construcții.

Luând în considerație faptul, că în toată documentația tehnică în domeniul construcțiilor, elaborată anterior este indicată notația veche a claselor armăturii și în mare parte se folosește armătură cu notațiile vechi, în tab. 3.2 este prezentată o corespundere dintre clasele armăturii vechi cu acele de mai sus. Această informație este utilă pentru toți specialiștii în domeniul construcțiilor din beton armat și, în deosebi, pentru experți.

### 3.4. Proprietățile fizice ale armăturii

La proprietățile fizice ale armăturii se referă densitatea și coeficientul de dilatare termică, care se adoptă în calcul:

- densitatea armăturii – 7850 kg/m<sup>3</sup>;
- coeficientul de dilatare termică  $\alpha_{ST} = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

Tabelul 3.2

#### Correspondența dintre clasele armăturii ex-sovietice și clasele armăturii din Normele Moldovei

Clasa armăturii					
Ex-sovietică	$d_s$ , mm	Normele Moldovei	Ex-sovietică	$d_s$ , mm	Normele Moldovei
Bare			B-II	5	PWr1335
				6	PWr1255
				7	PWr1175
				8	PWr1100
A-I	6-40	PSt 235	B <sub>p</sub> -II	3	RWr1460
A-II	10-38	RSt 295		4	RWr1370
A-III	6-40	RSt 390		5	RWr1255
A-IV	6-40	RSt 590		6	RWr1175
A-V	6-40	RSt 785		7	RWr1100
A-VI	6-40	RSt 890		8	RWr1020
A-VII	6-40	RSt 1175			
Sârmă				Cabluri (toroane)	
B <sub>p</sub> -I	3	RWr410	K-7	6	6CSt7 1450
	4	RWr405		9	9CSt7 1370
	5	RWr395		12	12CSt7 1335
B-II	3	PWr1490		15	15CSt7 1295
	4	PWr1410	K-19	14	14CSt19 1410

### 3.5. Proprietățile tehnologice ale armăturii

La proprietățile tehnologice de bază ale armăturii se referă:

- aderența armăturii cu betonul;
- sudabilitatea armăturii;
- capacitatea de îndoire a armăturii.

#### 3.5.1. Aderența armăturii cu betonul

Armătura nu este direct solicitată de încărcările exterioare, aplicate în construcții sau la elementele din beton armat. Efectul încărcărilor este transmis la armătură prin intermediul betonului, care este determinat de legătura între cele două materiale și se realizează, în cea mai mare parte a cazurilor, prin aderență. De aceea, aderența armăturii cu betonul este una dintre cele mai importante proprietăți ale betonului armat, care asigură folosirea lui ca material de construcție.

Experimental s-a stabilit, că forța de aderență a armăturii cu betonul variază în limite mari și mai mult depinde de următorii factori:

- 1) de valoarea înclieirii a armăturii cu betonul, datorită capacității de înclieiere a gelului proaspăt de ciment;
- 2) de forțele de frecare, care apar pe suprafața armăturii de la compresia (strângerea) ei de la contracția betonului;
- 3) de valoarea coeziunii a betonului cu nervurile de pe suprafața armăturii cu profil periodic;
- 4) de rezistența betonului la forfecare și la despicare.

Cea mai mare influență asupra rezistenței aderenței are a treilea factor, care alcătuiește circa 70-80 %. De aceea pentru armătura cu profilul neted, rezistența de aderență este de 2-3 ori mai mică decât la armătura cu profilul periodic (cu nervuri).

In mod general, deosebim 3 cazuri de aderență a armăturii cu betonul:

- prin smulgere;
- prin apăsare;
- prin smulgere din încovoiere.

Valoarea aderenței medii, determinată prin apăsare este aproximativ cu 20-30 % mai mare decât prin smulgere axială, iar cea determinată prin smulgere din încovoiere este cu 5-10 % mai mare decât prin smulgere axială. De aceea, în calitate de încercare clasică este adoptată cea de smulgere axială a barei de armătură, înglobată într-o epruvetă de beton (fig. 3.4).

La smulgerea unei bare de armătură din beton, în el apar eforturi principale de întindere (2) și de compresiune (1). De la eforturile principale de întindere în beton se formează fisuri înclinate și în finală se formează un con de smulgere în jurul barei.

De la forța de smulgere  $F$  în armătură apar tensiuni de întindere (fig. 3.4 *b*), care sunt neuniform distribuite pe lungimea de ancoraj a barei. La suprafața de contact dintre armătură și beton se formează tensiuni de aderență, care sunt repartizate neuniform pe lungimea de ancoraj (fig. 3.4 *c*) cu o valoare maximă



$\tau_{an,max}$  la o oarecare distanță de la partea laterală a epruvetei și nu depind de lungimea înglobării (ancorării) a barei în beton  $l_{an}$ .

Pentru determinarea valorii aderenței a armăturii cu betonul se folosește valoarea medie a tensiunilor de aderență  $\tau_{an,m}$  (vezi fig. 3.4 d), care se obține prin împărțirea forței de smulgere a barei  $F$  la suprafața ei în zona de ancoraj

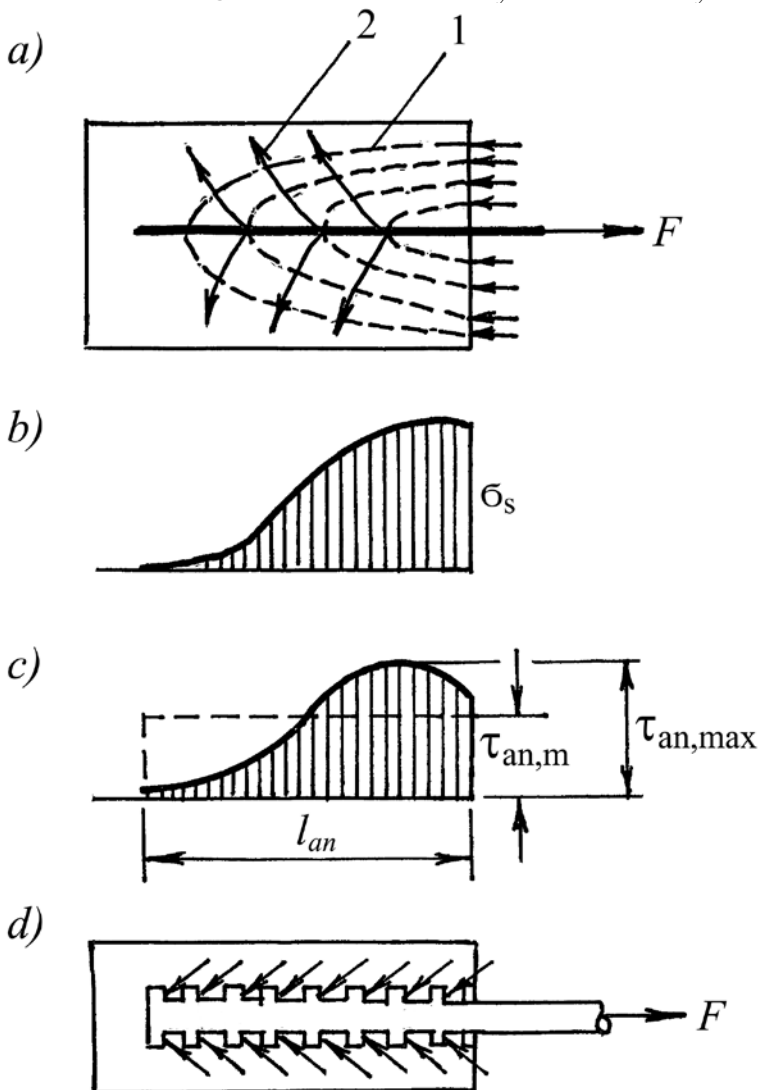
$$\tau_{an,m} = F / u l_{an} = F / \pi d_s l_{an}, \quad (3.2)$$

în care  $u = \pi d_s$  este perimetrul barei, iar  $d_s$  - diametrul barei.

La smulgerea barei din beton pot fi două cazuri:

- bara se rupe, dar nu se smulge ( $\sigma_s > \sigma_{sy}$ );
- bara se smulge din beton, dar nu se rupe ( $\sigma_s < \sigma_{sy}$ ).

De aceea, la determinarea valorii medii a tensiunilor de aderență este mai corect de reieșit din condiția de echilibru a forței de aderență  $F_{an}$  și a forței de rupere a barei de la curgerea armăturii  $F_{sy}$  ( $F_{an} = F_{sy}$ )



**Figura 3.4.**  
**Aderența armăturii cu betonul**

$$F_{sy} = A_s \sigma_{sy} = \pi d_s^2 / 4 \sigma_{sy} \quad (3.3)$$

și

$$F_{an} = \tau_{an,m} \pi d_s l_{an} \quad (3.4)$$

După egalarea relațiilor (3.3) și (3.4) obținem:

$$\begin{aligned} \pi d_s^2 / 4 \sigma_{sy} &= \tau_{an,m} \pi d_s l_{an} , \\ \tau_{an,m} &= \frac{\sigma_{sy} \cdot d_s}{4 \cdot l_{an}} \end{aligned} \quad (3.5)$$

Cum se vede din formulele (3.2) și (3.5), cu creșterea lungimii înglobării a barei în beton, tensiunea de aderență se micșorează. Experimental s-a stabilit, că dacă lungimea de ancorare a barei în beton este mai mare de  $(15 - 20)d_s$  - pentru armături cu profil periodic sau de  $(30 - 40)d_s$  - pentru armătură cu profil neted, forța de smulgere a barei rămâne neschimbată. De aceea, nu se recomandă de înglobat armătura în beton mai mult de valorile indicate mai sus.

Normele de proiectare ale elementelor din beton armat nu stabilesc valoarea tensiunilor de aderență, dar dau recomandății privind alcătuirea elementelor, care asigură o aderență (conlucrare) normală dintre armătură și beton.

În prezent, în Moldova în mare parte armătura pentru construcții este importată din Rusia sau alte țări și nu întotdeauna poate fi stabilit vizual gradul de aderență al acestei armături cu betonul și, în deosebi, la sârmă, care se folosește pentru construcții din beton precomprimat cu armătura preîntinsă, la care aderența are o importanță foarte mare. În așa cazuri se efectuează încercări speciale pentru stabilirea aderenței a armăturii cu betonul sau se determină gradul de aderență cu metode speciale.

Gradul de aderență și de ancoraj al armăturii se stabilește în funcție de coeficientul formei suprafeței ei exterioare  $f_R$  (tab. 3.3).

Tabelul 3.3

### Coeficientul formei suprafeței exterioare a armăturii $f_R$

Diametrul nominal al armăturii, mm	5 – ≤ 6	> 6 – ≤ 8,5	> 8,5 – ≤ 10,5	> 10,5 – ≤ 40
$f_{R,min}$	0,039	0,045	0,052	0,056

Dacă valoarea reală a coeficientului  $f_R$  este mai mare decât valoarea minimală a acestui coeficient  $f_{R,min}$  din tab. 3.3, atunci avem armătură cu aderență bună și

înalță. Dacă  $f_{R,cal} < f_{R,min}$  - atunci avem o armătură cu aderență și ancorare insuficientă.

Valoarea coeficientului  $f_R$  trebuie să fie indicată în standardele (documentația tehnică) ale armăturii a țării-producătoare. În cazul lipsei astfel de informații, valoarea coeficientului  $f_R$  poate fi determinată conform recomandățiilor Normelor Internaționale ISO 15630- 1:2010 sau Normelor europene EN 10080:2005.

### 3.5.2. Sudabilitatea armăturii

Sudabilitatea armăturii se caracterizează cu proprietățile ei de a forma înnădiri prin sudură, în care lipsesc fisuri și alte defecte în metal. Rezistența mecanică a înnădirilor la acțiunea încărcăturii statice trebuie să fie nu mai mică decât rezistența armăturilor sudate, stabilită în dependență de destinația cordonului de sudură.

Informația despre sudabilitatea armăturii, de regulă, este prezentată în standardul (documentul tehnic) al țării producătoare. În cazul lipsei astfel de informații, este necesar de efectuat încercări speciale.

Sudabilitatea armăturii depinde de cantitatea de carbon ( $C$ , %), care se conține în metal sau de cantitatea echivalentă de carbon ( $C_{eq}$ , %), determinată cu următoarea formulă

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Cu + Ni}{15}, \quad (3.6)$$

în care  $C$ ,  $Mn$ ,  $Cr$ ,  $Mo$ ,  $V$ ,  $Cu$  și  $Ni$  sunt elemente chimice, care se conțin în armătură, %.

În funcție de conținutul de carbon ( $C$ ,%) sau de carbon echivalent ( $C_{eq}$ , %), armătura este divizată convențional în 3 clase de sudabilitate (tab. 3.4):

- cu sudabilitate bună – GWSt (Good Weldability Steel);
- cu sudabilitate limitată – LWSt (Limited Weldability Steel);
- armătură nesudabilă – NWSt (no Weldability Steel).

La armătură cu sudabilitate bună și limitată (GWSt și LWSt) în majoritatea cazurilor se referă armătura din oțel laminat la cald, sârmă moale și unele clase de armătură cu rezistență mecanică majorată termic.

La armătură nesudabilă (NWSt) se referă sârma cu rezistență înaltă și foarte înaltă, toroanele, cablurile și alte articole din sârmă.

tabelul 3.4

#### Clasele de sudabilitate ale armăturii

Clasa armăturii la sudabilitate	Rezistența înnădirii de sudură la întindere, $R_{wt}$	Cantitatea de carbon în armătură ( $C$ , %) sau de carbon echivalent ( $C_{eq}$ , %)		Domeniul de aplicare al sudurii
		sudură cu cordon continuă	sudura prin puncte	
			$C \leq 0,23$	Pentru armătura

<b>GWSt</b> cu sudabilitatea bună	$R_{wt} \geq R_s$	$C \leq 0,25$ $C_{eq} \leq 0,53$	$6 \leq d_s \leq 16 \text{ mm}$ $C \leq 20$ $16 < d_s \leq 25 \text{ mm}$ $C \leq 19$ $d_s > 25 \text{ mm}$ $C_{eq} \leq 0,48$	întinsă, comprimată și transversală la toate elementele din beton armat
<b>LWSt</b> cu sudabilitatea limitată	$R_s > R_{wt} \geq 0,5R_s$	$C \leq 0,39$ $C_{eq} \leq 0,62$	$C \leq 30$ $6 \leq d_s \leq 16 \text{ mm}$ $C \leq 27$ $16 < d_s \leq 25 \text{ mm}$ $C \leq 25$ $d_s > 25 \text{ mm}$ $C_{eq} \leq 0,55$	Pentru armătura transversală, instalată din condiții constructive în afara zonei de ancoraj a armăturii longitudinale, armătura transversală în elementele compresionate și în plase sudate în direcția barelor constructive
<b>NWSt</b> nesudabilă	Pentru toate valorile $C, \%$ și $C_{eq}, \%$ mai mari decât acele pentru clasele GWSt și LWSt			Sudura este interzisă în toate cazurile

### 3.5.3. Capacitatea de îndoire a armăturii

Capacitatea de îndoire (dezdoire) a armăturii este o proprietate tehnologică foarte importantă. Barele de armătură trebuie uneori îndoite pentru a fi fasonate corect (așa cum sunt etrierele, barele înclinate și ciocurile barelor). Îndoirea este o deformație plastică la rece și este necesar de verificat ca armătura îndoită să nu fie afectată de acest proces. Menționăm, că îndoirea la cald nu este acceptabilă deoarece aceasta modifică proprietățile de rezistență și deformabilitatea armăturii.

În Normele europene EN 10080 se recomandă două teste: de îndoire și de îndoire-dezdoire.

Testul de îndoire constă din îndoirea la  $180^\circ$  a barei de o singură dată în jurul unui born (bare) cu diametrul de  $3d_s$  pentru bare cu diametrul  $d_s \leq 16 \text{ mm}$  și de  $6d_s$  – pentru bare cu  $d_s > 16 \text{ mm}$ .

Testul de îndoire-dezdoire constă din îndoirea barei la  $90^\circ$  în jurul unui born cu diametrul prezentat mai jos și apoi dezdoită cu cel puțin  $20^\circ$  :

- diametrul bornului de  $5d_s$  – pentru bare cu diametrul  $12 \leq d_s \leq 16 \text{ mm}$ ;
- diametrul bornului de  $8d_s$  - pentru bare cu diametrul  $16 < d_s \leq 25 \text{ mm}$ ;
- diametrul bornului de  $10d_s$  - pentru bare cu diametrul  $d_s > 25 \text{ mm}$ .

Testele se consideră satisfăcătoare dacă după test nu este nici un semn de rupere sau fisuri vizibile cu ochiul liber în zona de îndoire.

### 3.6. Articole din armătură

Pentru micșorarea timpului și a manoperei de fabricare și de confecționare a construcțiilor și elementelor din beton armat în condiții de uzină și la șantier se recomandă de utilizat diferite articole din sârmă și bare: plase, carcase plane sau spațiale, toroane, fascicule etc.

### **3.6.1. Plase**

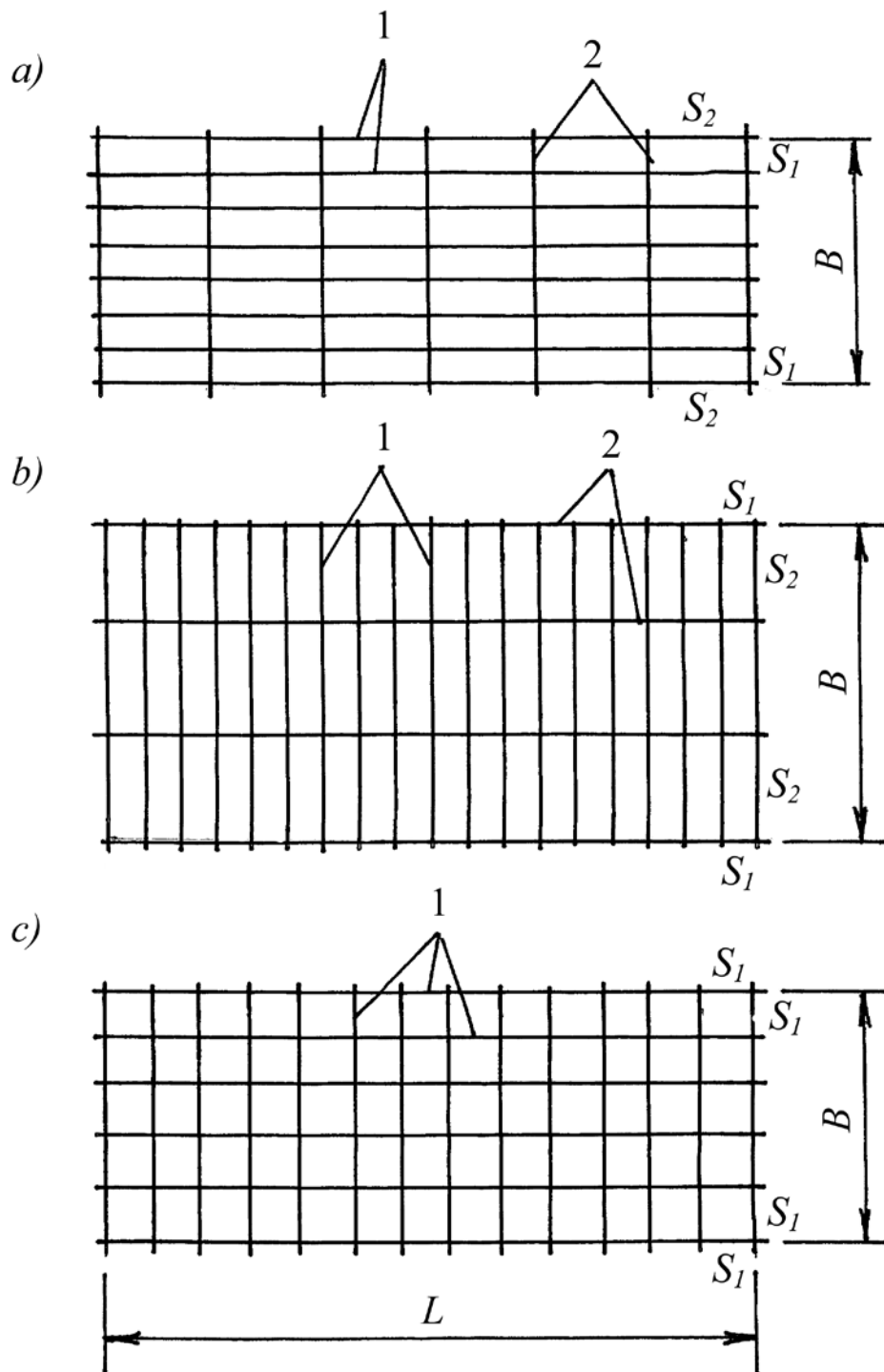
Plasele din armătură reprezintă articole compuse din bare longitudinale și transversale, care se intersectează, de regulă, sub un unghi drept și sunt sudate sau legate între ele cu sârmă în locurile de intersecție. Plasele legate se folosesc mai des în construcțiile monolite la o repetare mai rară.

Plasele se confecționează din armătură de clasele PSt 200 – PSt 250, RSt 300-RSt 400 și sârmă RWr 250 – RWr 350.

Plasele pot fi plane sau în rulouri cu armătura de rezistență în direcția longitudinală, transversală sau în ambele direcții (fig. 3.5).

Plasele în rulouri se confecționează din sârmă cu diametrul de 3-5 mm sau bare de armătură cu diametrul de 6-8 mm. În cazul când diametrul barei este mai mare de 8 mm, se confecționează plase plane. Lățimea plaselor poate fi până la 3800 mm, iar lungimea lor se adoptă în așa mod, ca masa unui rulou să nu depășească limitele de 900-1300 kg. Distanța dintre axele barelor de rezistență (conform calculelor) se adoptă multiplă la 50 mm și poate fi de 100, 150, 200, 250, 300 și 350 mm, iar dintre barele constructive (de montaj) – 250, 300 sau 350 mm.

Diametrul barelor de rezistență se determină din calcul, iar ale acelor de montaj – se adoptă din condiții constructive. La plasele legate diametrul barelor constructive poate să fie cât mai mic – 3-5 mm, iar la plasele sudate – se adoptă în conformitate cu recomandările din tab. 3.5.



**Figura 3.5. Plase**

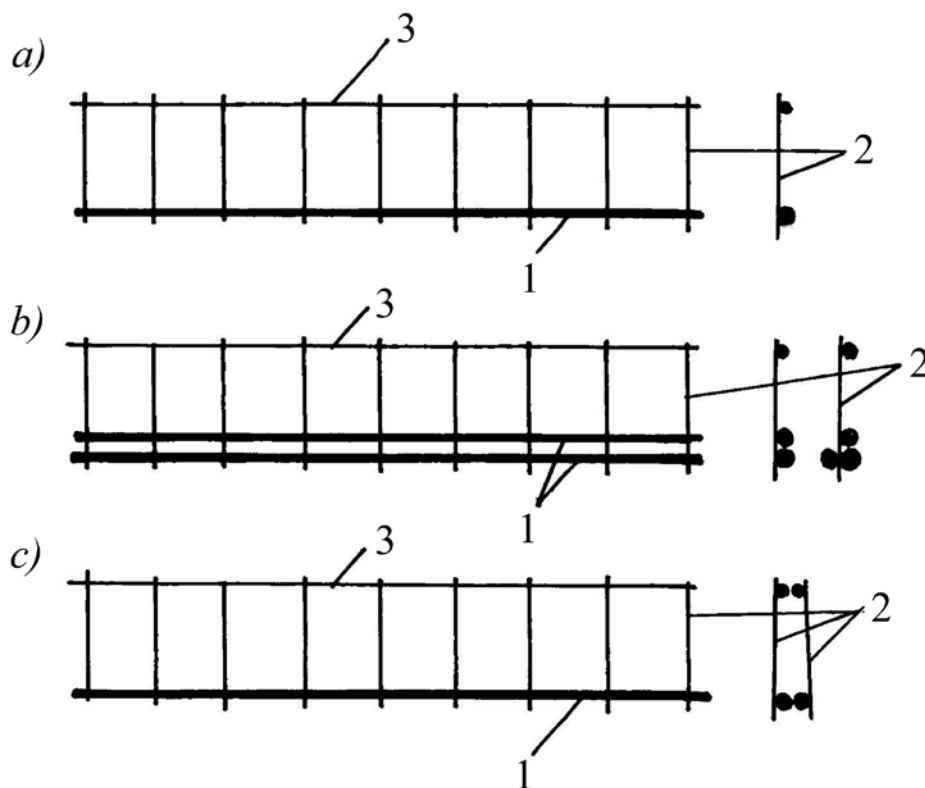
*a* – cu armătura de rezistență în direcția longitudinală; *b* – cu armătura de rezistență în direcția transversală; *c* – cu armătura de rezistență în ambele direcții; 1 – armătura de rezistență; 2 – armătura de montaj

### 3.6.2. Carcase

Carcasele de armătură pot fi plane sau spațiale.

Carcasa plană este alcătuită din bare longitudinale și transversale (fig.3.6), legate cu sârmă între ele în locurile de intersecție (*carcase legate*) sau sudate (*carcase sudate*). Barele longitudinale, instalate conform calculului, se numesc bare

de rezistență, iar acele instalate fără calcul (care nu sunt necesare din calcul) – bare de montaj, care se adoptă din condiții constructive. Barele longitudinale de rezistență pot fi situate dintr-o parte sau din ambele părți ale barelor transversale în unul sau două rânduri (fig. 3.6).



**Figura 3.6. Carcase**

- a* – cu armătura de rezistență într-un rând; *b* –idem, în două rânduri;  
*c* – carcase duble; 1 – armătura longitudinală de rezistență;  
 2 –idem, transversală; 3 – armătura de montaj (constructivă)

Diametrul barelor longitudinale de rezistență se determină din calcul și se adoptă de la 12 până la 40 mm. Diametrul barelor transversale în majoritatea cazurilor se determină din calcul, dar se adoptă cu evidența cerințelor de sudabilitate ale armăturii din tab. 3.5.

Diametrul barelor longitudinale de montaj (cu scopul de a micșora numărul de tipuri de diametre de bare într-o carcasă) se recomandă de adoptat egal cu diametrul armăturii transversale sau cu 2-4 mm mai mare.

Carcasele spațiale se formează prin unirea carcaselor plane direct una cu alta sau prin unirea barelor aparte.

Tabelul 3.5

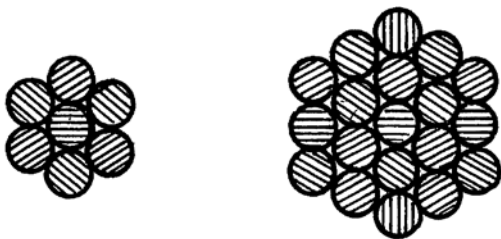
**Corelația barelor ale plaselor și carcaselor din condiții de sudabilitate**

Diametrul barelor	3-12	14-16	18-20	21-24	25-35	36-40
-------------------	------	-------	-------	-------	-------	-------

longitudinale, mm						
Diametrul barelor transversale, mm	3	4	5	6	8	10

### 3.6.3. Articole din sârmă

Utilizarea sârmelor individuale în procesul de armare al construcțiilor din beton armat și precomprimat duce la majorarea esențială a manoperei (volumului de lucru individual). În multe cazuri pentru aranjarea unui număr mare de sârme în cofraj cu respectarea distanțelor minimale între ele, este necesar de majorat dimensiunile secțiunii de beton din zona întinsă, care duce la creșterea consumului de beton și la majorarea masei elementului. De aceea, este mai efectiv ca din timp, la uzine speciale de unit sârmele în articole de armătură în formă de toroane (cabluri) sau fascicule. Toroanele constau dintr-o sârmă centrală dreaptă și o grupă de sârme, răsucite în spirală în așa mod, ca să fie exclusă desfacerea lor. Toroanele se fabrică din 7 sau 19 sârme (fig. 3.7).



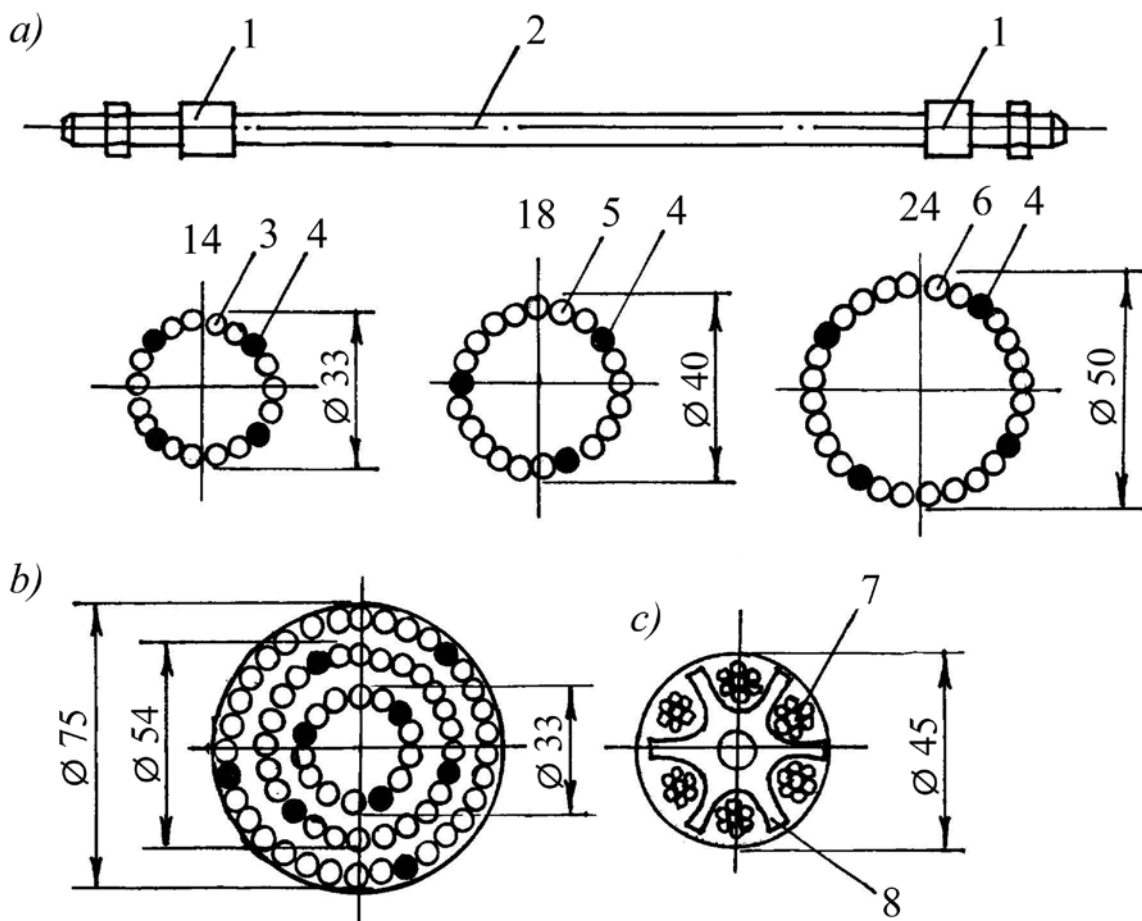
**Figura 3.7.**  
Toroane din 7 și 19 sârme

Fasciculele sunt alcătuite din sârme, aranjate paralel după o circumferință cu spații goale pe lungimea lor, care asigură pătrunderea mortarului (sau altui material) în spațiul interior al fasciculei (fig. 3.8).

Cele mai simple fascicule după construcție sunt compuse din 14, 18 sau 24 de sârme, aranjate într-un rând (fig. 3.8 *a*). Sârmele din fascicule sunt fixate la capete în ancore speciale (poz. 1 în fig. 3.8 *a*).

În unele cazuri se utilizează fascicule care constau din câteva rânduri de sârmă (fig. 3.8 *b*), în care numărul sârmelor poate fi până la 90-100. În cazul când capacitatea de rezistență a fasciculei trebuie să fie mai mare, în locul sârmelor individuale se folosesc toroane aranjate paralel în dispozitive speciale de fixare la capetele fasciculei (poz. 8 în fig. 3.8 *c*).





**Figura 3.8. Fascicule de sârmă din oțel**

*a* – cu sârmele aranjate într-un rând; *b* - cu sârmele aranjate în mai multe rânduri; *c* – din toroane cu 7 sârme; 1 – ancoră; 2 – fascicula; 3, 5 și 6 – sârmele fasciculelor din 14, 18 sau 24 de sârme; 4 – eclise (bare scurte); 7 – toron din 7 sârme; 8 – dispozitiv de fixare a toroanelor

Pentru confecționarea toroanelor și fasciculelor se folosește sârmă cu rezistență înaltă de clasele PWr 1000 și RWr 1000 și cu  $\sigma_{0,2}$  mai mare.

Toroanele din 7 sârme pot avea diametrul nominal de 6, 9, 12 sau 15 mm din sârmă cu diametrul de 2,05; 3,10; 4,10 și 5,0 mm corespunzător. În dependență de diametrul nominal al toronului, numărul de sârme și limita convențională de curgere a sârmei, ele au următoarele notații: 6CSt 7-1200, 12CSt 7-1350 etc.

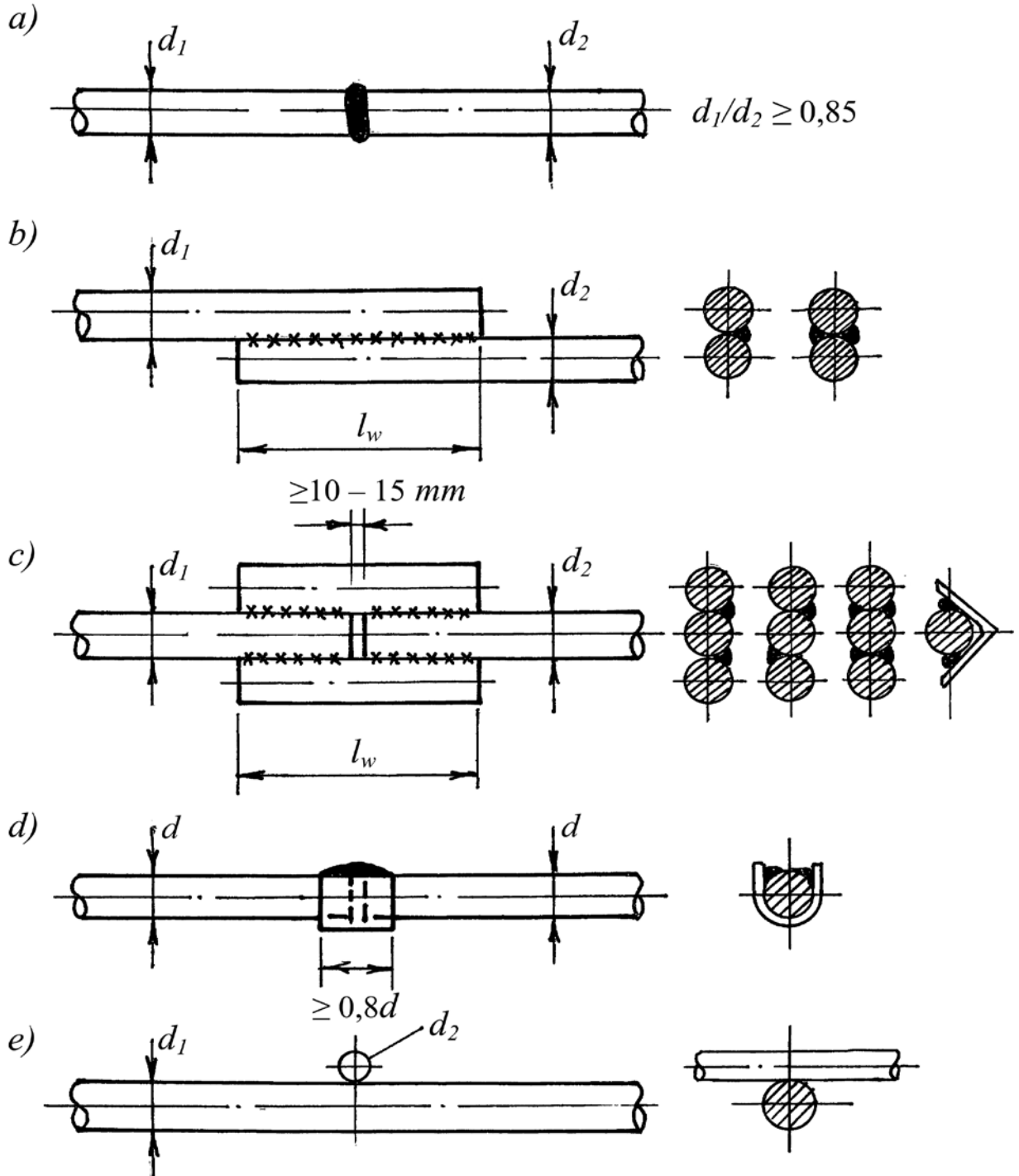
### 3.7. Îmbinarea armăturii

#### 3.7.1. Îmbinarea armăturii nepretensionate

Toată sârma de clasele PWr  $\sigma_{0,2}$  și RWr  $\sigma_{0,2}$  cu diametrul de până la 8 mm inclusiv și toroanele (cablurile) se livrează în colaci cu lungimea destul de mare și se folosesc pentru armarea construcțiilor și elementelor cu deschideri mari. Armătura cu diametrul de 10 mm și mai mare se produce în forma de bare individuale cu lungimea de 6,0 – 12,0 m. De aceea, pentru construcțiile și elementele mai lungi de 12,0 m

este necesar de îmbinat (înnădit) barele pe lungimea lor. În funcție de metoda tehnologică de executare a îmbinării deosebim:

- îmbinare, efectuată prin sudare (fig. 3.9);
- îmbinare, efectuată prin suprapunere fără sudare (fig. 3.10);
- îmbinare cu dispozitive mecanice (fig. 3.11).



**Figura 3.9. Îmbinările armăturii prin sudare**

*a* – cap la cap prin topire intermediară; *b* - manuală cu arc electric prin suprapunere; *c* - cu eclise; *d* - sudare în semimanșon de cupru sau în cochilie în baie de zgură; *e* - sudare electrică prin puncte

În dependență de clasa armăturii, diametrul barelor și condițiile de efectuare ale lucrărilor de sudare, mai frecvent se folosesc următoarele tipuri de îmbinări ale barelor prin sudare:

- sudare electrică cap la cap prin topire intermediară (fig. 3.9 a);
- sudare manuală cu arc electric prin suprapunere (fig. 3.9 b) sau cu eclise (fig. 3.9 c);
- sudare în semimanșon de cupru recuperabil sau în cochilie metalică în baie de zgură (fig. 3.9 d);
- sudare electrică prin puncte (fig. 3.9 e).

Clasele de armătură, care pot fi îmbinate cu aceste procedee de sudare, sunt indicate în tabelul 3.6.

Tabelul 3.6

**Procedee de sudare admise la îmbinarea armăturii\***

Clasa armăturii	Procedeele de sudare				
	sudare electrică cap la cap prin topire intermediară	sudare manuală cu arc electric prin suprapunere și cu eclise	sudare în semimanșon de cupru recuperabil	sudare în cochilie în baie de zgură cu cordoane longitudinale	sudare electrică prin puncte
PSt 235	Da	Da	Da	Da	Da
RSt 295	Da	Da	Da	Da	Da
RSt 390	Da	Da	Da	Da	Da
RSt 590	Da	Da	-	-	-
RSt 780	Da	-	-	-	-
RWr 395	-	-	-	-	Da
RWr 405	-	-	-	-	Da
RWr 410	-	-	-	-	Da

\* *Informație detaliată despre aceste și alte tipuri de îmbinări prin sudare este prezentată în GOST 14098-91.*

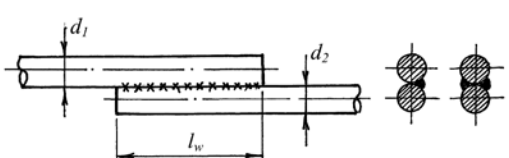
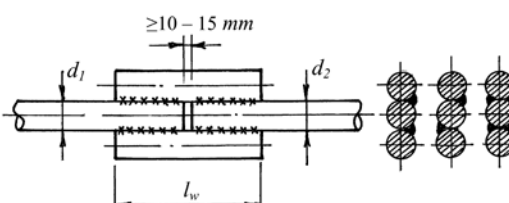
*Sudarea electrică cap la cap prin topire intermediară* este un procedeu de sudare prin presiune, la care capetele armăturilor sudate se încălzesc până la topire. Procedeele de sudare se efectuează cu ajutorul unei mașini electrice speciale în condiții de uzină. Se admite sudarea barelor cu diametre diferite cu condiția ca raportul diametrelor barelor îmbinate să fie  $d_1 / d_2 \geq 0,85$ , iar diametrul minimal să fie  $d_1 \geq 10$  mm. Se interzice utilizarea acestui procedeu de sudare pentru îmbinarea armăturilor de diferite clase.

**Sudarea manuală cu arc electric prin suprapunere sau cu eclise** (fig. 3.9 b,c) este un procedeu de sudare prin topirea armăturii, la care sursa termică este arcul electric, stabilit între barele de sudare și electrod, al cărui metal servește ca metal de adaos. Cordoanele (cusăturile) de sudură pot fi unilaterale sau din ambele părți. Aceasta depinde de condițiile de lucru și de accesul la barele îmbinate.

Informație detaliată privind lungimea îmbinărilor sudate manual cu arc electric prin suprapunere sau cu eclise este prezentată în tab. 3.7.

Tabelul 3.7

**Lungimea îmbinărilor sudate manual cu arc electric prin suprapunere sau cu eclise**

Tipul îmbinării	Clasa armăturii	Diametrul armăturii, mm	Lungimea îmbinării, $l_w$ , cu suduri	
			pe o parte	pe ambele părți
prin suprapunere  $d_1 \geq d_2$	PSt 235 RSt 295 RSt 390	10 – 40	$8d_2$	$4d_2$
cu eclise sau cornier  $d_1 = d_2$	PSt 235 RSt 295 RSt 390	10 – 40	$8d_2$	$4d_2$
	RSt 590 RSt 788	10 – 32	$10d_2$	$5d_2$

**Sudarea în semimanșon de cupru recuperabil (în baie de zgură)** este un procedeu de sudare manuală cap la cap cu arcul electric, la care se utilizează ca suport de baie un semimanșon de cupru recuperabil. Acest procedeu de sudare se recomandă să fie folosit pentru înădirea barelor cu diametrul  $d_s \geq 25$  mm. Este interzisă utilizarea acestui procedeu de sudare la îmbinarea armăturilor solicitate la oboseală, precum și barelor de diametre diferite.

**Sudarea în cochilie (formă metalică) în baie de zgură** este un procedeu de sudare manuală cap la cap cu arcul electric, care se execută cu menținerea parțială a băii lichide, având drept suport de baie o cochilie metalică. Acest procedeu de sudare se recomandă să fie folosit pentru înădirea barelor cu diametrul  $d_s \geq 25$  mm și poate fi folosit la îmbinarea armăturii solicitate la oboseală, precum și la înădirea

armăturilor de diferite clase și diametre. Diferența diametrelor se admite de maximum 15 mm.

Acest procedeu de înădărire a armăturii, în special, se recomandă să fie folosit în următoarele cazuri:

- când accesul electrodului la sudarea armăturilor nu este posibil decât dintr-o parte a înădăririi;
- când sunt necesare înădădiri cu dimensiuni cât mai reduse, atât în sens transversal, cât și longitudinal.

**Sudarea electrică prin puncte** este un procedeu de sudare electrică prin presiune, la care sudarea se produce între fețele a două piese (bare, sârme), strânse între electrozii de contact ai unei mașini speciale, prin care trece curentul de sudare, îndreptați perpendicular la piesele de sudat.

Acest procedeu de sudare se utilizează la confecționarea plaselor și carcaselor sudate din sârmă și bare cu diferite diametre și clase.

Diametrul barelor transversale se adoptă în conformitate cu recomandările din tab. 3.5.

Prezentele procedee de îmbinare ale armăturii prin sudare se aplică și la armăturile nepretensionate la elementele din beton precomprimat și la armăturile construcțiilor situate în zone seismice.

Îndoirea barelor îmbinate prin sudare este admisă la o distanță de cel puțin de  $5d_2$  de la capetele sudurii ( $d_2$  este diametrul mai mare al barelor îmbinate).

Între două secțiuni învecinate ale construcției sau elementului din beton armat cu una sau mai multe îmbinări sudate trebuie să fie o distanță de cel puțin de  $50d_2$ . Aria armăturilor de rezistență, îmbinate prin sudare și solicitate la întindere într-o secțiune a unui element din beton armat, se recomandă să nu depășească 25 % din aria totală a armăturilor de rezistență. Dacă armătura de rezistență este alcătuită din 3 bare, se admite, în mod excepțional, ca una din bare să fie sudată.

Îmbinarea prin suprapunere fără sudare se folosește la îmbinarea barelor aparte, ale carcaselor sudate sau legate și ale plaselor.

În funcție de profilul armăturii se deosebesc diferite tipuri de îmbinare ale barelor (fig. 3.10):

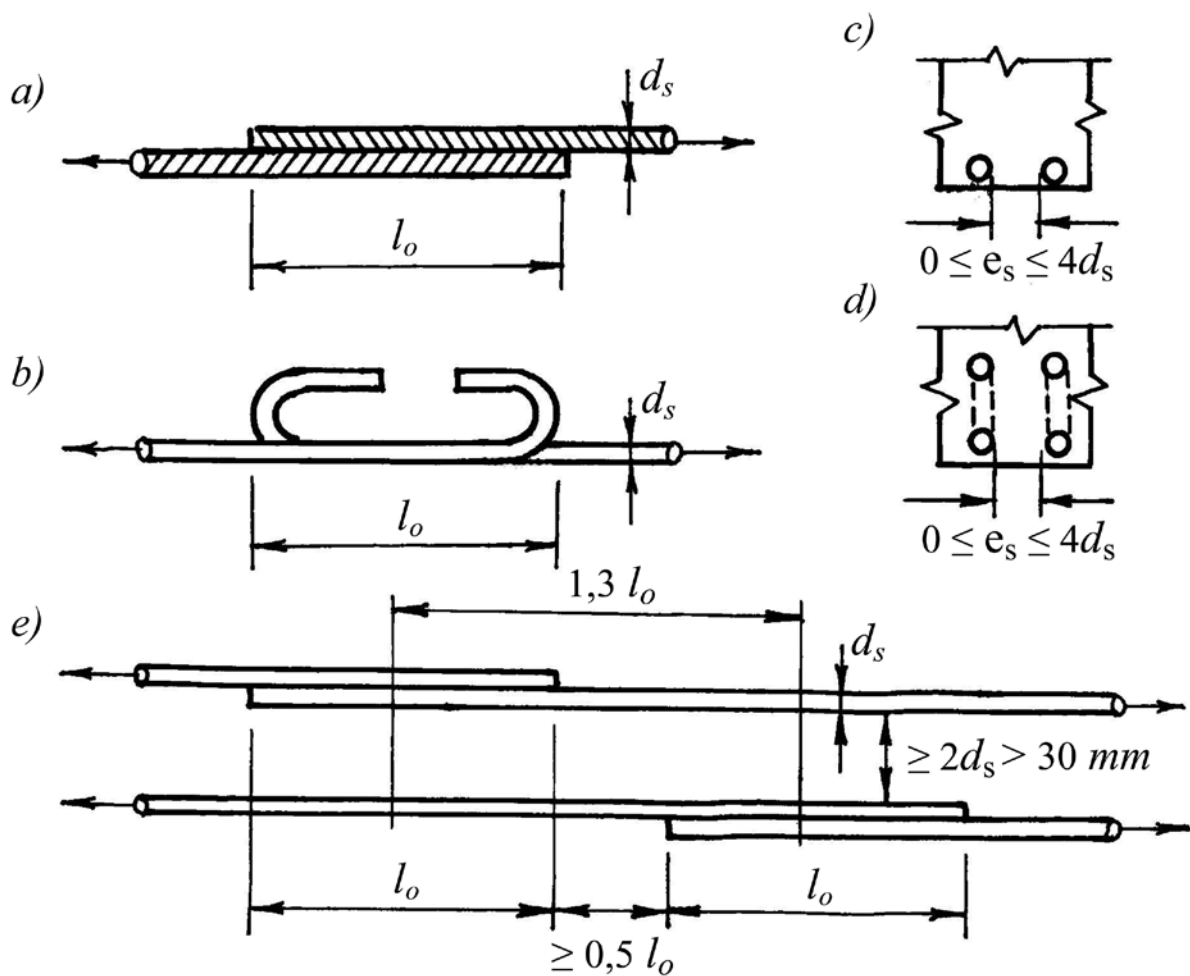
- îmbinare cu capetele drepte ale barelor;
- îmbinare cu ciocuri la capetele barelor.

Lungimea de calcul de suprapunere a barelor fără sudare se determină cu următoarea relație

$$l_0 = a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot a_5 \cdot a_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} , \quad (3.7)$$

în care  $l_{0,min} > \max(0,3 \cdot a_6 \cdot l_{b,rqd}; 15d_s; 200 \text{ mm})$ .

Valorile coeficienților  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_5$ ,  $a_6$  și a parametrului  $l_{b,rqd}$  se determină conform recomandărilor Eurocodului 2 EN 1992-1-1: 2004 (E) sau versiunea în română SR EN 1992-1-1: 2006.



**Figura 3.10. Îmbinarea barelor prin suprapunere fără sudare**

*a* – armătură cu profil periodic cu capetele drepte; *b* – armătură cu profil neted cu ciocuri la capete; *c* și *d* - distanța între barele îmbinate; *e* – amplasarea barelor

La îmbinarea prin suprapunere fără sudare barele trebuie să fie amplasate cât mai aproape una de alta. Distanța dintre bare în lumină nu trebuie să depășească de 4 diametre ale barelor suprapuse  $0 \leq e_s \leq 4d_s$  (fig. 3.10 *c* și *d*).

Îmbinările vecine nu trebuie să fie amplasate prea aproape una de alta. Distanța dintre îmbinări pe lățimea elementului din beton armat nu trebuie să fie mai mică de  $2d_s$  și nu mai mică de 20 mm, iar pe lungimea barelor nu mai mică de  $1,3l_o$  dintre centrele lor (fig. 3.10 *e*).

Nu se permite îmbinarea prin suprapunere fără sudare a barelor cu diametrul mai mare de 36 mm.

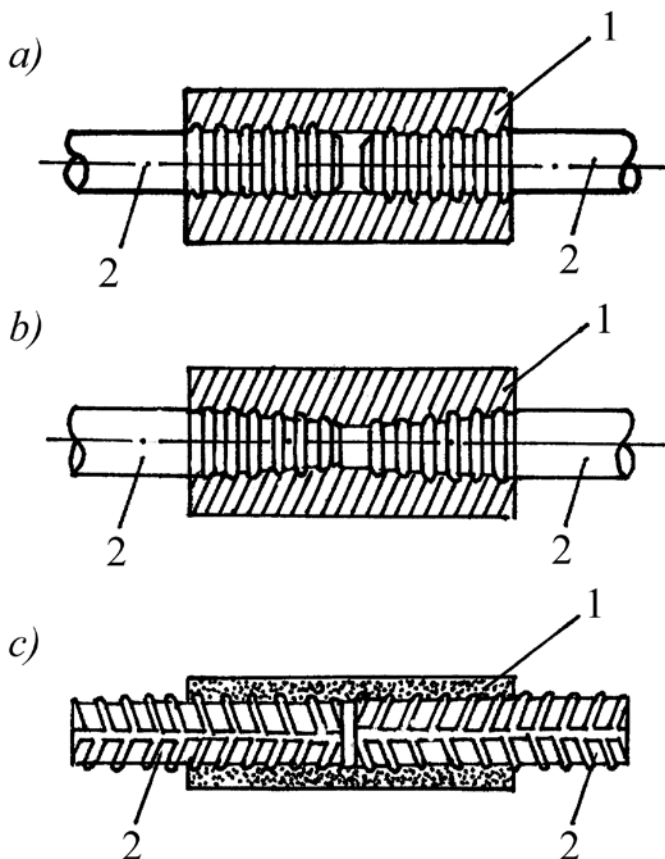
Nu se recomandă de amplasat îmbinările prin suprapunere ale armăturii întinse a elementelor încovoiate și întinse excentric cu excentricitatea mare în zonele cu tensiuni maxime. În elementele cu toată secțiunea întinsă (întinderea centrică sau excentrică cu excentricitatea mică) sau armate cu armătură de clasele RSt 590 și mai mare nu se permite îmbinarea barelor prin suprapunere fără sudare.

Aria secțiunii barelor de rezistență îmbinate într-o secțiune sau situate la o distanță mai mică decât lungimea de suprapunere  $l_o$ , trebuie să fie nu mai mare de

50 % din aria totală a armăturii întinse pentru bare cu profilul periodic și nu mai mare de 25 % - pentru bare cu profilul neted.

Îmbinarea barelor poate fi de asemenea realizată cu diverse tipuri de dispozitive mecanice (fig. 3.11):

- manșon cu filet pentru bare cu capătul filetat normal (fig. 3.11 a);
- cuplaj de oțel cu filet conic (fig. 3.11 b);
- manșon din oțel presat la rece (fig. 3.11 c).



**Figura 3.11.**  
**Îmbinarea armăturii cu dispozitive  
mecanice**

*a* – manșon cu filet normal; *b* – manșon  
cu filet conic; *c* – manșon din oțel presat  
la rece; 1 – manșonul; 2 – barele

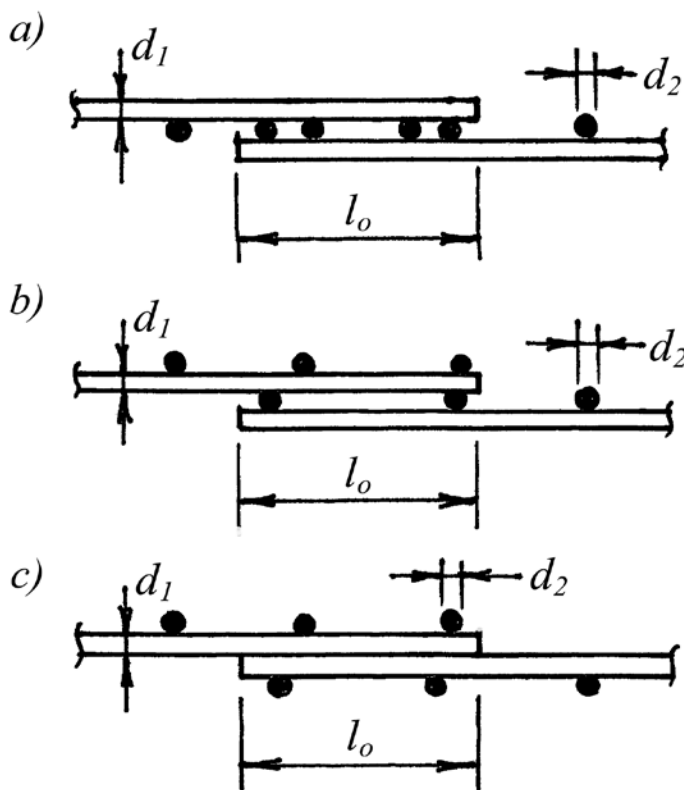
Îmbinarea barelor cu manșon din oțel la rece se produce cu mașini speciale.

Modul de îmbinare prin suprapunere fără sudare a plaselor depinde de tipul armăturii (sârmă sau bare) și de direcția de îmbinare (în direcția armăturii de rezistență sau de montaj).

Îmbinările plaselor sudate din bare netede de clasa PSt 235 (sau din sârmă) în direcția armăturii de rezistență se îndeplinesc în așa mod ca în fiecare din plasele îmbinate pe lungimea suprapunerii să fie nu mai puțin de 2 bare transversale, sudate de barele longitudinale ale plaselor (fig. 3.12).

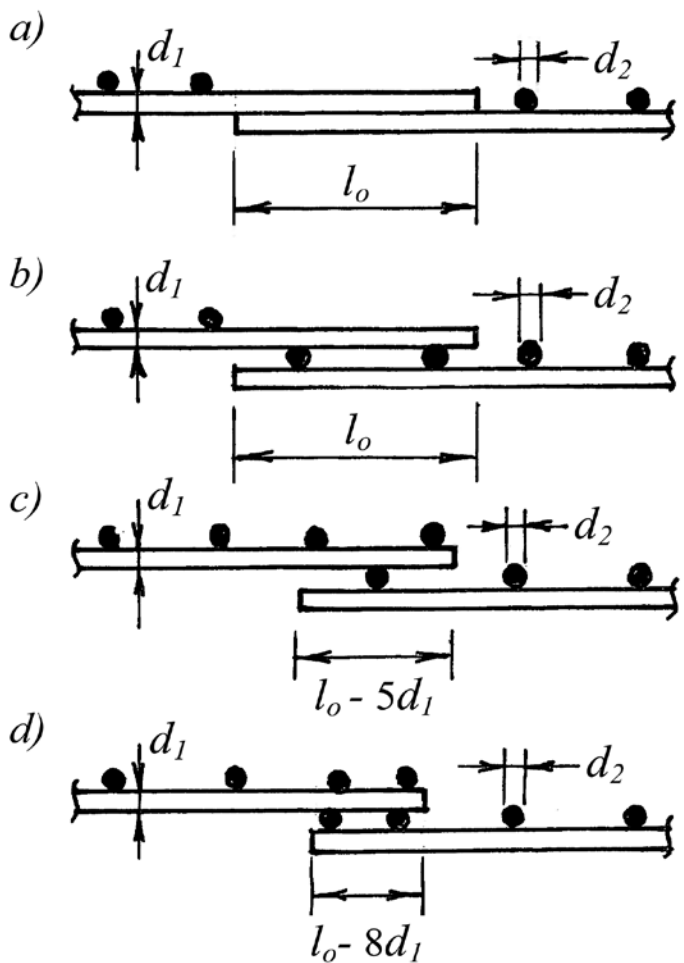
Lungimea de suprapunere a plaselor  $l_0$  se determină cu formula (3.7), care deseori mai este numită fâșie de suprapunere.

Îmbinarea plaselor sudate din bare cu profilul periodic din armătură de clasele RSt 295 sau RSt 390 în direcția armăturii de rezistență poate fi îndeplinită fără bare transversale (de montaj) în zona de suprapunere a plaselor sau cu armătură transversală (fig. 3.13).



**Figura 3.12.**  
**Îmbinarea plaselor sudate prin suprapunere pe direcția barelor de rezistență din bare cu suprafața netedă**

*a* – barele de montaj, amplasate în același plan; *b* și *c* – barele transversale ale plaselor în diferite planuri



**Figura 3.13.**  
**Îmbinarea plaselor sudate prin suprapunere pe direcția barelor de rezistență din armătură cu profil periodic**

*a* – fără bare transversale (de montaj) în zona de îmbinare în ambele plase; *b* – cu două bare transversale într-o plasă în zona de îmbinare; *c* – plasele au câte o bară transversală în zona de suprapunere; *d* – plasele au câte două bare transversale în limita zonei de îmbinare



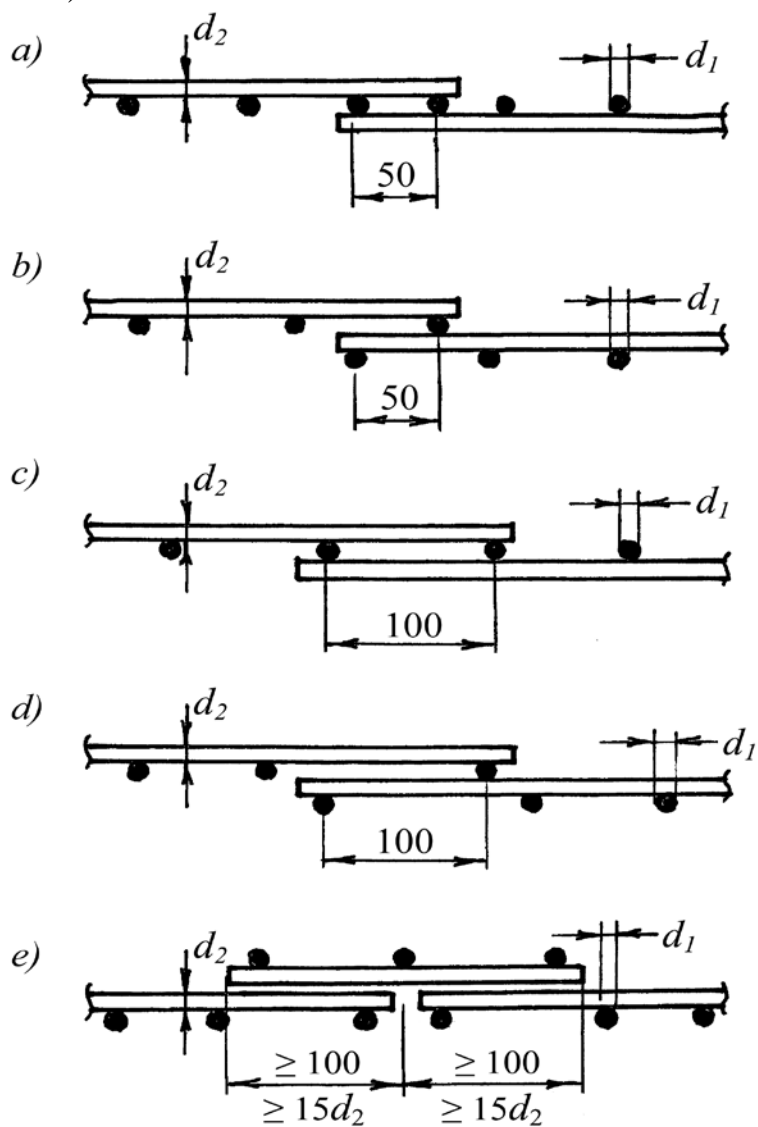
În cazul, când în zona de suprapunere a plaselor în fiecare plasă avem câte o bară transversală, lungimea de îmbinare poate fi micșorată cu  $5d_1$  ( $d_1$  este diametrul barei de rezistență a plasei; vezi fig. 3.13 c), dar dacă avem câte două bare transversale – lungimea de îmbinare poate fi micșorată cu  $8d_1$  (fig. 3.13 d).

Îmbinarea plaselor sudate prin suprapunere în direcția barelor constructive (de montaj) se efectuează în dependență de diametrul barelor constructive și de rezistența ale plaselor (fig. 3.14):

- plasele cu bare constructive (de montaj) cu diametrul  $d_2 \leq 4$  mm se suprapun pe o lungime de 50 mm (fig. 3.14 a și b);

- plasele cu bare constructive cu diametrul mai mare de 4 mm se suprapun pe o lungime de 100 mm (fig. 3.14 c și d);

- plasele cu bare de rezistență cu diametrul de 16 mm și mai mare se îmbină cap la cap, iar deasupra capetelor se instalează o plasă cu lățimea nu mai mică de 100 mm sau de  $15d_2$  (fig. 3.14 e).



**Figura 3.14. Îmbinarea plaselor sudate în direcția barelor constructive**

a și b – pentru plase sudate cu diametrul armăturii constructive (de montaj)

$d_2 \leq 4$  mm; c și d – aceeași, pentru  $d_2 > 4$  mm;

e - pentru plase sudate cu diametrul armăturii de rezistență  $d_1 > 16$  mm

La îmbinarea prin suprapunere a carcaselor sudate (sau legate) ale grinzilor, pe lungimea îmbinării independent de diametrul barelor de rezistență, în mod obligatoriu se instalează armătură transversală în formă de etriere. Aria secțiunii a acestei armături (etrierelor) trebuie să fie nu mai mică de  $0,5A_s$ , iar distanța dintre armătura transversală (pasul etrierelor) în limita lungimii de îmbinare (suprapunere) a carcaselor trebuie să fie nu mai mare de  $5d_s$  ( $A_s$  este aria secțiunii a armăturii longitudinale întinse de rezistență a carcasei, iar  $d_s$  – diametrul mai mic al acestei armături).

La îmbinarea prin suprapunere a carcaselor în elementele comprimate centric sau excentric, în limita lungimii de îmbinare se instalează armătură transversală suplimentară (etriere) la distanța (cu pasul) nu mai mare de  $10d_s$ .

Prevederile de mai sus privind îmbinarea armăturii se aplică și la armăturile nepretensionate pentru elementele de beton precomprimat, precum și la armăturile construcțiilor situate în zone seismice.

### **3.7.2. Îmbinarea armăturii pretensionate**

Îmbinarea armăturii pretensionate nu se permite.

Numai în cazuri excepționale armătura pretensionată poate fi îmbinată cu ajutorul dispozitivelor mecanice speciale, verificate la întindere în laboratoare acreditate.

## **3.8. Ancorarea armăturii**

Caracterul de lucru al construcțiilor și elementelor din beton armat în mare măsură depinde de conlucrarea în comun a armăturii cu betonul. Unul dintre principalii factori de o conlucrare bună a armăturii cu betonul este gradul de aderență dintre armătură și beton. Aderența armăturii cu betonul se asigură datorită tensiunilor de aderență între armătură și beton (vezi pct. 3.5.1) sau cu ajutorul dispozitivelor speciale de ancorare ale armăturii pe sectoarele de la capetele elementelor sau cu ambele metode.

### **3.8.1. Ancorarea armăturii nepretensionate (obișnuite)**

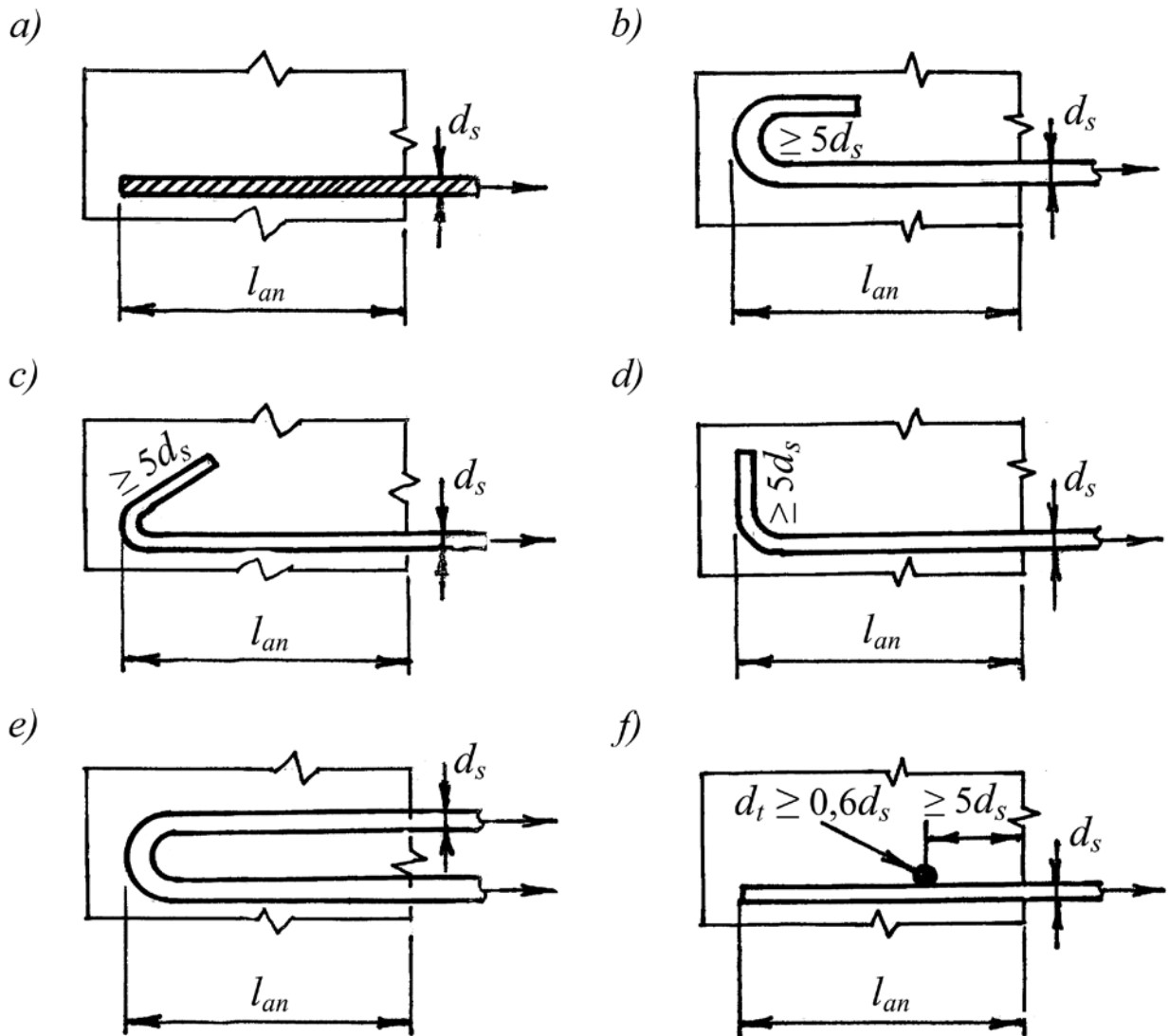
Barele, sârmele sau plasele sudate trebuie să fie ancorate astfel, încât să asigure o transmitere bună a forțelor de aderență la beton, evitând orice fisurare longitudinală, precum și orice exfoliere a betonului.

Pentru ancorarea armăturii nepretensionate (obișnuite) se folosesc diferite metode (fig. 3.15):

- bară cu capătul drept (fig. 3.15 a);
- bară îndoită la capăt: ciocuri sub diferite unghiuri sau cârlige (fig. 3.15 b-d);
- armătură cu buclă (fig. 3.15 e);
- ancorare cu bare transversale (fig. 3.15 f);
- combinații de aceste metode;
- dispozitive mecanice de ancorare (fig. 3.16).

Informație concretă despre dimensiunile și procedeul de confecționare ale acestor tipuri de ancore este prezentată în Normele de proiectare NCM F.02.02-2006.

Bare cu capătul drept (fig. 3.15 a) se folosesc pentru ancorarea armăturii întinse cu profil periodic, iar celelalte tipuri (fig. 3.15 b-f) – sunt pentru bare netede și sârmă întinse. La armătura comprimată nu se folosesc ancore indiferent de profilul ei.



**Figura 3.15. Tipurile de ancorare ale armăturii nepretensionate**

a - bară cu capătul drept; b și c - bară cu cioc sub diferite unghiuri;  
d - cârlig; e - buclă; f - cu bară transversală

Numai în unele cazuri excepționale, când de la unele combinații de sarcini (vezi pct. 4.5.1), în armătura comprimată pot apărea tensiuni de întindere.

Lungimea de ancorare de bază se determină din condițiile de aderență ale armăturii cu betonul (vezi pct. 3.5.1, formula 3.5)

$$l_{an,b} = (d_s / 4) \cdot (R_s / \tau_{an}), \quad (3.8)$$

în care  $d_s$  este diametrul barei ancorate;

$R_s$  – rezistența de calcul a armăturii ancorate (vezi pct. 4.4);

$\tau_{an}$  – valoarea de calcul a tensiunii de aderență a armăturii cu betonul care se determină cu expresia

$$\tau_{an} = 2,25\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{ct}, \quad (3.9)$$

în care  $R_{ct}$  este rezistența de calcul a betonului la întindere (vezi pct. 4.4);

$\eta_1$  și  $\eta_2$  sunt coeficienți, care se adoptă din Normele de calcul în dependență de tipul și diametrul armăturii.

Lungimea de ancorare de calcul se determină cu relația

$$l_{an} = a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot a_4 \cdot a_5 \cdot l_{an,b} \geq l_{an,min}, \quad (3.10)$$

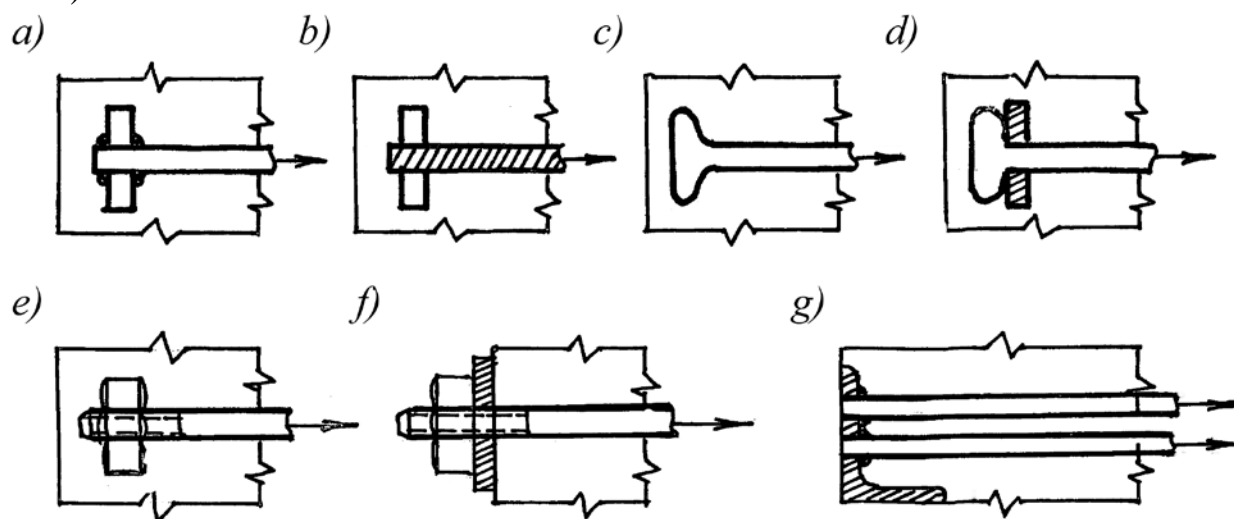
în care  $a_1, a_2, a_3, a_4$  și  $a_5$  sunt coeficienți care se adoptă din Normele de proiectare NCM F.02.02-2006;

$l_{an,min}$  - lungimea de ancorare minimă, care se adoptă:

$l_{an,min} > 0,3 \cdot l_{an,b}; 10d_s$  sau 100 mm – pentru ancorarea barelor întinse;

$l_{an,min} > 0,6 \cdot l_{an,b}; 10d_s$  sau 100 mm – pentru ancorarea barelor comprimate.

În cazul, când nu se asigură cerințele de ancorare ale armăturii longitudinale, prevăzute mai sus, se aplică măsuri speciale: la capetele barelor se fixează dispozitive mecanice speciale de ancorare în formă de plăci, șaibe, piulițe, gămălii, cornieri etc. (fig. 3.16).



**Figura 3.16. Dispozitive mecanice speciale de ancorare**

$a$  – placă metalică (rotundă sau dreptunghiulară) sudată;  $b$  – placă metalică presată;  
 $c$  – gămălie;  $d$  – gămălie și șaibă;  $e$  – piulițe în beton;  $f$  – piuliță cu șaibă în afara betonului;  $g$  – armătura sudată de cornier

În zona de sprijin a grinzilor și a plăcilor pe reazemele marginale simple lungimea de ancorare a barelor longitudinale de rezistență fără ancore speciale trebuie să fie nu mai mică de  $l_{an}$  și nu mai puțin de  $5d_s$ , dacă în element nu apar fisuri

încălzite în zona de la reazem ( $V \leq 0,5 R_{ct} bh$ ) și nu mai puțin de  $10d_s$ , dacă în element apar fisuri înclinate ( $V > 0,5 R_{ct} bh$ ).

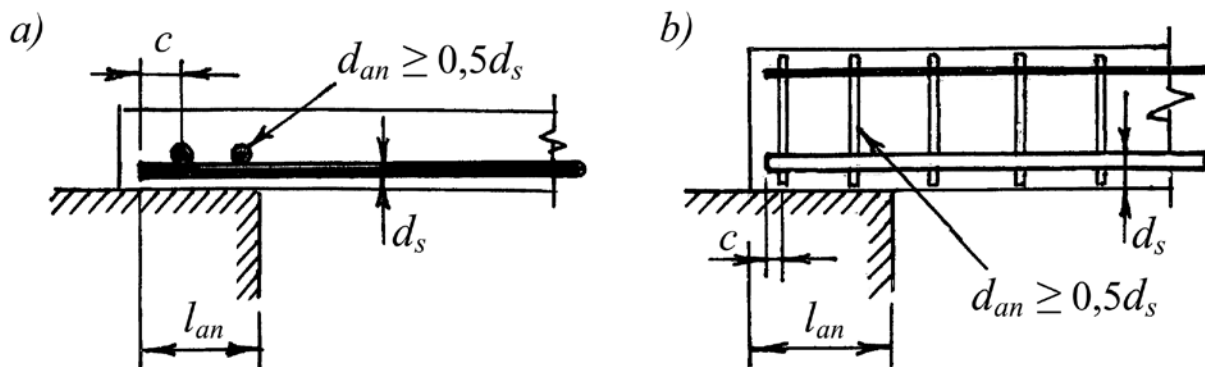
Aici  $V$  este forța tăietoare pe reazem de la încărcăturile exterioare de calcul;

$R_{ct}$  – rezistență de calcul a betonului la întindere centrică (vezi pct. 4.3);

$b$  și  $h$  - dimensiunile secțiunii transversale ale elementului;

$d_s$  – diametrul armăturii longitudinale de rezistență.

Lungimea de ancorare a barei  $l_{an}$  în acest caz se ia egală cu distanța de la marginea interioară a reazemului până la capătul barei în element (vezi fig. 3.17).



**Figura 3.17. Ancorarea suplimentară a barelor longitudinale de rezistență în zona reazemului**

*a* – pentru plăci; *b* – la grinzi

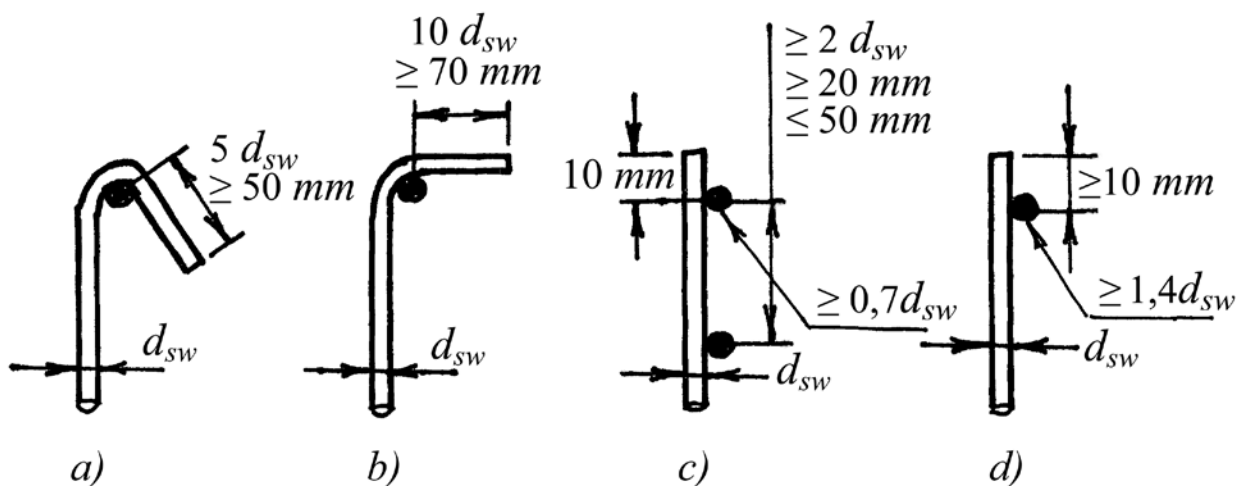
În afară de această, în carcusele și plasele sudate cu armătură de rezistență din bare netede, la fiecare bară longitudinală din zona de ancoraj se sudează cel puțin o bară transversală la plase și două sau mai multe bare transversale (etriere) în grinzi (fig. 3.17). Bara transversală se adoptă cu diametrul  $d_{an} \geq 0,5d_s$  și se instalează la capătul barei sau al carcusei la distanța  $c \leq 15$  mm - pentru barele de rezistență cu  $d_s \leq 10$  mm și  $c \leq 1,5 d_s$  - pentru bare cu  $d_s > 10$  mm.

Ancorarea armăturii transversale (a etrierelor) de la forța tăietoare și a altor armături transversale se realizează în mod normal cu ajutorul ciocurilor sau a armăturii transversale sudate de bara longitudinală conform schemelor prezentate în fig. 3.18.

### 3.8.2. Ancorarea armăturii pretensionate

Metoda de ancorare a armăturii pretensionate depinde de procedeul de confecționare al construcțiilor și elementelor din beton armat precomprimat cu armătura preîntinsă sau postîntinsă.

Pentru elementele cu armătura preîntinsă în majoritatea cazurilor se utilizează bare cu profil periodic, sârmă trefilată sau toroane și, în acest caz, nu este necesar de efectuat ancore, deoarece ancorarea armăturii este asigurată de aderența ei cu betonul.



**Figura .3.18. Ancorarea armăturii transversale**

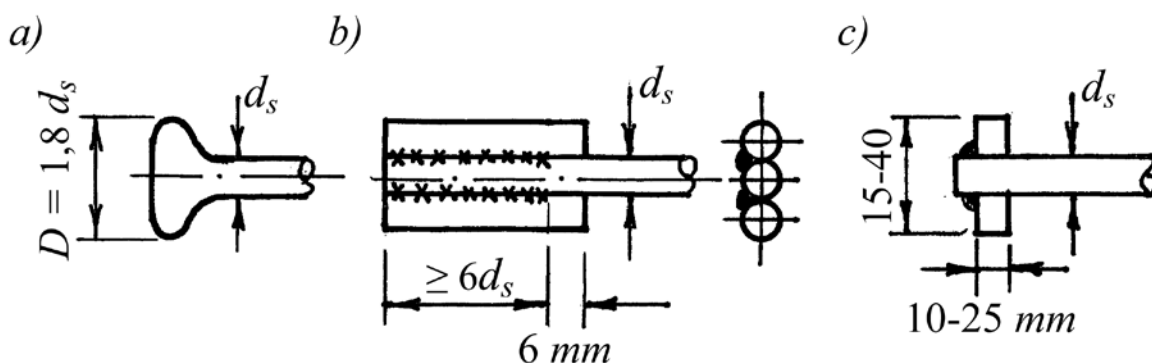
$d_{sw}$  – diametrul barei transversale

În cazul, când în conformitate cu calcul la rezistență în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor apare necesitatea de majorat suficient armătura transversală, se recomandă de ancorat armătura longitudinală.

Tipul ancorei se selectează în dependență de posibilitățile tehnologice și de tipul armăturii.

Pentru armătură în bare cu profilul periodic se recomandă de utilizat următoarele tipuri de ancore (fig. 3.19):

- în formă de gămălie (fig. 3.19 a) – pentru armătură de clasele RSt 590 – RSt 790;
- șaibe presate (fig. 3.19 b) – pentru armătură de clasele RSt 590 – RSt 980;
- cu eclise sudate (fig. 3.19 c) - pentru armătură de clasele RSt 590 – RSt 790 și RSt T 600.



**Figura 3.19. Tipurile de ancore pentru armătură preîntinsă în bare cu profil periodic**

a – în formă de gămălie; b – cu eclise sudate; c – cu șaibă presată

Lungimea de ancorare a armăturii depinde de stadiul de lucru al elementului, și anume; la etapa de transfer al efortului de precomprimare pe beton (vezi pct.5.4).

Valoarea de bază a lungimii de transmitere (de transfer) a efortului de precomprimare  $P$  pe beton se determină cu formula

$$l_{an, bp} = a_1 \cdot a_2 \cdot d_{sp} \cdot \sigma_{spo} / \tau_{an, p}, \quad (3.11)$$

în care  $a_1 = 1,0$  – în cazul de transfer lent al efortului de precomprimare  $P$  pe beton;

$a_1 = 1,25$  – în cazul unui transfer brusc;

$a_2 = 0,25$  – în cazul armăturii cu profil periodic sau a sârmei trefilate;

$a_2 = 0,19$  – pentru toroane;

$d_{sp}$  – diametrul armăturii pretensionate;

$\sigma_{spo}$  – tensiunea în armătura pretensionată imediat după transfer;

$\tau_{an, p}$  – tensiunile de aderență ale armăturii pretensionate cu betonul la momentul de transfer, care se determină cu relația

$$\tau_{an, p} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot R_{ct(t)}, \quad (3.12)$$

în care  $\eta_{p1}$  este un coeficient care ține cont de tipul armăturii și de condițiile de aderență la momentul transferului:

$\eta_{p1} = 2,7$  - pentru sârmă trefilată;

$\eta_{p1} = 3,2$  - pentru toroane;

$\eta_1 = 1,0$  - pentru condiții bune de aderență;

$\eta_1 = 0,7$  - pentru celelalte cazuri.

$R_{ct(t)}$  - rezistența de calcul la întindere a betonului la momentul transferului.

Valoarea de calcul a lungimii de transfer se admite cea mai mică din următoarele două valori:

$$l_{an, p1} = 0,8l_{an, br}; \quad (3.13)$$

$$l_{an, p2} = 1,2l_{an, br}. \quad (3.14)$$

**Notă:** În mod normal, valoarea mai mică este utilizată pentru verificarea tensiunilor locale de transfer, iar cea mai mare – pentru starea de exploatare (stare limită ultimă).

Lungimea totală de calcul de ancorare a armăturii preîntinse la stare limită se adoptă

$$l_{an, tot} = l_{an, p2} + a_2 \cdot d_{sp} (\sigma_{sp, tr} - \sigma_{sp, 2}) / \tau_{an}, \quad (3.15)$$

în care  $l_{an,p2}$  – vezi formula (3.14);

$d_{sp}$  și  $a_2$  - vezi formula (3.11);

$\sigma_{sp,tr}$  – tensiunile în armătura pretensionată la etapa de transfer;

$\sigma_{sp,2}$  – aceeași, după toate pierderile de tensiuni;

$\tau_{an}$  – tensiunile de calcul de aderență (vezi formula 3.9).

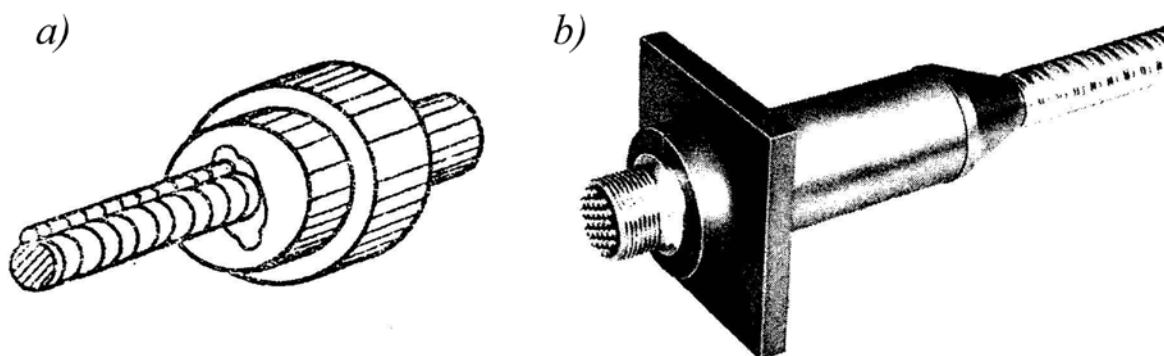
Armătura postîntinsă în mod obligatoriu trebuie se fie ancorată în toate cazurile, indiferent de tipul armăturii.

În mod general, deosebim două tipuri de ancore (în dependență de funcția lor):

- ancore active (mobile), care permit blocarea (fixarea) armăturii pretensionate la partea, la care ea se întinde. Orice unitate de pretensionare are cel puțin un ancoraj activ;
- ancore fixe, care împiedică orice mișcare față de beton a părții opuse celei de la care se efectuează întinderea.

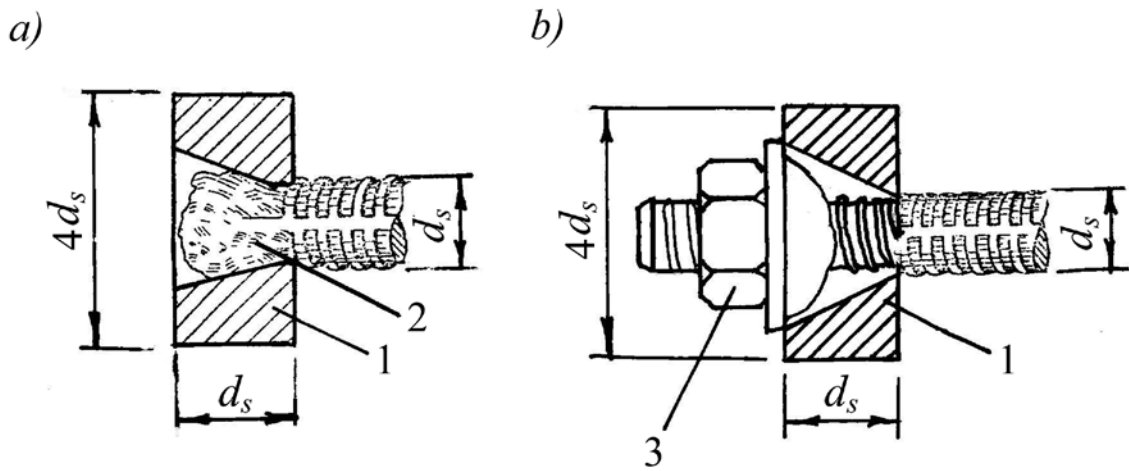
Pentru ancorarea armăturii postîntinse se folosesc diferite tipuri de ancore (fig.3.20 – 3.25):

- clemă specială de strângere (de tipul „mandrină”) - (a) și de tipul BBRV - (b) – pentru ancorarea barelor, toroanelor și fasciculelor (fig. 3.20);
- ancoraj cu placă metalică și gămălie sau piuliță – pentru ancorarea barelor (fig. 3.21);
- ancoraj cu bucșă (fig. 3.22);
- ancoraj de tipul „inel-con” – pentru fixarea fasciculelor cu un rând de sârme (fig. 3.23);
- ancoraj de tipul „păhar” (fig. 3.24);
- ancoraj fix cu dorn (fig. 3.25).

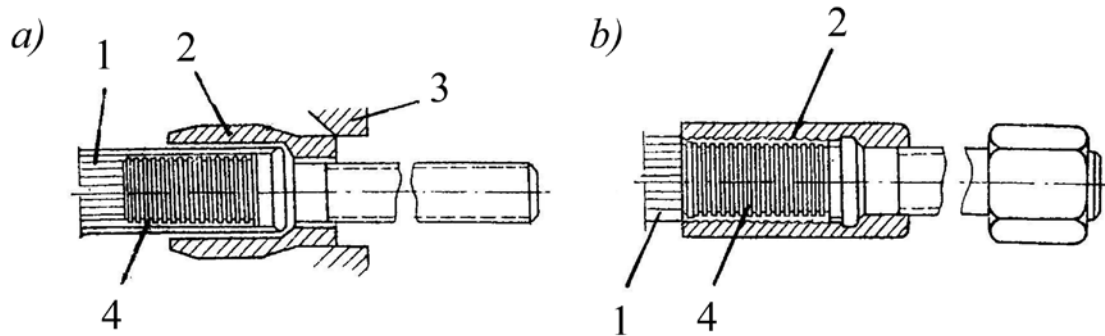


**Figura 3.20. Ancoraj cu clemă specială de strângere (a) și de tipul BBRV (b) pentru ancorarea barelor, toroanelor și fasciculelor**

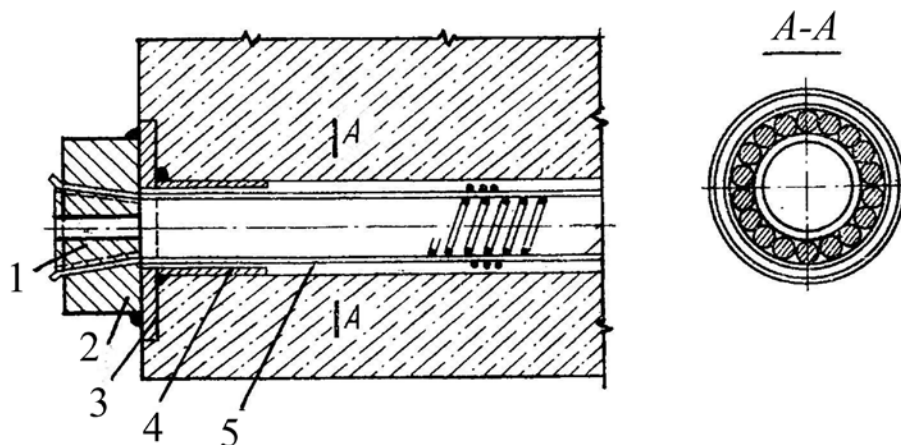




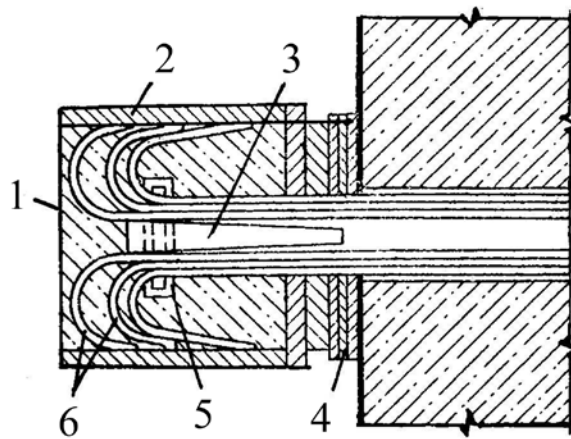
**Figura 3.21. Ancorarea barelor cu placă metalică**  
 1; 2 – gămălie; 3 – piuliță



**Figura 3.22. Ancorare cu bucsă**  
*a* – până la presarea bucsii; *b* – după presare;  
 1- fascicula; 2 – bucsă; 3 – inel pentru comprimare; 4 – bară cu filet

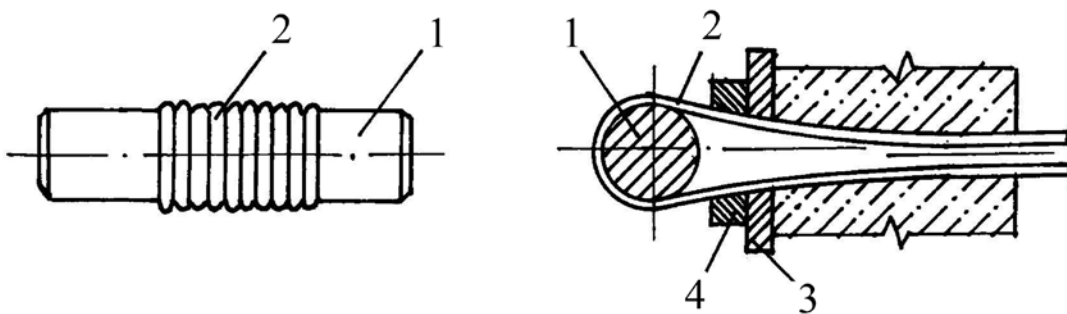


**Figura 3.23. Ancorajul de tipul „inel-con” pentru fixarea fasciculelor cu un rând de sârme**  
 1 – conul; 2 – inelul; 3 - placă de metal;  
 4 – ștuțer tubular; 5 – fascicula



**Figura 3.24. Ancoraj de tipul „păhar” pentru fixarea fasciculelor cu mai multe rânduri de sârmă**

1 – beton presat în ancoraj; 2 – păharul metalic; 3 – con metalic; 4 – șaibe metalice;  
5 – inel metalic; 6 – sârma fasciculei



**Figura 3.25. Ancoraj fix cu dorn**

1 – dornul; 2 – sârme; 3 – placă de repartiție; 4 – placă metalică sub dorn

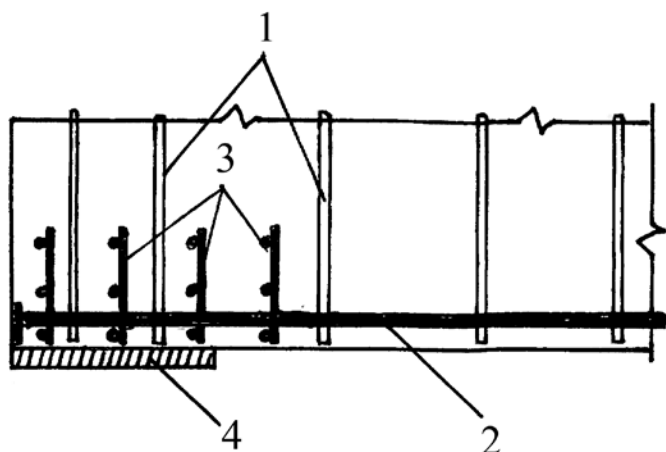
**Ancorajul cu bucsă**, fabricată la uzinele pentru ancorarea fasciculelor (fig. 3.22) constă dintr-o bară cu filet, introdusă în interiorul fasciculei și din bucsă din oțel moale, care este îmbrăcată pe fasciculă. La tragerea prin inelul de comprimare metalul bucsii se deformează plastic și, ca urmare, sârmele fasciculei se presează (se încheastă) cu bucsa. După pretensionarea fasciculei, cu ajutorul cricului hidraulic se efectuează fixarea ancorajului cu bucsă și apoi se înșurubează piulița până la partea laterală a elementului.

Pretensionarea armăturii cu **ancoraj metalic de tipul inel-con** (fig. 3.23) se execută cu ajutorul unui cric hidraulic cu acțiunea dublă. Cu cleștele cricului (instalat pe parte laterală a elementului) fascicula de armătură se întinde până la tensiunile necesare și după aceasta, cu ajutorul pistonului telescopic, care iese din cric, sârmele fasciculei se fixează cu conul în inelul metalic.

**Ancorajul de tipul păharului** (fig. 3.24) se aplică pentru fixarea (ancorarea) fasciculelor, care sunt alcătuite din câteva rânduri de sârmă aranjate concentric. Cu ajutorul cricului ancorajul se întinde până la valoarea necesară și apoi în spațiul

format între ancoraj și partea laterală a elementului se introduc șabițe metalice cu tăieturi, care permit ca fascicula să rămână în starea pretensionată.

Pentru a exclude strivirea betonului în urma comprimării locale sub ancorele armăturii pretensionate, la capătul elementelor din beton armat suplimentar se instalează bare și plase transversale (fig. 3.26).



**Figura 3.26.**  
**Armarea suplimentară la capetele elementelor precomprimate**

1 – bare transversale; 2 – armătura pretensionată; 3 – plasele suplimentare; 4 – placa metalică de montaj

Se recomandă de instalat nu mai puțin de 4 plase la distanța de 50-100 mm. Zona de instalare a plaselor nu trebuie să fie mai mică de  $10d_s$  ( $d_s$  este diametrul armăturii longitudinale pretensionate) pentru armătură cu profil periodic și nu mai mică de  $20d_s$  – pentru armătură cu profil neted și nu mai mic de 200 mm – pentru ambele cazuri.

Diametrul barelor plaselor sau al barelor transversale se adoptă nu mai mic de  $0,25d_s$  și nu mai mic de 5 mm, iar pentru sârmă trefilată – de 4 mm.

### 3.9. Stratul de acoperire al armăturii cu beton

Distanța dintre suprafața armăturii și cea mai apropiată suprafața de beton reprezintă stratul de acoperire al armăturii cu beton, care deseori mai este numit și stratul de protecție al armăturii.

Acest parametru are o importanță majoră la comportarea construcțiilor și elementelor din beton armat în perioada lor de exploatare de lungă durată (de durabilitate). De aceea, la proiectarea și confecționarea construcțiilor din beton armat trebuie de acordat o atenție deosebită acestui parametru.

Stratul de acoperire al armăturii cu beton asigură:

- o aderență bună între armătură și beton pentru o conlucrare în comun a armăturii cu betonul;
- o protecție bună a armăturii la coroziune și acțiunea factorilor agresivi;
- o rezistență înaltă la acțiunea focului.

Grosimea stratului de acoperire al armăturii cu beton se adoptă în funcție de tipul și diametrul armăturii, dimensiunile secțiunii elementului, tipul și clasa betonului, condițiile de exploatare ale construcțiilor etc.

Pentru armătura longitudinală de rezistență nepretensionată sau pretensionată, grosimea stratului de acoperire cu beton (în mm) trebuie să fie, de regulă, nu mai mică decât diametrul barelor sau al toroanelor și nu mai mică de:

- 10 mm – la plăci și pereții cu grosimea de pînă la 100 mm inclusiv;
- 15 mm – la plăci și pereții cu grosimea mai mare de 100 mm și la grinzi cu înălțimea pînă la 250 mm;
- 20 mm – la stâlpi și grinzi cu înălțimea secțiunii mai mare de 250 mm;
- 30 mm – la fundații prefabricate și grinzi de fundații;
- 35 mm – la fundații monolite cu așternut din beton;
- 70 mm – aceeași, în lipsa așternutului de beton.

În elementele cu armătură posttîntinsă amplasată în canale interioare, distanța de la suprafața elementului pînă la suprafața canalului trebuie să fie nu mai mică de 40 mm și nu mai mică de diametrul canalului. La amplasarea armăturii posttîntinse în canale laterale deschise, grosimea stratului de acoperire cu beton (format prin torcretare sau prin altă metodă) trebuie să fie nu mai mică de 30 mm.

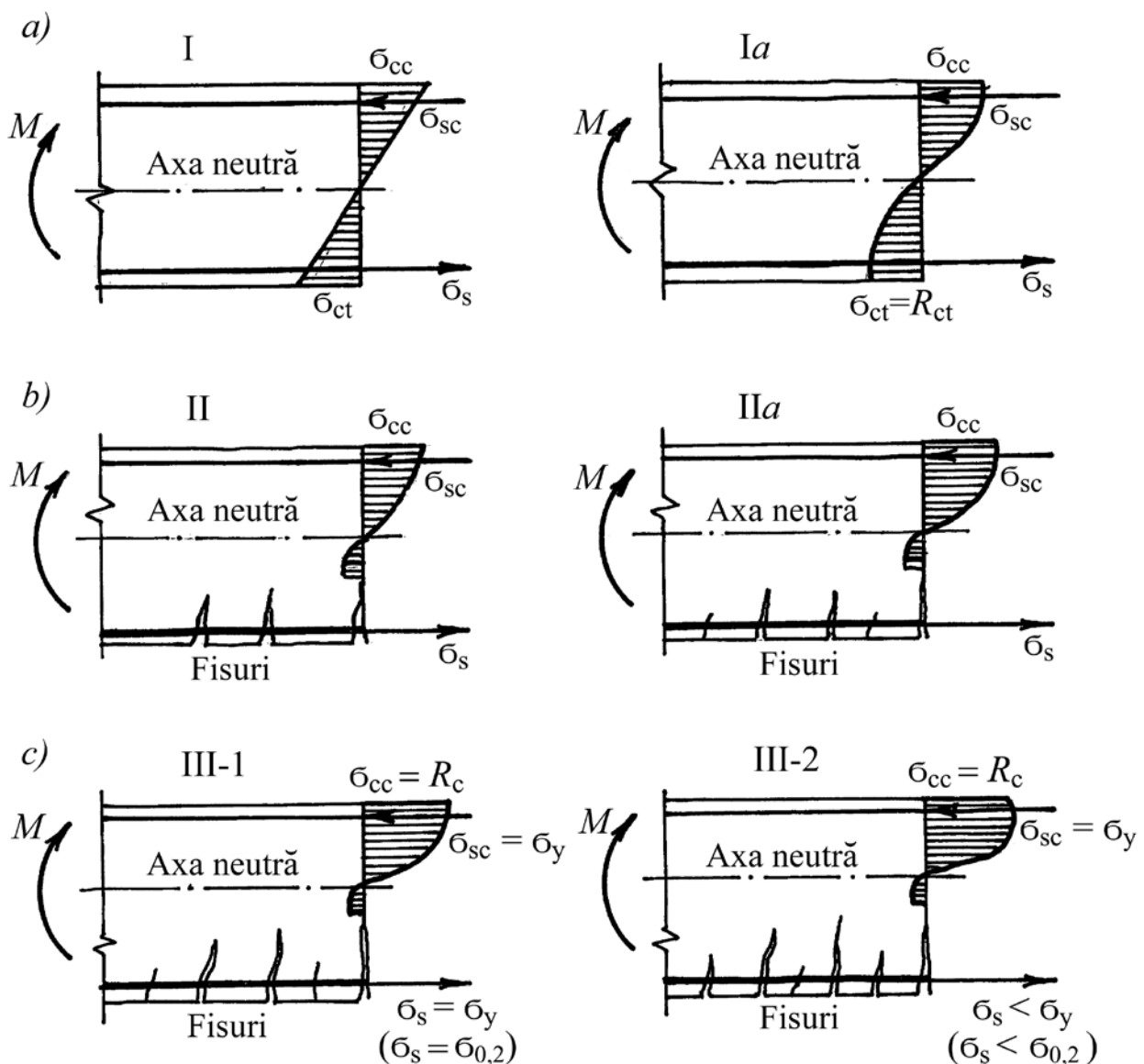
Grosimea stratului de acoperire cu beton la capetele armăturii longitudinale în zonele de transfer ale eforturilor de la armătură la beton, trebuie să fie nu mai puțin de două diametre ale barei pentru armătură de clasele RSt 590 – RSt 700 și toroane, și nu mai puțin de 3 diametre ale barei pentru armătură de clasele RSt 790 – RSt 1000 și în toate cazurile nu mai puțin de 40 mm pentru armătură de toate clasele și nu mai puțin de 20 mm pentru toroane.

Grosimea stratului de acoperire cu beton pentru armătura transversală de rezistență și constructivă trebuie să fie nu mai mică decât diametrul acestei armături și nu mai mică de 10 mm – pentru elementele cu înălțimea secțiunii transversale pînă la 250 mm și 15 mm – pentru elementele cu înălțimea secțiunii transversale de 250 mm și mai mare. Distanța de la capetele armăturii longitudinale nepretensionate pînă la partea laterală a elementului trebuie să fie nu mai mică de 10 mm - în elementele cu lungimea de pînă la 9,0 m; 15 mm–pînă la 12,0 m și 20 mm– mai mare de 20,0 m.

## 4. BAZELE EXPERIMENTALE ALE TEORIEI REZISTENȚEI CONSTRUCȚIILOR DIN BETON ARMAT ȘI EVOLUȚIA METODELOR DE CALCUL

### 4.1. Stadiile de lucru ale elementelor din beton armat

Cercetările experimentale, efectuate pe elemente din beton armat, în care apar tensiuni de întindere sau de întindere și comprimare (elementele întinse, încovoiate, întinse sau comprimate excentric), au arătat că pe măsura creșterii sarcinii de la zero până la cea de rupere se deosebesc trei stadii caracteristice de schimbare ale tensiunilor și deformațiilor în armătură și beton, numite *trei stadii de lucru ale elementelor din beton armat* (fig. 4.1).



**Figura 4.1. Stadiile de lucru ale elementelor din beton armat**

**Stadiul I** are loc de la începutul încărcării a elementului până la momentul apariției fisurilor în betonul din zona întinsă (fig. 4.1 a).

**Stadiul II** are loc din momentul apariției fisurilor în betonul din zona întinsă până la ruperea elementului (fig. 4.1 *b*).

**Stadiul III** este stadiul de rupere.

În continuare examinăm mai detaliat fiecare stadiu aparte.

**Stadiul I.** La începutul încărcării a elementului tensiunile din armătură și beton sunt mici și deformațiile au un caracter predominant elastic. Dependența dintre tensiuni ( $\sigma$ ) și deformații ( $\varepsilon$ ) este liniară și diagramele tensiunilor în beton în zonele comprimată și întinsă au formă de triunghi (fig. 4.1 *a*). Această etapă inițială de lucru este numită stadiul I.

Cu majorarea încărcăturii asupra elementului tensiunile din beton și armătură cresc. În betonul din zona întinsă tensiunile ( $\sigma_{ct}$ ) se apropie de rezistența betonului la întindere ( $R_{ct}$ ) și se dezvoltă deformații plastice mari, în rezultatul căreia diagrama tensiunilor se curbează esențial (devine o curbă). În betonul din zona comprimată deformațiile plastice sunt destul de mici și, de aceea, dependența dintre tensiuni și deformații este aproape liniară și diagrama tensiunilor se curbează neînsemnat.

Această etapă finală a stadiului I este numită *stadiul I a*. La calculul elementelor din beton armat la acest stadiu (la fisurare), diagrama tensiunilor din zona comprimată a betonului se adoptă în formă de triunghi, iar în zona întinsă – în formă de dreptunghi.

La majorarea încărcăturii, tensiunile în betonul din zona întinsă cresc și ating rezistența betonului la întindere ( $\sigma_{ct}=R_{ct}$ ) și în beton apar fisuri. Din acest moment se începe o etapă calitativ nouă de lucru al elementului, numită *stadiul II*. Menționăm, că în zona de încovoiere pură a elementului ( $V=0$ ) sau la acțiunea unei forțe tăietoare mici, fisurile în betonul din zona întinsă sunt perpendiculare la axa longitudinală a elementului.

**Stadiul II.** La acest stadiu în zona întinsă în secțiunile cu fisuri (fisurate) efortul de întindere în mare parte este preluat de armătura întinsă. Efortul de întindere, preluat de betonul din zona întinsă de la vârful fisurii până la axa neutră (vezi fig. 4.1 *b*), este foarte mic. De aceea, la calculul elementelor din beton armat acest efort este neglijat și în secțiunile fisurate se consideră că tot efortul de întindere este preluat numai de armătura întinsă. Pe sectoarele dintre fisuri tot efortul de întindere este preluat de armătură și beton, ca și în cazul stadiului I.

În zona comprimată a elementului în beton se dezvoltă deformații plastice esențiale și diagrama tensiunilor devine o linie curbă evidențiată (fig. 4.1 *b*).

Cu majorarea în continuare a încărcăturii asupra elementului esențial se mărește deschiderea și înălțimea fisurilor, care duce la creșterea tensiunilor în betonul din zona comprimată și în armătura întinsă. Tensiunile ating valorile lor limite (stadiul II *a*) și se începe faza de rupere a elementului, numită *stadiul III* de lucru al unui element încovoiat.

**Stadiul III.** La acest stadiu de lucru al elementului în betonul din zona comprimată se dezvoltă și mai intensiv deformațiile plastice și diagrama tensiunilor de comprimare devine o curbă și mai evidențiată (fig. 4.1 *c*).

Caracterul de rupere al elementului depinde în mare măsură de modul de armare

longitudinală a elementului în zona întinsă. În dependență de aceasta, deosebim două cazuri caracteristice de rupere ale elementelor din beton armat: cazul 1 – pentru elemente armate normal și cazul 2 – pentru elemente supraarmate (fig. 4.1 c).

La elementele *armate normal* se referă acelea, în care armătura de rezistență din zona întinsă este instalată conform calculului elementului la rezistență. În acest caz ruperea elementului parcurge în modul următor: la o anumită valoare a încărcăturii exterioare, tensiunile în armătura întinsă ating limita fizică de curgere ( $\sigma_s = \sigma_y$ ) – pentru oțel cu rezistența mică (oțel moale) sau limita convențională de curgere ( $\sigma_s = \sigma_{0,2}$ ) – pentru oțel cu rezistența înaltă (oțel dur și semidur, vezi pct.3.2). În rezultatul curgerii armăturii întinse, fără majorarea încărcăturii exterioare, considerabil cresc înălțimea și deschiderea fisurilor, care duce la micșorarea înălțimii zonei comprimate; aceasta, la rândul său, duce la creșterea esențială a tensiunilor în betonul din zona comprimată și, ca urmare, la un moment dat, tensiunile în beton ating valoarea rezistenței de rupere ( $\sigma_{cc} = R_c$ ) și elementul se rupe (cedează).

Menționăm, că în acest caz ruperea elementului se începe de la curgerea armăturii întinse și se termină cu strivirea betonului din zona comprimată. Ruperea elementului are un caracter lent și plastic. La stadiul de rupere (stadiul III – 1) tensiunile în armătură și beton ating valorile lor limite ( $\sigma_s = \sigma_y$ ,  $\sigma_{sc} = \sigma_y$  și  $\sigma_{cc} = R_c$ ).

În elementele *supraarmate* ruperea se începe de la strivirea betonului din zona comprimată și se petrece fragil și momentan (stadiul III, cazul 2).

La elementele supraarmate se referă acelea, în care este instalată mai multă armătură longitudinală întinsă decât este necesară din calculul elementului la rezistență. Acest caz poate apărea atunci, când este necesar de majorat aria armăturii întinse (determinată din calculul la rezistență) pentru micșorarea deschiderii fisurilor sau a săgeții elementului. În așa caz, când în zona întinsă avem mai multă armătură decât este necesară din calculul la rezistență, zona întinsă are capacitatea să preieie un efort mai mare, decât zona comprimată. De aceea, la o anumită valoare a încărcăturii tensiunile în betonul din zona comprimată ating rezistența betonului la comprimare ( $\sigma_{cc} = R_c$ ), în urma căreia are loc strivirea lui, care duce la ruperea (cedarea) elementului în ansamblu.

În același timp, tensiunile în armătura întinsă nu ating limita de curgere a oțelului ( $\sigma_s < \sigma_y$ ,  $\sigma_s < \sigma_{0,2}$ ), adică, nu se folosește pe deplin capacitatea portantă a armăturii întinse. Acest caz de lucru al elementelor din beton armat nu este rațional din punct de vedere economic și tehnic, și de aceea el este evitat la proiectarea construcțiilor.

Pe lungimea unui element încovoiat la etapa de rupere avem secțiuni, care lucrează la diferite stadii: stadiul I – în secțiuni cu valoarea momentului încovoietor comparativ mică; stadiul II - în secțiuni cu valoarea momentului încovoietor mare și stadiul III - în secțiuni cu valoarea momentului încovoietor maximală.

Menționăm, că stadiile de lucru ale elementelor din beton armat sunt prezentate nu pentru ca să știm pur și simplu, cum lucrează un element la diferite etape de

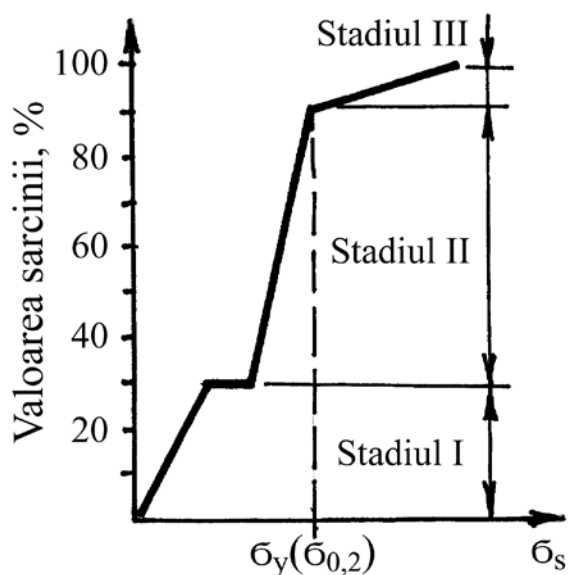
încărcare, dar ele se folosesc nemijlocit la calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat.

Stadiul I de lucru al elementelor din beton armat este pus la baza metodei de calcul al construcțiilor la formarea fisurilor. Stadiul II – este pus la baza metodei de calcul al deschiderii fisurilor și la determinarea săgeții. Stadiul III – este pus la baza metodei de calcul al capacității portante (rezistenței) a elementelor din beton armat.

Menționăm că în baza metodei de calcul la rezistență este adoptat stadiul III, cazul 1, fiindcă el este cel mai optimal și în acest caz capacitatea portantă (rezistența) a elementului din zona comprimată și întinsă este aceeași.

După durata de timp – stadiul II este cel mai îndelungat. Din durata totală de lucru a elementului (de la începutul încărcării până la rupere) stadiul I alcătuiește aproximativ 25-30 %, stadiul II – 60-65 %, stadiul III – 5-7 %.

Pentru a înțelege și a însuși mai bine vizual etapele de dezvoltare ale stadiilor de lucru ale elementelor din beton armat, în fig. 4.2 convențional este prezentată diagrama de dezvoltare a stadiilor de lucru într-un element încovoiat din beton armat.



**Figura 4.2.**  
**Diagrama convențională de dezvoltare a stadiilor de lucru ale elementelor din beton armat**

#### **4.2. Evoluția metodelor de calcul ale elementelor din beton armat**

Necesitatea elaborării a unei metode practice de calcul a elementelor din beton armat a apărut încă în anii '80 ai secolului XIX în perioada de folosire mai pe larg a acestor construcții.

La etapa inițială se foloseau diferite formule empirice, obținute în baza ideilor despre rezistența betonului și armăturii. Un aport important la elaborarea metodei de calcul a elementelor din beton armat la acea perioadă l-au avut inginerii francezi Hennebique, Considéré, germani Mörsh, Koenen, Dischinger și alții.

În anii '90 ai secolului XIX pe larg a fost răspândită metoda de calcul a lui Christov, în baza căreia mai târziu a fost elaborată metoda de calcul a construcțiilor din beton armat după tensiunile admisibile. La începutul secolului XX această metoda a fost inclusă în „Normele tehnice pentru calculul elementelor din beton



armat” ale unor țări, și anume:

1903 – „Normele provizorii pentru calculul betonului armat”, Elveția;

1904 – „Prima circulară prusiană”, Germania;

1906 – „Circulara franceză”, Franța;

1908 – „Condiții tehnice pentru construcții din beton armat”, Rusia;

1911 – Circulara engleză”, Marea Britanie.

În continuare în Germania, Franța, Elveția, Rusia, Marea Britanie și alte țări au fost efectuate numeroase cercetări experimentale în baza cărora a fost corectată și perfecționată metoda de calcul. Totodată, a fost stabilit un șir de neajunsuri ale acestei metode de calcul.

În baza rezultatelor experimentale savantul sovietic A.F.Loleit în anul 1931 pentru prima dată a propus o metodă nouă la eforturile de rupere, care în anul 1938 a fost inclusă în Normele de calcul ale fostei Uniunii Sovietice și au fost în vigoare până în anul 1955.

Prima metodă de calcul la tensiunile admisibile a fost folosită în unele țări până în anii 1950.

În anul 1955 în Normele de calcul ale elementelor din beton armat în URSS a fost inclusă o metodă nouă de calcul a elementelor din beton armat după stadiile limite, care se folosește și în prezent.

Menționat, că în baza acestei metode de calcul a fost luat stadiul III de lucru al elementului din beton armat, ca și în metoda precedentă (la eforturile de rupere), însă în metoda nouă au fost stabilite grupe concrete ale stărilor limite de lucru ale elementelor.

Inițial au fost stabilite trei grupe de stări limite de cerințe la calculul elementelor din beton armat:

- prima grupă a stărilor limite, la care se referă calculul la rezistență și la stabilitate;
- a doua grupă a stărilor limite, la care se referă calculul elementelor la formarea fisurilor;
- grupa a treia a stărilor limite, la care se referă determinarea deschiderii fisurilor și a săgeții.

În continuare, ultimele grupe limite de lucru au fost unite într-o grupă și au fost stabilite două grupe ale stărilor limite, care în prezent sunt incluse în Normele Rusiei:

- grupa I a stărilor limite, la care se referă calculul la rezistență și la stabilitate;
- grupa a II a stărilor limite, la care se referă calculul la formarea și deschiderea fisurilor și determinarea rigidității și săgeții a elementelor din beton armat.

În mod general, menționăm, că de la apariția construcțiilor din beton armat și până în prezent au fost elaborate și folosite (cu acea, care este în vigoare și în prezent) trei metode de calcul:

1. Metoda de calcul a construcțiilor din beton armat după tensiunile admisibile;
2. Metoda de calcul a construcțiilor din beton armat la eforturile de rupere;
3. Metoda de calcul a construcțiilor din beton armat la stări limită.

În Moldova din anul 1945 și până în prezent au fost folosite metodele sovietice de calcul ale elementelor din beton armat, care parțial se folosesc și în prezent.

Menționăm, că în prezent în Normele europene, practic, este folosită aceeași

metoda de calcul, numai ca grupele de stări limită (în comparație cu Normele Rusiei) au alte denumiri:

1. Stări limită ultime;
2. Stări limită de serviciu.

În continuare, în cadrul prezentului manual vor fi folosite aceste noțiuni din normele europene Eurocod EN 1992-1-1: 2004.

#### 4.2.1. Metoda de calcul a elementelor din beton armat după tensiunile admisibile

Esența metodei de calcul a construcțiilor din beton armat după tensiunile admisibile consta în aceea, că după formulele din cursul „Rezistența materialelor” se determinau valorile tensiunilor în beton și armătură, care se comparau cu rezistențele admisibile ale betonului  $[\sigma_c]$  și ale armăturii  $[\sigma_s]$ , adoptate din Normele de proiectare.

Această metodă de calcul a mai fost numită „Metodica clasică de calcul”, deoarece ea se baza pe formulele cursului „Rezistența materialelor”, care este considerat ca o teorie clasică.

În baza metodei de calcul a fost admis stadiul II de lucru al elementului din beton armat într-o secțiune fisurată cu următoarele ipoteze simplificatoare:

- 1) în zona întinsă toate eforturile interioare sunt preluate de armătura longitudinală întinsă;
- 2) betonul din zona comprimată lucrează, practic, elastic și dependența dintre tensiuni și deformații se admitea liniară după legea lui Hook, iar diagrama tensiunilor din beton se adopta în formă de triunghi (fig. 4.3);
- 3) secțiunile normale plane (verticale) ale elementului încovoiat rămân plane și după încovoiere, adică secțiunile normale nu se încovoie (deformează), este valabilă ipoteza lui Bernoulli.

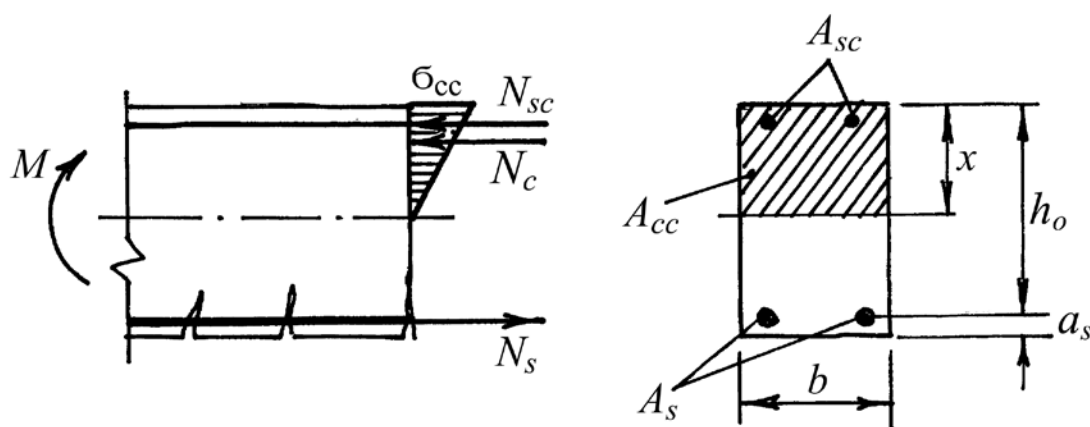


Figura 4.3. Schema de calcul a elementului încovoiat după tensiunile admisibile

Luând în considerație, că betonul armat este o construcție compusă din beton și armătură, este imposibil de determinat în mod direct cu ajutorul formulelor din

cursul „Rezistența materialelor” tensiunile în fiecare material separat. Pentru aceasta este necesar de a înlocui (reduce) secțiunea elementului din beton armat cu un material elastic omogen. Această problemă a fost soluționată reieșind din condiția, că deformațiile betonului ( $\varepsilon_c$ ) și ale armăturii ( $\varepsilon_s$ ), datorită unei aderențe bune, sunt egale și, folosind legea lui Hook, obținem

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_c}{E_c}, \quad (4.1)$$

din care

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c = \alpha \sigma_c, \quad (4.2)$$

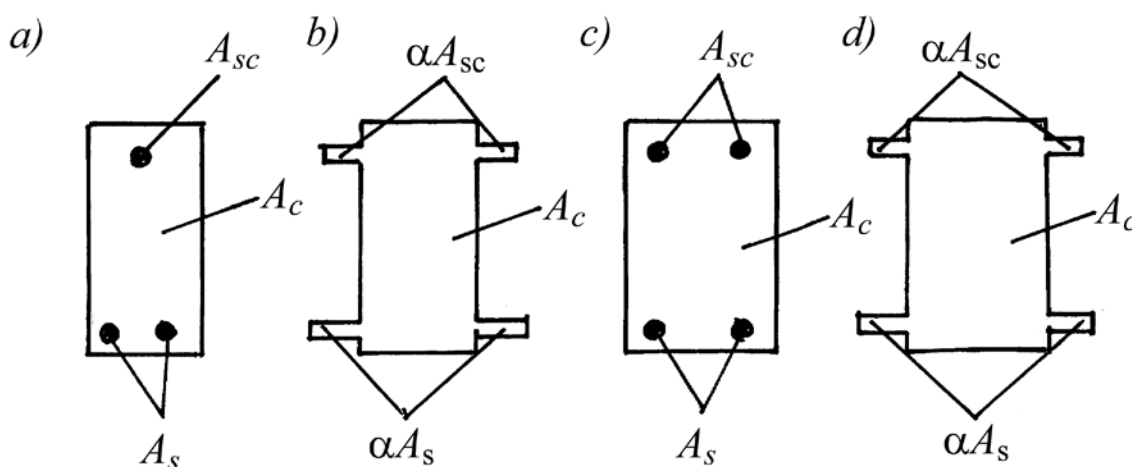
în care  $E_s$  este modulul de elasticitate al armăturii;

$E_c$  - modulul de elasticitate al betonului;

$\alpha = E_s / E_c$  - raportul modulelor de elasticitate, care este numit în teoria betonului armat - **coeficientul de echivalență**.

În baza relației (4.2) a fost făcută concluzia că tensiunile în armătură întotdeauna sunt de  $\alpha$  ori mai mari decât în beton. Din aceasta reiese că o unitate de suprafață (arie) a armăturii poate fi înlocuită (schimbată) cu  $\alpha$  suprafețe de beton, adică suprafața armăturii se poate aduce (reduce) la o secțiune omogenă de beton, care este numită **aria redusă** (ideală) a secțiunii elementului din beton armat, notată cu  $A_{red}$  (fig. 4.4)

$$A_{red} = A_c + \alpha A_s. \quad (4.3)$$



**Figura 4.4. Secțiunile reale (a și c) și reduse (b și d - ideale) ale unor elemente din beton armat**

În așa caz tensiunile din beton și armătură se determinau cu formulele din cursul „Rezistența materialelor” ca pentru un element omogen și se comparau cu valorile tensiunilor admisibile:

- pentru un element comprimat centric

$$\sigma_c = N / A_{red} \leq [\sigma_c] \quad (4.4)$$

și

$$\sigma_s = \alpha \frac{N}{A_{red}} = \alpha \sigma_c \leq [\sigma_s], \quad (4.5)$$

în care  $N$  este forța longitudinală de la sarcinile exterioare;

- pentru un element încovoiat

$$\sigma_c = \frac{M \cdot x}{I_{red}} \leq [\sigma_c] \quad (4.6)$$

și

$$\sigma_s = \alpha \frac{M(h_0 - x)}{I_{red}} \leq [\sigma_s], \quad (4.7)$$

în care  $M$  este momentul încovoietor de la sarcina exterioară;

$x$  – înălțimea zonei comprimate;

$h_0$  – înălțimea utilă (de calcul) a secțiunii elementului (vezi fig. 4.3);

$I_{red}$  – momentul de inerție al secțiunii reduse (ideale) a elementului din beton armat (vezi pct. 5.).

Numeroase cercetări experimentale au arătat, că în multe cazuri valorile tensiunilor, obținute din calcul în beton și armătură erau mai mari decât acele reale. De aici reiese, că această metodă de calcul nu permitea de determinat valorile reale ale tensiunilor din materiale și, deseori, apărea necesitatea de instalat armătură în zona comprimată. Aceasta se explică prin inexactitatea ipotezelor, care au fost puse la baza metodei de calcul.

Una dintre principalele inexactități ale metodei de calcul consta în aceea, că betonul se considera ca un material elastic și diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată a fost admisă triunghiulară. În realitate la stadiul II (și în deosebi la stadiul II *a*) în betonul din zona comprimată se dezvoltă deformări plastice esențiale și diagrama tensiunilor de comprimare are o formă de parabolă (vezi fig. 4.1 *b*).

În mod deosebit s-au evidențiat neajunsurile acestei metode de calcul la utilizarea în practică a betonului și oțelurilor cu rezistențe mai mari.

#### 4.2.2. Metoda de calcul a elementelor din beton armat la eforturile de rupere

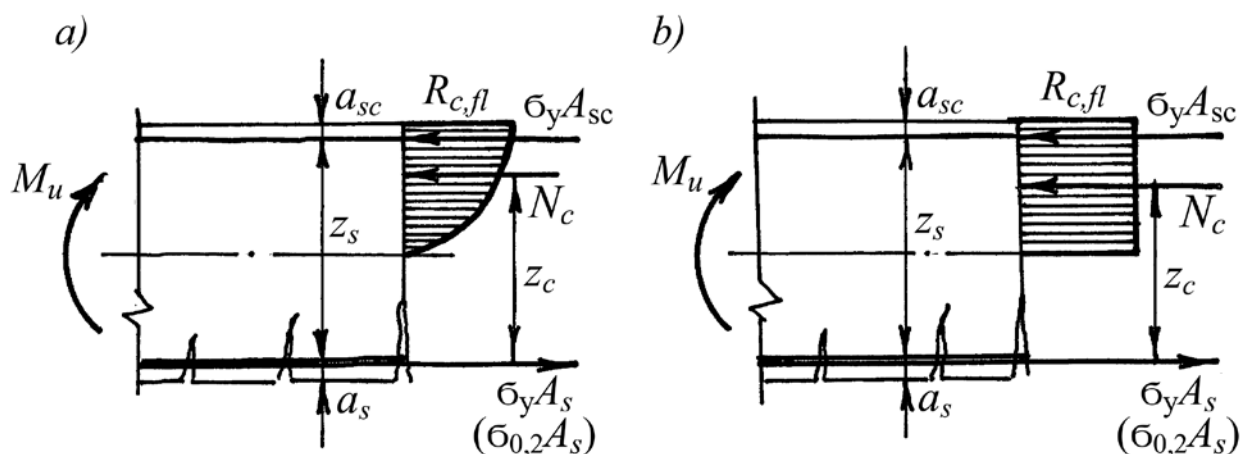
Neajunsurile metodei de calcul ale construcțiilor din beton armat după metoda tensiunilor admisibile au impus savanții să elaboreze o metoda de calcul mai perfectă, care ar lua în considerație mai corect proprietățile elasto-plastice ale betonului.

În anul 1931, pentru prima dată, savantul sovietic Loleit A.F. a propus o metodă nouă de calcul a elementelor din beton armat –la eforturile de rupere. În continuare au fost efectuate numeroase cercetări experimentale de un alt savant sovietic - Gvozdev A.A., care a propus unele precizări la această metodă și în anul 1938 ea a fost inclusă în Normele de proiectare ale elementelor din beton armat (OCT 90003-38), care, cu unele precizări, a fost folosită până în anul 1955.

În baza metodei de calcul a fost adoptat stadiul III de lucru al unui element (stadiul de rupere) cu un șir de ipoteze simplificatoare:

- se examinează o secțiune cu fisură;
- în zona întinsă toate eforturile sunt preluate numai de armătura longitudinală întinsă;
- în zona comprimată efortul de comprimare este preluat de beton și armătura comprimată (în cazul, când ea este instalată);
- diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată inițial a fost adoptată în formă de parabolă cubică (fig. 4.5 a) până în anul 1944 și apoi, după propunerile savantului sovietic Pasternac P.L. - în formă dreptunghiulară (fig. 4.5 b).

Numeroase cercetări experimentale au demonstrat, că această schimbare a diagramei tensiunilor în betonul din zona comprimată duce la o eroare insuficientă (în limitele de 2-5 %), dar a permis de simplificat suficient formulele de calcul, care pot fi folosite pentru orice secțiune simetrică.



**Figura 4.5. Schemele de calcul ale elementelor incovoiate din beton armat la eforturile de rupere**

*a* – diagrama tensiunilor in betonul din zona comprimată în formă de parabolă cubică pînă în anul 1944; *b* - în formă dreptunghiulară după anul 1944

Valorile tensiunilor la etapa de rupere se admiteau egale:

- cu rezistența betonului la comprimare din încovoiere  $R_{c,fl}$  în zona comprimată a elementului  $\sigma_{cc} = R_{c,fl}$  ;
- cu limită de curgere a oțelului în armătura întinsă ( $\sigma_s = \sigma_y$ ) .

Esența metodei de calcul consta în aceea, că eforturile admisibile la exploatarea construcțiilor din beton armat se adoptau ca o oarecare parte din efortul de rupere, obținut prin împărțirea efortului de rupere ( $M$ ,  $V$  sau  $N$ ) la un coeficient unic de siguranță ( $K$ ).

În așa mod, se obțineau următoarele relații de calcul:

- pentru un element comprimat centric

$$N_{ser} = N_u / K ; \quad (4.8)$$

- pentru un element încovoiat

$$M_{ser} = M_u / K , \quad (4.9)$$

în care

$N_{ser}$  și  $M_{ser}$  sunt forța longitudinală și momentul încovoietor de exploatare (de serviciu);

$N_u$  și  $M_u$  - forța longitudinală și momentul încovoietor de rupere.

Forța longitudinală de rupere  $N_u$  pentru elemente comprimate este alcătuită din două componente:

$N_c = R_c A_c$  - forța, preluată de beton;

$N_s = \sigma_y A_{sc}$  - forța, preluată de armătura comprimată.

Forța sumară de rupere

$$N_u = N_c + N_s = R_c A_c + \sigma_y A_{sc} , \quad (4.10)$$

în care  $A_c$  este aria secțiunii elementului (betonului);

$A_{sc}$  - aria secțiunii armăturii comprimate;

$R_c$  - rezistența prismatică a betonului;

$\sigma_y$  - limita de curgere a armăturii.

Valoarea momentului încovoietor de rupere  $M_u$  pentru elementele încovoiate se determină din suma momentelor de la toate eforturile interioare și exterioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse (vezi fig. 4.5)

$$M_u = R_{c,fl} A_{cc} z_c + \sigma_y A_{sc} z_s \quad (4.11)$$

Luând în considerație, că  $A_{cc} z_c = S_{cc}$  și  $A_{sc} z_s = S_{sc}$  sunt momentele statice ale secțiunii comprimate a betonului și a armăturii comprimate în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse, formula (4.11) va avea următoarea formă

$$M_u = R_{c,fl} S_{cc} + \sigma_y S_{sc} \quad (4.12)$$

Coeficientul unic de siguranță  $K$  se adopta din Normele de calcul ale elementelor din beton armat în limitele de la 1,6 până la 2,4 în dependență de factorii, care duc la ruperea elementului: combinarea de sarcini, raportul dintre sarcinile temporare și cele permanente etc.

Această metodă de calcul a fost o dezvoltare importantă a teoriei rezistenței betonului armat. Partea pozitivă principală a acestei metode de calcul consta în faptul, că ea mai corect a luat în considerație proprietățile plastice ale betonului și, ca urmare, mai corect reflectă lucrul real al betonului.

Principalul neajuns al acestei metode constă în aceea, că ea nu permitea de luat în considerație separat variația sarcinilor, condițiile de lucru ale elementului, variațiile rezistențelor ale betonului și ale armăturii cu un singur coeficient de siguranță  $K$ .

#### 4.2.3. Metoda de calcul a elementelor din beton armat la stări limită ultime și la stări limită de serviciu

Această metodă de calcul reprezintă o dezvoltare de mai departe a metodei precedente de calcul la eforturile de rupere. În baza ei au fost adoptate aceleași ipoteze simplificative ca și în metoda precedentă: stadiul III de lucru al elementului, diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată - în formă dreptunghiulară și tensiunile în armătură și beton egale cu valorile lor limite:

$$\sigma_s = \sigma_y \text{ sau } \sigma_s = \sigma_{0,2}, \quad \sigma_{sc} = \sigma_y \quad \text{și} \quad \sigma_{cc} = R_c .$$

Deosebirea dintre această metodă și metoda precedentă constă în aceea, că au fost stabilite stări limite concrete de lucru (și de calcul) ale elementelor din beton armat și, în loc de un coeficient unic de siguranță  $K$ , a fost inclusă o serie de coeficienți.

În calitate de stare limită de lucru a unui element din beton armat a fost adoptată o astfel de stare dincolo de care elementul nu mai satisface exigențele de comportare din proiect.

La etapa inițială au fost stabilite 3 grupe de stări limită:

- grupa I a stărilor limită, la care se refera calculul elementelor la rezistență și la stabilitate;
- grupa a II a stărilor limită, la care se refera calculul la formarea și deschiderea fisurilor;
- grupa a III a stărilor limită, la care se refera determinarea săgeții a elementelor din beton armat.

Această metodă de calcul a fost inclusă în normele ex-sovietice de proiectare a construcțiilor din beton armat din anul 1955.

În continuare ultimele două grupe de stări limită au fost unite într-o singură grupă limită și, în așa mod, au rămas două grupe de stări limite, care sunt incluse și în normele actuale ale Rusiei:

- grupa I a stărilor limită, la care se referă calculul elementelor din beton armat și precomprimat la rezistență și la stabilitate;
- grupa a II a stărilor limită, la care se referă calculul la fisurabilitate (aparitia fisurilor), determinarea deschiderii fisurilor și a săgeții.

Această metodă de calcul a fost folosită în Moldova din anul 1945 și parțial se mai folosește și în prezent.

Pentru asigurarea unor condiții normale de exploatare ale construcțiilor din beton armat și excluderea apariției unei din stările limită, în calcul, în loc de un coeficient unic de siguranță  $K$  a fost inclusă o serie de coeficienți, care mai corect iau în considerație variația sarcinilor, condițiilor de lucru ale betonului și ale armăturii, și posibilele abateri ale proprietăților betonului și armăturii de la valorile, adoptate în calcul și altele:

1) coeficientul de siguranță al sarcinilor  $\gamma_f$ , care ia în considerație variația posibilă a sarcinilor în perioada de exploatare a construcțiilor;

2) coeficienții de siguranță ai rezistenței betonului la compresiune -  $\gamma_{cc}$ , la întindere -  $\gamma_{ct}$  și ai armăturii -  $\gamma_s$ , care iau în considerație abaterea posibilă a acestor rezistențe de la valorile luate în calcul;

3) coeficienții condițiilor de lucru ai betonului  $\gamma_{ci}$  și armăturii -  $\gamma_{si}$ ;

4) coeficientul de siguranță  $\gamma_n$  în dependență de gradul de inportanta al clădirii.

Valorile numerice ale acestor coeficienți au fost stabilite (și pot fi precizate) în baza metodelor teoriei probabilității și o informație mai detaliată este prezentată în pct. 4.3 – 4.6.

În așa mod se poate de spus, că ideea principală a metodei de calcul a elementelor din beton armat la stările limită constă în aceea, ca construcția să nu cedeze sau să nu aibă săgeți mari și deschiderea mare (inadmisibilă) a fisurilor, chiar dacă asupra construcțiilor vor acționa sarcini maximale, rezistențele betonului și ale armăturii vor fi minimale (în raport cu acele folosite în calcul), iar condițiile de exploatare vor fi cele mai nefavorabile.



Menționăm, că metoda de calcul a elementelor din beton armat din Normele europene Eurocod EN 1992-1-1: 2004 este, practic, analogică cu metoda de calcul la stările limită. Deosebirea constă în aceea, că în loc de grupe de stări limită sunt introduse stări limite concrete:

- stări limită ultime (SLU), la care, în principiu, se referă calculul elementelor la rezistență și la stabilitate;
- stări limită de serviciu (SLS), la care se referă verificarea elementelor din beton armat la apariția fisurilor (fisurabilitate), determinarea deschiderii fisurilor și a săgeții elementului.

Deosebirea principală dintre aceste două metode de calcul constă în aceea, că în Normele Rusiei se ia în calcul înălțimea totală a zonei comprimate a betonului  $x$ , iar în Eurocod –  $x$  se multiplică cu un coeficient  $\lambda = 0,8$  pentru beton de clasa C 50/60 și mai mică. Informație mai detaliată despre înălțimea zonei comprimate  $x$  este prezentată în pct. 6.2.

Menționăm, că în continuare în prezentul manual vor fi folosite noțiunile de stări limite din Eurocod:

- stări limită ultime (SLU);
- stări limită de serviciu (SLS).

Starea limită ultimă include următoarele stări critice, la care (după caz) trebuie verificate construcțiile, structurile și elementele structurale:

- a) EQU (Equilibrium) – pierderea echilibrului static al structurii sau al unei părți a acesteia, considerată ca un corp rigid, în care variații mici în valoarea distribuției spațiale a acțiunilor (sarcinilor) de la o singură sursă sunt considerate importante, iar rezistențele materialelor de construcție sau ale solului, în general, nu sunt decisive;
- b) STR (Strength) – cedarea internă sau deformarea excesivă a structurii sau elementelor structurale, inclusiv fundații, piloți, pereți de subsol etc., unde rezistențele materialelor de construcție sunt decisive;
- c) GEO (Geological) – cedarea sau deformarea excesivă a solului unde rezistența pământului sau a rocii sunt semnificative în asigurarea rezistenței;
- d) FAT (Fatigue) – cedarea la oboseală a structurii sau a elementelor structurale.

### 4.3. Rezistențele de calcul ale betonului

La calculul elementelor și construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat se folosesc două valori de calcul ale rezistențelor betonului:

- rezistența de calcul a betonului la compresiune și la întindere pentru stări limită de serviciu -  $R_{c,ser}$  și  $R_{ct,ser}$  ;

- rezistența de calcul a betonului la compresiune și la întindere pentru stări limită ultime -  $R_{cu}$  și  $R_{ctu}$ , care în continuare (pentru simplificare) vor fi notate corespunzător -  $R_c$  și  $R_{ct}$  .

Valorile ale acestor rezistențe se determină cu următoarele relații:

$$R_{c,ser} = R_{ck,cub} (0,77 - 0,00125 R_{ck,cub}), \quad (4.13)$$

dar nu mai mică de  $0,72 R_{ck,cub}$  ;

$$R_{ct,ser} = 0,22 \sqrt[3]{R_{c,ser}^2} ; \quad (4.14)$$

$$R_c = \frac{R_{c,ser}}{\gamma_{cc}} ; \quad (4.15)$$

$$R_{ct} = \frac{R_{ct,ser}}{\gamma_{ct}} , \quad (4.16)$$

în care  $\gamma_{cc}$  și  $\gamma_{ct}$  sunt coeficienții de siguranță ai rezistenței betonului la compresiune și la întindere (tab. 4.1);

$R_{ck,cub}$  – rezistența caracteristică a betonului, determinată pe cub standard (vezi pct. 2.6).

Tabelul 4.1

**Coeficienții de siguranță ai betonului la compresiune  $\gamma_{cc}$  și la întindere  $\gamma_{ct}$**

Tipul betonului	Stări limită de serviciu	Stări limită ultime			
		pentru gruparea fundamentală a sarcinilor		pentru gruparea specială a sarcinilor	
	$\gamma_{cc} = \gamma_{ct}$	$\gamma_{cc}$	$\gamma_{ct}$	$\gamma_{cc}$	$\gamma_{ct}$
Toate betonurile (exclusiv betonul celular)	1,0	1,4	1,5	1,3	1,4
Betonul celular	1,0	2,3	1,5	2,2	1,0

Valorile rezistențelor  $R_c$  și  $R_{ct}$ , determinate cu relațiile (4.15) și (4.16) se consideră rezistențe de bază, care sunt prezentate în Anexa A.4.

La calculul elementelor și construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat, valorile rezistențelor de calcul de bază pentru stări limită ultime  $R_c$  și  $R_{ct}$  se împart la coeficientul de siguranță  $\gamma_n$ , care depinde de gradul de importanță al clădirii și tipul elementului (anexele A.5 și A.6), în cazul dacă cu acest coeficient n-

au fost înmulțite valorile sarcinilor sau a eforturilor de calcul. Dacă la determinarea sarcinilor sau a eforturilor ele au fost înmulțite cu acest coeficient, atunci valorile rezistențelor  $R_c$  și  $R_{ct}$  se înmulțesc cu unul, doi sau mai mulți coeficienți ai condițiilor de lucru al betonului  $\gamma_{ci}$  (Anexa A.7 și Notele explicative la această Anexă) în dependență de condițiile reale de confecționare și exploatare ale elementului sau construcției. Produsul acestor coeficienți se adoptă în calcul nu mai mic de 0,45.

Valorile rezistențelor ale betonului la stările limite de serviciu  $R_{c,ser}$  și  $R_{ct,ser}$  se adoptă în calcul cu valorile coeficienților  $\gamma_n$  și  $\gamma_{ci}$  egale cu 1,0 ( $\gamma_n = 1,0$  ;  $\gamma_{ci} = 1,0$ ).

Pentru beton ușor valoarea rezistenței la întindere  $R_{ctL}$  se determină prin înmulțirea rezistenței betonului normal la întindere  $R_{ct}$  cu coeficientul

$$\gamma_{cL} = 0,40 + \frac{0,60 \cdot \rho_c}{2200}, \quad (4.17)$$

în care  $\rho_c$  este masa volumică a betonului ușor,  $\text{kg/m}^3$ .

#### 4.4. Rezistențele de calcul ale armăturii

La calculul elementelor și construcțiilor din beton armat și beton precomprimat se folosesc următoarele rezistențe de calcul ale armăturii:

$R_{s,ser}$  - rezistența de calcul a armăturii la întindere pentru calculul elementelor din beton armat la stări limită de serviciu;

$R_{sc,ser}$  - aceeași, pentru armătura comprimată;

$R_{su}$  - rezistența de calcul a armăturii la întindere pentru calculul elementelor la stări limită ultime;

$R_{scu}$  - aceeași, pentru armătura comprimată;

$R_{sw}$  sau  $R_{s,inc}$  - aceeași, pentru armătura transversală verticală (etrierele) sau pentru bare înclinate.

În continuare rezistențele  $R_{su}$  și  $R_{scu}$  vor fi notate corespunzător cu  $R_s$  și  $R_{sc}$ .

Valorile rezistențelor  $R_{s,ser}$  și  $R_{sc,ser}$  se adoptă:

$R_{s,ser} = \sigma_y$  - limita reală (fizică) de curgere a armăturii cu palier evidențiat de curgere (vezi pct. 3.2);

$R_{s,ser} = \sigma_{0,2}$  - limita convențională de curgere pentru armătură cu

palier neevidențiat și fără palier de curgere (vezi pct. 3.2)

$$(4.18) \quad R_{sc,ser} = R_{s,ser} \leq \varepsilon_{cu} \cdot E_s$$

Rezistențele de calcul ale armăturii la stări limită ultime  $R_s$  și  $R_{sc}$  se determină prin împărțirea rezistențelor  $R_{s,ser}$  și  $R_{sc,ser}$  la un coeficient de siguranță al armăturii  $\gamma_s$

$$(4.19) \quad R_s = R_{su} = R_{s,ser} / \gamma_s ;$$

$$(4.20) \quad R_{sc} = R_{scu} = R_{s,ser} / \gamma_s \leq R_{sc,max} = \varepsilon_{cu} E_s ,$$

în care  $\gamma_s$  este coeficientul de siguranță al armăturii, care se adoptă în dependență de rezistența oțelului pentru armătura:

- $\gamma_s = 1,1$  - pentru armătură din oțel cu rezistența comparativ mică (oțel moale) cu  $\sigma_y \leq 400$  MPa;
- $\gamma_s = 1,15$  - pentru armătură din oțel cu rezistența mare (oțel semidur) cu  $400 \text{ MPa} < \sigma_y \leq 500$  MPa;
- $\gamma_s = 1,2$  - pentru armătură din oțel cu rezistența înaltă (oțel dur) cu  $\sigma_{0,2} > 500$  MPa.

Rezistența de calcul a armăturii transversale (a etrierelor și barelor înclinate) se adoptă

$$R_{sw} = R_{s,inc} = 0,8R_s, \quad (4.21)$$

dar nu mai mare de 300 MPa.

Rezistența maximală de calcul a armăturii la compresiune  $R_{sc}$  se determină cu relația (4.20), dar se adoptă nu mai mare de 400 MPa.

Această valoare maximală (limită) a rezistenței de calcul a armăturii la starea limită de rupere la compresiune este stabilită, reieșind din deformațiile limite ale betonului la compresiune  $\varepsilon_{cu}$ . Este știut, că la o aderență bună dintre armătură și beton, la compresiune ambele materiale se deformează egal  $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cc}$ . Luând în considerație faptul, că ruperea elementului la comprimare (în zona comprimată) va avea loc în momentul, când deformațiile în beton vor atinge valoarea deformației limită a betonului  $\varepsilon_{cu}$ , independent de valoarea tensiunilor în armătura comprimată. Atunci când  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$  betonul comprimat se strivește (se rupe).

Din condiția  $\varepsilon_{sc} = \sigma_{sc} / E_s = \varepsilon_{cu}$  pentru  $\varepsilon_{cu} = 2 \times 10^{-3}$  (la compresiune) și  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa, obținem

$$\sigma_{scu} = R_{sc} = \varepsilon_{cu} E_s = 2 \times 10^{-3} \cdot 2 \times 10^5 = 400 \text{ MPa.}$$

Valorile rezistențelor de calcul de bază ale armăturii la SLU și SLS sunt prezentate în Anexa A.10.

La calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat valorile rezistențelor ale armăturii (din Anexa A.10)  $R_s$ ,  $R_{sc}$ ,  $R_{sw}$  și  $R_{s,inc}$  se împart la coeficientul  $\gamma_n$ , care depinde de gradul de importanță socială al clădirii și tipul elementului (vezi Anexele A.5 și A.6) sau cu acest coeficient se înmulțesc valorile sarcinilor sau eforturilor.

#### **4.5. Recomandații la alegerea armăturii și a betonului pentru elemente și construcții din beton armat și beton precomprimat**

Betonul și armătura pentru elemente și construcții din beton armat și beton armat precomprimat se aleg de proiectant conform Recomandațiilor documentelor normative (în unele cazuri pot fi coordonate sau numite de beneficiar în dependență de posibilitățile sale), cu evidența condițiilor reale de lucru ale elementelor, de tipul elementului, condițiile de executare ale elementelor sau construcțiilor, existența armăturii pretensionate, cerințele de consum economic ale materialelor și altele.

La alegerea betonului și a armăturii pentru elemente și construcții din beton armat sau beton armat precomprimat trebuie de luat în considerație următoarele recomandări.

##### **4.5.1. Betonul**

Pentru elemente portante fabricate din beton monolit, armate simplu sau precomprimate, la care nu se înaintează cerințe suplimentare specifice în perioada lor de exploatare (după rezistența la îngheț-dezghet, impermeabilitate, rezistența la foc, la acțiunea sarcinilor ciclice și altele) se recomandă de folosit beton normal sau beton ușor cu densitatea nu mai mică de D 1400 de clasele C 8/10 sau LC 8/9 și mai mari.

Clasa betonului nu trebuie să fie mai mică de:

- C 12/15 - pentru elemente comprimate și elemente supuse la acțiunea sarcinii ciclice (repetate);
- C 20/25 - pentru elemente comprimate, supuse la sarcini mari (stâlpii primelor etaje la clădirile multietajate, stâlpii la hale cu poduri rulante de tonaj mare etc.).

Pentru elementele și construcțiile din beton precomprimat clasa betonului se stabilește reieșind din două condiții:

- 1) nu mai mică de o clasă minimală a betonului  $C_{min}$  în funcție de tipul, clasa

și diametrul armăturii pretensionate (vezi tab. 4.2);

- 2) nu mai mică decât rezistența necesară a betonului la compresiune  $R_{c,tr,p}$  la etapa (momentul  $t$ ) de transfer pe beton a efortului de precomprimare  $P$  de la armătura pretensionată (vezi pct. 5.4).

Rezistența betonului la compresiune  $R_{c,tr,p}$  la etapa de transfer pe beton a efortului de comprimare  $P$  se determină ca și rezistența betonului la compresiune  $R_{c,ser}$  cu evidența vârstei betonului ( $t$ ) și se adoptă nu mai mică de  $1,3 \sigma_{cp1}$ . Aici  $\sigma_{cp1}$  este tensiunea maximală de comprimare în beton de la efortul de comprimare  $P$  cu evidența primelor pierderi de tensiuni (vezi pct. 5.6).

Totodată, valoarea  $R_{c,tr,p}$  se adoptă nu mai mică de 50 % din clasa betonului a elementului și nu mai mică de 11 MPa, dar pentru bare de clasele RSt 950 și RStT 950 și mai mari, cabluri, fascicule și sârmă fără gămălii la capete – nu mai puțin de 15 MPa.

Pentru elementele din beton precomprimat, armate cu bare de clasele RSt 550 – RSt 800 sau cu sârmă, supuse la acțiunea sarcinii ciclice, valorile minimale ale clasei betonului din tab. 4.2 și rezistența betonului la transfer  $R_{c,tr,p}$  se majorează cu 5 MPa.

Tabelul 4.2

**Clasa nominală a betonului pentru elemente și construcții  
din beton precomprimat**

Tipul, clasa și diametrul armăturii pretensionate	Clasa minimală admisibilă a betonului
1. Sârmă de clasele PWr și RWr cu $\sigma_{0,2} \geq 600$ MPa cu diametrul: - până la 5 mm inclusiv; - 6 mm și mai mare și pentru cabluri (toroane) și fascicule	C 16/20 sau LC 16/18  C 25/30 sau LC 25/28
2. Bare cu diametrul de 10-18 mm de clasele: - RSt 600 sau RStT 600 și mai mici; - RSt 650 sau RStT 650-900; - RSt 950 sau RStT 950 și mai mare.	C 12/15 sau LC 12/13 C 16/20 sau LC 20/22 C 25/30 sau LC 25/28
3. Diametrul barelor 20 mm și mai mare: - RSt 600 sau RStT 600 și mai mici; - RSt 650-900 sau RStT 650-900; - RSt 950 sau RStT 950 și mai mare.	C 16/20 sau LC 16/18 C 20/25 sau LC 25/28 C 25/30 sau LC 30/33

Pentru monolitizarea rosturilor ale elementelor prefabricate, clasa betonului se adoptă în dependență de condițiile de lucru ale elementelor îmbinate, dar nu mai mică de C 8/10 sau LC 8/9.

Beton cu agregate fine se recomandă de utilizat în majoritatea cazurilor pentru elemente din armociment, pentru monolitizarea rosturilor la elementele prefabricate și pentru protecția la coroziune și asigurarea aderenței a betonului cu armătura pretensionată, instalată în canale. Pentru injectarea canalelor cu armătură pretensionată se recomandă de utilizat beton cu agregate fine de clasa C 20/25 și mai mare.

Pentru elementele, supuse la sarcină ciclică și din beton precomprimat cu deschiderea mai mare de 12,0 m, armate cu sârmă, toroane sau fascicule nu se permite de utilizat beton cu agregate fine (fără o justificare experimentală).

Domeniul de utilizare al betonului ușor depinde de valoarea densității:

- beton cu densitatea medie  $D \geq 1400$  și mai mare se admite de utilizat și pentru elemente portante;
- betonul cu densitatea medie  $800 < D < 1400$  se recomandă de utilizat în special pentru elemente și construcții de îngrădire;
- betonul cu densitatea  $D \leq 800$  se recomandă de utilizat în calitate de material termoizolant.

#### 4.5.2. Armătura

Pentru elementele din beton armat obișnuit (fără precomprimare) în calitate de armătură longitudinală de rezistență se recomandă de utilizat armătură în bare cu profil periodic de clasele RSt 350 – RSt 500, RStT 500 – RStT 600 și sârmă moale RWr 350 – RWr 500 pentru carcuse și plase sudate.

De asemenea, se permite de utilizat:

- armătură în bare cu profil neted și periodic de clasele PSt 300, RSt 300 și mai mici pentru carcuse și plase sudate când nu pot fi utilizate alte clase de armătură;
- armătură în bare din oțel laminat la cald de clasele RSt 550 – RSt 1000 și cu rezistența majorată termic de clasele RStT 650 – RStT 1000 - numai pentru plase și carcuse legate.

În calitate de armătură longitudinală de rezistență a elementelor din beton precomprimat se recomandă de utilizat:

- pentru elemente cu lungimea de 12 m și mai mică – armătură cu rezistență majorată termic de clasa RStT 750 și mai mare, armătură laminată la cald de clasa RSt 550 și mai mare și sârmă de clasele PWr 700, RWr 700 și mai mare;
- pentru elemente cu lungimea mai mare de 12 m – sârmă cu rezistență înaltă de clasele PWr 700, RWr 700 și mai mari, toroane și fascicule;
- pentru elemente și construcții din beton ușor – armătură în bare de clasele RSt 500 – RSt 600 și RStT 500 – RStT 600.

Pentru elementele și construcțiile, supuse la presiunea gazelor, lichidelor sau a materialelor pulverulente se recomandă de utilizat următoarele tipuri de armătură:

- pentru elemente și construcții din beton armat obișnuit (fără precomprimare)
  - armătură în bare de clasele PSt 300, RSt 600 și mai mici și sârmă de clasa RWr 500 și mai mică;
- pentru elemente și construcții din beton precomprimat – sârmă cu rezistența înaltă de clasele PWr 750, RWr 700 și mai mare, toroane, fascicule și armătură în bare din oțel laminat la cald de clasele RSt 700 și mai mari și cu rezistența majorată termic de clasa RStT 750 și mai mare.

În calitate de armătură pretensionată în elementele precomprimate, exploatate în mediul agresiv se recomandă de utilizat armătură din oțel laminat la cald de clasele RSt 450 – RSt 600 și cu rezistența majorată termic de clasele RStT 550 – RStT 1000.

Armătura transversală (etrierele și barele înclinate) se recomandă de efectuat din bare de clasele PSt 275, RSt 400, RStT 450 și mai mici și sârmă de clasa RWr 550 și mai mică.

Pentru urechi de montaj pentru elementele din beton, beton armat și beton precomprimat se recomandă de utilizat armătură din oțel laminat la cald de clasele PSt 300, RSt 300 și mai mici.

Pentru structuri static nedeterminate, calculate cu evidența de repartiție a eforturilor și în zone seismice se recomandă de utilizat armătură cu ductilitatea înaltă (vezi tab. 3.1).

#### 4.6. Sarcinile și clasificarea lor

La proiectarea elementelor și construcțiilor din beton armat este necesar de luat în considerație toate sarcinile și acțiunile, care pot apărea în perioada lor de exploatare, montare, fabricare, transportare și altele.

În dependență de durata și variația în timp, sarcinile sunt divizate în modul următor \*):

- sarcini permanente:  $G$  – sarcini concentrate și  $g$  – sarcini uniform distribuite;
- sarcini temporare (variabile):  $Q$  – sarcină concentrată și  $q$  – sarcină uniform distribuită;
- sarcini accidentale –  $A$ .

**Nota \*).** Aici toate notațiile sunt luate din ISO-3898, Eurocodurile EN 1990 și 1991.

La sarcinile permanente se referă greutate proprie a elementelor sau a construcției, greutatea și presiunea pământului la construcțiile subterane, presiunea apei la construcțiile hidrotehnice, precomprimarea etc.

Sarcinile temporare (variabile) se împart în sarcini de lungă durată (cvasipermanente) și de scurtă durată.

La sarcinile de lungă durată (cvasipermanentă) se referă:

- masa proprie a utilajului staționar (mașini-unelte, aparataj, motoare, volume pentru lichide etc.);
- presiunea gazelor, lichidelor și materialelor granulate, încărcăturile din depozite, frigider, arhivele bibliotecilor etc.;
- acțiunile de lungă durată a temperaturii tehnologice;



- sarcina de la un pod rulant, multiplicată cu un coeficient egal cu 0,5 sau 0,7 corespunzător pentru un pod rulant cu regumul de lucru mediu sau greu;
- o parte din masa oamenilor, animalelor și a utilajului (valoarea inferioară – vezi în continuare) pe planșeele caselor de locuit, în clădirile cu destinație socială, obștească și agricolă.

La sarcinile de scurtă durată (tranzitorii) se referă:

- masa oamenilor, pieselor și materialelor în zonele de deservire și reparație ale utilajului;
- sarcinile, care apar la fabricarea, transportarea și montarea construcțiilor;
- acțiunile de la podurile rulante;
- sarcina de la masa oamenilor, animalelor și a utilajului (valoarea superioară) pe planșeele caselor de locuit, în clădirile sociale, obștești și agricole;
- de la acțiunea vântului;
- de la zăpadă (valoarea superioară);
- de la acțiunea temperaturilor climaterice;
- sarcina de la polei etc.

La sarcina accidentală se referă:

- acțiunea seismică (care apare în rezultatul mișcării solului la cutremur de pământ);
- de la explozii;
- sarcini, care apar datorită ieșirii din funcție a utilajului;
- de la tasările neuniforme ale solului sub talpa fundațiilor;
- acțiuni de la alunecări de teren etc.

În dependență de natura acțiunii sarcinii și a răspunsului structurii deosebim:

- sarcini statice, care nu provoacă accelerații semnificative ale structurii sau ale unui element structural;
- sarcini dinamice, care provoacă accelerații semnificative ale structurii sau ale unui element.

În calitate de caracteristică de bază a sarcinii este adoptată, așa numită, valoarea caracteristică ( $F_k$ ), care depinde de variația valorii sarcinii în timp și poate avea una sau două valori: o valoare medie, o valoare inferioară sau superioară, sau o valoare nominală (care nu se referă la o distribuție statistică).

Pentru sarcinile permanente și unele cvasipermanente, la care valoarea lor nu variază semnificativ în perioada duratei de viața proiectată a structurii (tab. 4.3) în calitate de valoare caracteristică a sarcinii ( $G_k$ ,  $CG_k$ ) se ia o valoare medie a greutatei proprii a elementului sau a structurii, care se determină pe baza dimensiunilor nominale și a masei volumice a materialului. Dimensiunile sunt acele, indicate în proiect.

Tabelul 4.3

### Categoriile de durată de viață pentru proiectarea construcțiilor

Categoria duratei de viața	Durata de viața, ani	Tipul elementelor sau a construcțiilor
1	10	Construcții temporare <sup>1)</sup>
2	10-25	Elemente structurale, care pot fi înlocuite

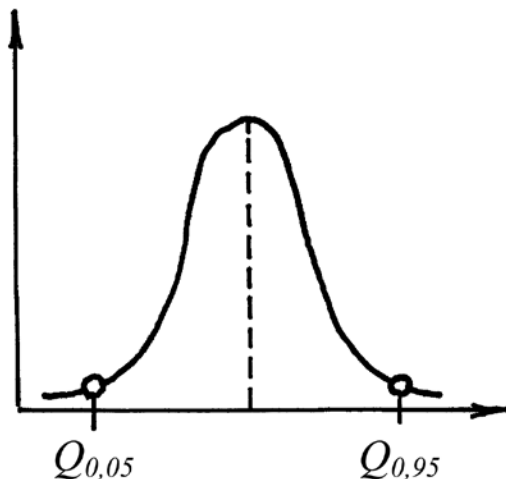
3	15-30	Construcții agricole și similare
4	50	Clădiri și alte structuri obișnuite
5	100	Structuri pentru clădiri monumentale, poduri și alte structuri de lucrări ingineresti

<sup>1)</sup> Structuri sau părți ale structurilor, care pot fi demontate pentru a fi refolosite, nu se consideră temporare.

Pentru sarcinile temporare (variabile), la care valoarea lor variază semnificativ în perioada duratei de viață a structurii se iau două valori caracteristice ale sarcinii, stabilite pe baze statistice: o valoare superioară (maximală)  $Q_{k,sup}$  și o valoare inferioară (minimală)  $Q_{k,inf}$ .

Valorile  $Q_{k,sup}$  și  $Q_{k,inf}$  se determină reieșind din presupunerea (condiția), că variația sarcinii are o distribuție statistică de tipul Gauss, care, în majoritatea cazurilor, este corectă (fig. 4.6).

În calitate de valoare superioară caracteristică a sarcinii variabile se adoptă o



**Figura.4.6.**  
**Schema distribuției statistice a sarcinii variabile**

valoare mai mare, decât care pot fi nu mai mult de 5 % -  $Q_{k,sup} = Q_{0,95}$ . În calitate de valoare inferioară caracteristică a sarcinii variabile se adoptă o valoare minimală mai mică decât care pot fi numai 5 % din toate rezultatele  $Q_{k,inf} = Q_{0,05}$ .

Pentru sarcinile accidentale, valoarea caracteristică  $A_k$  corespunde unei valori nominale.

Valorile caracteristice ale sarcinilor permanente ( $G_k$ ), cvasipermanente ( $CG_k$ ) și temporare (variabile  $Q_k$ ) pot fi determinate (până la elaborarea unui Normativ național) conform recomandățiilor SNIp 2.01.07-85\* (ediția din 2005) sau Eurocodului EN 1990.

În Anexa A.11 sunt prezentate (din SNIp 2.01.07-85\*) valori caracteristice concrete ale unor sarcini temporare uniform distribuite pentru unele clădiri, încăperi și construcții, determinate în baza prelucrării statistice a unor baze de rezultate experimentale, acumulate pe parcursul mai multor ani.

La calculul elementelor și construcțiilor din beton armat și beton precomprimat se folosesc două valori de calcul ale sarcinilor în funcție de starea limită la care ele se calculează:

- pentru stări limită de serviciu:

$$G_{ser} = G_k, CG_{ser} = CG_k, Q_{ser} = Q_k,$$

$$Q_{ser,sup} = Q_{k,sup}, Q_{ser,inf} = Q_{k,inf} \text{ sau}$$

$$g_{ser} = g_k, Cg_{ser} = Cg_k, q_{ser} = q_k,$$

$$q_{ser,sup} = q_{k,sup}, q_{ser,inf} = q_{k,inf};$$

- pentru stări limită ultime:

$$G = \gamma_f G_k, CG = \gamma_f CG_k, Q = \gamma_f Q_k,$$

$$Q_{sup} = \gamma_f Q_{k,sup}, Q_{inf} = \gamma_f Q_{k,inf} \quad \text{sau}$$

$$g = \gamma_f g_k, Cg = \gamma_f Cg_k, q = \gamma_f q_k,$$

$$q_{sup} = \gamma_f q_{k,sup}, q_{inf} = \gamma_f q_{k,inf},$$

în care  $\gamma_f$  este un coeficient de siguranță, care ține seama de posibilitatea abaterilor nefavorabile ale valorilor sarcinilor de la valorile caracteristice.

Valoarea coeficientului  $\gamma_f$  se adoptă în fiecare caz concret din Normele de proiectare (SNiP 2.01.07-85 sau Eurocodurile EN 1990, EN 1991 și EN 1992).

În fig. 4.7 sunt prezentate scheme de variație în timp ale unor sarcini temporare (variabile).

#### 4.6.1. Combinări de sarcini

Calculul elementelor și structurilor de construcții la stări limită trebuie să fie efectuat la cea mai defavorabilă variantă (combinare), practic posibilă, de acțiune a sarcinilor. În baza practicii de exploatare de mulți ani a diferitor construcții a fost stabilit că în realitate pot fi anumite variante defavorabile de acțiune ale încărcăturilor și sarcinilor – de combinări de sarcini. Deosebim diferite variante de combinări de sarcini (acțiuni) pentru calculul la stări limită ultime și la stări limită de serviciu.

Sarcinile permanente se includ în toate combinațiile. Din sarcinile temporare se recomandă de inclus în combinații nu mai mult de două; și numai în cazuri excepționale (în funcție de utilizarea sau forma și amplasarea clădirii) pot fi incluse trei sarcini.

Pentru calculul elementelor și construcțiilor din beton armat la stări limită ultime deosebim următoarele combinări de sarcini.

1. Combinarea fundamentală, care se folosește la calculul pentru stări limită EQU, STR și GEO, în afară de calculul la oboseală – FAT (vezi pct. 4.2.3)

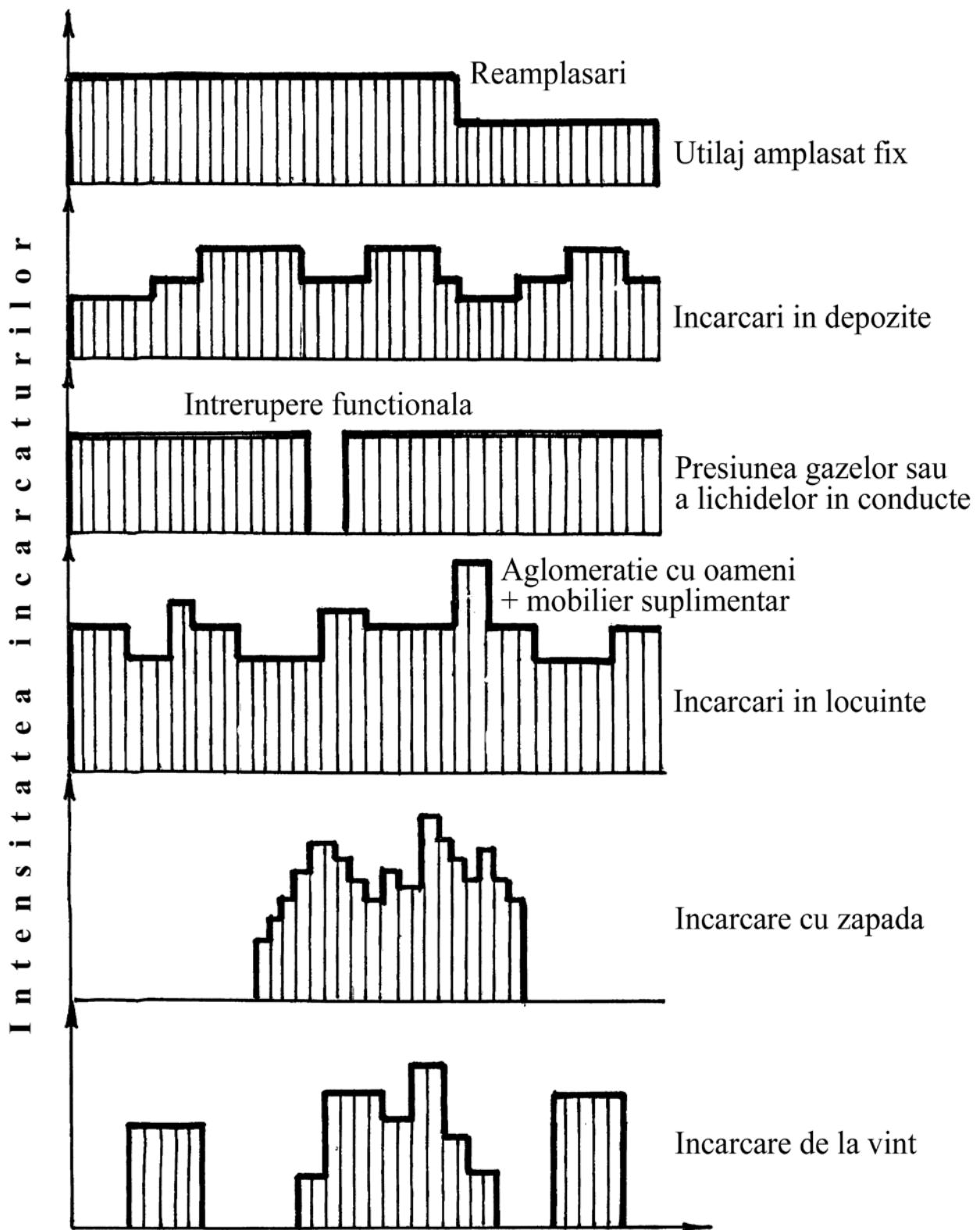
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.22)$$

La calculul pentru stări limită STR și GEO mai poate fi folosită și una din cea mai defavorabilă combinație din următoarele două ca variante alternative:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} , \quad (4.23)$$

sau

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} . \quad (4.24)$$



**Figura 4.7. Scheme de variație in timp ale unor acțiuni temporare (variabile)**

2. Combinarea sarcinilor pentru stări limită accidentale (în afară de starea limită seismică)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" (\psi_{1,1} \text{ sau } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (4.25)$$

în care valorile coeficienților  $\psi_{1,1}$  și  $\psi_{2,1}$  se adoptă în funcție de situația de calcul la acțiunea sarcinii accidentale respective (impact, incendiu, alunecări de teren etc.).

### 3. Combinarea sarcinilor pentru starea limită seismică

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_E "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (4.26)$$

### 4. Combinarea sarcinilor pentru starea limită de oboseală FAT (pentru sarcină ciclică)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} "+" Q_{fat}, \quad (4.27)$$

în care  $Q_{fat}$  este sarcina maximală de oboseală.

La calculul elementelor și construcțiilor din beton armat la stări limită de serviciu (SLS) se folosesc următoarele variante de combinări de sarcini:

#### 1. Combinare caracteristică

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad (4.28)$$

#### 2. Combinare frecventă

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}; \quad (4.29)$$

#### 3. Combinare cvasipermanentă

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (4.30)$$

Aceste combinări de sarcini se folosesc pentru următoarele calcule la SLS:

- combinarea caracteristică, de regulă, este folosită pentru stări limită ireversibile;
- combinarea frecventă – pentru stări limită reversibile;
- combinarea cvasipermanentă – pentru efecte de lungă durată și aspectul structurii.

Stare limită de serviciu ireversibilă se consideră așa o stare, în care la acțiunea sarcinilor pot apărea câteva consecințe (săgeata mare, deschideri mari de fisuri etc.).

care depășesc cerințele de exploatare specificate și sunt remanente după încetarea acțiunilor cauzatoare.

Stare limită de serviciu reversibilă se consideră atunci, când consecințele apărute la acțiunea sarcinilor nu sunt remanente după încetarea acțiunilor cauzatoare.

Efecte de lungă durată se consideră atunci, când consecințele se dezvoltă într-un timp îndelungat (poate chiar pe toată perioada de exploatare) fără a depăși valorile admisibile.

Relațiile (4.22) – (4.30) nu se folosesc nemijlocit pentru determinarea valorii de calcul a sarcinilor pentru o combinație concretă, dar sunt niște expresii logice (convenționale), în care semnul „+” indică care sarcini se mai includ în combinație (în afară de acele permanente), iar semnul  $\Sigma$  – indică câte sarcini din această grupă se includ în combinație.

$\xi$  este un coeficient de reducere al sarcinilor permanente defavorabile  $G$ , care poate fi luat egal cu 0,85 (conform Eurocodului EN 1990);

$\gamma_{G,j}$ ,  $\gamma_{Q,1}$  și  $\gamma_{Q,i}$  sunt coeficienți de siguranță ai sarcinilor;

$\gamma_p$  – coeficient de siguranță pentru efortul de comprimare;

$\psi_{0,i}$ ,  $\gamma_{1,i}$  și  $\gamma_{2,i}$  – coeficienți de grupare ai sarcinilor temporare.

Valorile tuturor acestor coeficienți (temporar, până la elaborarea unui normativ național) pot fi adoptați din Eurocodul EN 1990 sau standardul național al Federației Ruse HCP EN 1990-2011.

La formarea unei combinații de sarcini concrete, sarcinile temporare cu două valori caracteristice:  $Q_{k,sup}$  (sau  $q_{k,sup}$ ) și  $Q_{k,inf}$  (sau  $q_{k,inf}$ ) se includ în combinație în modul următor:

- sarcinile inferioare  $Q_{k,inf}$  (sau  $q_{k,inf}$ ) se iau ca sarcini cvasipermanente;
- sarcinile superioare  $Q_{k,sup}$  (sau  $q_{k,sup}$ ) se iau ca sarcini de scurtă durată.

În funcție de destinația calculului (calcul structural, calcul la rezistență al unui element etc.), valorile încărcăturilor și ale sarcinilor se includ în combinație ca forțe concentrate (în N), ca sarcină uniform distribuită (în N/cm, N/cm<sup>2</sup> sau MPa) sau ca o masă concentrată (în kg/m<sup>3</sup>) pentru calculul la seismică sau vibrație.

#### 4.7. Gradul de importanță al clădirilor și edificiilor

La proiectarea construcțiilor din beton armat este necesar de luat în considerație gradul de importanță al clădirilor și edificiilor în funcție de destinația lor socială și economică.

Gradul de importanță al clădirilor și edificiilor se apreciază reieșind din valoarea pagubelor sociale și materiale la pierderea capacității lor de exploatare. Pentru a micșora aceste consecințe se include un coeficient de siguranță în dependență de tipul clădirii -  $\gamma_n$ , care se adoptă în funcție de clasa importanței a clădirii și tipul elementului (vezi anexa A.6).

Toate clădirile, edificiile și construcțiile sunt divizate în trei clase.

La **prima clasa** se referă clădirile, edificiile și construcțiile, care au valoare mare economică și socială: blocurile principale ale stațiilor termo-electrice, stațiile atomice, turnuri de televiziune, edificii telefonice și de telecomunicații, conducte magistrale, rezervoare pentru petrol și produse petroliere cu volumul de 10000 m<sup>3</sup> și mai mare, edificiile sportive acoperite, tribune, clădirile teatrelor, cinematografele, circuri, hale comerciale, clădirile instituțiilor de învățământ, creșe, grădinițele de copii etc.

La **clasa a doua** se referă blocurile locative, clădirile publice și sociale, clădirile industriale și agricole și toate celelalte construcții, care nu se încadrează în clasele 1 și 3.

La **clasa a treia** se referă clădirile și construcțiile de importanță socială limitată în economia națională și construcțiile temporare: depozite fără procese de sortare sau ambalare ale produselor agricole, îngrășămintelor, cărbunelui etc., serele, stâlpi pentru lumina electrică și comunicații, gardurile, clădirile și edificiile temporare etc.

La proiectarea elementelor și construcțiilor din beton armat în mod obligatoriu se ia în considerație clasa de importanță a lor cu coeficientul de siguranță  $\gamma_n$  din anexa A.6. Cu acest coeficient se înmulțește valoarea sarcinii sau se împart rezistențele betonului.

O clasificare asemănătoare a clădirilor și construcțiilor este prezentată și în normele românești CRO/2004. Însă, în acest normativ toate construcțiile sunt divizate în 4 clase de importanță și coeficientul  $\gamma_n$  variază în limitele 1,4 – 0,8.

Aceasta confirmă faptul, că este necesar de luat în considerație diferențiat importanța construcțiilor la proiectarea lor.

## **5. DATE SUPLIMENTARE PENTRU CALCULUL ELEMENTELOR DIN BETON PRECOMPRIMAT**



Elementele din beton precomprimat se calculează cu aceeași metodă ca și acele din beton armat simplu la stări limită ultime și la stări limită de serviciu, însă, suplimentar este necesar de luat în considerație unele particularități specifice ale lor.

Afară de această, spre deosebire de elementele armate simplu, elementele precomprimare suplimentar se calculează la stadiul de fabricare.

În continuare vom examina mai detaliat aceste particularități.

### 5.1. Valorile tensiunilor inițiale de precomprimare în armătura pretensionată și în beton

Valorile tensiunilor inițiale în armătura pretensionată și beton esențial influențează asupra lucrului (comportării) elementului precomprimat la etapa lui de fabricare și exploatare. De obicei, cu cât este mai mare valoarea pretensionării armăturii, cu atât este mai mare și mai pozitivă influența ei asupra lucrului construcției. Însă, dacă valoarea pretensionării este prea mare, atunci ea poate duce la strivirea locală a betonului în zonele de ancorare ale armăturii sau la ruperea elementului în întregime în perioada de transmitere a efortului de precomprimare pe betonul construcției, adică în perioada de fabricare a elementului. Afară de aceasta, stabilirea unor valori mari de pretensionare ale armăturii este limitată de pericolul rupei ei în procesul de întindere sau poate duce la dezvoltarea deformațiilor plastice.

În același timp, valoarea pretensionării a armăturii nu trebuie să fie prea mică, pentru că la comprimarea betonului efectul precomprimării poate fi insuficient și cu timpul poate să dispară cu totul în legătură cu pierderile de tensiuni (vezi pct. 5.2).

De aici reiese, că stabilirea corectă a valorilor tensiunilor de pretensionare ale armăturii este foarte importantă.

În baza numeroaselor rezultate experimentale la confecționarea și exploatarea elementelor și construcțiilor precomprimare au fost stabilite următoarele valori optime ale tensiunilor inițiale în armătura pretensionată:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq K_i R_{s,ser} \quad - \quad \text{valoarea maximală;} \quad (5.1)$$

$$\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \geq 0,3 R_{s,ser} \quad - \quad \text{valoarea minimală,} \quad (5.2)$$

în care  $K_i$  este un coeficient, care se adoptă în funcție de rezistența armăturii:  $K_i =$

$K_1 = 0,95$  - pentru armătură cu limita convențională de curgere  $\sigma_{0,2} \leq 1000$  MPa;

$K_i = K_2 = 0,90$  - pentru armătură cu  $\sigma_{0,2} > 1000$  MPa;

$\Delta\sigma_{sp}$  - este abaterea (devierea) posibilă a tensiunii în armătură în perioada pretensionării ei de la valoarea de proiect, care se adoptă egală cu:

$\Delta\sigma_{sp} = 0,05 \sigma_{sp}$  - la metoda mecanică de întindere a armăturii;

$\Delta\sigma_{sp} = 30+360/l$  - la metoda electromecanică de pretensionare a armăturii, în care  $l$  - este lungimea armăturii întinse în  $m$ .

Valorile tensiunilor inițiale  $\sigma_{sp}$  - în armătura pretensionată din zona întinsă a elementului/construcției în perioada de exploatare și  $\sigma_{scp}$  - în armătura din zona comprimată în perioada de exploatare a elementului/construcției (dacă ea este instalată în această zonă) se adoptă de către proiectant.

În cazul când armătura se întinde cu o precizie bună ( $\pm 5 \%$ ), valorile coeficienților  $K_1$  sau  $K_2$  pot fi parțial majorate și adoptate:  $K_1 = 1$  sau  $K_2 = 0,95$ .

O caracteristică importantă a armăturii pretensionate este, așa numită, **tensiunea de control**, care se măsoară (se controlează) nemijlocit în timpul fabricării elementului/construcției. Valorile tensiunilor de control în armăturile pretensionate  $A_{sp}$  și  $A_{scp}$  se adoptă în dependență de procedeul de pretensionare al armăturii.

În elementele cu armătura preîntinsă, valorile tensiunilor de control  $\sigma_{con,1}$  și  $\sigma_{con,c1}$  corespunzător în armătura pretensionată  $A_{sp}$  și  $A_{scp}$ , măsurate după întinderea ei, se determină cu evidența pierderilor de tensiuni de la deformațiile ancorelor  $\sigma_3$  și de la frecarea armăturii  $\sigma_4$  (vezi pct. 5.2):

$$(5.3) \quad \sigma_{con,1} = \sigma_{sp} - (\sigma_3 + \sigma_4);$$

$$(5.4) \quad \sigma_{con,c1} = \sigma_{scp} - (\sigma_{c3} + \sigma_{c4}).$$

În elementele cu armătura postîntinsă valorile tensiunilor de control  $\sigma_{con,2}$  și  $\sigma_{con,c2}$  corespunzător în armătura  $A_{sp}$  și  $A_{scp}$ , măsurate în locul aplicării efortului de întindere pe beton se determină cu evidența pierderilor de tensiuni de la comprimarea elastică a betonului în momentul de întindere al armăturii pretensionate:

$$(5.5) \quad \sigma_{con,2} = \sigma_{sp} - \alpha \sigma_{cpt} ;$$

$$(5.6) \quad \sigma_{con,c2} = \sigma_{scp} - \alpha \sigma_{cpc} ,$$

în care  $\alpha = E_{sp} / E_c$  - coeficientul de echivalență;

$\sigma_{cp}$  și  $\sigma_{cpc}$  - tensiunile de comprimare în beton la nivelul armăturii  $A_{sp}$  și  $A_{scp}$  cu evidența primelor pierderi de tensiuni (vezi pct. 5.3) la momentul

pretensionării al armăturii (când pompele hidraulice pentru întinderea armăturii sunt fixate pe betonul întărit al elementului).

Controlul pretensionării în armătură se efectuează prin măsurarea presiunii în pompa hidraulică (cu un manometru) sau se măsoară alungirea armaturii (cu un extensometru). În primul caz tensiunea în armătură este egală cu forța de întindere împărțită la aria secțiunii armăturii, iar în al doilea caz, având valoarea deformației armăturii, aplicând legea lui Hook, determinăm tensiunea.

La momentul de transfer al efortului de precomprimare pe beton în el apar tensiuni de comprimare. Elementul/construcția este comprimat/ă excentric. Pentru excluderea strivirii betonului sub ancorele de la reazeme, prevenirea dezvoltării deformațiilor mari plastice în beton și evitarea ruperii elementului/construcției de la efortul de precomprimare la momentul de transfer este necesar ca betonul să aibă o rezistență nu mai mică de 50 % din rezistența betonului prevăzută în proiect (numită rezistența betonului de transfer –  $R_{c,tr} \geq 0,5 R_{ck}$ ) sau tensiunile în beton  $\sigma_c \leq 0,6 R_{ck}(t)$ , în care  $R_{ck}(t)$  este rezistența caracteristică la compresiune a betonului la timpul  $t$ , la care se aplică efortul de precomprimare.

La etapa finală de fabricare a elementului precomprimat el se calculează la rezistența și la stabilitate ca un element comprimat excentric de la efortul de precomprimare -  $P$  (vezi pct. 5.4). Etapa finală de fabricare a elementului precomprimat convențional se consideră la momentul, când rezistența betonului atinge rezistența, prevăzută în proiect.

## 5.2. Pierderile de tensiuni în armătura pretensionată

Experimental s-a stabilit că în elementele/construcțiile din beton precomprimat valorile inițiale ale tensiunilor de întindere în armătura pretensionată  $\sigma_{sp}$  și  $\sigma_{scp}$  cu timpul (în perioada fabricării și exploatării construcțiilor) se micșorează în rezultatul influenței a diferitor factori. Aceste micșorări de tensiuni se numesc ***pierderi de tensiuni***.

Valorile acestor pierderi în unele cazuri pot fi destul de mari și să atingă mărimea de 100-300 MPa. Din această cauză nu se folosește armătură cu rezistența mică ( $R_{sk} \leq 360$  MPa) ca armătură pretensionată, fiindcă în multe cazuri pierderile de tensiuni pot să compenseze pe deplin tensiunile inițiale de pretensionare.

Evidența tuturor factorilor de influență asupra pierderilor de tensiuni este o procedură destul de complicată. De aceea, în prezent, pentru calculele practice ale elementelor din beton precomprimat se folosesc metode mai simple pentru determinarea pierderilor de tensiuni în armătura pretensionată.

Experimental a fost stabilit că pierderile de tensiuni au loc de la o mulțime de factori (peste 30), dar în prezent Normele de proiectare ale construcțiilor din beton armat și precomprimat recomandă de luat în considerație influență a doar 10 factori, care au cea mai mare influență asupra micșorării valorii tensiunilor inițiale de pretensionare. Aceste pierderi de tensiuni în dependență de procedeul de comprimare al elementului/construcției sunt prezentate în tab.5.1.

În continuare vom examina mai detaliat esența fiecărei pierderi de tensiuni fără determinarea valorii lor.

**1. Pierderile de tensiuni de la relaxarea tensiunilor în armătură -  $\sigma_1$  ( $\sigma_7$ ).**

Este știut faptul, că dacă asupra oarecărui material acționează o sarcină (de

Tabelul 5.1

**Pierderile de tensiuni în armătura pretensionată**

Nr.	Factorii, care influențează pierderile de tensiuni	Notăția pierderilor de tensiuni în armătura	
		preîntinsă	postîntinsă
1	Relaxarea tensiunilor în armătură	$\sigma_1$	$\sigma_7$
2	Diferența de temperaturi a armăturii ( $T_2 - T_1$ ) pretensionate în zona de întărire a betonului ( $T_2$ ) și pe suporturi ( $T_1$ ) (vezi fig. 5.1)	$\sigma_2$	-
3	Deformarea ancorelor la dispozitivele de fixare ale armăturii pretensionate	$\sigma_3$	$\sigma_3$
4	Frecarea armăturii de pereții canalelor ale elementelor sau de dispozitivele de încovoiere ale armăturii	$\sigma_4$	$\sigma_4$
5	Deformarea cofrajului metalic	$\sigma_5$	-
6	Curgerea lentă de scurtă durată a betonului	$\sigma_6$	$\sigma_6$
7	Contractia betonului	$\sigma_8$	$\sigma_8$
8	Curgerea lentă de lungă durată a betonului	$\sigma_9$	$\sigma_9$
9	Strivirea betonului sub firele armăturii circulare pentru construcții cu diametrul până la 3,0 m	-	$\sigma_{10}$
10	Deformarea îmbinărilor între blocuri (de la comprimarea lor) pentru elemente compuse din blocuri separate	-	$\sigma_{11}$

comprimare sau de întindere), în el apar tensiuni inițiale  $\sigma_0$  și deformații  $\varepsilon_0$  și dacă îl fixăm în așa stare ca în continuare deformațiile lui să rămân constante ( $\varepsilon_0 = \text{const}$ ), atunci cu timpul valoarea tensiunilor inițiale se micșorează. Acest fenomen poartă denumirea de relaxare a tensiunilor.

Armătura pretensionată în elementele/construcțiile precomprimate se întinde până la valoarea tensiunilor inițiale  $\sigma_{sp}$ , în care se dezvoltă și deformații inițiale  $\sigma_{spo}$  și în așa stare ea se fixează pe suporturi (pentru elemente cu armătura preîntinsă) sau pe elementul de beton (la comprimarea cu armătură postîntinsă). De aceea, în continuare armătura nu are posibilitatea să se deformeze liber (deformațiile ei rămân constante -  $\varepsilon_{spo} = \text{const}$ ) și în ea se micșorează valoarea inițială a

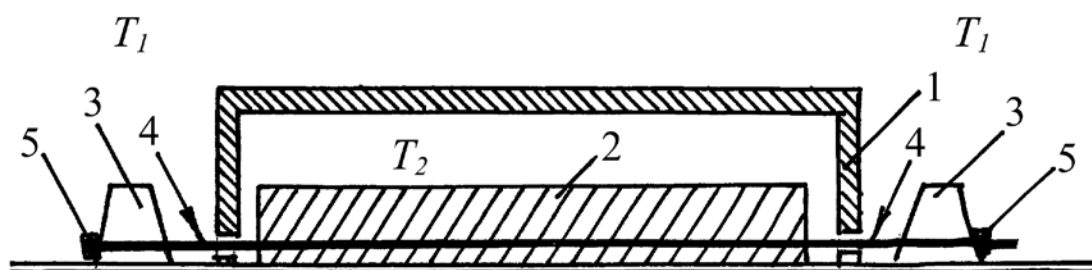
tensiunilor, se dezvoltă efectul de relaxare al tensiunilor. Această pierdere de tensiuni ( $\sigma_1$ ) se dezvoltă în armătură în funcție de procedeul de pretensionare:

- în elementele/construcțiile cu armătura preîntinsă ea parcurge mai intensiv din momentul fixării armăturii pe suporturi până la transferul efortului de precomprimare pe beton;
- în elementele/construcțiile cu armătura postîntinsă ea începe să parcurgă mai intensiv după pretensionarea armăturii și fixării ei la capetele elementului (după transferul efortului de precomprimare pe beton) și crește insuficient monoton timp îndelungat.

După cum se vede, această pierdere de tensiuni provine de la același factor, dar indicele notației sunt diferiți ( $\sigma_1$  sau  $\sigma_7$ ), fiindcă ele parcurg la diferite etape de fabricare a elementului/construcției.

**2. Pierderea de tensiuni de la diferența de temperaturi a armăturii pretensionate în zona de încălzire a elementului și dispozitivele de fixare ai armăturii pe suporturi –  $\sigma_2$ .** Această pierdere de tensiuni are loc numai în cazul de precomprimare cu armătură preîntinsă și are loc numai în construcțiile, care sunt tratate termic.

Elementul betonat în cofraj se află în camera termică, iar suporturile pentru fixarea și întinderea armăturii se află în afara camerei (fig. 5.1) și, de aceea, armătura în cameră are o temperatură ( $T_2$ ), iar pe suporturi – altă temperatură ( $T_1$ ). Din cauza diferenței de temperaturi ( $T_2 - T_1$ ) și apare această pierdere de tensiuni. Dacă elementul este fabricat fără tratare termică, atunci această pierdere lipsește ( $\sigma_2 = 0$ ).



**Figura 5.1. Schema de fabricare a elementului precomprimat, tratat termic**

1- camera termică; 2 – elementul betonat; 3 – suporturile pentru fixarea armăturii întinse; 4 – armătura pretensionată; 5 – dispozitivele de fixare ale armăturii pretensionate

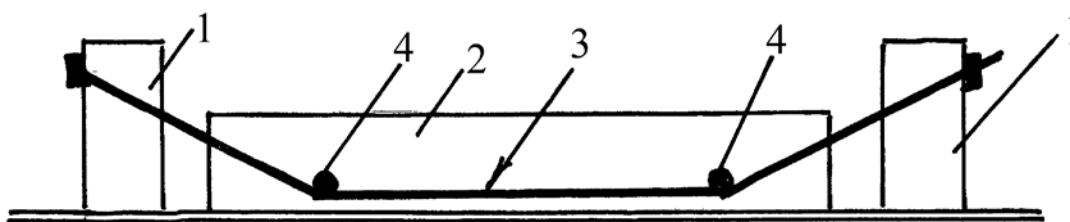
**3. Pierderile de tensiuni de la deformarea dispozitivelor de întărire a armăturii pretensionate –  $\sigma_3$ .**

În locurile de fixare ai armăturii pe suporturi (pentru elemente cu armătura preîntinsă) sau pe beton (pentru elemente cu armătura postîntinsă) sub ancorele armăturii se instalează diferite șaițe sau plăcuțe metalice, care parțial se deformează la acțiunea efortului de precomprimare și ca urmare armătura se scurtează și se micșorează tensiunea inițială.

#### 4. Pierderile de tensiuni de la frecarea armăturii de pereții canalului în element sau construcție și de dispozitivele de înclinare ale ei – $\sigma_4$ .

În elementele precomprimate cu armătura postîntinsă, la care armătura pretensionată se instalează în canale speciale (vezi pct. 1.3, fig. 1.3), formate în procesul confecționării elementului, între armătură și suprafața canalului pot apărea forțe de frecare, care, la rândul său, aduc la micșorarea tensiunilor inițiale.

În elementele precomprimate cu armătura preîntinsă cu armătura înclinată în zonele de la reazeme (fig. 5.2) pentru înclinarea ei în cofraj se instalează niște dispozitive speciale pentru înclinarea armăturii. La întinderea armăturii o parte din efort se pierde de la frecarea ei de aceste dispozitive și apare această pierdere, care are loc numai în elementele cu armătura preîntinsă cu armătură înclinată.

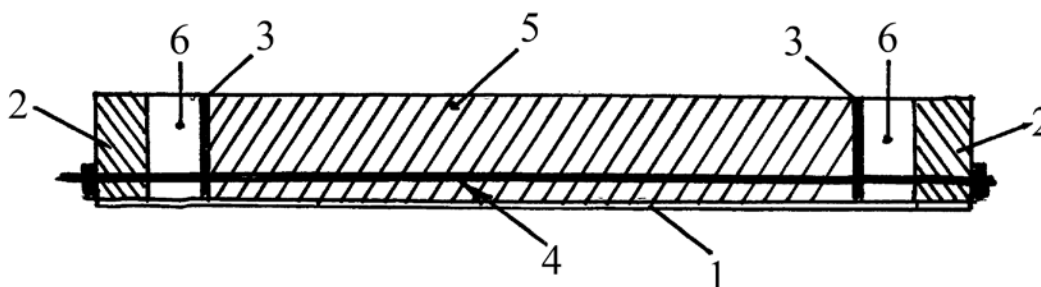


**Figura 5.2. Schema de fabricare a elementelor precomprimate cu armătură înclinată**

1 – suporturile; 2 – cofrajul pentru betonarea elementului; 3 – armătura pretensionată;  
4 – dispozitivele de înclinare ale armăturii pretensionate

#### 5. Pierderile de tensiuni de la deformațiile cofrajului metalic – $\sigma_5$ .

Această pierdere de tensiuni are loc în elementele, la care în procesul de fabricare în calitate de suporturi pentru întinderea și fixarea armăturii servește nemijlocit cofrajul metalic (fig. 5.3).



**Figura 5.3. Schema de fabricare a elementelor precomprimate cu armătura preîntinsă pe cofrajul metalic**

1 – cofrajul; 2 – suporturile de pe cofraj; 3 – părțile laterale ale cofrajului la capetele lui; 4 – armătura pretensionată; 5 – elementul de beton; 6 – spațiul pentru tăierea armăturii după întărirea betonului

În acest caz suporturile pentru întinderea și fixarea armăturii sunt întărite pe cofraj la capetele lui. Această pierdere de tensiuni are loc numai în elementele armate cu 2 sau mai multe bare (sau toroane) pe lățimea lui și ele se pretensionează pe rând câte una sau pe grupe. La pretensionarea primei bare/toron sau primei grupe de bare/toroane în același timp, această pierdere lipsește. Numai la întinderea armăturii pe rând la întinderea următoarei bare/toron sau grupe de bare/toroane (în legătură cu deformarea cofrajului) se micșorează tensiunea în bară/toronul precedentă și, în așa mod, consecutiv până la pretensionarea tuturor barelor/toroanelor. De regulă, această pierdere de tensiuni are loc în elementele cu lățimea mare (plăci și altele).

#### **6. Pierderile de tensiuni de la curgerea lentă de scurtă durată a betonului – $\sigma_6$ .**

În momentul de transfer al efortului de precomprimare de la suporturi pe element (pentru elemente cu armătura preîntinsă) sau la sfârșitul întinderii armăturii (la elementele cu armătura postîntinsă) în beton se dezvoltă deformații plastice (așa numite, deformații de curgere lentă de scurtă durată – inițială), care duc la o oarecare micșorare a elementului în întregime și a armăturii, și, ca urmare, se micșorează valoarea tensiunilor inițiale.

#### **7. Pierderile de tensiuni de la contracția betonului – $\sigma_8$ .**

Este cunoscut, că la întărirea betonului în condiții normale el se micșorează în volum (vezi pct. 2.7.5) și această proprietate este numită *contracția betonului*. În rezultatul contracției betonului, care decurge un timp îndelungat, elementul se micșorează și, ca urmare, se scurtează și armătura pretensionată, care duce la micșorarea tensiunilor inițiale în ea.

#### **8. Pierderile de tensiuni de la curgerea lentă de lungă durată a betonului – $\sigma_9$ .**

Pentru un element precomprimat efortul de precomprimare reprezintă o forță exterioară de comprimare ca pentru un element comprimat obișnuit. Dar, după cum se știe, la acțiunea îndelungată a unei sarcini permanente de comprimare asupra betonului, în el se dezvoltă deformații plastice – deformații de curgere lentă a betonului (vezi pct. 2.7.2). Curgerea lentă a betonului duce la scurtarea elementului pretensionat, care, la rândul său, duce la micșorarea tensiunilor inițiale în armătura pretensionată.

#### **9. Pierderile de tensiuni de la strivirea betonului sub firele armăturii circulare – $\sigma_{10}$ .**

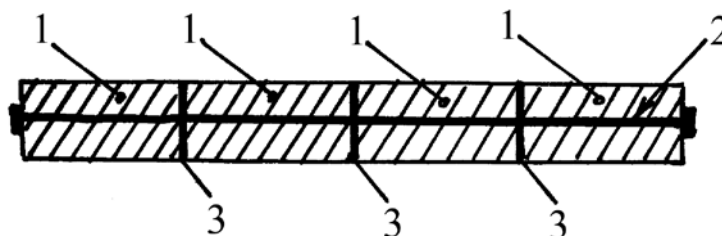
Aceste pierderi de tensiuni au loc numai la elementele/construcțiile cu secțiunea circulară din beton precomprimat cu armătură postîntinsă. În acest caz armătura pretensionată din sârmă sau toron se înfășoară în formă de spirală pe un element/construcție prefabricată din timp cu o pretensionare necesară. La înfășurarea armăturii întinse pretensionate pe element/construcție sub firele ei betonul se strivește parțial (ea se îngroapă în beton) și se micșorează lungimea ei, care duce și la micșorarea tensiunilor în armătura pretensionată.

Această pierdere de tensiuni se ia în considerație la elementele circulare cu diametrul până la 3,0 m.

#### **10. Pierderile de tensiuni de la deformarea îmbinărilor (rosturilor) între blocurile construcției – $\sigma_{11}$ .**

În practica de construcții uneori se folosesc elemente cu lungimea și greutatea mare (tiranții arcurilor, grinzi pentru poduri cu deschideri mari etc.), care nu pot fi transportate în întregime la locul de construcție. De aceea, ele se confecționează din blocuri (piese) mai mici, în care se lasă canale pentru armătura pretensionată și se assemblează la șantier (fig. 5.4).

La șantier blocurile se fixează în poziția de proiect, se trage armătura prin canal (canale), se fixează la un capăt, iar la altul se pretensionează armătura. În așa mod se



**Fig.5.4. Element precomprimat cu armătura postîntinsă, asamblat din blocuri (piese)**

1 - blocuri separate prefabricate; 2 – armătura pretensionată; 3 – îmbinările între blocuri

obține elementul/construcția din beton precomprimat cu o lungime mare. În unele cazuri elementul se assemblează într-un loc special și apoi se montează în poziția de proiect, iar în unele cazuri ele se assemblează direct în poziția de proiect.

La comprimarea elementului și în continuare, sub acțiunea efortului de precomprimare se deformează mortarul dintre blocuri (în cazul când îmbinarea este completată cu mortar) sau se strivesc neregularitățile pe părțile laterale ale blocurilor (când îmbinarea nu este completată cu mortar) și elementul se scurtează cu o oarecare mărime, care duce la micșorarea tensiunilor în armătura pretensionată.

Valorile pierderilor de tensiuni în fiecare caz concret se determină conform recomandățiilor din normele NCM F.02.02-2006.

### **5.3. Gruparea pierderilor de tensiuni**

La proiectarea construcțiilor din beton armat precomprimat, spre deosebire de elementele armate simplu, se calculează la două etape:

- 1) la etapa de fabricare;
- 2) la etapa de exploatare.

La etapa de fabricare a construcției precomprimată cea mai importantă etapă se consideră momentul de transfer al efortului de precomprimare de la suporturi pe beton (pentru elemente cu armătura preîntinsă) sau momentul de pretensionare al armăturii (pentru elemente cu armătura postîntinsă). La această etapă este necesar de verificat dacă nu se va strivi betonul de la comprimarea locală în zonele de transfer al efortului de precomprimare și va rezista, în general, elementul la acțiunea efortului de precomprimare: nu se va rupe sau nu-și va pierde stabilitatea.

Pentru aceste calcule este necesar de știut valorile pierderilor de tensiuni pentru fiecare etapă de calcul.



De aceea, pierderile de tensiuni sunt divizate în două grupe:

- 1) pierderile de tensiuni **primare**, care au loc până la momentul precomprimării elementului -  $\sigma_{p1}$ ;
- 2) pierderile de tensiuni **secundare**, care au loc de la momentul de precomprimare al elementului și în continuare pentru toată perioada de exploatare -  $\sigma_{p2}$ .

Suma acestor pierderi reprezintă **pierderile totale** -  $\sigma_p$ .

Cu copul de a însuși mai bine metoda de grupare a pierderilor de tensiuni (fără a avea necesitatea de a memoriza care pierdere de tensiuni se referă la o grupă sau altă), le grupăm în formă de tabel (tab. 5.2).

Tabelul 5.2

### Gruparea pierderilor de tensiuni în armătura pretensionată ale elementelor precomprimare

Procedeul de pretensionare al armăturii	Pierderile primare sau secundare	Pierderile de tensiuni	
Preîntinsă	$\sigma_{p1}$	1	$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$
	$\sigma_{p2}$	2	$\sigma_8 + \sigma_9$
Postîntinsă	$\sigma_{p1}$	3	$\sigma_3 + \sigma_4$
	$\sigma_{p2}$	4	$\sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$

Pentru stabilirea în parte la care grupă de pierderi de tensiuni se referă fiecare pierdere, analizăm detaliat în care perioada parcurge fiecare pierdere și o includem în tab. 5.2.

Ca exemplu:

1. Pierderea de tensiuni de la relaxarea armăturii pretensionate. În cazul armăturii preîntinse ea parcurge în cea mai mare parte (mai intensiv) de la momentul de pretensionare a armăturii până la momentul de transfer pe beton al efortului de precomprimare și, de aceea, ea se referă la pierderea de tensiuni primare și o includem în colonița 1 din tab. 5.2.

În cazul armăturii postîntinse această pierdere are loc după comprimarea elementului. De aceea, ea se include în pierderile secundare (colonița 4 din tab. 5.2) și este notată cu  $\sigma_7$ .

2. Pierderea de tensiuni de la diferența de temperaturi ale armăturii ( $T_2 - T_1$ ) -  $\sigma_2$  poate fi numai pentru elementele tratate termic cu armătura preîntinsă. De aceea, o includem numai în colonița 1 din tab. 5.2.

În așa mod în continuare se analizează fiecare pierdere de tensiuni și se completează tab. 5.2.

În finală, în baza tab. 5.2, putem scrie următoarele relații pentru determinarea pierderilor **primare** și **secundare** de tensiuni:

1) pentru elemente precomprimate cu armătura preîntinsă

$$(5.7) \quad \sigma_{p1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 ;$$

$$(5.8) \quad \sigma_{p2} = \sigma_8 + \sigma_9 ;$$

2) pentru elemente precomprimate cu armătura postîntinsă

$$(5.9) \quad \sigma_{p1} = \sigma_3 + \sigma_4 ;$$

$$(5.10) \quad \sigma_{p2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11} .$$

Valoarea sumară a pierderilor de tensiuni (*pierderile totale*)  $\sigma_p = \sigma_{p1} + \sigma_{p2}$ , care se recomandă să fie adoptată în calcul nu mai mică de 100 MPa.

#### 5.4. Efortul de precomprimare al betonului și excentricitatea lui

La fabricarea și calculul la stări limită de serviciu ale construcțiilor din beton precomprimat este necesar de cunoscut (minimum) 3 valori ale efortului de precomprimare a betonului:

1)  $P_o$  – efortul de precomprimare inițial, care, în principiu, reprezintă efortul inițial de întindere al armăturii

$$(5.11) \quad P_o = \sigma_{sp} A_{sp} ,$$

în care  $\sigma_{sp}$  este valoarea tensiunii inițiale în armătura pretensionată, care se adoptă conform recomandațiilor din pct. 5.1;

$A_{sp}$  – aria secțiunii a armăturii pretensionate.

2)  $P_1$  – efortul de precomprimare al elementului la momentul de transfer pe beton (la elementele cu armătura preîntinsă) sau la etapa de comprimare a elementului (în cazul armăturii postîntinse) cu evidența primelor pierderi de tensiuni

$$P_1 = P_0 - \sigma_{p1} A_{sp} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{p1}), \quad (5.12)$$

aici  $\sigma_{p1}$  se adoptă conform pct. 5.3;

3)  $P$  – efortul de precomprimare, care rămâne în armătura pretensionată după toate pierderile de tensiuni  $\sigma_p$

$$P = P_0 - \sigma_p A_{sp} = \sigma_{sp} A_{sp} - \sigma_p A_{sp} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_p) = A_{sp}[\sigma_{sp} - (\sigma_{p1} + \sigma_{p2})]. \quad (5.13)$$

Valoarea excentricității a efortului de precomprimare  $e_{op}$  se adoptă în dependență de tipul elementului.

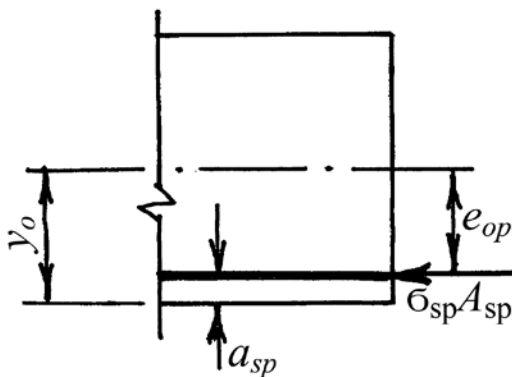
La elementele întinse centric sau întinse excentric cu excentricitatea mică armătura pretensionată, de regulă, se instalează în centrul de greutate al secțiunii elementului și, de aceea, valoarea excentricității se adoptă egală cu „0” ( $e_{op} = 0$ ).

La elementele încovoiate, comprimate sau întinse excentric cu excentricitatea mare, de regulă, avem armătură pretensionată numai în zona întinsă a elementului și, de aceea, valoarea excentricității se adoptă egală cu distanța de la centrul de greutate al armăturii pretensionate până la axa, care trece prin centrul de greutate al secțiunii elementului (vezi fig. 5.5)

$$e_{op} = y_0 - a_{sp}, \quad (5.14)$$

în care  $y_0$  este distanța de la marginea de jos a secțiunii elementului până la axa, care trece prin centrul de greutate al secțiunii ideale (reduse) al elementului din beton armat precomprimat (vezi formula 5.18. pct. 5.5);

$a_{sp}$  - stratul de protecție (acoperire) al armăturii pretensionate.



**Figura 5.5.**  
Excentricitatea efortului de precomprimare la elementele încovoiate fără armătură pretensionată în zona comprimată

În cazuri excepționale, când la elementele enumerate mai sus se instalează armătură pretensionată și în zona comprimată (la etapa de exploatare) cu scopul de a

excluce apariția fisurilor sau limitarea deschiderii lor în această zonă (la etapa lor de fabricare), valoarea excentricității se determină cu relația

$$e_{op} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A_{scp} y_{scp}}{A_{sp} + A_{scp}}, \quad (5.15)$$

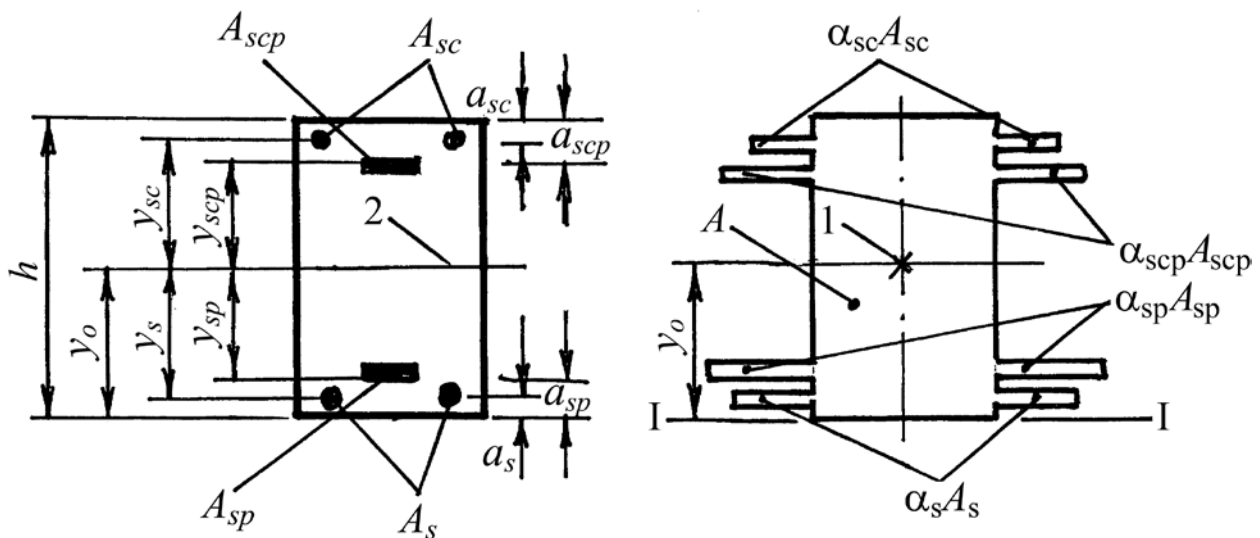
în care  $y_{sp}$ ,  $y_{scp}$ ,  $A_{sp}$  și  $A_{scp}$  sunt prezentate în pct. 5.5.

### 5.5. Caracteristicile geometrice ale secțiunii ideale (reduse) a elementului din beton armat

La calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat la formarea fisurilor, determinarea săgeții și la rezistență, pentru determinarea tensiunilor în armătură și beton și în alte cazuri, când în betonul din zona întinsă lipsesc fisuri, se folosesc diferite caracteristici geometrice ale secțiunii elementului.

Luând în considerație faptul, că elementul din beton armat este alcătuit din beton și armătură, reieșind din condiția de lucru în comun al materialelor ( $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ ), avem posibilitatea să înlocuim (să reducem) aria armăturii cu  $\alpha$  arii de beton (vezi pct. 4.2.1), în care  $\alpha$  este coeficientul de echivalență  $\alpha = E_s / E_c$ .

În așa caz secțiunea din beton armat se examinează ca o secțiune omogenă din beton, numită secțiune ideală (redușă), în care armătura este înlocuită cu  $\alpha$  suprafețe de beton (fig. 5.6).



**Figura 5.6. Secțiunile elementului din beton armat și beton precomprimat**  
 $a$  – secțiunea reală a elementului cu armătură obișnuită și pretensionată;  
 $b$  – secțiunea ideală (redușă); 1 – centrul de greutate al secțiunii ideale; 2 – axa, care trece prin centrul de greutate al secțiunii ideale

Reieșind din cele expuse mai sus, obținem următoarele relații pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale unei secțiuni ideale (reduse), necesare la calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat:

- aria secțiunii ideale a elementului

$$A_{red} = A + \alpha_s A_s + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_{sc} A_{sc} + \alpha_{scp} A_{scp} ; \quad (5.16)$$

- momentul staic al secțiunii ideale în raport cu axa, care trece prin partea de jos a secțiunii elementului I-I (vezi fig. 5.6).

$$S_{red} = S + \alpha_s A_s a_s + \alpha_{sp} A_{sp} a_{sp} + \alpha_{sc} A_{sc} (h - a_{sc}) + \alpha_{scp} A_{scp} (h - a_{scp}); \quad (5.17)$$

- distanța de la axa I-I până la centrul de greutate al secțiunii ideale

- distanța de la axa I-I până la centrul de greutate al secțiunii ideale

$$y_0 = S_{red} / A_{red} ; \quad (5.18)$$

- momentul de inerție al secțiunii ideale în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate

$$I_{red} = I + \alpha_s A_s y_s^2 + \alpha_{sp} A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_{sc} A_{sc} y_{sc}^2 + \alpha_{scp} A_{scp} y_{scp}^2 ; \quad (5.19)$$

- distanța de la centrul de greutate al secțiunii ideale până la punctul de jos al nucleului ( $r_{inf}$ ) și de sus ( $r_{sup}$ ), (vezi fig. 5.8)

$$r_{inf} = I_{red} / A_{red} y_0, \quad (5.20)$$

$$r_{sup} = I_{red} / A_{red} (h - y_0). \quad (5.21)$$

În aceste formule

$A$ ,  $S$  și  $I$  sunt aria, momentul static și momentul de inerție al secțiunii de beton;

$A_s$ ,  $A_{sc}$ ,  $A_{sp}$  și  $A_{scp}$  – ariile secțiunilor ale armăturilor nepretensionate și pretensionate din zonele întinsă și precomprimată;

$\alpha_s = E_s / E_c$ ;  $\alpha_{sp} = E_{sp} / E_c$ ;  $\alpha_{sc} = E_{sc} / E_s$  și  $\alpha_{scp} = E_{scp} / E_c$  - coeficienții de echivalență ai armăturilor.

Celelalte mărimi geometrice sunt prezentate în fig. 5.6.

## 5.6. Tensiunile în beton de la efortul de precomprimare

La calculul elementelor/construcțiilor precomprimate este necesar de determinat valoarea tensiunilor în beton la diferite nivele pe înălțimea secțiunii elementului de la efortul de precomprimare pentru diferite etape de lucru ale elementului. Se determină valorile maximale ale tensiunilor în beton la etapa de transfer a efortului de precomprimare pe beton (pentru elemente cu armătura preîntinsă) sau la etapa de precomprimare (pentru elemente cu armătura postîntinsă) pentru a exclude strivirea betonului în zonele de transfer. Se determină tensiunile în beton și pentru determinarea pierderilor de tensiuni de la curgerea lentă a betonului etc.

În momentul de transfer al efortului de precomprimare de pe suporturi pe beton (armătura preîntinsă) sau la întinderea armăturii (armătura postîntinsă) în beton se dezvoltă deformații elastice și parțial deformații plastice insuficiente. Având în vedere că la această etapă de lucru al elementului în beton apar deformații plastice comparativ mici, admitem diagrama tensiunilor în beton liniară. Aceasta ne permite să determinăm valorile tensiunilor în beton ca pentru un material elastic cu formulele din cursul „Rezistența materialelor”.

Elementele întinse centric și excentric cu excentricitatea mică la momentul precomprimării lucrează ca elemente comprimate centric de la acțiunea efortului de precomprimare, care reprezintă ca o forță exterioară.

Valoarea tensiunilor în beton la această etapă se determină cu formula

$$\sigma_{cp} = P_i / A_{red} , \quad (5.22)$$

în care  $P_i$  este valoarea efortului de precomprimare după primele pierderi de

tensiuni ( $P_1$ ) sau după toate pierderile ( $P$ ).

Pentru elementele încovoiate sau comprimate cu excentricitate mare, valorile tensiunilor în beton în orice fibră (strat) a secțiunii pot fi determinate ca pentru un element comprimat excentric cu următoarea formulă generală

$$\sigma_{cp} = \frac{P_i}{A_{red}} \pm \frac{P_i e_{op}}{I_{red}} y_i , \quad (5.23)$$

în care  $y_i$  este distanța de la axa, care trece prin centrul de greutate al secțiunii ideale până la fibra (stratul) examinată;

$A_{red}$ ,  $I_{red}$  și  $e_{op}$  – vezi pct. 5.4 și 5.5.

În dependență de scopul calculului tensiunile în beton se determină la diferite nivele pe înălțimea secțiunii elementului:

a) la nivelul armăturilor pretensionate, situate corespunzător în zona întinsă (la etapa de exploatare)  $\sigma_{cp}$  sau comprimată  $\sigma_{ccp}$  a elementului, necesare pentru determinarea tensiunilor de control  $\sigma_{con,2}$  și  $\sigma_{con,c2}$  (vezi pct.5.1) din armătura postîntinsă

$$\sigma_{cp} = \frac{P_i}{A_{red}} + \frac{P_i e_{op}}{I_{red}} y_{sp}; \quad (5.24)$$

$$\sigma_{ccp} = \frac{P_i}{A_{red}} - \frac{P_i e_{op}}{I_{red}} y_{scp}, \quad (5.25)$$

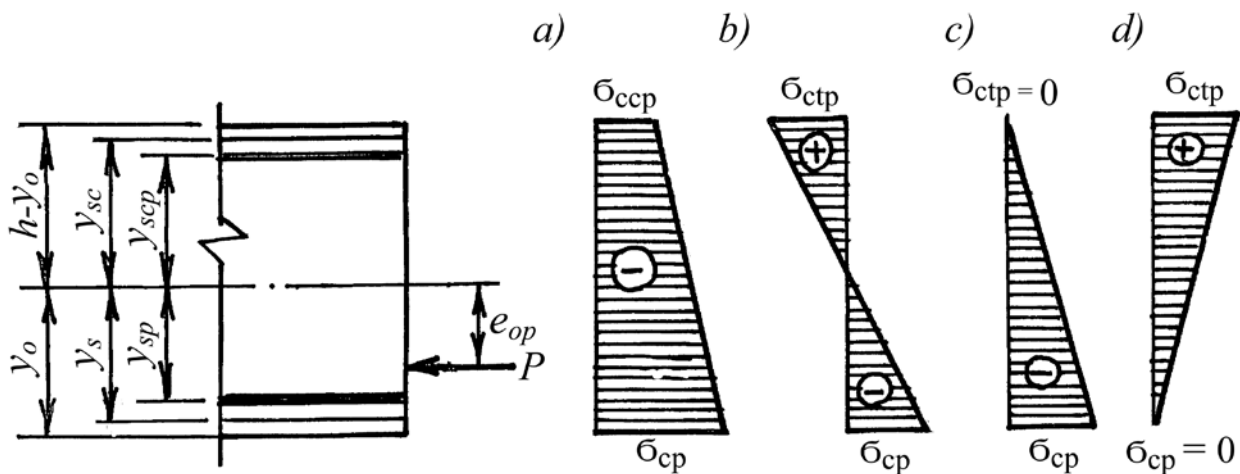
în care  $y_{sp}$  și  $y_{scp}$  – vezi fig. 5.6.

b) la nivelul fibrelor de la marginea comprimată sau întinsă ale betonului, necesare pentru verificarea tensiunilor limite de comprimare și de întindere în beton la etapa de precomprimare

$$\sigma_{cp} = \frac{P_i}{A_{red}} + \frac{P_i e_{op}}{I_{red}} y_0; \quad (5.26)$$

$$\sigma_{ccp} = \frac{P_i}{A_{red}} - \frac{P_i e_{op}}{I_{red}} (h - y_0), \quad (5.27)$$

Diagrama tensiunilor normale în beton de la efortul de precomprimare poate fi cu un semn (numai tensiuni de comprimare) sau cu două semne (tensiuni de comprimare și de întindere). Forma diagramei tensiunilor (vezi fig. 5.7) depinde de valoarea excentricității  $e_{op}$  și de efortul de precomprimare  $P$ .



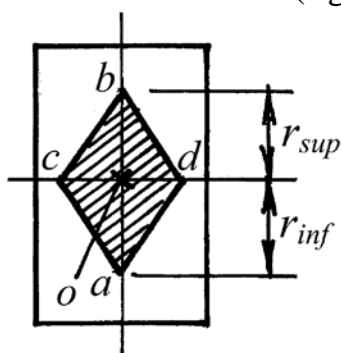
**Figura 5.7. Diagramele tensiunilor posibile în betonul elementului la etapa de precomprimare**

$a$  – numai tensiuni de comprimare;  $b$  – tensiuni de comprimare și de întindere;  $c$  și  $d$  – tensiuni de comprimare în formă de triunghi

Dacă valorile  $e_{op}$  și  $P$  sunt mici, atunci, de regulă, avem numai tensiuni de comprimare (fig. 5.7  $a$ ), iar pentru unele valori ale lui  $e_{op}$  și  $P$  diagramă tensiunilor poate fi cu două semne: tensiuni de comprimare și de întindere (fig. 5.7  $b$ ). În unele cazuri pentru unele valori concrete ale excentricității  $e_{op}$  putem avea numai tensiuni de comprimare (fig. 5.7  $c$  și  $d$ ) cu valoarea maximală la o margine și egale cu zero la marginea opusă ( $\sigma_{ctp} = 0$  sau  $\sigma_{cp} = 0$ ). Aceste cazuri sunt niște cazuri specifice sensul fizic ale cărora va fi examinat în continuare.

Din cursul „Rezistența materialelor” este cunoscută așa o noțiune ca „nucleul secțiunii” (fig. 5.8), care se caracterizează prin aceea, că dacă forța longitudinală (de compresiune sau de întindere) acționează în limitele interioare ale acestui nucleu, atunci în element avem numai tensiuni de comprimare sau de întindere. Dar, dacă forța longitudinală acționează în afara acestui nucleu, apar tensiuni de comprimare și de întindere.

În cazurile, când forța longitudinală este aplicată în punctele marginale ale nucleului ( $a$  sau  $b$ ), atunci în secțiunea elementului avem numai tensiuni de comprimare sau de întindere (fig. 5.7  $c$  și  $d$ ) cu valoarea maximală a tensiunilor la o



**Figura 5.8.**

**Nucleul secțiunii**

$o$  – centrul de greutate al secțiunii;  $a, b, c$  și  $d$  – punctele marginale ale nucleului

margine și egală cu „0” la cealaltă margine. Prin aceasta și se caracterizează „nucleul secțiunii”. Distanțele de la centrul de greutate al secțiunii până la aceste puncte ( $r_{sup}$  și  $r_{inf}$ ) sunt numite *razele nucleului*.

La calculul elementelor din beton armat precomprimat la fisurare se folosește valoarea  $r_{sup}$  și, de aceea, examinăm nemijlocit aici cum se determină această valoare pentru un element precomprimat cu efortul  $P$ .

Dacă adoptăm că efortul de precomprimare  $P$  este aplicat în punctul „ $b$ ” cu excentricitatea  $e_{op} = r_{inf}$  (vezi fig. 5.8), atunci valoarea tensiunilor  $\sigma_{ccp} = 0$  și din formula (5.27) obținem

$$\sigma_{ccp} = 0 = \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} (h_0 - y_0)$$



și, de aici, după simplificarea ambelor părți cu  $P$ , obținem

$$r_{inf} = e_{op} = I_{red} / A_{red} (h_0 - y_0). \quad (5.28)$$

În așa mod se obține și relația pentru determinarea  $r_{sup}$ .

### 5.7. Valoarea de calcul a tensiunilor în armătura pretensionată din zona comprimată în elementele din beton precomprimat

În zona comprimată a elementelor precomprimate încovoiate sau comprimate excentric cu excentricitatea mare, de regulă, nu se instalează armătura pretensionată, fiindcă ea micșorează rezistența zonei comprimate. Dar un unele cazuri excepționale, când în zona comprimată la etapa de precomprimare (de fabricare) a elementului pot apărea tensiuni de întindere (vezi fig. 1.2) și pot apărea fisuri (atunci când  $\sigma_{ct} \geq R_{ct}$ ), poate fi instalată armătura pretensionată.

Menționăm, că în majoritatea elementelor aceste fisuri, practic, nu influențează asupra capacității portante a elementului la etapa de exploatare și, de aceea, se permite să nu fie instalată în ele armătura pretensionată. Numai în elementele/construcțiile, în care nu se permite apariția fisurilor (vezi pct. 10.2) la etapa lor de exploatare (rezervoare, conducte pentru lichide sau gaze etc.) se instalează armătura pretensionată pentru excluderea formării fisurilor la etapa de fabricare.

De aceea, în continuare vom examina determinarea valorii tensiunilor în armătura pretensionată din zona comprimată, necesară la calculul construcțiilor la stări limită ultime.

Tensiuni de comprimare  $\sigma_{scp}$  în această armătură pot apărea numai după epuizarea (compensarea) tensiunilor de pretensionare în ea ( $\sigma_{scp} = 0$ ). În zona comprimată a elementelor încovoiate în armătura pretensionată (precum și în cea nepretensionată) nu întotdeauna tensiunile ating limita de curgere a oțelului, deoarece mai înainte cedează zona comprimată de la strivirea betonului. Atunci, când în beton deformațiile ating valoarea limită la comprimare  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ , independent de valoarea tensiunilor în armătura pretensionată și nepretensionată, betonul se strivește și cedează, în general, zona comprimată și elementul se rupe.

Valoarea maximală a tensiunii, care poate fi luată în calcul în armătura pretensionată din zona comprimată se adoptă egală

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \sigma_{scp}, \quad (5.29)$$

în care  $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{cu} \cdot E_s$  este tensiunea maximală de compresiune posibilă în armătura din zona comprimată;

$\sigma_{scp}$  – tensiunile în armătura pretensionată din zona comprimată după pierderile de tensiuni totale (vezi pct. 5.2).

Luând în considerație, că deformația limită minimală a betonului la încovoiere (vezi pct. 2.7.7)  $\varepsilon_{cu} = 0,002$ , obținem

$$\sigma_{sc,u} = R_{sc} = \varepsilon_{cu} \cdot E_s = 0,002 \times 2 \times 10^5 = 400 \text{ MPa}$$

și atunci formula (5.30) poate fi prezentată în modul următor

$$(5.30) \quad \sigma_{sc} = R_{sc} - \sigma_{scp}$$

## **6. METODA GENERALĂ DE CALCUL LA REZISTENȚĂ (STAREA LIMITĂ ULTIMĂ) ÎN SECȚIUNI NORMALE ALE ELEMENTELOR DIN BETON ARMAT ȘI BETON PRECOMPRESAT CU SECȚIUNEA DE ORICE PROFIL SIMETRIC**

### **6.1. Noțiuni generale**

Conform Eurocodului EN 1990:2002 stare limită se consideră așa o stare în afara căreia structura nu mai satisface criteriul relevant (stabilit) de proiectare, iar stare limită ultimă – stare asociată cu prăbușirea sau cu alte forme similare de cedare structurală: pierderea capacității portante (a rezistenței); pierderea stabilității sau a echilibrului construcției.

Pentru elementele/construcțiile din beton armat și beton precomprimat starea limită ultimă (SLU) include următoarele stări critice, la care (după caz) trebuie verificate:

- STR (strength) – cedarea internă sau deformarea excesivă (pierderea stabilității) a structurii sau elementelor structurale, inclusiv fundații, piloți, pereți de subsol etc., unde rezistențele materialelor de construcție a structurii sunt decisive;
- FAT (fatigue) – cedarea la oboseală a structurii sau a elementelor structurale;
- EQU (equilibrium) – pierderea echilibrului static al structurii sau al unei părți a acesteia, considerată ca un corp rigid, în care variații mici în valoarea

distribuției spațiale a acțiunilor (sarcinilor) de la o singură sursă sunt considerate importante, iar rezistențele materialelor de construcție sau ale solului, în general, nu sunt decisive.

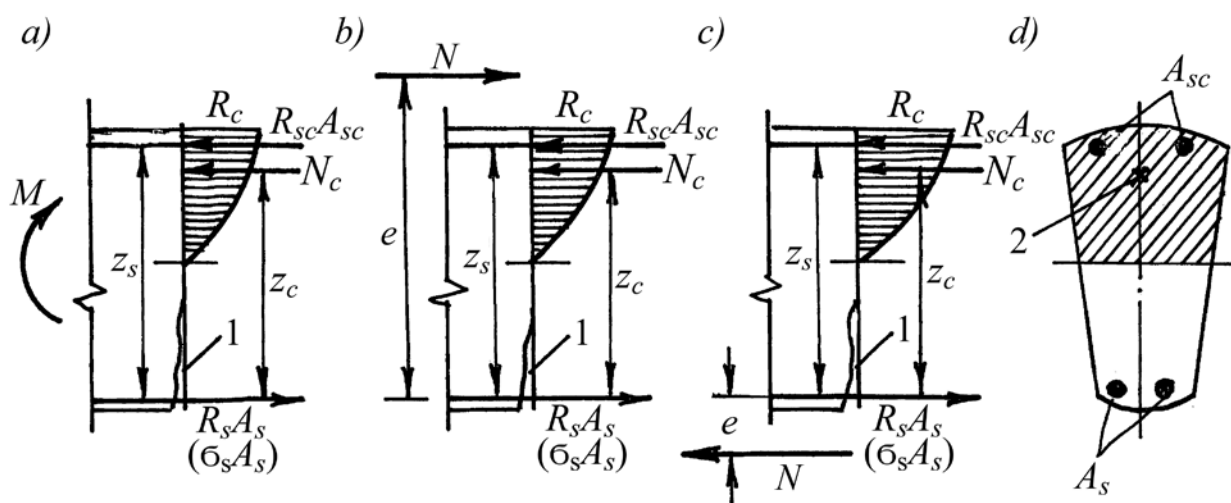
Noțiunea de secțiune normală în elementele din beton armat (aici și în continuare) se consideră o secțiune perpendiculară (normală) la axa longitudinală a elementului.

Elementele/construcțiile din beton armat sau beton precomprimat în care la etapa de exploatare în secțiunile normale apar tensiuni de comprimare și de întindere (vezi fig. 6.1) (elementele încovoiate, comprimate sau întinse excentric cu excentricitatea mare) se calculează cu aceeași metodă, care este numită metoda generală de calcul, deoarece la baza ei sunt puse aceleași ipoteze:

- se examinează o secțiune normală fisurată în zona cu valoarea maximală a momentului încovoietor la stadiul III de lucru (vezi pct. 4.1);
- secțiunile plane și normale la axa elementului rămân plane și normale și după deformație (ipoteza lui Navier-Bernoulli);
- nu există alunecare relativă între armătură și beton;
- rezistența betonului la întindere este neglijată;
- diagramele betonului  $\sigma_c - \varepsilon_c$  și a armăturii  $\sigma_s - \varepsilon_s$  se adoptă conform recomandățiilor din pct. 2.7.7 și 3.2.1.

Menționăm, că unii autori, cu regret, scriu că în calcul nu se ia în considerație lucrul betonului din zona întinsă, fiindcă rezistența lui la întindere este cu mult mai mică, decât rezistența lui la compresiune. Această explicație este incorectă, deoarece la calculul elementelor la rezistență în secțiuni normale se examinează o secțiune cu fisură (fisurată) și betonul din zona întinsă nici nu poate să lucreze. Lucrează la întindere numai o porțiune mică de beton de la vârful fisurii până la axa neutră a elementului (vezi fig. 4.1) și iată această porțiune nu se ia în calcul, se neglijează.

La calculul elementelor/construcțiilor, în care nu se permite formarea fisurilor la etapa de exploatare, rezistența betonului la întindere este luată în calcul, dar nu este neglijată (vezi pct. 10.3).



**Figura 6.1. Schemele de calcul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor cu orice profil simetric al secțiunii**

$a$  – element încovoiat;  $b$  și  $c$  - elemente comprimate sau întinse excentric cu excentricitatea mare;  $d$  – secțiunea transversală a elementului cu orice profil simetric în raport cu axa verticală; 1 – secțiunea cu fisură; 2 – centrul de greutate al zonei comprimate sau punctul de aplicare al efortului preluat de betonul din zona comprimată

În zona comprimată tot efortul este preluat de beton și armătura comprimată (în cazurile când ea este necesară din calcul), iar în zona întinsă – tot efortul este preluat numai de armătură. Valorile tensiunilor în fibrele marginale ale zonei comprimate ale betonului se adoptă egale cu rezistența de calcul a betonului la compresiune  $\sigma_{cc} = R_c$ , iar în armătura comprimată – egale cu rezistența de calcul a armăturii la compresiune  $\sigma_{sc} = R_{sc}$ . Valorile tensiunilor în armătura din zona întinsă se adoptă în dependență de cazul de rupere al elementului (vezi pct. 4.1, stadiul III):

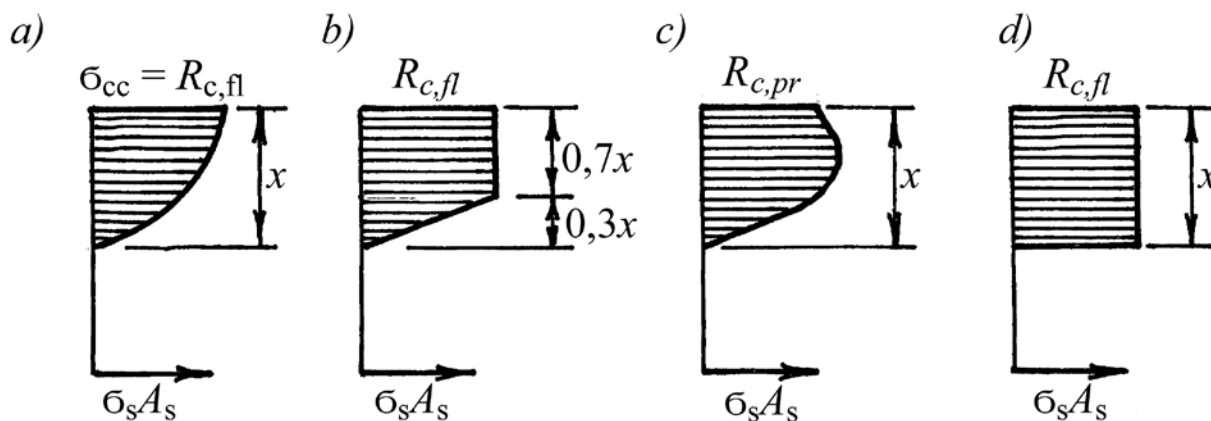
- $\sigma_s = R_s$  sau  $\sigma_{sp} = R_{sp}$  - pentru cazul 1 de rupere al elementului;
- $\sigma_s < \sigma_y$  sau  $\sigma_{sp} < \sigma_{0,2}$  - pentru cazul 2 de rupere al elementului.

Tensiunile în armătura pretensionată din zona comprimată (care se folosește foarte rar) se adoptă conform pct. 5.7.

Pentru alcătuirea ecuațiilor generale de calcul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor menționate mai sus, este necesar și foarte important de adoptat forma diagramei tensiunilor din zona comprimată a betonului și înălțimea ei de calcul. În continuare vom examina pe scurt această problemă fundamentală în teoria betonului armat.

## 6.2. Diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată și înălțimea de calcul a ei

Această problemă a apărut încă la etapa inițială de elaborare a metodei de calcul la eforturile de rupere. Fondatorul acestei metode de calcul (savantul ex-sovietic A.F.Loleit, 1932) a adoptat diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată inițial în formă de parabolă de gradul 3, iar mai târziu – în formă de trapezie (fig. 6.2).



## Figura 6.2. Diagramele tensiunilor în zona comprimată a betonului

*a* – adoptată inițial în metoda de calcul a lui Loleit la eforturi de rupere; *b* – adoptată mai târziu de același autor; *c* – diagrama reală de repartizare a tensiunilor din zona comprimată, propusă de Zaliger; *d* – diagrama tensiunilor, propusă de P.L.Pasternac

Menționăm, că valoarea maximală a tensiunilor în fibrele marginale ale betonului din zona comprimată a fost adoptată egală cu, așa numită, rezistența betonului la compresiune din încovoiere –  $R_{c,fl}$  (bending compression strength), care a fost folosită în Normele sovietice până în 1975.

Pentru verificarea corectitudinii metodei de calcul, propuse de Loleit, au fost efectuate numeroase cercetări experimentale pe grinzi și plăci cu variația dimensiunilor secțiunii elementelor, rezistenței betonului, procentului de armare și altele. În baza acestor cercetări a fost corectată metoda de calcul și în 1939 ea a fost inclusă în normele sovietice OST 90003.

În aceeași perioadă au fost efectuate și numeroase cercetări experimentale în diferite laboratoare din Europa și SUA (Möller, Schule, Bah, Graf, Zaliger, Olsen, Ampergher, Slater, Lyse și alții), care au acordat o atenție mare și rezistenței betonului la compresiune din încovoiere  $R_{c,fl}$ . În experiențele efectuate raportul dintre rezistența  $R_{c,fl}$  și rezistența prismatică al betonului  $R_{c,fl} / R_{c,pr}$  varia în limitele de la 1,1 până la 2,0 și a fost adoptată următoarea relație

$$R_{c,fl} = 1,25 R_{c,pr} . \quad (6.1)$$

Pe parcursul anilor 1932 - 1942 au fost elaborate câteva variante a metodei de calcul al elementelor din beton armat în diferite țări (Shtaerman, Zaliger, Stoliarov), bazate pe stadiul III de rupere, în care au fost folosite diferite forme ale diagramei tensiunilor în zona comprimată a betonului (triunghiulară, trapezie, parabolă și dreptunghiulară). Un interes mai deosebit îl prezintă teoria savantului austriac Zaliger (1936), care a adoptat diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată (vezi fig. 6.2 *c*) într-o formă de parabolă evidențiată.

În baza unei analize profunde a rezultatelor experimentale și metodelor de calcul ale diferitor autori, în 1944 savantul sovietic P.L.Pasternac a propus de adoptat diagrama tensiunilor în zona comprimată a elementului în formă dreptunghiulară cu valoarea maximală a rezistenței betonului egală cu rezistența betonului la compresiune din încovoiere  $R_{c,fl}$  (vezi fig. 6.2 *d*). Aceasta a permis de simplificat esențial forma relațiilor de calcul.

Menționăm, că forma diagramei tensiunilor din zona comprimată, propusă de Zaliger (fig. 6.2 *c*) a fost confirmată de numeroase rezultate experimentale, efectuate în anii 1945-1965 cu un utilaj și aparate mai moderne.

Acest efect se explică prin faptul, că la momentul, când tensiunile în stratul marginal al zonei comprimate ating valoarea rezistenței betonului la compresiune centrică ( $R_{c,pr}$ ), el nu se strivește și elementul prelungește să lucreze datorită faptului că straturile inferioare de beton mai puțin comprimate ajută straturilor mai

comprimate (datorită legăturilor interne) și așa se prelungește până când tensiunile în beton nu ating o valoare maximală, numită rezistența betonului la compresiune din încovoiere –  $R_{c,fl}$ .

Acest efect este asemănător cu efectul de majorare a rezistenței betonului la compresiune locală (vezi pct. 2.4.5).

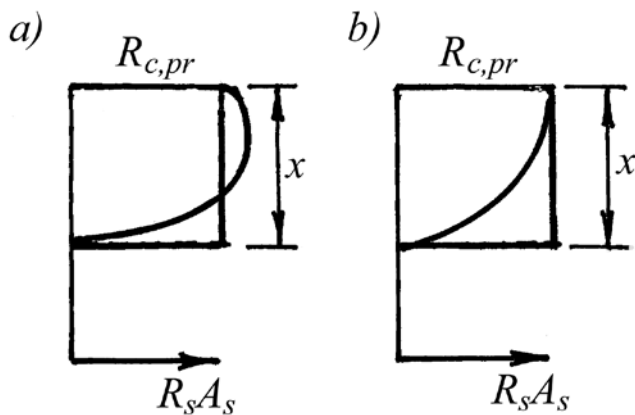
Menționăm, că acest efect de majorare a rezistenței betonului în zona comprimată și întinsă a elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare este bine cunoscut, dar în prezent în SNIp și Eurocod el este recunoscut direct numai pentru zona întinsă și se folosește noțiunea de rezistență betonului la întindere din încovoiere  $R_{ct,fl}$  și sunt propuse relații concrete pentru determinarea acestei rezistențe (vezi pct. 2.4.3). Însă, ceea ce se referă la rezistența betonului la compresiune din încovoiere  $R_{c,fl}$ , ea nu se folosește direct în calculul elementelor, dar acest efect se folosește indirect în SNIp și Eurocod prin aceea, că valoarea limită (maximală) a deformațiilor specifice ale betonului în zona comprimată a elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare se adoptă egale:  $\varepsilon_{cu} = 0,0025$  la compresiune centrică (la acțiunea sarcinii de lungă durată) și  $\varepsilon_{cu} = 0,003$  sau  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  la compresiune din încovoiere corespunzător pentru beton de clasa egală sau mai mare de C 35/45 și mai mică de C 35/45.

De aici se vede, că raportul dintre deformațiile specifice la compresiune din încovoiere și deformațiile specifice la compresiune centrică variază în limitele 1,2 – 1,4, care este destul de aproape de valoarea coeficientului de corelație dintre rezistența betonului la compresiune din încovoiere și rezistența la compresiune centrică (1,25 – vezi formula 6.1).

Aceasta confirmă faptul, că într-adevăr există efectul de majorare a rezistenței betonului în zona comprimată a elementelor menționate mai sus și diagrama reală a tensiunilor în zona comprimată este mai aproape de diagrama, prezentată în fig. 6.2 c, decât de diagrama în formă de parabolă de gradul 2 sau 3 din fig. 6.2 a.

Reieșind din aceste considerente, a fost adoptată diagrama tensiunilor din zona comprimată în formă dreptunghiulară (cu valoarea maximală a tensiunilor  $\sigma_{cc} = R_c$  și înălțimea zonei comprimate de calcul egală cu valoarea reală a înălțimii zonei comprimate ( $x = x_{cal} = x_{reel}$ ) pentru calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare (vezi fig. 6.1). Această diagramă a tensiunilor din zona comprimată cu  $\sigma_{cc} = R_c$  și  $x = x_{reel}$  este adoptată și în SNIp 2.03.01-84 (Rusia).

Dacă suprapunem diagrama dreptunghiulară a tensiunilor cu diagramele din fig. 6.2 c și 6.2 a (vezi fig. 6.3) se vede, că aria diagramei dreptunghiulare este cu mult mai aproape de aria diagramei reale a tensiunilor din fig. 6.2 c, decât de aria parabolei de gradul 2 sau 3 din fig. 6.2 a. Aceasta ne permite să concluzionăm, că, într-adevăr, diagrama dreptunghiulară a tensiunilor din zona comprimată reflectă mai corect caracterul de lucru al elementului în zona comprimată la etapa lui de rupere.

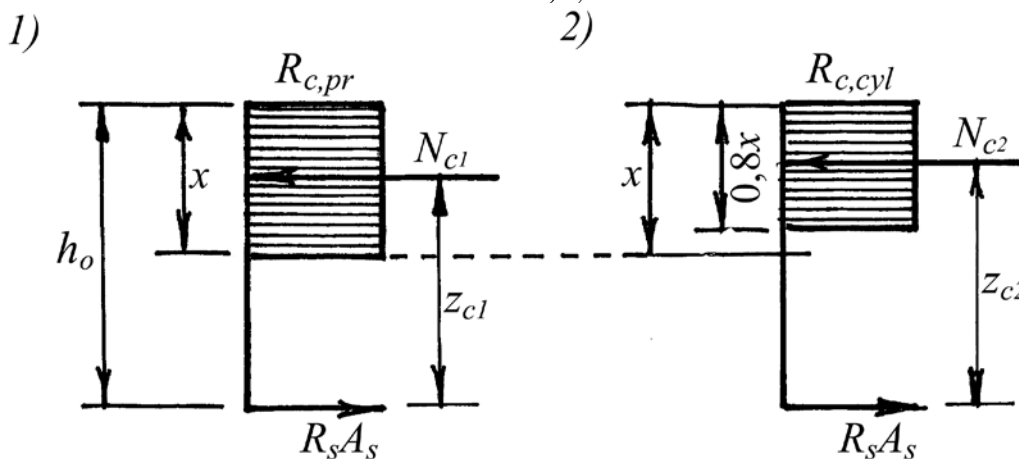


**Figura 6.3.**  
**Comparația diagramelor de tensiuni**  
**în zona comprimată a elementelor**  
**încovoiate, comprimat și întinse**  
**excentric cu excentricitatea mare**

În Eurocod EN 1992-1-1: 2004 este adoptată diagrama tensiunilor în zona comprimată, de asemenea, în formă dreptunghiulară cu valoarea de calcul, determinată în baza rezistenței cilindrice  $R_{c,cyl}$ , iar înălțimea zonei comprimate, egală cu 0,8 din înălțimea ei reală –  $x_{calc} = 0,8 x_{reel} = 0,8 x$ .

Schemele de calcul adoptate în manual și în Eurocod sunt prezentate în fig. 6.4 cu notațiile din prezentul manual.

În fig. 6.4  $N_{c1}$  este efortul preluat de zona comprimată cu înălțimea egală cu  $x$  și tensiunile maxime în beton  $\sigma_{cc} = R_{c,pr}$ , iar  $N_{c2}$  - același, pentru înălțimea zonei comprimate egală cu  $0,8 x$  și  $\sigma_{cc} = R_{c,cyl}$  (conform Eurocodului)



**Figura 6.4. Schemele de calcul la rezistență în secțiuni normale ale**  
**elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea**  
**mare în conformitate cu diagrama tensiunilor din prezentul manual – 1**  
**și din Eurocod – 2**

$$(6.2) \quad N_{c1} = R_{c,pr} A_{c1} \quad \text{și}$$

$$(6.3) \quad N_{c2} = R_{c,cyl} A_{c2} ;$$

$z_{c1}$  și  $z_{c2}$  sunt distanțele de la centrul de greutate al armăturii întinse până la punctul de aplicare a eforturilor  $N_{c1}$  și  $N_{c2}$  (care mai sunt numite brațuri de pârghie)

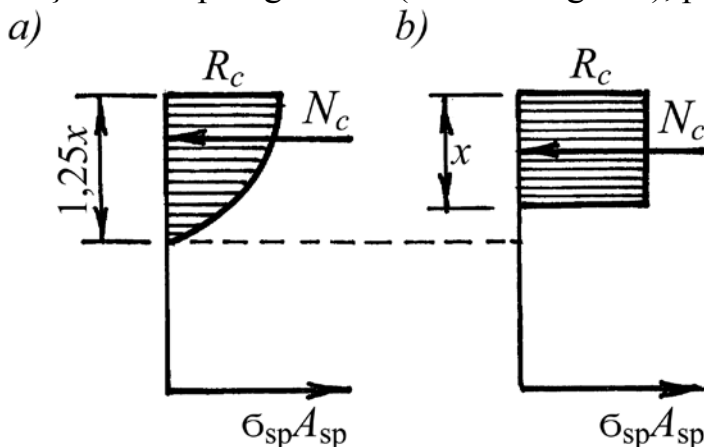
$$z_{c1} = h_0 - 0,5 x , \quad (6.4)$$

$$z_{c2} = h_0 - 0,4 x ; \quad (6.5)$$

$A_{c1}$  și  $A_{c2}$  - ariile zonei comprimate ale betonului în fiecare caz aparte.

Menționăm, că savantul român Radu Pascu în lucrarea sa „Beton precomprimat. Bazele calculului” (București, 2008) a adoptat aceeași diagramă dreptunghiulară a zonei comprimate (vezi fig. 6.5) pentru calculul elementelor precomprimate încovoiate cu valoarea maximală a tensiunilor  $\sigma_{cc} = R_c$  și înălțimea zonei comprimate egală cu  $x$  ( $x = 0,8 \cdot 1,25 x = x$ ).

Pentru stabilirea gradului de corelație dintre rezultatele de calcul conform diagramei tensiunilor din zona comprimată, adoptată în prezentul manual (cu  $\sigma_{cc} = R_{c,pr}$  și  $x$ ) și din Eurocod EN 1992-1-1: 2004 (cu  $\sigma_{cc} = R_{c,cyl}$  și  $0,8 x$ ), au fost comparate valorile momentelor încovoietoare, preluate de zona comprimată în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară (conform fig. 6.4), pentru ambele scheme:



**Figura 6.5.**  
**Diagrama reală a tensiunilor din zona comprimată (a) și diagrama de calcul (b) pentru calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor precomprimate, solicitate la încovoiere (conform recomandărilor lui Radu Pascu)**

1- pentru schema 1 de calcul din fig.6.4

$$M_1(R_{c,pr}; x) = N_{c1} \cdot Z_{c1} = R_{c,pr} b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (6.6)$$

2 – pentru schema 2 de calcul din fig. 6.4

$$M_2(R_{c,cyl}; 0,8x) = N_{c2} \cdot Z_{c2} = R_{c,cyl} b \cdot 0,8x \left( h_0 - \frac{0,8x}{2} \right). \quad (6.7)$$



Dacă introducem în aceste relații notația  $x / h_0 = \xi_c$  - înălțimea relativă a zonei comprimate și adoptăm  $R_{c,cyl} \approx 1,1 R_{c,pr}$  (din condițiile:  $R_{c,cyl} \approx 0,8 R_{c,cub}$  și  $R_{c,pr} \approx 0,73 R_{c,cub}$ ), atunci obținem:

$$M_1(R_{c,pr}; x) = R_{c,pr} b h_0^2 \xi_c (1 - 0,5 \xi_c), \quad (6.8)$$

$$M_2(R_{c,cyl}; 0,8x) = 0,88 R_{c,pr} b h_0^2 \xi_c (1 - 0,4 \xi_c). \quad (6.9)$$

Impărțim  $M_1$  la  $M_2$  și stabilim corelația între ele

$$\frac{M_1(R_{c,pr}; x)}{M_2(R_{c,cyl}; 0,8x)} = \frac{R_{c,pr} b h_0^2 \xi_c (1 - 0,5 \xi_c)}{0,88 R_{c,pr} b h_0^2 \xi_c (1 - 0,4 \xi_c)} = \frac{1 - 0,5 \xi_c}{0,88(1 - 0,4 \xi_c)}. \quad (6.10)$$

Adoptăm o valoare medie (optimală) a înălțimii relative a zonei comprimate  $\xi_c = 0,35$  (care, în general, variază în limitele 0,2-0,5) și o introducem în expresia (6.10), atunci în finală obținem

$$M_1(R_{c,pr}; x) / M_2(R_{c,cyl}; 0,8x) \approx 1,09. \quad (6.11)$$

După cum se vede, valoarea momentului încovoietor, determinată conform Eurocodului, este cu 9 % mai mică decât pentru diagrama tensiunilor din zona comprimată cu  $\sigma_{cc} = R_{c,pr}$  și înălțimea ei egală cu  $x$ . Considerăm, că aceasta se explică prin aceea că în Eurocod nu este luat în considerație efectul de majorare a rezistenței betonului la compresiune din încovoiere la stabilirea parametrilor diagramei dreptunghiulare a tensiunilor din zone comprimată. Însă, în general, este o diferență comparativ mică și putem spune, că obținem rezultate bune în ambele cazuri. Doar menționăm, că în cazul 1 cu înălțimea zonei comprimate egale cu  $x$ , ecuațiile de calcul sunt mai simple.

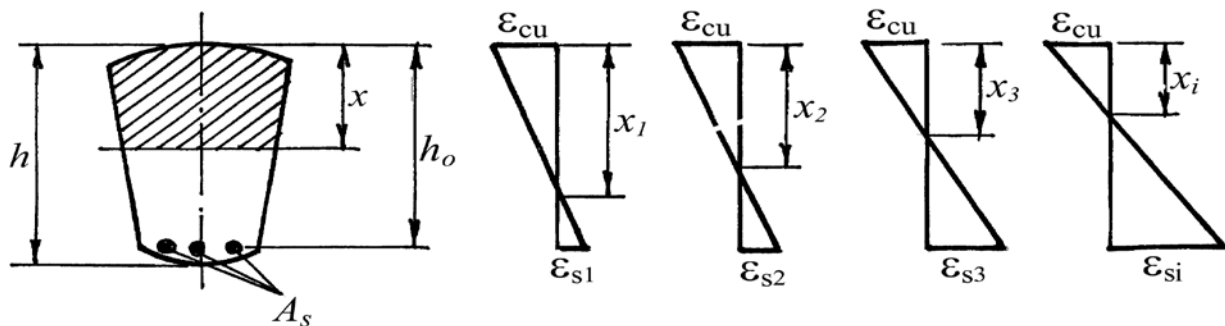
### 6.3. Înălțimea limită a zonei comprimate și procentul maximal de armare

La calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor/construcțiilor încovoiate, comprimate sau întinse excentric cu excentricitatea mare (când avem tensiuni de comprimare și de întindere), un parametru foarte important este *înălțimea zonei comprimate*  $x$ . Însă, în mod general, valoarea numerică a înălțimii zonei comprimate  $x$  nu caracterizează pe deplin caracterul de lucru al elementului. De exemplu, dacă  $x = 10$  cm sau  $x = 20$  cm, aceasta nu dă informație privind valoarea înălțimii zonei: este mare sau mică. De aceea, pentru aprecierea mai corectă a înălțimii zonei comprimate a fost inclusă, așa numită, valoarea relativă a zonei

comprimate –  $\xi_c$  , care reprezintă raportul dintre înălțimea zonei comprimate  $x$  și înălțimea de calcul a secțiunii elementului  $h_0 = h - a_s$  (vezi fig. 6.6) –  $\xi_c = x / h_0$  . Dacă  $\xi_c = 0,5$  sau  $\xi_c = 0,2$  , este clar, că în primul caz înălțimea zonei comprimate este mai mare decât în cazul doi și alcătuiește, respectiv, 50 % sau 20 % din înălțimea de calcul.

Din experimente a fost stabilit că valoarea tensiunilor în armătura întinsă în mare măsură depinde de înălțimea zonei comprimate  $x$ . Pentru aceasta, în continuare, examinăm graficul schimbării valorii deformațiilor (tensiunilor) în armătura întinsă la variația înălțimii zonei comprimate a betonului  $x$  ( $x_1 > x_2 > x_3 > \dots > x_i$ ).

Examinăm o secțiune normală a unui element cu înălțimea de calcul  $h_0$ , în care adoptăm valoarea deformațiilor în zona comprimată egală cu valoarea limită  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$  și variem înălțimea zonei comprimate  $x$  (fig. 6.6).



**Figura 6.6. Variația deformațiilor în armătura întinsă în funcție de valoarea înălțimii zonei comprimate**

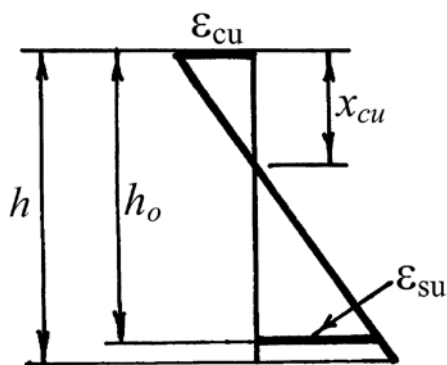
Din fig. 6.6. se vede, că la micșorarea înălțimii zonei comprimate cresc deformațiile (tensiunile) în armătura din zona întinsă ( $\sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_s$ ). Pentru o valoare concretă a înălțimii zonei comprimate deformațiile (tensiunile) în armătura întinsă ating valoarea limită a deformațiilor  $\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$  (tensiunile ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_s = \sigma_y$  sau  $\sigma_s = \sigma_{0,2}$ ). Această valoare a înălțimii zonei comprimate este numită înălțime limită –  $x_{cu}$  (sau înălțimea relativă limită a zonei comprimate  $\xi_{cu}$ ).

În acest caz elementul se rupe în același moment de la curgerea armăturii din zona întinsă și de la strivirea betonului din zona comprimată și este numit cazul de rupere „balansat” și se consideră cel mai optimal.

Analiza procesului de dezvoltare a tensiunilor în armătura întinsă în funcție de valoarea înălțimii zonei comprimate permite să facem o concluzie importantă privind caracterul de rupere al unui element încovoiat, comprimat sau întins excentric cu excentricitatea mare în stadiul III (vezi pct. 4.1):

- 1) în cazul când  $x_{reel} = x \leq x_{cu}$  (sau  $\xi_{reel} = \xi_c \leq \xi_{cu}$ ), ruperea elementului se începe de la curgerea armăturii din zona întinsă, care duce și la strivirea betonului din zona comprimate și, ca rezultat, la cedarea elementului în ansamblu; acest caz este numit *cazul 1* de rupere (vezi pct. 4.1);
- 2) în cazul când  $x_{reel} = x > x_{cu}$  (sau  $\xi_{reel} = \xi_c > \xi_{cu}$ ), ruperea elementului se începe de la strivirea betonului din zona comprimată în timp, ce tensiunile în armătura din zona întinsă sunt mai mici decât limita de curgere a oțelului ( $\sigma_s < \sigma_{sy}$  sau  $\sigma_s \leq \sigma_{0,2}$ ); acest caz este numit *cazul 2* de rupere (vezi pct. 4.1).

Valoarea limită (maximală) a înălțimii zonei comprimate  $x_{cu}$  (sau  $\xi_{cu}$ ) se determină în baza diagramei deformațiilor ultime în betonul din zona comprimată și în armătura întinsă într-o secțiune normală (vezi fig. 6.7).



**Figura 6.7.**  
**Diagrama deformațiilor limită de rupere „balansată” a elementului într-o secțiune normală**

Folosind proprietatea triunghiurilor asemănătoare, din fig.6.7 obținem

$$\frac{x_{cu}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{h_o}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}}, \quad (6.12)$$

din care

$$x_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu} h_o}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} \quad (6.13)$$

și atunci

$$\xi_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \sigma_y / E_s}, \quad (6.14)$$

în care  $\varepsilon_{cu}$  este valoarea limită a deformației betonului la compresiune din încovoiere, care se adoptă conform recomandațiilor din pct.2.7.7;

$\varepsilon_{su}$  – deformația limită a armăturii, care se adoptă conform recomandațiilor din pct. 3.2.1;

$E_s$  - modulul de elasticitate al armăturii întinse.

În anexa A.12 sunt prezentate valorile limită ale înălțimii relative a zonei comprimate  $\xi_{cu}$  în funcție de tipul armăturii și clasa betonului, care pot fi folosite la calculul practic al elementelor din beton armat și beton precomprimat.

Menționăm, că valoarea limită a zonei comprimate  $\varepsilon_{cu}$  și  $(\xi_{cu})$  în Normele Moldovei NCM F.02.02-2006 și în Normele Rusiei SNIIP 52-01-2003 este notată cu  $x_R$  și  $(\xi_R)$ .

Pentru determinarea procentului maximal de armare al elementelor menționate mai sus folosim cazul „echilibrat” de rupere în baza căruia avem condiția

$$(6.15) \quad R_s A_s = R_c b x_{cu} .$$

După unele transformări ale acestei formule obținem următoarea relație pentru determinarea coeficientului de armare longitudinală

$$\rho_l = \xi_{cu} \frac{R_c}{R_s} . \quad (6.16)$$

Înmulțim valoarea coeficientului  $\rho_l$  cu 100 și obținem relația pentru determinarea valorii maxime a procentului de armare cu armătură întinsă

$$\rho_{l, \max \%} = \xi_{cu} \frac{R_c}{R_s} \cdot 100\% , \quad (6.17)$$

în care  $R_c$  este rezistența de calcul a betonului la compresiune;

$R_s$  - rezistența de calcul a armăturii din zona întinsă.

În finală menționăm, că în baza prelucrării statistice a rezultatelor experimentale a fost obținută următoarea formulă empirică pentru determinarea tensiunilor în armătura întinsă în funcție de valoarea relativă a înălțimii zonei comprimate

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_{cu}} - 1 \right) R_s . \quad (6.18)$$

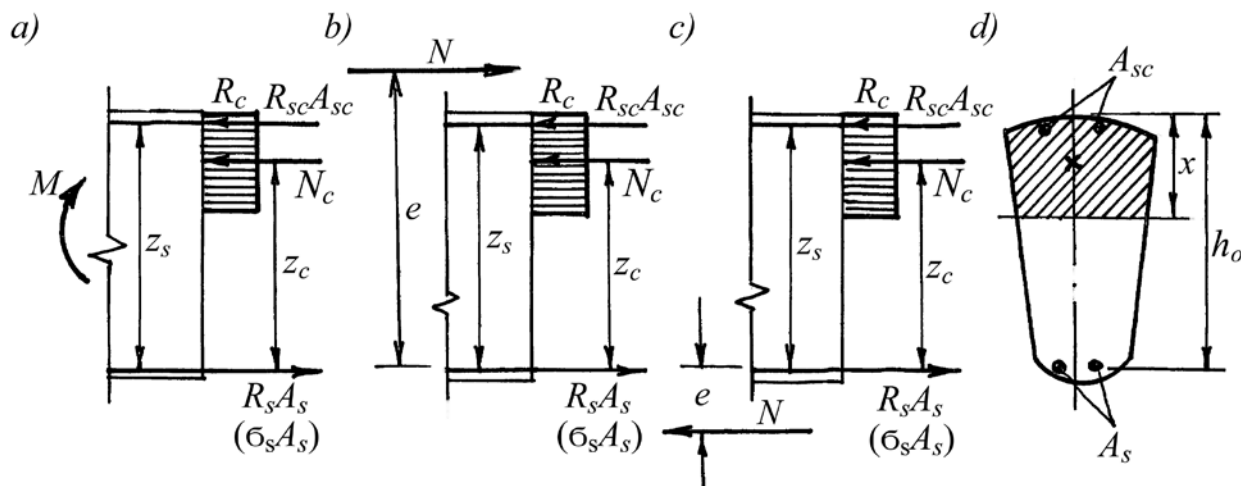
Această formulă se folosește numai pentru determinarea valorii cantitative a tensiunilor în armătura din zona întinsă ( $\sigma_s = R_s$  sau  $\sigma_s < R_s$ ), dar nu pentru determinarea valorii numerice a tensiunilor.

#### 6.4. Metoda generală de calcul la rezistență în secțiuni normale (SLU)

Metoda generală de calcul se folosește pentru calculul la rezistență în secțiuni normale (la capacitatea portantă) ale tuturor elementelor din beton armat și precomprimat, în care la etapa de exploatare apar tensiuni de comprimare și de

întindere (elementele încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare).

La baza metodei de calcul este adoptat stadiul III de lucru (vezi pct. 4.1, în care se examinează o secțiune normală fisurată cu diagrama tensiunilor în zona comprimată în formă dreptunghiulară cu înălțimea de calcul  $x$  (vezi fig. 6.8).



**Figura 6.8. Schemele de calcul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor cu orice profil simetric**

a – element încovoiat; b – comprimat excentric; c – întins excentric; 1 – centrul zonei comprimate – punctul de aplicare a efortului de comprimare în zona comprimată

Reieșind din faptul, că betonul este un material elasto-plastic (în deosebi, în stadiul III de lucru) și în element sunt fisuri, nu este posibil de folosit în calcule nemijlocit formulele din cursul „Rezistența materialelor”. Pentru calculul construcțiilor din beton armat și beton precomprimat se folosesc bine cunoscutele condiții de echilibru din statică: suma momentelor și suma proiecțiilor ale tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare.

Rezistența (capacitatea portantă) a elementului în secțiuni normale va fi asigurată în cazul, dacă valoarea momentului încovoiator de la sarcinile de calcul exterioare -  $M_{ext}$  nu va depăși valoarea momentului încovoiator de la eforturile interioare (preluat de eforturile interioare) în raport cu orice axă a elementului -  $M_{int}$

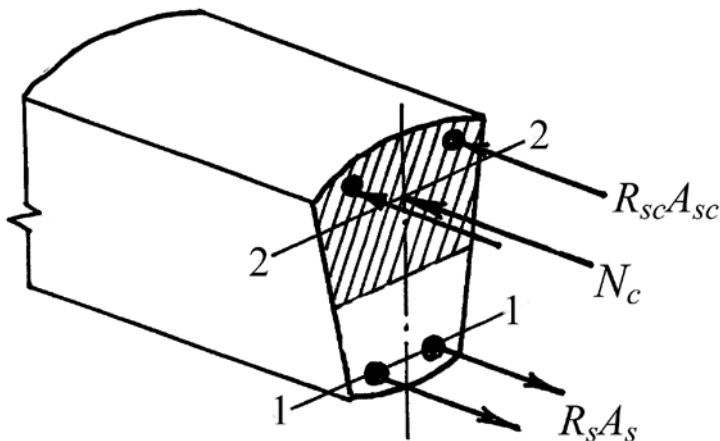
$$M_{ext} \leq M_{int} \cdot \quad (6.19)$$

Calcul la rezistență în secțiuni normale este o problemă plană și, de aceea, se folosesc două condiții de echilibru:

1. Suma momentelor încovoiatoare de la sarcinile exterioare și eforturile interioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă (vezi fig. 6.9, linia 1-1), care are următoarea formă matematică -  $\sum M_{A_s} = 0$ , sau suma momentelor în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al zonei

comprimate (prin punctul, în care acționează efortul din zona comprimată, linia 2-2 în fig. 6.9) –  $\Sigma M_{Nc} = 0$ ;

2. Suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului –  $\Sigma X_i = 0$ .



**Figura 6.9.**  
**Secțiunea de calcul a unui element cu orice profil simetric**  
 1-1 - axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse; 2-2 - axa, care trece prin punctul de acțiune al efortului din zona comprimată

Pentru calculul elementelor, examinate mai sus,  $\Sigma M_{As} = 0$  va avea următoarea formă generală (din fig. 6.8)

$$M_{ext} \leq M_{int} = N_c z_c + R_{sc} A_{sc} z_s = R_c A_{cc} z_c + R_s A_s z_s \quad (6.20)$$

în care  $M_{ext}$  este momentul încovoietor de la sarcinile de calcul exterioare egal cu  $M$  – pentru elemente încovoiate;

$M_{ext} = Ne$  – pentru elemente comprimate și întinse excentric;

$N$  – forța de comprimare sau de întindere de la sarcinile exterioare;

$e$  – excentricitatea forței  $N$  (distanța de la centrul de greutate al armăturii întinse până la forța exterioară  $N$ );

$A_{cc}$  – aria zonei comprimate a betonului;

$A_s$  – aria armăturii din zona întinsă;

$A_{sc}$  – aceeași, din zona comprimată;

$z_c$  – distanța de la centrul de greutate al armăturii întinse până la punctul de aplicare (acțiune) a efortului  $N_c$  din zona comprimată;

$z_s$  – distanța dintre centrele de greutate ale armăturilor  $A_s$  și  $A_{sc}$ .

Pentru verificarea capacității portante a elementului în secțiuni normale (cu relația 6.20) este necesar de știut înălțimea zonei comprimate  $x$  în dependență de care se determină  $A_{cc}$  și  $z_c$ .

Pentru determinarea înălțimii zonei comprimate a betonului se folosește a doua condiție de echilibru din statică – suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului  $\sum X_i = 0$ .

După cum a fost menționat mai sus (vezi pct. 6.3), caracterul de rupere al elementului depinde de înălțimea zonei comprimate și, de aceea, vom avea suma proiecțiilor  $\sum X_i = 0$  pentru fiecare caz aparte:

1) înălțimea zonei comprimate este mai mică (sau egală), decât înălțimea limită a zonei comprimate  $x \leq x_{cu}$  ( $\xi_c \leq \xi_{cu}$ ). În acest caz tensiunile în armătura întinsă ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_s = \sigma_{sy}$  (sau  $\sigma_{0,2}$ ) – avem cazul 1 de rupere și pentru calcul adoptăm  $\sigma_s = R_s$

$$R_c A_{cc} + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s \pm N = 0 ; \quad (6.21)$$

2) înălțimea zonei comprimate  $x > x_{cu}$  ( $\xi_c > \xi_{cu}$ ). În acest caz inițial se strivește betonul din zona comprimată (zona comprimată cedează), iar tensiunile în armătura întinsă nu ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_s < \sigma_{sy}$  ( $\sigma_{0,2}$ ). Avem cazul 2 de rupere

$$R_c A_{cc} + R_{sc} A_{sc} - \sigma_s A_s \pm N = 0 . \quad (6.22)$$

În aceste formule  $N = 0$  pentru elemente încovoiate și se adoptă cu semnul „+” pentru elemente întinse excentric și cu semnul „-” – pentru elemente comprimate excentric.

În continuare examinăm mai detaliat aceste două cazuri de lucru (rupere) al elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare.

În cazul 1 ( $x \leq x_{cu}$  sau  $\xi_c \leq \xi_{cu}$ ) efortul preluat de betonul din zona comprimată  $R_c A_{cc}$  este, practic, egal cu efortul preluat de armătura din zona întinsă

$A_s R_s$  ( $R_c A_{cc} = R_s A_s$ ). Ruperea elementului se începe de la curgerea armăturii întinse cu strivirea în continuare și a betonului din zona comprimată și parcurge lent și plastic. Acest caz de rupere este numit caz de **armare normală**, deoarece eforturile preluate de armătura întinsă și betonul comprimat sunt egale și nu este necesar de instalat armătură în zona comprimată. Dar dacă armătura totuși se instalează în zona comprimată, ea este instalată din condiții constructive (pentru formarea carcaselor), dar nu este necesară din calcul. În calcule așa element este numit element **armat simplu** – cu armătura de rezistență numai în zona întinsă. Pentru acest caz, relația (6.21) va avea următoarea formă finală

$$(6.23) \quad R_c A_{cc} - R_s A_s \pm N = 0 ;$$

În cazul 2 ( $x > x_{cu}$  sau  $\xi_c > \xi_{cu}$ ) efortul preluat de betonul din zona comprimată cu valoarea limită  $x_{cu}$  este mai mic, decât efortul, care poate fi preluat de armătura întinsă ( $N_s = A_s R_s$ ) și, de aceea, ruperea elementului se începe de la strivirea betonului din zona comprimată și parcurge momentan și fragil, care se consideră o rupere nedorită. În același timp, armătura din zona întinsă nu se folosește pe deplin ( $\sigma_s < \sigma_{sy}$ ) și în calcul nu putem adopta  $\sigma_s = R_s$ . În acest caz se consideră că în zona întinsă avem mai multă armătură decât este necesară pentru echivalarea capacității portante a zonei comprimate cu zona întinse, care convențional este numită *supraarmare*. Însă aceasta încă nu înseamnă, că avem prea multă armătură în zona întinsă. În general procentul de armare poate fi mai mic, decât o valoare admisă la elementele din beton armat ( $\rho_l \% = 5-6 \%$ ) pentru lucrul în comun al armăturii cu betonul. Dar pentru excluderea cazului 2 de rupere (de lucru) al elementului (vezi pct. 4.1), care nu se recomandă tehnic și nu este efectiv economic, se adoptă unele măsuri constructive și tehnice pentru echivalarea rezistenței zonei comprimate cu zona întinsă: se majorează dimensiunile secțiunii elementului (și în special a înălțimii), se majorarează rezistența (clasa) betonului sau se instalează armătură în zona comprimată. Primele două măsuri nu întotdeauna pot fi folosite din condiții tehnologice sau arhitecturale, dar mai frecvent se folosește metoda de instalare a armăturii în zona comprimată ( $A_{sc}$ ) și așa caz de armare este numit ***armare dublă***, când din calcul se instalează armătura din zona întinsă și comprimată (ambele armături). În așa mod se echivalează rezistența zonei comprimate cu rezistența zonei întinse și elementul lucrează conform cazului 1. Aceasta se procedează special ca să fie exclus cazul 2 de lucru (de rupere) al elementelor din beton armat.

În așa caz relația (6.22) va avea următoarea formă finală

$$(6.24) \quad R_c A_{cc} (x_{cu}) + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s \pm N = 0 .$$

Formulele (6.20, 6.22 și 6.23) se folosesc nemijlocit la calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor încovoiate (pct.7), comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare (pct. 8 și 9).

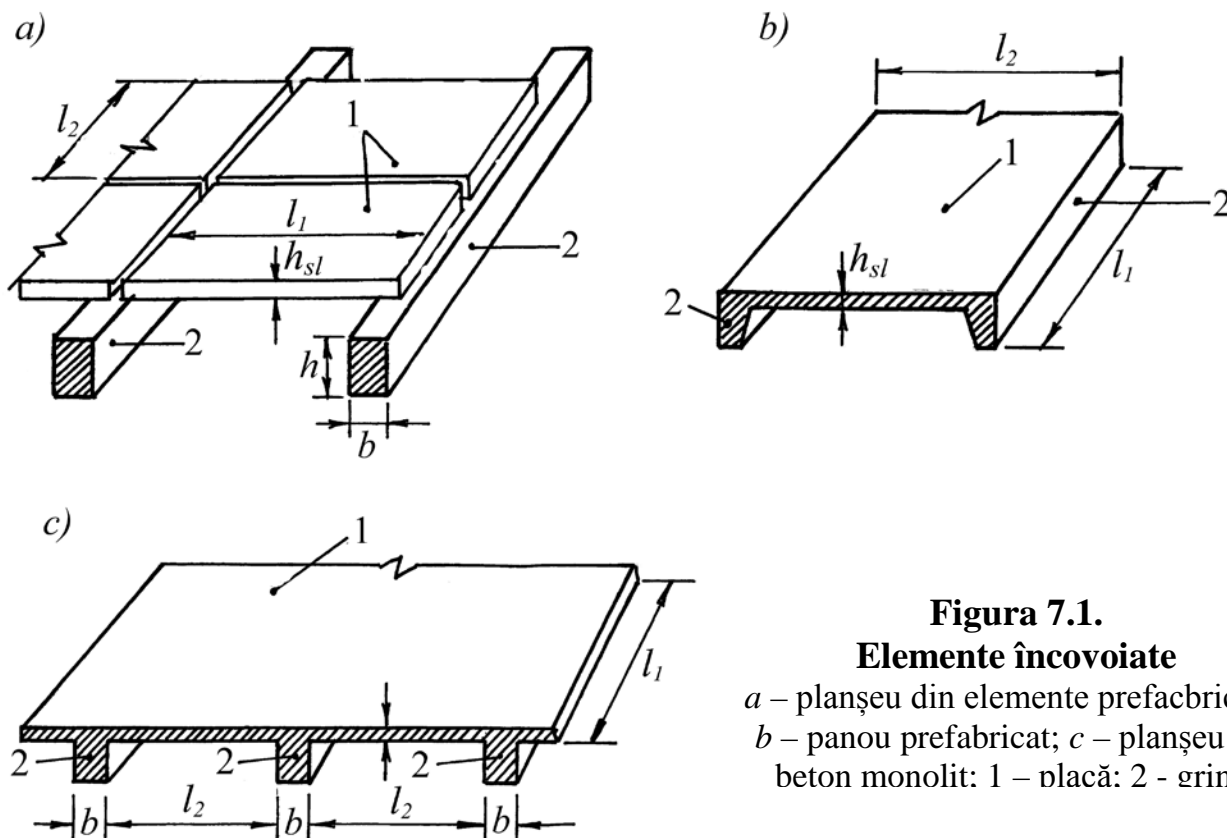
## 7. ELEMENTE ÎNCOVOIATE

### 7.1. Elementele încovoiate și alcătuirea lor



La elemente/construcții încovoiate din beton armat în majoritatea cazurilor se referă plăcile și grinzi, în care de la acțiunile exterioare apar moment încovoiător sau moment încovoiător și forța tăietoare și, în unele cazuri, și forța longitudinală.

Placa este un element, la care grosimea  $h_{sl}$  este cu mult mai mică decât celelalte două dimensiuni: lungimea -  $l_1$  și lățimea  $l_2$  (fig.7.1).



**Figura 7.1.**

**Elemente încovoiate**

a – planșeu din elemente prefabricate;  
 b – panou prefabricat; c – planșeu din beton monolit: 1 – placă; 2 - grinzi

Grinda este un element liniar, în care lungimea -  $l$  este mai mare decât dimensiunile secțiunii transversale  $h$  și  $b$  (fig.7.1). Pentru plăci raportul  $h_{sl}/l_1$  este în limitele de  $1/20 - 1/40$ , iar pentru grinzi  $h/l_1 = 1/8 - 1/20$ .

Grinzile și plăcile se folosesc ca elemente aparte sau în ansamblu una cu alta, formând planșee și acoperișuri plane sau cu nervuri și multe alte construcții (fig.7.1).

Grinzile și plăcile pot fi cu o deschidere sau mai multe și se confecționează monolite, prefabricate sau monolite-prefabricate.

Plăcile prefabricate rezemate pe trei sau patru laturi și plăcile acoperișurilor planșeelor și panourilor monolite cu nervuri, în dependență de raportul lungimii laturii mai mari ( $l_1$ ) către cea mai mică ( $l_2$ ) -  $l_1/l_2$  sunt divizate în două tipuri:

- 1) plăci armate într-o direcție pentru raportul  $l_1/l_2 > 2$ , în care momentul încovoiător maximal este în direcția mai mică ( $l_2$ ), iar în direcția mai mare ( $l_1$ ) este insuficient (minimal). În literatura tehnică aceste plăci mai sunt numite **plăci-grindă**;
- 2) plăci armate în două direcții pentru raportul  $l_1/l_2 \leq 2$ , în care apar momente încovoiătoare esențiale în ambele direcții și mai sunt numite **plăci rezemate pe**

### **contur.**

Grosimea plăcilor monolite se recomandă de adoptat egală cu una din următoarele valori: 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250, 300 mm și în continuare multiplă la 100 mm.

Grosimea minimală a plăcilor se adoptă nu mai mică de:

- 40 mm, în general, pentru elemente și construcții din beton monolit;
- 50 mm – pentru planșee și acoperișuri din beton monolit pentru clădiri civile și de locuit;
- 60 mm – pentru clădiri industriale;
- 25-30 mm pentru plăcile și panourile prefabricate.

Plăcile se armează, în majoritatea cazurilor, cu plase sudate (fig.7.2). Plasele legate se folosesc pentru armarea sectoarelor monolite ale plăcilor cu configurații în plan sau cu multe găuri.

Plăcile rezemate pe două laturi și plăcile armate într-o direcție (plăcile-grindă) se armează cu plase cu bare de rezistență în direcția momentului încovoietor maximal, iar plăcile armate în două direcții (rezemate pe contur) se armează cu plase cu armătura de rezistență în ambele direcții.

În plăcile cu o singură deschidere, rezemate simplu pe două suporturi, armătura de rezistență se instalează numai în zona întinsă (fig.7.2 a) independent de raportul  $l_1/l_2$ , iar în cele încastrate (fig.7.2 b) și cu multe deschideri (fig.7.2 c) – în corespundere cu diagrama momentelor încovoietoare: în parte de jos a plăcii (în câmp) și în cea de sus (în zona de la reazeme).

Plăcile din beton monolit cu mai multe deschideri cu grosimea de 6-10 mm, asupra cărora acționează sarcini comparativ mici ( $q \leq 1000 \text{ kg/m}^2$ ), se armează cu plase sudate în rulouri cu armătura longitudinală de rezistență. Plasele se amplasează în așa mod, ca în câmp armătura să fie situată în partea de jos a plăcii, iar în zona reazemelor – în partea de sus (fig.7.2 c). Această armare se numește *armare continuă*.

Plăcile cu grosimea mai mare de 10 mm se armează cu plase sudate plane cu armătura de rezistență transversală. În câmp plasele se instalează în partea de jos a plăcii, iar în zona reazemelor – în partea de sus (fig.7.2 d). Această armare se numește *armare separată*.

Grinzile de beton armat pot fi cu secțiunea dreptunghiulară, în formă de **T**, **T**-dublu, trapezie și altele (fig.7.3).

Mai frecvent se folosesc grinzi cu secțiunea dreptunghiulară, în formă de **T**, **T**-dublu și cu console.

Înălțimea grinzilor ( $h$ ) din beton armat cu armătura nepretensionată se adoptă în limitele  $1/8 - 1/15$  din deschiderea de calcul ( $l_0$ ), iar la acele cu armătura pretensionată se adoptă în limitele  $(1/20 - 1/25) l_0$ .

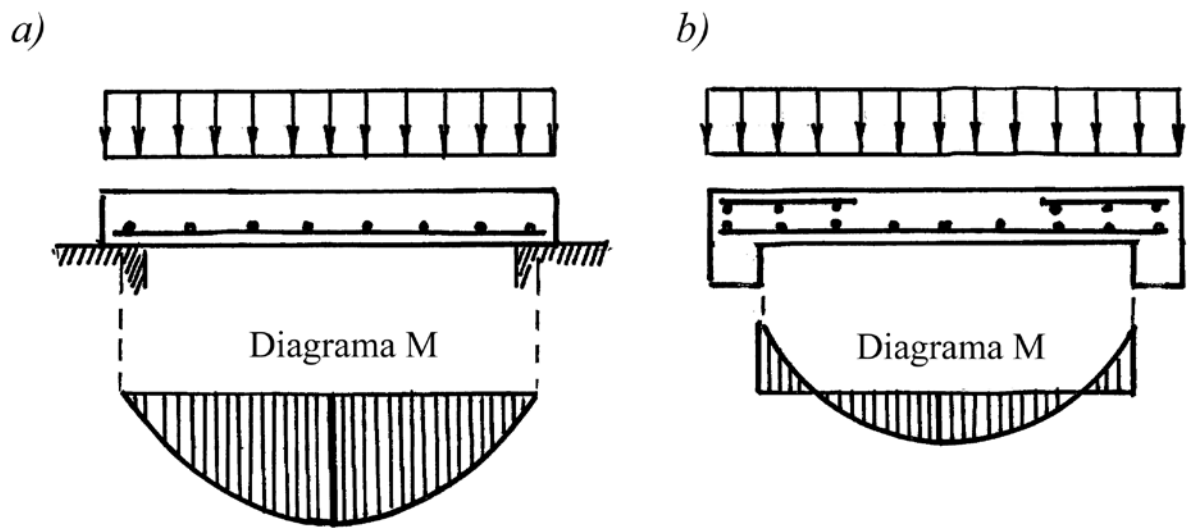
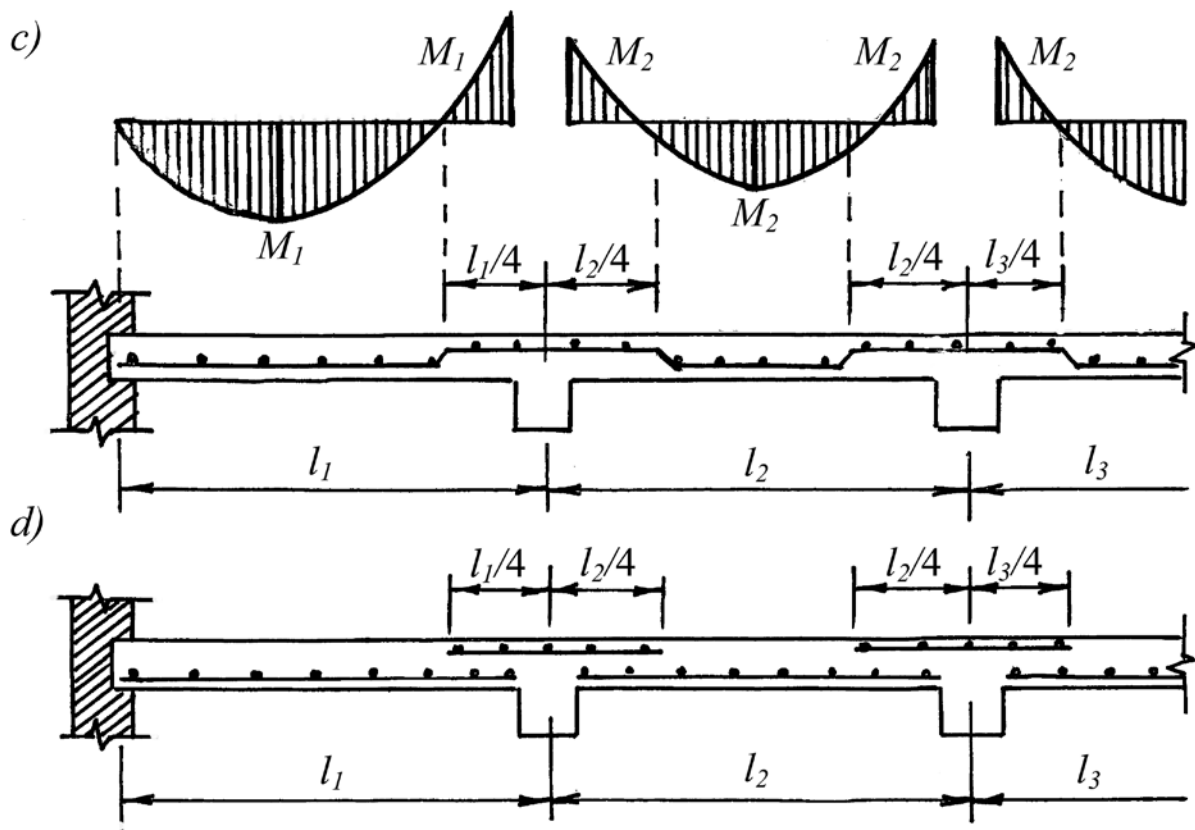
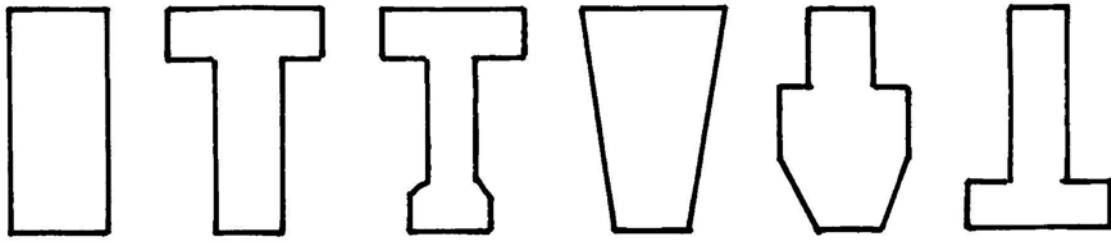


Diagrama momentelor încovoietoare



**Figura 7.2. Scheme de armare ale plăcilor**

*a* – placă rezemată simplu pe două reazeme; *b* – placă încâstrată; *c* – placă din beton monolit cu multe deschideri, armată cu plase în rulouri; *d* – idem, cu plase separate



**Figura 7.3. Secțiunile grinzilor**

Cu scopul unificării elementelor se recomandă ca înălțimea grinzilor să fie adoptată multiplă cu 50 mm până la înălțimea de 600 mm și multiplă cu 100 mm – pentru înălțimi mai mari de 600 mm. Lățimea grinzilor ( $b$ ) se recomandă să fie în limitele  $(0,3 - 0,5) h$  și se adoptă egală cu 100, 120, 150, 180, 200, 220, 250 și în continuare multiplă la 50 mm.

Grinzile se armează cu bare longitudinale de rezistență, armătură constructivă și transversală, care se unesc împreună și formează carcasa plane sau spațiale, sudate sau legate. Armătura transversală în elementele încovoiate deseori mai este numită *etriere*. În majoritatea cazurilor armătura longitudinală de rezistență este instalată în zona întinsă conform diagramei momentelor încovoietoare.

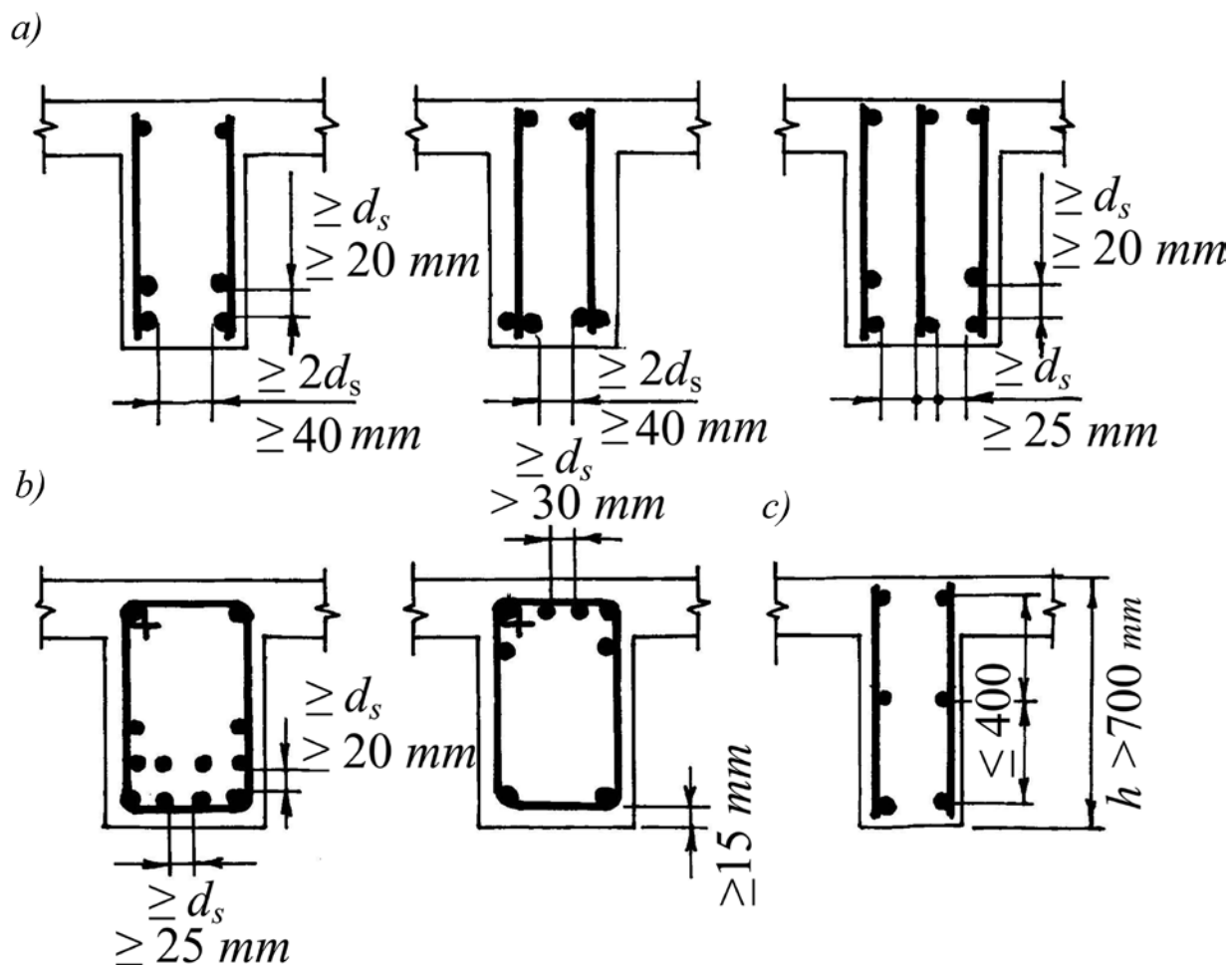
În cazurile, când capacitatea portantă a betonului din zona comprimată este insuficientă sau dacă în element pot apărea momente încovoietoare pozitive și negative la diferite combinații ale acțiunilor exterioare, atunci armătura de rezistență se instalează și în zona comprimată (vezi pct.7.3.2).

În calitate de armătură longitudinală de rezistență nepretensionată se recomandă de utilizat bare cu diametrul de 12-32 mm de clasele RSt 280 – RSt 400. În calitate de armătură constructivă (de asamblare) se recomandă de folosit bare cu diametrul 10-12 mm, iar transversală – cu diametrul de 6-12 mm din oțel de clasele PSt 235, RSt 295 sau RSt 390, iar în grinzile cu înălțimea mică se admite de folosit sârmă de clasele RWr 395 – RWr 410 cu diametrul de 3-5 mm.

Aria secțiunii armăturii longitudinale de rezistență se determină din calcul și se adoptă nu mai mică de 0,05 % din aria secțiunii betonului. Armătura transversală preia forța tăietoare și momentul încovoietor și se determină din calcul.

Se recomandă ca armătura longitudinală de rezistență să fie de același diametru sau cel mult de două tipuri de diametre. În așa caz, barele cu diametrele mai mari se amplasează în rândul întâi, în colțurile secțiunii transversale în carcasa sudate și în colțurile de încovoiere (îndoire) a armăturii transversale în carcasa legate (fig.7.4 și 7.5).

Armătura longitudinală de rezistență nepretensionată se instalează uniform pe lățimea secțiunii și, de regulă nu mai mult decât în trei rânduri pe înălțimea elementului. În acest caz, în rândul trei se instalează nu mai mult de două bare.



**Figura 7.4. Schemele de aranjare ale armăturii longitudinale în grinzi**  
*a-* armate cu carcase sudate; *b-* armate cu carcase legate; *c-* cu bare suplimentare pe înălțime pentru  $h > 700$  mm

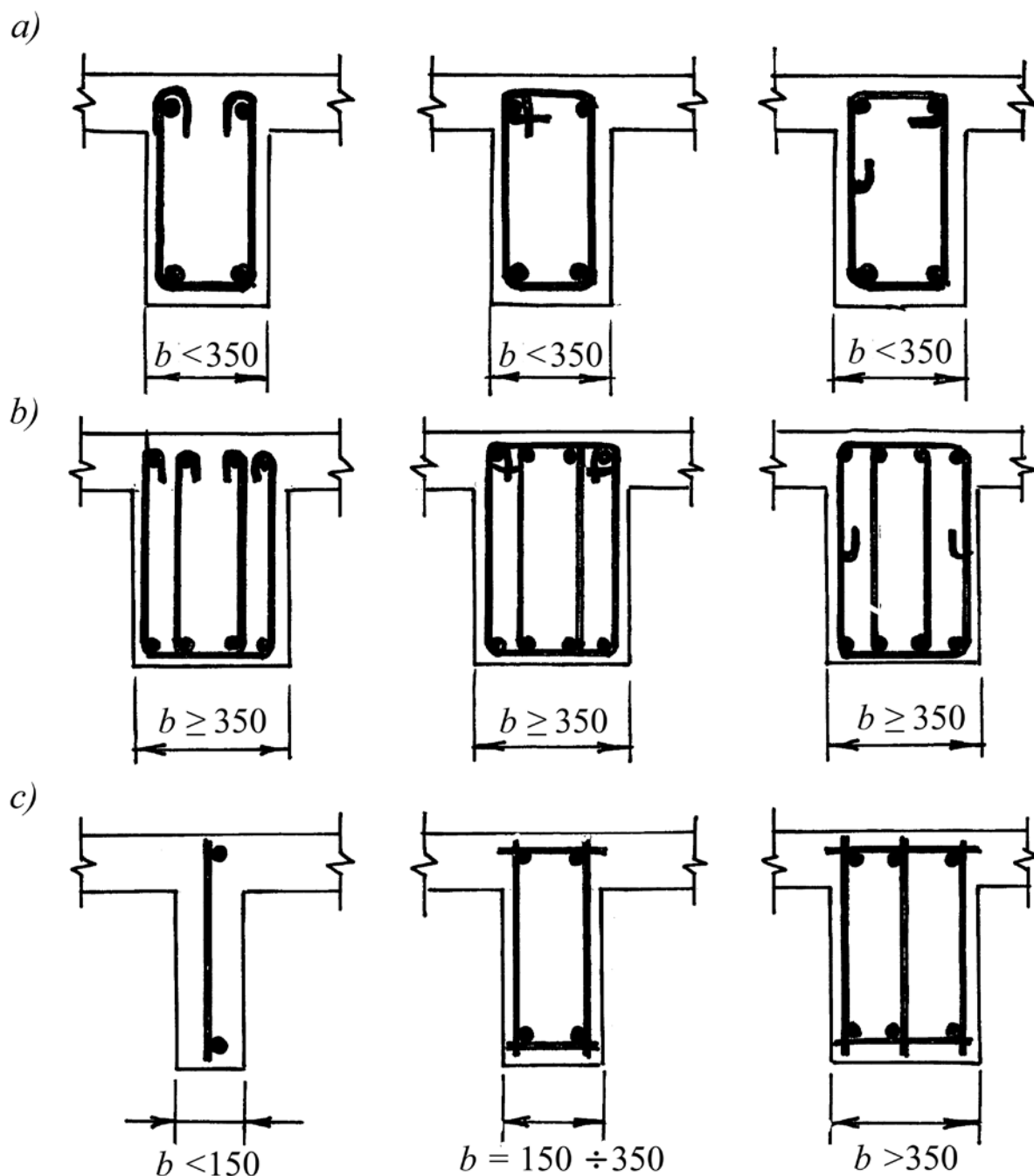
Distanța în lumină dintre barele aparte ale armăturii longitudinale în carcasele legate și între barele longitudinale ale carcaselor sudate vecine nu trebuie să fie mai mică decât diametrul maximal al armăturii longitudinale de rezistență și nu mai mică de 25 mm – pentru armătura din rândul de jos și de 30 mm – pentru cea din rândul doi (fig.7.4 *a* și *b*).

Dacă în partea de jos a secțiunii elementului (în funcție de poziția de betonare) armătura este instalată în trei rânduri, atunci distanța între barele din rândul al treilea, nu trebuie să fie mai mică de 50 mm. În elementele cu lățimea mică se admite de instalat barele în perechi fără intervale între ele.

Pentru grinzi cu înălțimea secțiunii mai mare de 700 mm, pe înălțimea ei se instalează suplimentar bare constructive cu distanța dintre ele pe înălțime nu mai mare de 400 mm (fig.7.4 *c*). Aria secțiunii a acestor bare trebuie să fie nu mai mică de 0,1 % din aria secțiunii betonului ( $A_s = 0,01 b h$ ).

Grinzile și nervurile cu lățimea până la 150 mm se armează cu un singur carcasa, iar cu lățimea de 150 mm și mai mare - cu două sau trei carcase (fig.7.5), unite între ele cu ajutorul barelor transversale în carcase spațiale. În cazul armării elementului cu

un carcas cu două sau trei bare, o bară longitudinală de rezistență, în mod obligatoriu, trebuie să fie dusă după muchia reazemului, iar celelalte bare pot fi rupte (scurtate) în zonele de la reazeme, în care valoarea momentului încovoietor este mai mică. În cazul armării cu două sau mai multe carcasse, după muchia reazemului trebuie să fie duse nu mai puțin de două bare de rezistență cu aria nu mai mică de 50 % din aria totală a armăturii. Inițial se rup barele cu diametrul mai mic.



**Figura 7.5. Schemele de armare ale grinzilor și nervurilor**

*a și b-* cu carcasse legate; *c* - cu carcasse sudate

Armătura transversală se instalează în grinzi cu înălțimea mai mare de 150 mm și în plăci cu multe goluri (sau cu multe nervuri) cu înălțimea mai mare de 300 mm.

În plăci cu secțiunea întreagă cu orice înălțime, în plăci cu goluri (panouri) cu înălțimea până la 150 mm și în grinzi cu înălțimea  $h \leq 150$  mm se permite să nu fie instalată armătura transversală, dacă se respectă condiția  $V_{max} \leq 0,6 R_{ct} b h_0$  (vezi pct.7.4.4). Diametrul și distanța dintre barele transversale se determină din calcul, dar se adoptă nu mai mici decât unele valori concrete, stabilite din condiții tehnologice (care deseori sunt numite condiții constructive).

Diametrul barelor transversale (etrierelor) din carcasele legate se adoptă nu mai mic de 6 mm la elementele cu înălțimea  $h > 800$  mm. În carcasele și plasele sudate diametrul minimal al barelor transversale se adoptă în dependență de diametrul armăturii longitudinale din condiții tehnologice (din condiții de sudare a armăturii prin contact – prin puncte), recomandate în tab.7.1.

Tabelul 7.1

**Diametrul minimal al armăturii transversale în carcasele și plasele sudate**

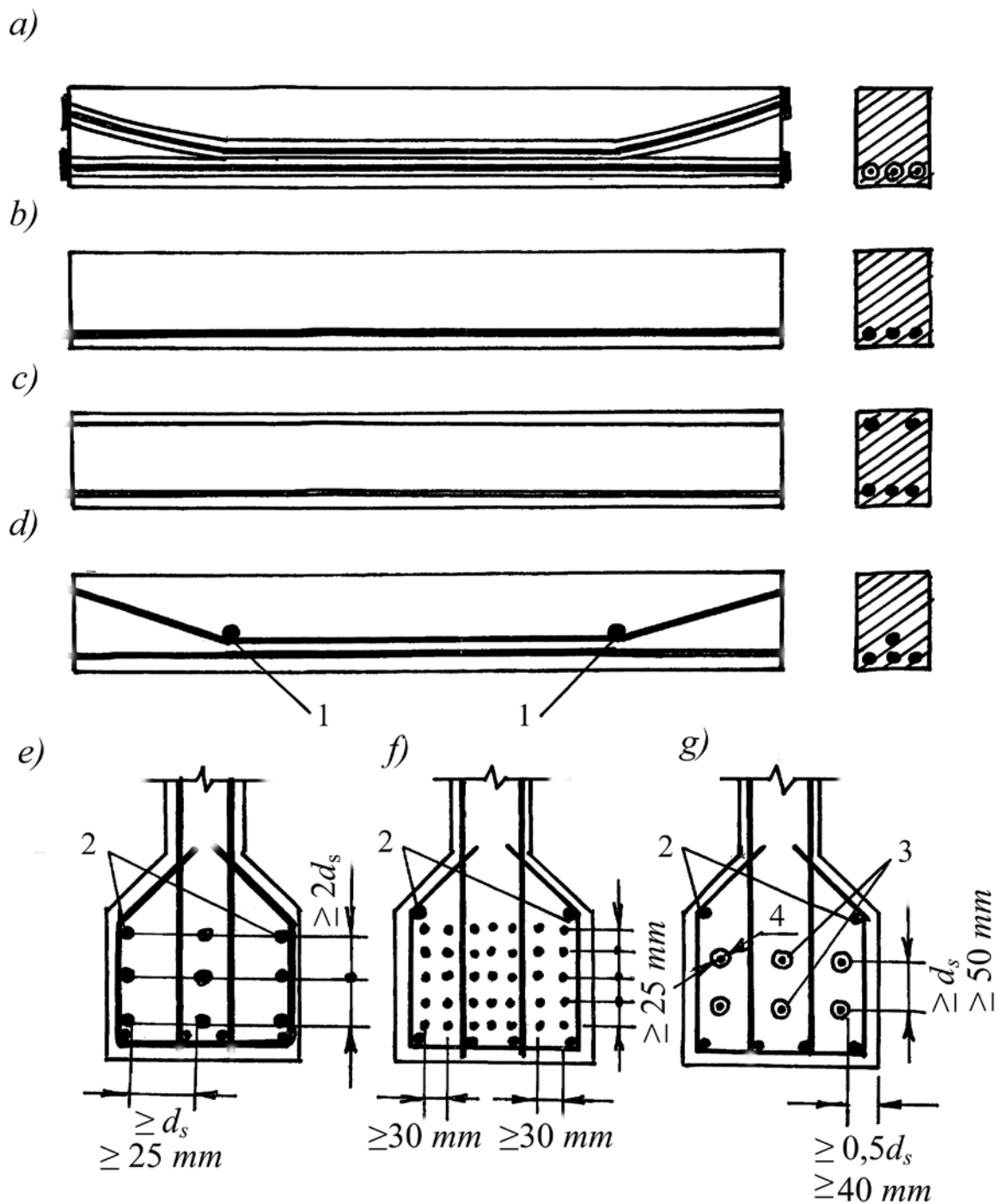
Diametrul armăturii longitudinale	3-12	14-16	18-21	22-24	25-32	$\geq 34$
Diametrul minimal admisibil al armăturii transversale	3	4	5	6	8	10

Distanța dintre barele transversale  $s$  (numită pasul etrierelor) din condiții constructive se adoptă în modul următor:

- 1)  $s = h/2$ , dar nu mai mare de 15 cm – în elementele cu înălțimea  $h \leq 450$  mm și  $s = h / 3$ , dar nu mai mare de 500 mm – pentru  $h > 450$  mm pe sectoarele de lângă reazeme (în zona acțiunii forțelor tăietoare maxime);
- 2)  $s = 3/4 h$ , dar nu mai mare de 500 mm independent de înălțimea secțiunii elementului  $h$  în zona de la mijlocul deschiderii elementului.

Sectorul de lângă reazeme se adoptă egal cu 1/4 din deschiderea elementului – la acțiunea sarcinii uniform distribuite sau cu distanța de la reazem până la prima forță concentrată, dar nu mai mică de 1/4 din deschiderea elementului – pentru sarcini exterioare concentrate.

În elementele precomprimate, de asemenea, armătura se instalează în corespundere cu diagrama momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare. Dacă elementul este armat cu armătură longitudinală pretensionată încovoiată în zonele de la reazeme (fig.7.6 a), atunci esențial crește rezistența lui la formarea și deschiderea fisurilor de la forța tăietoare. Însă la așa armare crește volumul de lucru și, de aceea, în practică mai mult sunt răspândite construcțiile cu armătura pretensionată liniară (fig.7.6 b și c).



**Figura 7.6. Armarea grinzilor din beton precomprimat**

*a* – cu armătură postîntinsă; *b, c* și *d* – idem, preîntinsă; *e, f* și *g* – aranjarea armăturii pretensionate și nepretensionate în secțiunea transversală a elementului; 1- dispozitive pentru înclinarea armăturii pretensionate; 2 – armătura nepretensionată; 3 – canale pentru armătura pretensionată; 4 – armătura precomprimată

În cazurile când avem armătură pretensionată numai în zona întinsă în elementele cu înălțimea mică (fig.7.6 *b*), în zona comprimată pot apărea fisuri de la comprimarea excentrică a elementului în procesul de confecționare (de transfer al efortului de precomprimare pe beton). Însă, la acțiunea sarcinilor permanente și de lungă durată aceste fisuri, în mare parte, se închid și în continuare ele nu influențează suficient asupra rezistenței în secțiuni normale la majoritatea elementelor



precomprimate. Numai în cazurile, când în construcție, în general, nu se permite formarea sau deschiderea fisurilor (rezervoare, țevi precomprimate sau la acțiunea sarcinilor repetate), se instalează armătură pretensionată și în zona comprimată sau mai puțin întinsă (fig.7.6 c). Aria acestei armături –  $A_{scp}$  se adoptă în limitele de 15-25 % din aria armăturii pretensionate din zona întinsă –  $A_{sp}$ . Valoarea efortului de precomprimare în această armătură se adoptă în așa mod, ca în betonul din zona comprimată să nu apară tensiuni de întindere, dar dacă si vor apărea tensiuni de întindere, ele nu trebuie să depășească rezistența betonului la întindere ( $\sigma_{ct} < R_{ct}$ ).

În elementele cu secțiunea în formă de **T** sau **T**-dublu cu placa dezvoltată în zona comprimată (panourile cu goluri, panourile cu nervuri etc.), de regulă, nu se instalează armătură pretensionată în zona comprimată.

În unele elemente din beton precomprimat cu multă armătură pretensionată (grinzile podurilor rulante, grinzile podurilor și altele) pentru instalarea armăturii mai compact în zona întinsă, se majorează dimensiunile ei (fig.7.6 e-g).

La etapa de transfer al efortului de precomprimare pe beton, la capetele elementelor precomprimate apar tensiuni mari de comprimare locală și betonul poate să se strivească sau se formează fisuri longitudinale, care parțial micșorează aderența armăturii pretensionate cu betonul. Pentru asigurarea rezistenței elementului, a unei ancorări bune a betonului cu armătură pretensionată și prevenirii apariției fisurilor longitudinale, în zonele de la capetele elementelor precomprimate se instalează plase (nu mai puțin de 4) și armătură transversală suplimentară (vezi pct.3.8.2). Informație detaliată privind armarea și alcătuirea plăcilor și ale grinzilor este prezentată în Normele NCM F.02.02-2006.

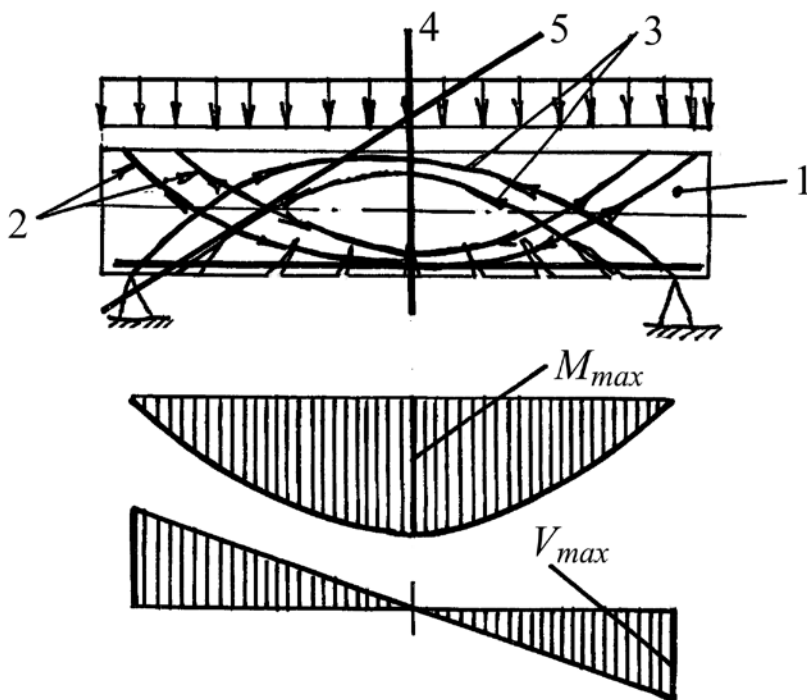
## **7.2. Noțiuni generale la calculul la stări limită ultimă al elementelor/construcțiilor încovoiate din beton armat**

După cum a fost menționat mai sus (vezi pct.4.2.3), calculul la stări limită ultime (SLU) include 4 stări critice, la care (după necesitatea) se verifică toate construcțiile, structurile și elementele structurale: EQU (Ecuilibrium), STR (Strenght), GEO (Geological) și FAT (Fatigue).

În prezentul manual vom examina calculul la starea limită critică STR, care, în principiu, reprezintă calculul elementelor din beton armat la rezistență. Calculul la celelalte 3 stări limită critice: EQU, GEO și FAT se examinează în cadrul altor cursuri.

După cum se știe din cursul „Rezistența materialelor” în elementele încovoiate de la acțiunea sarcinilor exterioare apare moment încovoiator  $M$  și forța tăietoare  $V$ . De la momentul încovoiator apar tensiuni de întindere  $\sigma_{ct}$  și de comprimare  $\sigma_{cc}$ , iar de la forța tăietoare – tensiuni tangențiale (de forfecare) –  $\tau_c$ .

Într-un element sprijinit simplu pe două reazeme de la o sarcina exterioară uniform distribuită, momentul încovoiator are valoarea maximală  $M_{max}$  la mijlocul deschiderii, iar forța tăietoare  $V_{max}$  – pe reazeme (fig.7.7).



**Figura 7.7.**  
**Schema de repartiție a tensiunilor într-un element încovoiat**

- 1 – elementul din beton armat;  
 2 – traiectoriile tensiunilor principale de întindere; 3 – idem, de comprimare; 4 – secțiunea normală; 5 – secțiunea înclinată

Pe sectoarele de la mijlocul deschiderii elementului încovoiat în zona întinsă în beton apar fisuri verticale la axa longitudinală a elementului (normale) și ruperea elementului la starea limită are loc într-o secțiune cu o fisură verticală. La sarcina limită elementul încovoiat se rupe (cedează) într-o secțiune cu o fisură verticală la axa elementului, care mai este numită *secțiune normală*. Și, de aceea, calculul elementelor încovoiate din beton armat la etapa de rupere de la acțiunea momentului încovoiator este numit **calculul la stări limită ultime în secțiuni normale**, care mai este numit și **calculul elementelor încovoiate la rezistență în secțiuni normale**.

Pe sectoarele elementului din preajma reazemelor acționează moment încovoiator și forța tăietoare și, după cum se știe din cursul „Rezistența materialelor”, în secțiunile elementului apar tensiuni normale și tensiuni tangențiale.

În dependență de raportul dintre aceste tensiuni, tensiunile principale de întindere și de compresiune pe aceste sectoare sunt îndreptate în diferite direcții și sunt numite *traiectorii ale tensiunilor principale de întindere și de compresiune* (fig.7.7, liniile 2). De aceea, pe sectoarele, în care acționează moment încovoiator și forță tăietoare, ruperea elementului încovoiat se petrece în secțiuni înclinate (linia 5, fig.7.7). În majoritatea cazurilor, în zonele de acțiune în comun a momentului încovoiator și forței tăietoare, ruperea elementului are loc de la forța tăietoare și, de aceea, calculul elementelor/construcțiilor din beton armat la acțiunea forței tăietoare este numit calculul elementelor încovoiate la rezistență (la SLU) în secțiuni înclinate.

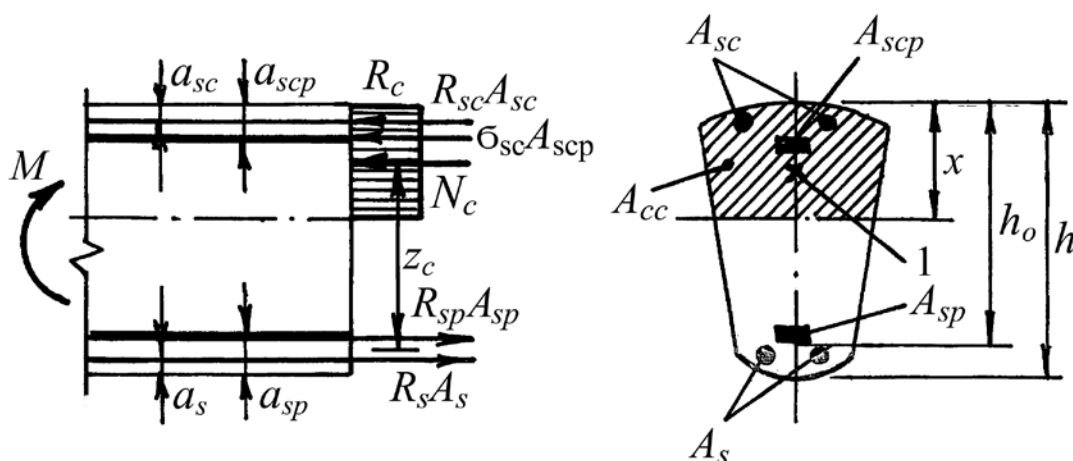
În continuare vom examina separat metoda de calcul a elementelor încovoiate la rezistență în secțiuni normale și în secțiuni înclinate, care reprezintă calculul la stări limită ultime (SLU) al elementelor încovoiate în secțiuni normale și înclinate.

### 7.3. Calculul la starea limită ultimă (la rezistență) în secțiuni normale ale elementelor încovoiate cu orice profil simetric

Examinăm calculul la rezistență în secțiuni normale a unui element încovoiat cu forma secțiunii transversale de orice profil simetric în raport cu axa verticală (fig.7.8). În formă generală adoptăm, că elementul este armat cu armătură obișnuită (nepretensionată) și pretensionată în zona întinsă și comprimată. În zona întinsă tot efortul este preluat de armătură, iar în zona comprimată – de armătură și betonul comprimat.

În calcul se adoptă valorile tensiunilor în armături și betonul comprimat egale cu rezistențele de calcul ale materialelor (vezi pct.4.3 și 4.4), cu excepția armăturii pretensionate din zona comprimată, în care tensiunile se determină conform recomandățiilor din pct.5.7.

Schema de calcul a elementului la rezistență în secțiuni normale este prezentată în fig.7.8.



**Figura 7.8. Schema de calcul la rezistență în secțiuni normale a unui element încovoiat cu secțiunea de orice profil simetric în raport cu axa verticală**

În secțiunea de calcul armătura obișnuită convențional este prezentată (arătată) prin puncte, iar cea pretensionată – prin dreptunghiuri.

În conformitate cu ipotezele, adoptate în pct.6.4, rezistența (capacitatea portantă) a elementului în secțiuni normale va fi asigurată, dacă valoarea momentului încovoiator de la sarcinile exterioare de calcul  $M_{ext}$  nu va depăși valoarea momentului încovoiator, preluat de eforturile interioare  $M_{int}$  în raport cu orice axă a elementului, care poate fi prezentată în următoarea formă

$$(7.1) \quad M_{ext} \leq M_{int} = \sum M_{int} .$$

De regulă, la calculul la rezistență în secțiuni normale se folosește suma momentelor încovoiatoare de la forțele exterioare și eforturile interioare în raport cu

axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse  $A_s$  și  $A_{sp}$  (vezi fig.6.9) și are următoarea formă matematică

$$(7.2) \quad \sum M_{A_s} + M_{A_{sp}} = 0.$$

În cazul nostru, această condiție va avea următoarea formă (din fig.7.8)

$$(7.3) \quad M_{ext} = M \leq \sum M_{int} = N_c z_c + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + \gamma_{sp} \sigma_{sc} A_{scp} (h_0 - a_{scp}).$$

În formula (7.3) și în fig.7.8 avem următoarele notații:

$N_c = R_c A_{cc}$  este efortul, preluat de betonul din zona comprimată;

$R_c$  – rezistența betonului la compresiune;

$A_{cc}$  – aria zonei comprimate a betonului;

$z_c$  - distanța de la centrul de greutate al armăturii din zona întinsă până la centrul de greutate al zonei comprimate (pct.2 din fig.7.8), care mai este numită brațul eforturilor interioare;

$R_{sc} A_{sc}$  – efortul, preluat de armătura obișnuită din zona comprimată;

$\sigma_{sc} A_{scp}$  – idem, de armătura pretensionată din zona comprimată;

$R_s A_s$  - efortul, preluat de armătura obișnuită din zona întinsă;

$R_{sp} A_{sp}$  - idem, de armătura pretensionată din zona întinsă;

$A_s, A_{sp}, A_{sc}$  și  $A_{scp}$  – ariile secțiunilor armăturilor corespunzător: obișnuită și pretensionată din zona întinsă și pretensionată din zona întinsă și comprimată;

$R_s$  și  $R_{sc}$  – rezistențele de calcul ale armăturii obișnuite din zona întinsă și zona comprimată;

$a_s, a_{sp}, a_{sc}$  și  $a_{scp}$  – straturile de acoperire cu beton ale armăturilor;

$h_0 = h - a_s$  – înălțimea de calcul a secțiunii elementului, care mai este numită înălțimea utilă;

$h$  – înălțimea totală a secțiunii elementului;

$x$  – înălțimea zonei comprimate a betonului;

$\gamma_{sp}$  – un coeficient, care ia în considerație condițiile de lucru ale armăturii pretensionate  $A_{sp}$ ;

$\sigma_{sc}$  – tensiunile în armătura pretensionată din zona comprimată (vezi pct.5.7).

Pentru verificarea capacității portante a elementului în secțiuni normale cu formula (7.3) în cazul, când sunt cunoscute dimensiunile secțiunii elementului ( $h_0$  și  $b$ ), ariile armăturilor ( $A_s$ ,  $A_{sp}$ ,  $A_{sc}$  și  $A_{scp}$ ), clasa betonului ( $R_c$ ) și clasele armăturilor ( $R_s$ ,  $R_{sp}$  și  $R_{sc}$ ), este necesar de știut înălțimea zonei comprimate a betonului ( $x$ ), de care depinde aria zonei comprimate ( $A_{cc} = f(x)$ ) și brațul eforturilor interioare  $z_c$ .

Pentru determinarea înălțimii zonei comprimate a betonului ( $x$ ) folosim a doua condiție a staticii (vezi pct.6.4) – suma proiecțiilor a tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului, care depinde de cazul de lucru al elementului:

1) pentru cazul 1 de lucru (vezi pct.4.1 și 6.4), când înălțimea zonei comprimate  $x$  este egală sau mai mică decât înălțimea limită a zonei comprimate  $x_{cu}$ :  $x \leq x_{cu}$  (sau  $\xi_c \leq \xi_{cu}$ )

$$(7.4) \quad R_c A_{cc} + R_{sc} A_{sc} + \sigma_{sc} A_{scp} = R_s A_s + R_{sp} A_{sp} ;$$

2) pentru cazul 2 de lucru al elementului  $x > x_{cu}$  ( $\xi_c > \xi_{cu}$ )

$$(7.5) \quad R_c A_{cc} + R_{sc} A_{sc} + \sigma_{sc} A_{scp} = \sigma_s A_s + \sigma_{sp} A_{sp} .$$

În condițiile de mai sus  $\xi_c = x / h_0$  este înălțimea relativă a zonei comprimate, iar  $\xi_{cu} = x_{cu} / h_0$  este înălțimea relativă limită a zonei comprimate, care poate fi determinată cu relația (6.14) sau se adoptă din anexa A.12.

La un calcul practic (și în mod general) aici, pot apărea două întrebări:

- 1) în formulele (7.3–7.5) nu figurează nemijlocit înălțimea zonei comprimate  $x$ ;
- 2) cum se stabilește cazul de rupere al elementului pentru alegerea formulei de determinare a înălțimii zonei comprimate  $x$ , dacă valoarea lui  $x$  încă nu este cunoscută?

Într-adevăr, în formulele (7.3-7.5) nu figurează nemijlocit valoarea lui  $x$ , deoarece se examinează calculul unui element cu secțiunea de orice profil simetric. Valoarea lui  $x$  este inclusă indirect în aria zonei comprimate a betonului  $A_{cc}$  și în brațul efortului interior  $z_c$ . În cazul unui element cu secțiunea concretă această întrebare se rezolvă destul de simplu. De exemplu, pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară  $A_{cc} = b x$ , iar  $z_c = h_0 - x/2$  și așa și în alte cazuri concrete.

Pentru stabilirea cazului de rupere a elementului inițial admitem că avem cazul 1 de rupere și din formula (7.4) determinăm valoarea zonei comprimate  $x$ , pe care o comparăm cu valoarea limită a zonei comprimate ( $x \leq x_{cu}$  sau  $x > x_{cu}$ ).

În cazul 2 de lucru al elementului inițial determinăm valoarea tensiunilor din armătura întinsă cu formula empirică (6.18) și apoi calculăm înălțimea zonei comprimate.

Menționăm, că în realitate foarte rar se întâlnesc cazuri, când în același timp elementul este armat cu armătură obișnuită și pretensionată ( $A_s$ ,  $A_{sp}$ ,  $A_{sc}$  și  $A_{scp}$ ) în zona întinsă și acea comprimată. De aceea, când lipsește una sau mai multe armături, relațiile (7.3, 7.4 și 7.5) se simplifică esențial.

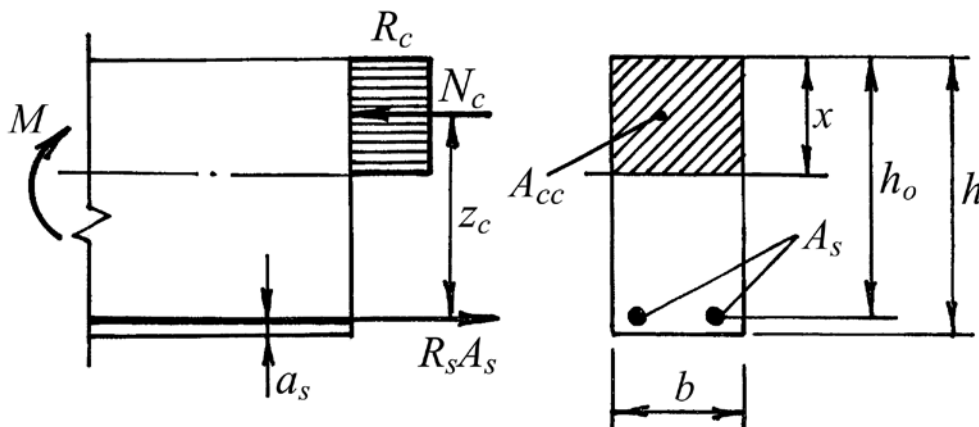
În construcțiile reale cu deschideri de până la 7-9 m, în majoritatea cazurilor, avem numai armătură obișnuită din zona întinsă  $A_s$ , iar în elementele cu deschideri mai mari de 9 m – avem armătură pretensionată în zona întinsă. În zona comprimată armătura obișnuită  $A_{sc}$  este necesară numai un unele cazuri aparte (vezi pct.7.3.2), iar armătura pretensionată  $A_{scp}$  - numai în cazurile, când în procesul de fabricare a elementului în zona comprimată pot apărea fisuri (mai detaliat vezi pct.5.7).

În continuare vom examina mai detaliat calculul elementelor încovoiate obișnuite la rezistență în secțiuni normale (la SLU) și apoi vom examina unele particularități la calculul elementelor precomprimate.

### 7.3.1. Elemente armate simplu cu secțiunea dreptunghiulară

Elementele încovoiate din beton armat se armează cu carcasa sudate sau legate plane sau spațiale. În mod general, în aceste carcasa armătura din zona întinsă întotdeauna este necesară din calcul, iar armătura de sus al carcasei (armătura comprimată) este instalată din condiții constructive (fără calcul). De aceea, elementele încovoiate, în care se instalează din calcul numai armătura din zona întinsă se numesc *elemente armate simplu*.

În fig.7.9 este prezentată schema de calcul a unui element încovoiat armat simplu cu secțiunea dreptunghiulară.



**Figura 7.9. Schema de calcul a elementului încovoiat armat simplu cu secțiunea dreptunghiulară**

Rezistența (capacitatea portantă) elementului în secțiuni normale va fi asigurată, dacă valoarea maximală a momentului încovoiator de la sarcinile exterioare de calcul  $M_{ext}$  nu va depăși valoarea momentului încovoiator, preluat de eforturile (armătură și beton) interioare în raport cu orice axă  $M_{int}$ .

De regulă, la calculul elementelor încovoiate la rezistență în secțiuni normale se folosesc două condiții de echilibru din statică: suma momentelor și suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare (vezi pct.7.2).

În cazul dat (element armat simplu cu secțiunea dreptunghiulară) pentru calculul elementului folosim suma momentelor a tuturor eforturilor exterioare și interioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse  $\sum M_{As} = 0$  și suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului  $\sum X_i = 0$ .

Suma momentelor  $\sum M_{As} = 0$  va avea următoarea formă

$$M \leq N_c z_c = R_c b x (h_0 - x/2), \quad (7.7)$$

în care  $N_c = R_c A_{cc}$  este efortul preluat de betonul din zona comprimată;

$z_c = h_0 - x/2$  - distanța de la efortul  $N_c$  până la centrul de greutate al armăturii din zona întinsă (brațul eforturilor interioare)ș

$A_{cc} = bx$  - aria zonei comprimate.

Pentru verificarea rezistenței elementului într-o secțiune normală cu formula (7.7), inițial determinăm înălțimea zonei comprimate  $x$  din suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului

$$R_s A_s = N_c = R_c A_{cc} = R_c b x . \quad (7.8)$$

De aici avem

$$x = \frac{R_c A_{cc}}{R_c b} . \quad (7.9)$$

Apoi determinăm valoarea înălțimii relative a zonei comprimate  $\xi_c = x / h_0$ , adoptăm din anexa A.12 valoarea lui  $\xi_{cu}$  și verificăm condiția  $\xi_c \leq \xi_{cu}$  sau  $x \leq x_{cu}$ . Dacă această condiție se îndeplinește, atunci avem element armat simplu, dar dacă  $\xi_c > \xi_{cu}$  sau  $x > x_{cu}$ , avem element armat dublu (vezi pct.7.3.2).

În practică, la calculul la rezistență în secțiuni normale armate simplu pot fi două cazuri (probleme de două tipuri):

1. Sunt cunoscute toate caracteristicile elementului: dimensiunile secțiunii ( $b$  și  $h$ ), aria armăturii din zona întinsă ( $A_s$ ), clasa betonului ( $R_c$ ) și a armăturii ( $R_s$ ). Este necesar de verificat rezistența (capacitatea portantă) elementului în secțiuni normale.

Acest caz are loc atunci, când elementul deja există și este necesar de verificat rezistența lui la o sarcină nouă, la schimbarea destinației clădirii sau a sarcinii de exploatare.

2. Este necesar de calculat un element nou, la care trebuie de determinat toate caracteristicile elementului pentru o sarcină concretă: dimensiunile secțiunii ( $h$  și  $b$ ), clasele betonului și armăturii ( $R_c$  și  $R_s$ ) și aria secțiunii armăturii întinse ( $A_s$ ).

În cazul 1 calculul se efectuează foarte simplu. Din calculul static se determină valoarea momentului încovoietor de la sarcina nouă. Apoi din formula (7.9) se determină valoarea înălțimii zonei comprimate și, înlocuind-o în relația (7.7), verificăm capacitatea portantă a elementului la sarcina nouă.

În cazul 2 avem mai multe necunoscute ( $h$ ,  $b$ ,  $R_c$ ,  $R_s$ ,  $A_s$  și  $x$ ) și numai două condiții de echilibru (formulele 7.7 și 7.8). De aceea, pentru rezolvarea problemei este necesar de adoptat valorile ale unor din aceste necunoscute sau de adoptat condiții suplimentare. De obicei, se adoptă dimensiunile secțiunii elementului  $h$  și  $b$  (din condiții constructive) și clasele betonului și ale armăturii ( $R_c$  și  $R_s$ ) în conformitate cu recomandările din pct.4.5 și din calcul se determină aria necesară a armăturii din zona întinsă  $A_s$ .

Pentru obținerea formulelor practice de calcul folosim două condiții de echilibru (din statică), și anume:

- 1) suma momentelor încovoietoare de la forțele exterioare și eforturile interioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse  $\Sigma M_{A_s} = 0$ ;
- 2) idem, în raport cu axa, care trece prin punctul de acțiune a efortului din zona comprimată a betonului (vezi fig.6.9)  $\Sigma M_{N_c} = 0$ .

Dimensiunile secțiunii elementului se stabilesc din condiții constructive. Înălțimea secțiunii  $h$  se determină în funcție de deschiderea lui  $h = (1/8 \div 1/15) l$  – pentru elemente cu armătura obișnuită și  $h = (1/20 \div 1/25) l$  – pentru elemente precomprimate. Valoarea înălțimii  $h$ , obținută din aceste condiții, se rotunjește în așa mod și se adoptă multiplă la 50 mm pentru  $h \leq 600$  mm sau multiplă la 100 mm pentru  $h > 600$  mm. Valoarea înălțimii secțiunii  $h$  poate fi egală cu 150, 200, 250 ... 600 mm sau 700, 800, 900 mm și așa mai departe multiplă cu 100 mm.

Lățimea secțiunii elementului  $b$  se adoptă în funcție de înălțimea ei ( $h$ );  $b = (0,3 \div 0,5)h$  și poate fi egală cu 50, 100, 120, 150, 180, 200, 220, 250, 300 mm și mai mare, multiplă la 50 mm.



După stabilirea dimensiunilor secțiunii  $h$  și  $b$  din condiții constructive (în deosebi, a lățimii  $b$ , care va fi folosită în calculul de mai jos, avem posibilitatea să le precizăm și în funcție de valoarea momentului încovoietor de la sarcinile exterioare cu relația (7.14), din care avem

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{\max}}{\alpha_0 R_c b}}.$$

Aici coeficientul  $\alpha_0$  se adoptă egal cu 0,289 (din anexa A.13) pentru cea mai optimă valoare a înălțimii zonei comprimate pentru grinzi -  $\xi_c = 0,35$ . Atunci înălțimea totală  $h = h_0 + a_s$ , care se rotunjește și se adoptă în conformitate cu recomandările de mai sus. Apoi se verifică și valoarea lățimii secțiunii  $b$ , care trebuie să fie în limitele  $b = (0,3 \div 0,5) h$ . Dacă această condiție nu se asigură, atunci se adoptă o altă valoare a lui  $b$ .

Clasa betonului și a armăturii se adoptă conform recomandărilor din pct.4.5, iar din anexele A.4 și A.10 se iau valorile rezistențelor  $R_c$  și  $R_s$ .

$$\text{Acum scriem } \Sigma M_{As} = 0 \text{ și } \Sigma M_{Nc} = 0$$

$$M = N_c z_c = R_c b x (h_0 - x/2); \quad (7.10)$$

$$M = N_s z_c = R_s A_s (h_0 - x/2). \quad (7.11)$$

Transformăm părțile din dreapta ale acestor formule în modul următor.

Înmulțim și împărțim la  $h_0$  partea din dreapta a formulei (7.10), scoatem din paranteze  $h_0$  în ambele formule și înlocuim  $x/h_0 = \xi_c$ .

$$\begin{aligned} M &= R_c b x \frac{h_0}{h_0} h_0 \left(1 - \frac{x}{2h_0}\right) = R_c b h_0^2 \frac{x}{h_0} \left(1 - \frac{x}{2h_0}\right) = \\ &= R_c b h_0^2 \xi_c (1 - 0,5 \xi_c); \end{aligned} \quad (7.12)$$

$$M = R_s A_s h_0 \left(1 - \frac{x}{2h_0}\right) = R_s A_s h_0 (1 - 0,5 \xi_c). \quad (7.13)$$

Acum adoptăm următoarele notații:

$\xi_c(1 - 0,5 \xi_c) = \alpha_0$  și  $(1 - 0,5 \xi_c) = \eta$ , le includem în formulele (7.12) și (7.13) și, în final, obținem următoarele formule:

$$M = \alpha_0 R_c b h_0^2 ; \quad (7.14)$$

$$M = \eta R_s A_s h_0 , \quad (7.15)$$

în care  $\alpha_0$  și  $\eta$  sunt coeficienți fără unități de măsură și depind numai de înălțimea relativă a zonei comprimate  $\xi$  și sunt prezentați în anexa A.13.

Calculul practic se efectuează în ordinea următoare:

1) din formula (7.14) determinăm valoarea coeficientului  $\alpha_0$

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_c b h_0^2} ; \quad (7.16)$$

2) pentru această valoare a coeficientului  $\alpha_0$  adoptăm din anexa A.13 valorile coeficienților  $\xi_c$  și  $\eta$ ;

3) din anexa A.12 adoptăm valoarea înălțimii relative limită a zonei comprimate  $\xi_{cu}$  ;

4) verificăm condiția  $\xi_c \leq \xi_{cu}$  .

Dacă această condiție se îndeplinește, aceasta înseamnă că avem cazul 1 de lucru al elementului, adică avem un element armat simplu. Betonul din zona comprimată preia tot efortul de comprimare și nu este necesară armătura din zona comprimată;

5) din formula (7.15) determinăm aria necesară a armăturii din zona întinsă

$$A_s = \frac{M}{\eta R_s h_0} ; \quad (7.17)$$

6) din anexa A.14 adoptăm diametrul ( $d_s$ ) și numărul necesar de bare în așa mod, ca aria lor sumară să fie cât mai aproape de cea necesară din calcul. Valoarea acestei armături poate fi mai mare decât cea din calcul până la 15 % și nu mai mică cu 5 %. La alegerea numărului de bare trebuie să fie respectate recomandările din pct.7.1.

Dacă  $\xi_c > \xi_{cu}$  , are loc cazul 2 de rupere al elementului și calculul se efectuează ca pentru un element armat dublu (vezi pct.7.3.2).

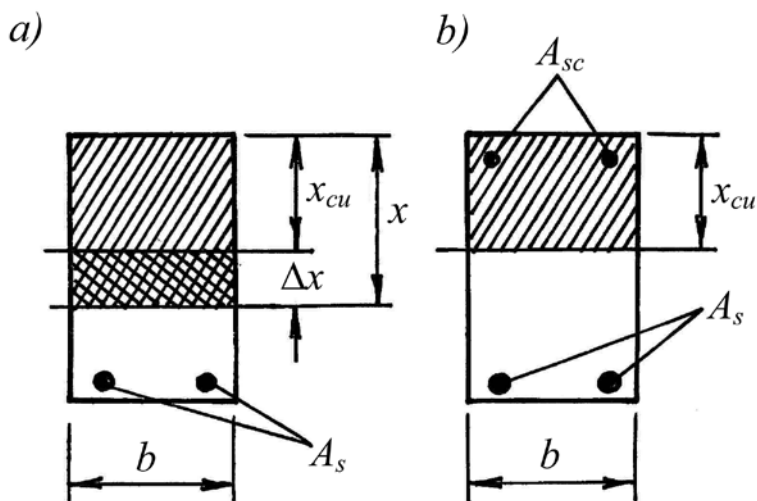
### 7.3.2. Elemente armate dublu cu secțiunea dreptunghiulară

În cazul, când  $x > x_{cu}$  (sau  $\xi_c > \xi_{cu}$ ), are loc cazul 2 de lucru (de rupere) al elementului încovoiat. La stadiul de rupere a elementului tensiunile în armătura din zona întinsă  $A_s$  nu ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_s < \sigma_y$  (sau  $\sigma_s < \sigma_{0,2}$ ), iar elementul se rupe de la strivirea betonului din zona comprimată și, în același timp, nu se folosește pe deplin rezistența armăturii din zona întinsă. Ruperea elementului parcurge momentan și fragil. Acest caz de lucru (și de rupere) al elementelor încovoiate din beton armat nu este rentabil economic și normal după caracterul de rupere și, de aceea, la proiectarea construcțiilor acest caz de lucru se evită. Proiectantul adoptă unele măsuri constructionale și schimbă caracterul de lucru al elementului. Mai frecvent se folosesc următoarele măsuri:

- 1) se majorează dimensiunile secțiunii elementului  $h$  și  $b$ ;
- 2) se majorează clasa betonului;
- 3) se instalează armătură în zona comprimată a elementului.

Primele două măsuri se folosesc mai rar, deoarece majorarea dimensiunilor secțiunii poate fi limitată din condiții arhitectonice, de procesul tehnologic din încăperea sau din clădire și din limitarea masei elementului, iar clasa betonului nu poate fi majorată mult (vezi pct.4.5). Cel mai simplu este de inclus armătură în zona comprimată.

Pentru asigurarea echilibrului static de lucru al elementului într-o secțiune normală (în cazul 2 de lucru) este necesar ca înălțimea zonei comprimate a betonului  $x$ , care se include în lucru, trebuie să fie mai mare, decât înălțimea limită a zonei comprimate  $x_{cu}$ ,  $x > x_{cu}$  sau  $\xi_c > \xi_{cu}$  (fig.7.10).



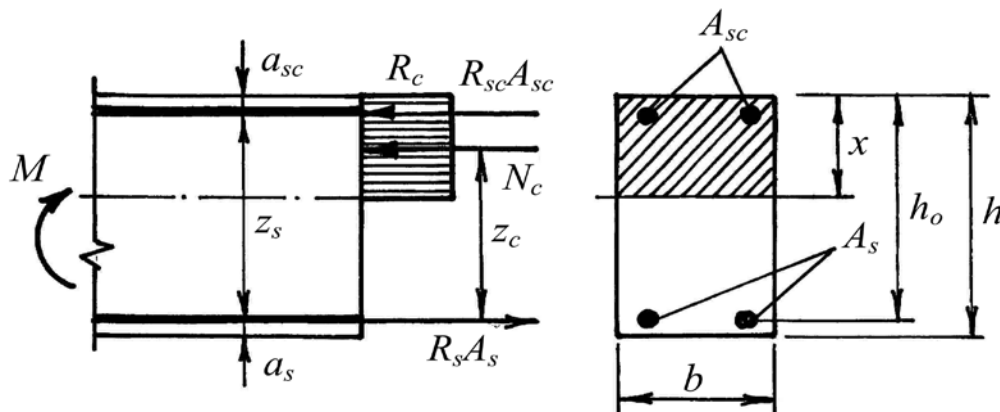
**Figura 7.10.**  
**Schema reală (a) de lucru al unui element încovoiat în cazul 2 de lucru și schema de calcul (b) cu armătură în zona comprimată**

Pentru schimbarea caracterului de lucru al elementului (din cazul 2 în cazul 1), se adoptă în calcul înălțimea zonei comprimate egală cu valoarea înălțimii limită a ei  $x = x_{cu}$  ( $\xi_c = \xi_{cu}$ ), iar fâșia comprimată  $\Delta x$  (vezi fig.7.10), necesară pentru preluarea unei părți din efortul din zona comprimată, se înlocuiește cu armătură, instalată în zona comprimată  $A_{sc}$ . În acest caz elementul este numit **element armat dublu**. Însă aceasta nu înseamnă că aria armăturii se dublează. În acest caz este

necesară din calcul armătura de rezistență din ambele zone: din zona întinsă și din zona comprimată. Considerăm, că poate mai corect ar fi de numit acest element – cu armătură de rezistență în ambele zone, dar noțiune de element armat dublu este o denumire istorică și se folosește tradițional până în prezent.

În fig.7.11 este prezentată schema de calcul a unui element încovoiat cu secțiunea dreptunghiulară armat dublu.

După cum se știe, pentru asigurarea rezistenței (capacității portante) în secțiuni normale ale unui element încovoiat este necesar ca valoarea momentului încovoiator de la sarcinile exterioare de calcul  $M_{ext}$  să nu depășească suma momentelor încovoiatoare în raport cu orice axă a elementului  $M_{int}$  (vezi pct.7.3 și 7.3.1)  $M_{ext} \leq M_{int} = \Sigma M_{int}$ .



**Figura 7.11. Schema de calcul a elementului încovoiat, armat dublu cu secțiunea dreptunghiulară**

Pentru calcul, de regulă, folosim suma momentelor încovoiatoare de la eforturile interioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă  $\Sigma M_{A_s} = 0$ .

În cazul nostru vom avea (din fig.7.11)

$$M = N_c Z_c + R_{sc} A_{sc} Z_s = R_c b x_{cu} \left( h_0 - \frac{x_{cu}}{2} \right) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}). \quad (7.18)$$

În această formulă toate notațiile sunt date în pct.7.3 și în fig.7.11.

La calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor încovoiate armate dublu pot fi două cazuri:

1. Sunt cunoscute toate caracteristicile elementului:  $h, b, A_s, A_{sc}, z_s, a_{sc}, R_c, R_s, R_{sc}$  și  $x_{cu}$  și este necesar de verificat rezistența elementului.
2. Se calculează un element nou și este necesar de determinat toate caracteristicile elementului:  $h, b, z_s, a_{sc}, A_s, A_{sc}, R_c, R_s$  și  $R_{sc}$ .

Primul caz are loc atunci, când elementul deja există și este necesar de verificat rezistența lui la o sarcină nouă. În acest caz includem toate caracteristicile ale elementului în formula (7.18) și verificăm rezistența lui. Valoarea înălțimii zonei comprimate limită  $x_{cu} = \xi_{cu} \cdot h_0$ , în care  $\xi_{cu}$  se determină din relația (6.14) sau se adoptă din anexa A.12.

În cazul 2 este necesar de determinat dimensiunile secțiunii  $h$  și  $b$ , ariile armăturilor  $A_s$  și  $A_{sc}$  și de stabilit clasele betonului ( $R_c$ ) și ale armăturilor ( $R_s$  și  $R_{sc}$ ).

Având în vedere, că pentru calcul avem numai două condiții de echilibru, de obicei, dimensiunile secțiunii  $h$  și  $b$  și clasele armăturilor ( $R_s$ ,  $R_{sc}$ ) și a betonului ( $R_c$ ) se stabilesc din recomandății constructive (vezi pct.7.3.1 și 4.5), iar ariile armăturilor  $A_s$  și  $A_{sc}$  se determină din calcul.

Pentru obținerea formulelor practice de calcul folosim și suma tuturor eforturilor interioare pe axa elementului  $\sum X_i = 0$

$$R_c b x_{cu} + R_{sc} A_{sc} = R_s A_s . \quad (7.19)$$

Cu evidența notațiilor adoptate în pct.7.3.1, pentru  $x = x_{cu}$  ( $\xi_c = \xi_{cu}$ ), vom avea  $\xi_{cu} (1 - 0,5 \xi_{cu}) = \alpha_{ou}$  și  $x_{cu} = \xi_{cu} h_0$ . După unele transformări (analogice cu acele pentru elemente armate simplu) ale relațiilor (7.18 și 7.19), în finală obținem următoarele formule:

- suma momentelor încovoietoare

$$\begin{aligned} M &= R_c b x_{cu} \left( h_0 - \frac{x_{cu}}{2} \right) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) = R_c b x_{cu} \frac{h_0}{h_0} h_0 \left( 1 - \frac{x_{cu}}{2h_0} \right) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) = \\ &= R_c b \xi_{cu} h_0^2 (1 - 0,5 \xi_{cu}) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) = \alpha_{ou} R_c b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}); \end{aligned} \quad (7.20)$$

- suma proiecțiilor

$$\begin{aligned} R_c b x_{cu} \cdot \frac{h_0}{h_0} + R_{sc} A_{sc} &= R_s A_s \\ \xi_{cu} R_c b h_0 + R_{sc} A_{sc} &= R_s A_s . \end{aligned} \quad (7.21)$$

Calculul se efectuează în ordinea următoare:

- 1) se determină valoarea înălțimii relative limită a zonei comprimate  $\xi_{cu}$  cu relația (6.14) sau se adoptă din anexa A.12;

- 2) se determină valoarea coeficientului  $\alpha_{ou} = \xi_{cu} (1 - 0,5 \xi_{cu})$ ;
- 3) se determină aria armăturii din zona comprimată din formula (7.20)

$$A_{sc} = \frac{M - \alpha_{ou} R_c b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a_{sc})}; \quad (7.22)$$

- 4) din formula (7.19) se determină aria secțiunii armăturii din zona întinsă

$$A_s = A_{sc} \frac{R_{sc}}{R_s} + \frac{\xi_{cu} R_c b h_0}{R_s}; \quad (7.23)$$

- 5) din anexa A.14 se adoptă diametrul ( $d_s$ ) și numărul necesar de bare în așa mod ca aria lor totală (separat pentru  $A_s$  și  $A_{sc}$ ) să fie cât mai aproape de valorile necesare din calcul. Ariile armăturilor adoptate pot fi cu până la 15 % mai mari, decât acele din calcul și nu mai mici cu 5 %.

### 7.3.3. Elemente cu secțiunea în formă de T, T-dublu și alte secțiuni

În construcții, în afară de elemente încovoiate cu secțiunea dreptunghiulară, pe larg se folosesc și elemente cu multe alte forme ale secțiunii transversale.

În fig.7.12 sunt prezentate diferite secțiuni posibile ale elementelor încovoiate și secțiunile lor echivalente.

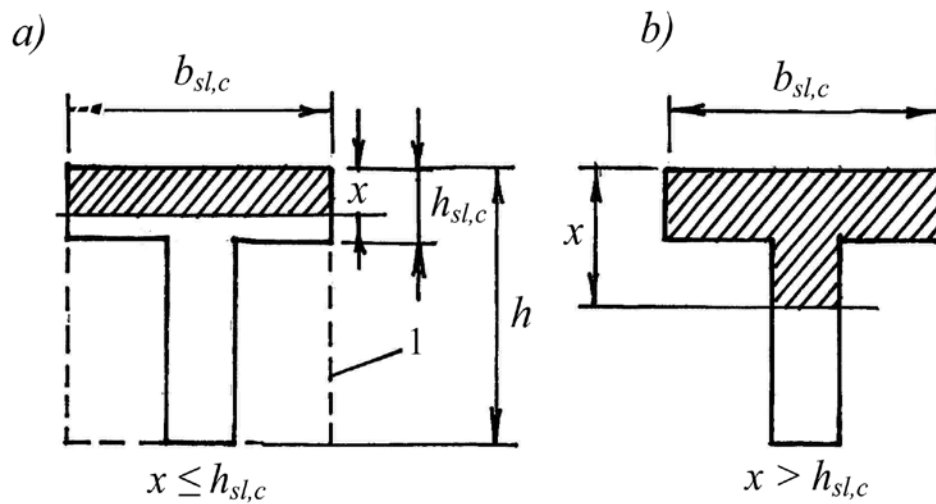
Având în vedere faptul, că la calculul elementelor încovoiate la rezistență în secțiuni normale în zona întinsă tot efortul este preluat numai de armătură, forma zonei întinse nu influențează asupra rezistenței elementului. De aceea, metoda de calcul al elementelor cu diferite forme ale secțiunii depinde numai de forma secțiunii zonei comprimate.

Din fig.7.12 se vede, că pentru unele forme ale secțiunilor zona comprimată are formă dreptunghiulară, iar pentru altele – forma de T. Calculul elementelor cu secțiunea dreptunghiulară a fost examinat mai sus.

La calculul elementelor cu secțiunea în formă de T pot fi două cazuri (fig.7.13):

- 1) axa neutră trece prin placă sau prin marginea ei de jos  $x \leq h_{sl,c}$  ;
- 2) axa neutră intersectează nervura  $x > h_{sl,c}$  .

Aici  $h_{sl,c}$  este înălțimea (grosimea) plăcii din zona comprimată.



**Figura 7.13. Cazurile de lucru ale elementelor încovoiate cu secțiunea în formă de T**

*a* – axa neutră trece prin placă sau prin marginea ei de jos; *b* – axa neutră intersectează nervura elementului

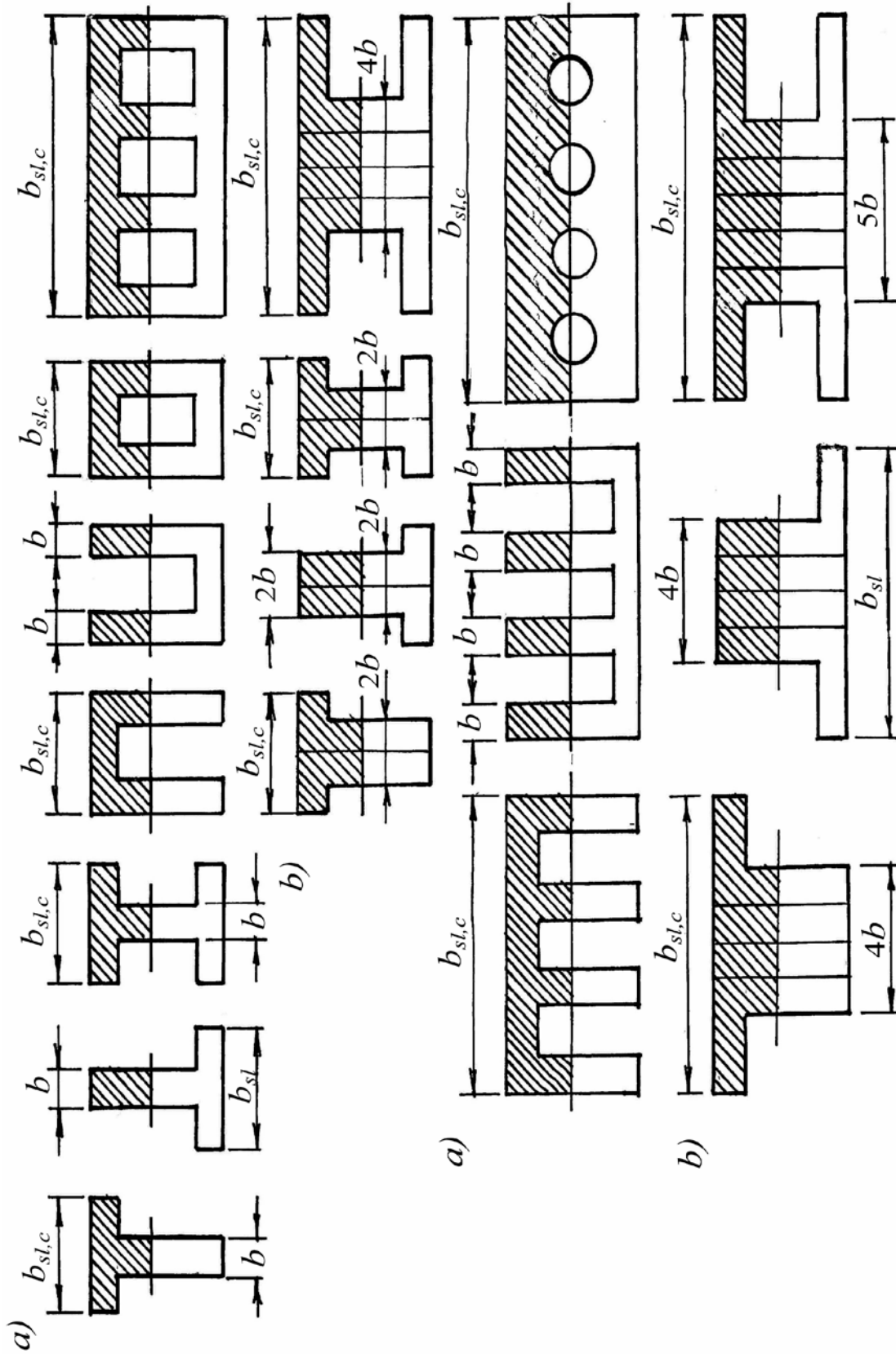


Figura 7.12. Elemente încovoiate cu diferite secțiuni posibile  
*a* – schemele secțiunilor reale; *b* – secțiunile de calcul

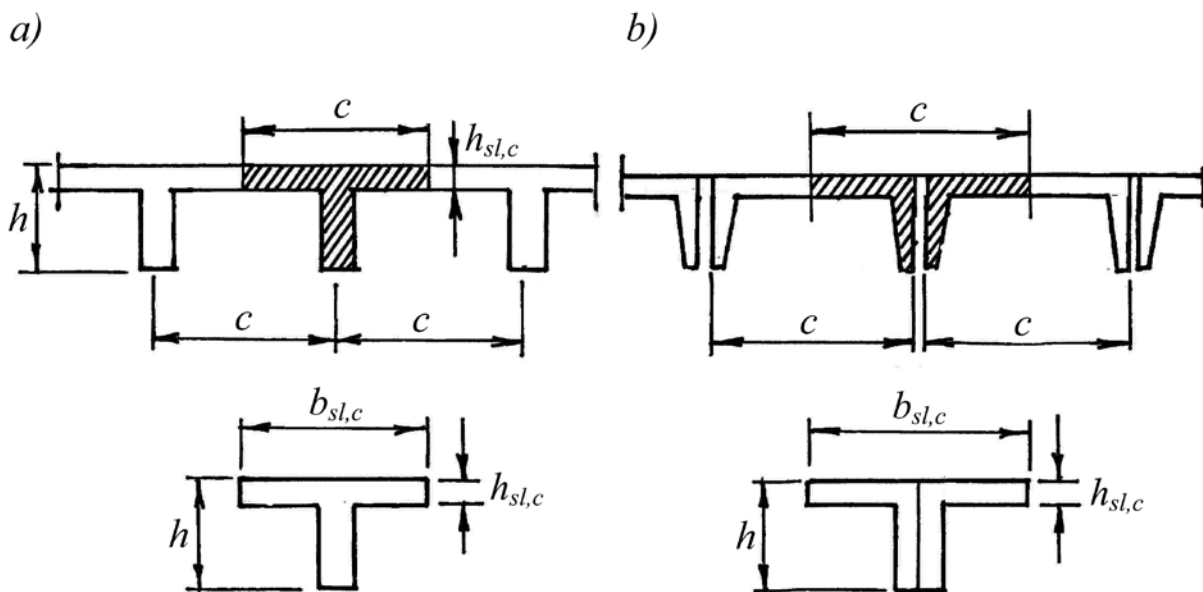
În primul caz elementul se calculează ca un element cu secțiunea dreptunghiulară cu dimensiunile  $h \times b_{ef}$ , iar în cazul 2 – ca un element cu secțiunea în formă de T sau echivalentă.



Pentru calculul la rezistență în secțiuni normale ale unui element cu secțiunea în formă de **T** este necesar de stabilit inițial:

- 1) lățimea plăcii din zona comprimată, adoptată în calcul și, în deosebi, când elementul este o parte componentă a unei construcții: planșeu sau acoperiș cu nervuri din beton monolit, panouri prefabricate, grinzi pentru poduri și altele (vezi fig.7.14);
- 2) locul de trecere al axei neutre (fig.7.13):  $x \leq h_{sl,c}$  sau  $x > h_{sl,c}$ .

Numeroase cercetări experimentale au arătat, că în elementele cu secțiunea în formă de **T** sau echivalentă (redușă la secțiunea **T**), nu toată placa se include în lucrul grinzii (nervurii). Sectoarele plăcii mai îndepărtate de la grindă (nervură) influențează mai puțin asupra capacității portante (rezistenței) elementului și, de aceea, există așa o noțiune – lățimea efectivă a plăcii  $b_{ef}$ , care se adoptă la calculul elementelor cu secțiunea în formă de **T** (vezi fig.7.14). Această lățime a plăcii mai este numită lățimea de calcul  $b_{ef} = b_{cal}$ , care se adoptă în funcție de tipul elementului, deschiderii lui și raportul înălțimii (grosimii) plăcii  $h_{sl,c}$  către înălțimea totală a secțiunii elementului  $h_{sl,c}/h$ .



**Figura 7.14. Secțiuni în formă de T în componența planșeelor monolite (a) sau prefabricate (b)**

A. Pentru grinzi (și nervuri), care sunt o parte componentă a planșeelor din beton monolit, panourilor prefabricate echivalente (redușe) cu secțiunea în formă de **T** sau cu placa dezvoltată (fig.7.14):

- 1) pentru raportul  $h_{sl,c}/h \geq 0,1$ , lățimea plăcii de calcul se adoptă egală cu distanța dintre nervuri (grinzi)  $b_{ef} = b_{cal} = c$  sau cu lățimea reală a elementului  $b_{ef} = b_{reel}$  (fig.7.14), dar în orice caz nu mai mare de  $1/3$  din deschiderea elementului;

2) pentru raportul  $h_{sl,c}/h < 0,1$ ,  $b_{ef} = 12 h_{sl,c} + b$ .

B. Pentru grinzi independente cu secțiunea în formă de **T** sau echivalentă:

1) pentru raportul  $h_{sl,c}/h \geq 0,1$ , lățimea plăcii de calcul se adoptă egală cu lățimea reală, dar nu mai mare de  $12 h_{sl,c} + b$ ;

2) dacă  $0,005 \leq h_{sl,c}/h < 0,1$ ,  $b_{ef} = 6 h_{sl,c} + b$ ;

3) pentru  $h_{sl,c}/h \leq 0,05$ , elementul se calculează ca un element cu secțiunea dreptunghiulară cu lățimea  $b$ .

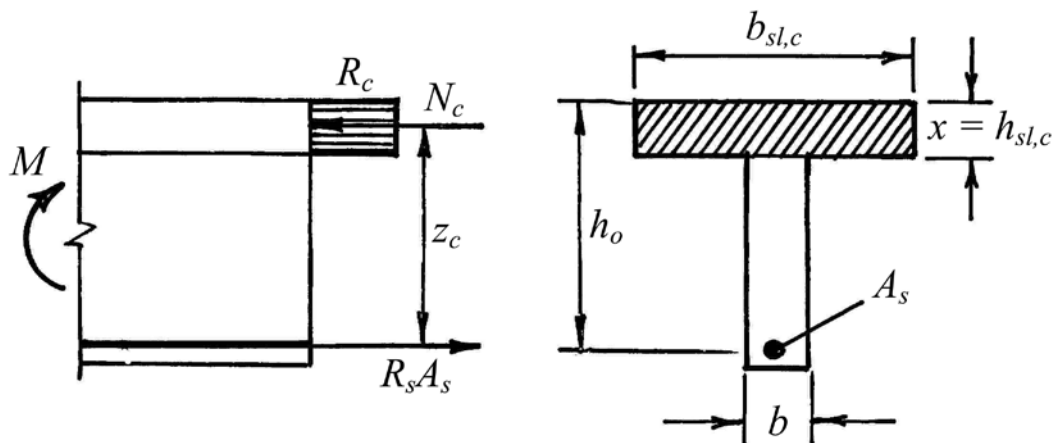
Pentru determinarea locului de trecere al axei neutre în secțiunea elementului (fig.7.13), se compară valoarea momentului încovoietor de la sarcinile exterioare de calcul  $M_{ext} = M$  cu valoarea momentului încovoietor de la efortul, preluat de placă, în cazul când ea este toată comprimată în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă –  $M_{sl,c}$  :

- dacă  $M \leq M_{sl,c}$ , atunci axa neutră trece prin placă sau prin marginea ei de jos (vezi fig.7.13 a);

- dacă  $M > M_{sl,c}$ , atunci axa neutră intersectează nervura (vezi fig.7.13 b).

Momentul încovoietor, preluat de placă (fig.7.15), reprezintă  $\Sigma M_{As} = 0$ .

$$M_{sl,c} = N_{sl,c} z_c = R_c b_{ef} h_{sl,c} (h_0 - h_{sl,c}/2). \quad (7.24)$$



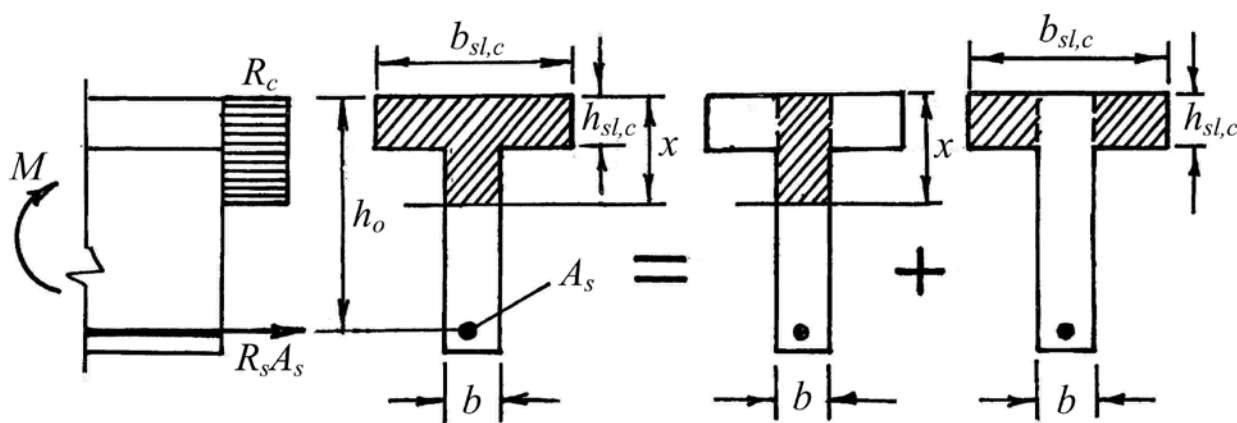
**Figura 7.15. Schema de calcul pentru determinarea momentului încovoietor preluat de placa comprimată  $M_{sl,c}$**

După cum se știe, pentru determinarea înălțimii zonei comprimate  $x$  în elementele încovoiate, de obicei, se folosește suma proiecțiilor tuturor eforturilor pe axa elementului  $\Sigma X_i = 0$ . În acest caz, la proiectarea unui element nou, nu avem posibilitatea să folosim această condiție pentru determinarea valorii lui  $x$ , fiindcă în

ecuația  $\sum X_i = 0$  vor fi două necunoscute:  $x$  și  $A_s$  și, de aceea, se folosește ecuația  $\sum M_{A_s} = 0$ .

Menționăm, că în elementele cu secțiunea în formă de **T** sau echivalentă, de regulă, nu este necesară din calcul armătura din zona comprimată, deoarece tot efortul de comprimare este preluat de placă sau de placă și parțial de nervură. De aceea, mai fregvent, ele se calculează ca elemente armate simplu.

În fig.7.16 este prezentată schema de calcul a elementului încovoiat cu secțiunea în formă de **T** (sau echivalentă), când axa neutră intersectează nervura (cazul 2 de calcul  $x > h_{sl,c}$ ).



**Figura 7.16. Schema de calcul a elementului încovoiat în formă de T**

Pentru simplificarea prezentării sumei momentelor tuturor eforturilor interioare  $\sum M_{int}$ , zona comprimată cu forma de **T** convențional este divizată în două părți (vezi fig.7.16): 1 – nervura comprimată și 2 – aripile plăcii comprimate.

Condiția rezistenței a elementului în secțiuni normale  $\sum M_{A_s} = 0$  va avea următoarea formă

$$M = M_1 + M_2 = R_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b) \left( h_0 - \frac{h_{sl,c}}{2} \right), \quad (7.25)$$

în care  $M_1$  este momentul încovoiator, preluat de nervura comprimată;

$M_2$  – momentul încovoiator, preluat de aripile comprimate ale plăcii în raport cu axa care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă  $A_s$ .

În practică, există două cazuri de calcul:

- 1) toate caracteristicile secțiunii sunt cunoscute ( $b$ ,  $h$ ,  $b_{ef}$ ,  $h_{sl,c}$ ,  $A_s$ ,  $R_c$  și  $R_s$ ). Este necesar de verificat rezistența (capacitatea portantă) a elementului în secțiuni normale;

2) este necesar de proiectat un element/construcție nou/ă.

În primul caz, pentru verificarea capacității portante a elementului cu relația (7.25), inițial determinăm înălțimea zonei comprimate  $x$  din suma proiecțiilor tuturor eforturilor interioare pe axa elementului  $\Sigma X_i = 0$

$$R_s A_s = N_{c1} + N_{c2} = R_c b x + R_c b x + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b), \quad (7.26)$$

în care  $N_{c1}$  este efortul, preluat de partea comprimată a nervurii (vezi fig.7.16);

$N_{c2}$  – efortul, preluat de aripile plăcii comprimate.

Din formula (7.26) obținem

$$x = \frac{R_s A_s - R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b)}{R_c b}. \quad (7.27)$$

Pentru calculul elementului în cazul 2, inițial transformăm termenii din relațiile (7.25 și 7.26), care conțin valoarea lui  $x$ , în modul următor (ca și în cazul elementului armat simplu – vezi pct.7.3.1):

$$\begin{aligned} R_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) &= R_c b x \frac{h_0}{h_0} h_0 \left( 1 - \frac{x}{2h_0} \right) = \\ &= R_c b \xi_c h_0 (1 - 0,5 \xi_c) = \alpha_0 R_c b h_0^2; \end{aligned} \quad (7.28)$$

$$R_c b x = R_c b x \frac{h_0}{h_0} = \xi_c R_c b h_0. \quad (7.29)$$

Includem aceste valori în relațiile (7.25) și (7.26) și obținem:

$$M = \alpha_0 R_c b h_0^2 + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b) (h_0 - 0,5 h_{sl,c}); \quad (7.30)$$

$$R_s A_s = \xi_c R_c b h_0 + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b). \quad (7.31)$$

Calculul se efectuează în următoarea ordine:

- 1) din condiții constructive stabilim dimensiunile secțiunii  $h$ ,  $b$ ,  $b_{sl,c}$ ,  $b_{ef}$  și  $a_s$ .  
Apoi adoptăm clasele betonului și ale armăturii (conform recomandărilor din pct.4.5) și adoptăm rezistențele lor de calcul  $R_c$  și  $R_s$  din anexele A.4 și A.10;
- 2) determinăm valoarea momentului încovoietor, preluat de placă, cu relația

(7.2.4) -  $M_{sl,c}$  ;

3) stabilim cazul de lucru al elementului – locul de trecere al axei neutre:

- dacă  $M_{ext} = M \leq M_{sl,c}$  , atunci axa neutră trece prin placă și elementul se calculează ca un element cu secțiunea dreptunghiulară armat simplu (vezi pct.7.3.1) cu dimensiunile  $h \times b_{ef}$  ;

- dacă  $M_{ext} = M > M_{sl,c}$  , atunci axa neutră intersectează nervura (vezi fig.7.13) și elementul se calculează ca un element cu secțiunea în formă de **T**;

4) determinăm valoarea coeficientului  $\alpha_0$  din formula (7.30)

$$\alpha_0 = \frac{M - R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b)(h_0 - 0,5h_{sl,c})}{R_c b h_0^2}; \quad (7.32)$$

5) pentru această valoare a lui  $\alpha_0$  , adoptăm valoarea coeficientului  $\xi_c$  din anexa A.13;

6) determinăm aria armăturii întinse  $A_s$  din relația (7.31)

$$A_s = \frac{\xi_c R_c b h_0 + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b)}{R_s}; \quad (7.33)$$

7) din anexa A.14 adoptăm diametrul  $d_s$  și numărul necesar de bare în așa mod, ca aria armăturii adoptate să nu fie mai mare, decât aria armăturii necesare din calcul cu 15 % și nu mai mică cu 5 %.

### 7.3.4. Recomandații la calculul elementelor încovoiate din beton precomprimat

După cum a fost menționat mai sus (vezi pct.1.3), precomprimarea se folosește la elementele cu deschideri mari pentru majorarea rigidității (micșorarea săgeții), micșorarea deschiderii fisurilor sau excluderea apariției lor în construcțiile, în care ele nu se admit. Precomprimarea nu majorează capacitatea portantă a elementelor, în general, dar în unele cazuri (la elementele comprimate) ea poate duce la micșorarea rezistenței lor.

Elementele/construcțiile din beton precomprimat se calculează la rezistența ca și elementele cu armătură nepretensionată (cu aceeași metodă), cu deosebirea că în relațiile de calcul (în condițiile de echilibru) avem mai multe necunoscute: ariile armăturii obișnuite  $A_s$  și  $A_{sc}$  și ale armăturii pretensionate  $A_{sp}$  și  $A_{scp}$ .

De aceea, având în vedere, că pentru calculul avem doar două condiții de echilibru (suma momentelor  $\sum M = 0$  și suma proiecțiilor tuturor eforturilor interioare și exterioare  $\sum X_i = 0$ ), dar este necesar de determinat  $A_s$ ,  $A_{sc}$ ,  $A_{sp}$  și

$A_{scp}$ , iar în relațiile de calcul mai este o necunoscută - înălțimea zonei comprimate  $x$ , atunci adoptăm unele din aceste valori, reieșind din recomandările constructive.

În multe cazuri în zona comprimată nu este necesară armătura pretensionată și atunci  $A_{scp} = 0$ , iar pentru elemente armate simplu nu este necesară și armătura obișnuită din zona comprimată  $A_{sc} = 0$ . În așa caz rămân 3 necunoscute: ariile armăturii pretensionate  $A_{sp}$  și nepretensionate  $A_s$  din zona întinsă și înălțimea zonei comprimate  $x$ . Având în vedere, că la elementele precomprimate mai importantă este armătura pretensionată, atunci adoptăm aria armăturii nepretensionate din zona întinsă  $A_s$  și din calcul determinăm aria armăturii pretensionate  $A_{sp}$ . Aria armăturii nepretensionate  $A_s$  se adoptă egală aproximativ cu 1 % din secțiunea elementului ( $A_s = 0,01 b h_0$ ).

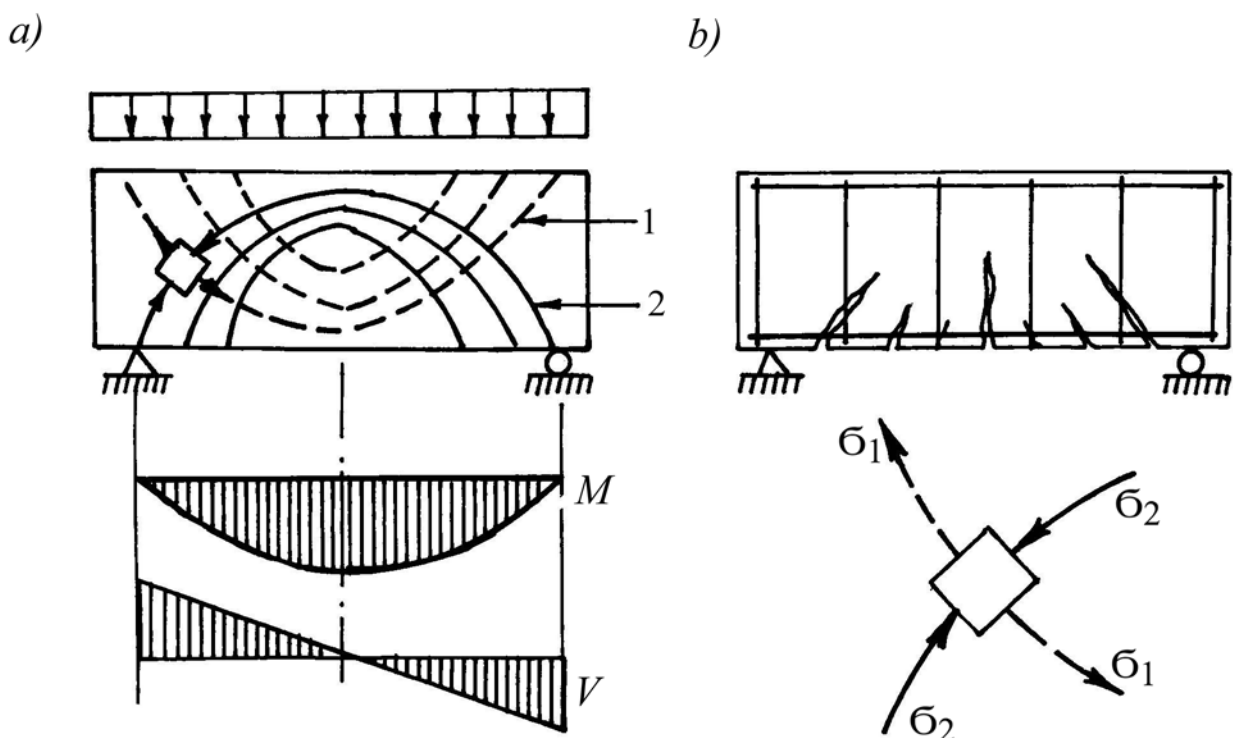
Pentru elemente armate dublu din calcul se determină ariile armăturii pretensionate din zona întinsă  $A_{sp}$  și a armăturii nepretensionate din zona comprimată pentru  $x = x_{cu}$  ( $\xi_c = \xi_{cu}$  și  $\alpha_0 = \alpha_{ou}$ ).

#### **7.4. Calculul elementelor încovoiate la starea limită ultimă (SLU) în secțiuni înclinate**

##### **7.4.1. Schemele de rupere ale elementelor încovoiate în secțiuni înclinate**

În zonele de lângă reazeme ale elementelor încovoiate, de la acțiunea sarcinilor exterioare, apare forță tăietoare mare  $V$  și moment încovoiator  $M$  (fig.7.17), de la care în secțiuni avem tensiuni normale de întindere  $\sigma_t$ , de comprimare  $\sigma_c$  și tensiuni tangențiale  $\tau$ . După cum se știe din cursul „Rezistența materialelor”, de la acțiunea în comun a acestor tensiuni ( $\sigma$  și  $\tau$ ) se schimbă direcția și valorile tensiunilor de întindere și de comprimare, care sunt numite *tensiuni principale de întindere*  $\sigma_1$  și *de comprimare*  $\sigma_2$ , iar liniile (direcțiile) lor de acțiune sunt numite *traietorii* ale tensiunilor principale, care în zonele de la reazeme sunt înclinate în raport cu axa longitudinală a elementului (liniile 1 și 2 din fig.7.17 a). De aceea, în aceste zone ale elementelor încovoiate din beton armat fisurile sunt înclinate (fig.7.17 b) și ruperea elementului are loc în secțiuni înclinate și, deseori, calculul la rezistență de la acțiunea forței tăietoare mai este numit – calculul la rezistență în secțiuni înclinate.

Unghiul de înclinație al fisurilor, valoarea deschiderii lor, caracterul de dezvoltare a lor pe înălțimea elementului depinde de o mulțime de factori: tipul sarcinii (uniform distribuită sau concentrată), forma secțiunii transversale a elementului (dreptunghiulară, în formă de T, T-dublu și altele), tipul de armare,



**Figura 7.17. Starea de tensiuni și direcția fisurilor într-un element încovoiat din beton armat**

1 – traiectoriile tensiunilor principale de întindere  $\sigma_1$  ; 2 – idem, de comprimare  $\sigma_2$

lungimea de ancoraj al armăturii longitudinale, raportul  $M/V$  etc.

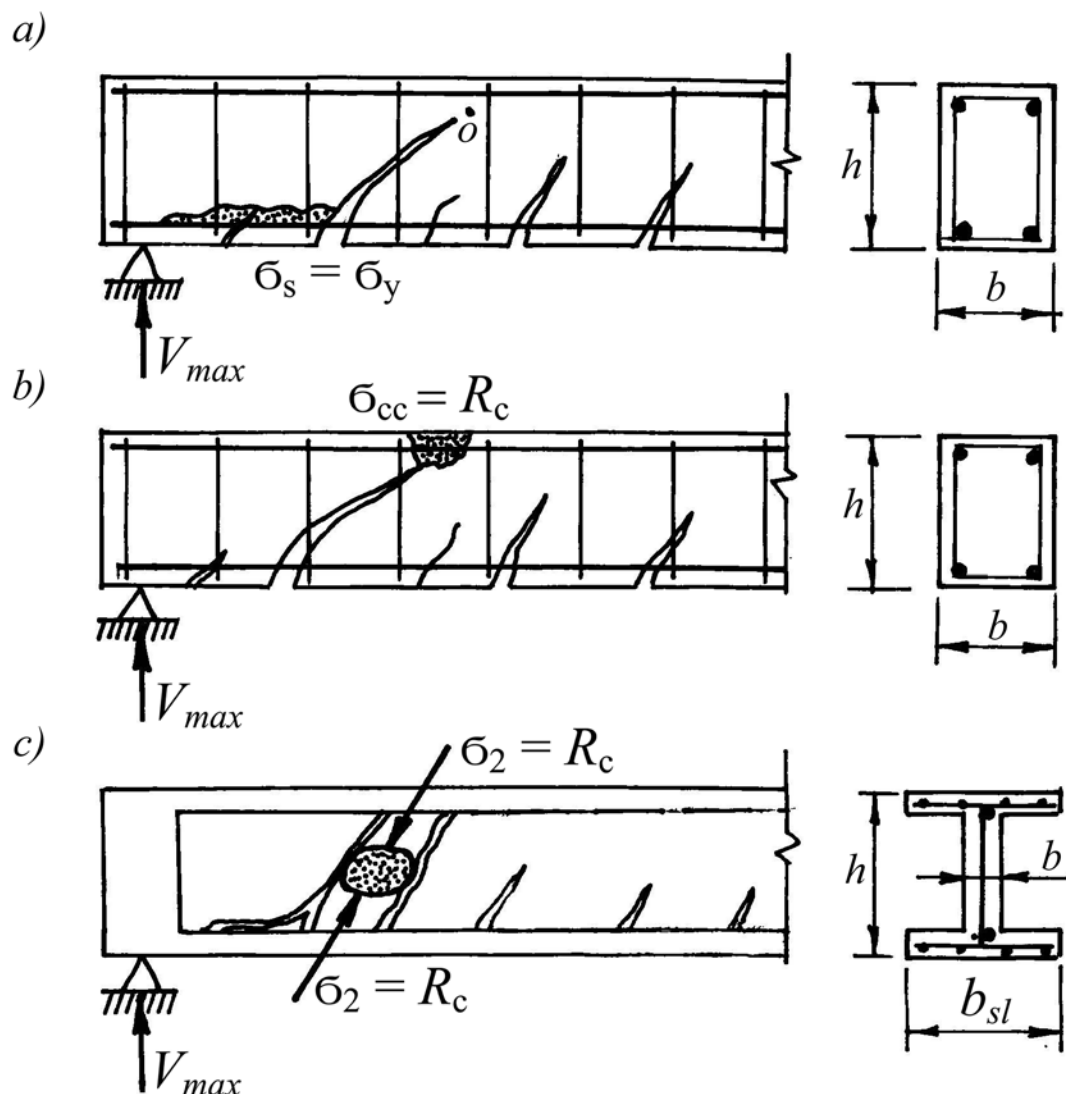
În baza analizei numeroaselor rezultate experimentale au fost stabilite 3 scheme (cazuri) caracteristice de rupere ale elementelor încovoiate din beton armat în zonele de acțiune în comun a momentului încovoiator și a forței tăietoare (fig.7.18):

- 1) de la acțiunea momentului încovoiator  $M$  (fig.7.18 a);
- 2) de la acțiunea forței tăietoare  $V$  (fig.7.18 b);
- 3) de la strivirea betonului comprimat între fisuri înclinate (fig.7.18 c).

În cazul 1 ruperea elementului parcurge în modul următor. La o valoare anumită a sarcinii exterioare tensiunile în armătura din zona întinsă în locul intersecției ei de fisura înclinată ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_s = \sigma_y$  sau  $\sigma_s = \sigma_{0,2}$  și în ea se dezvoltă deformații plastice esențiale sau armătura se smulge din beton, care duce la creșterea bruscă a tensiunilor în armătura transversală  $\sigma_{sw}$ , care, la rândul său, ating limita de curgere a oțelului ( $\sigma_{sw} = \sigma_y$ ). În rezultatul creșterii deformațiilor plastice în armătură, intensiv începe să se dezvolte fisura înclinată (după deschidere și lungime), care duce la micșorarea zonei comprimate în secțiunea deasupra fisurii și ca urmare la creșterea considerabilă a tensiunilor în betonul din zona comprimată  $\sigma_{cc}$ . La un moment dat tensiunile în betonul din zona comprimată ating limita de rezistență a betonului la compresiune ( $\sigma_{cc} = R_c$ ) și betonul se strivește, care duce la ruperea elementului în general.

La stadiul de rupere fisura înclinată împarte zona de lângă reazem a elementului în două părți (din stânga și din dreapta fisurii), unite între ele prin betonul zonei

comprimate, armătura longitudinală și transversală. De aceea, în momentul ruperii elementului ambele părți se rotesc reciproc în jurul unei articulații comune (axe),



**Figura 7.18. Scemele posibile de rupere ale elementelor încovoiate în secțiuni înclinate de la acțiunea în comun a momentului încovoiitor și a forței tăietoare**

*a*– de la momentul încovoiitor; *b*– de la forța tăietoare; *c*– de la strivirea betonului comprimat între fisuri înclinate

situate în centrul de greutate al zonei comprimate în secțiunea la vârful fisurii înclinate (punctul 0 în fig.7.18 *a*) care se numește **axa rotației momentane**. În acest caz, principalul factor de rupere este momentul încovoiitor de la sarcina exterioară și ruperea are un caracter lent și plastic, ca în cazul 1 de rupere al elementelor încovoiate în secțiuni normale (vezi pct.4.1). Acest caz de rupere se întâlnește mai frecvent la elementele cu armătură longitudinală mai mică și ancorată insuficient.

Cazul 2 de rupere are loc la elementele încovoiate cu armătura longitudinală întinsă mai mare, ancorată bine la capetele elementului, care nu permite rotirea reciprocă a ambelor părți ale elementului, formate de fisura înclinate. Ruperea elementului are loc de la forfecarea betonului din zona comprimată de la acțiunea în



comun a tensiunilor de forfecare și de comprimare și, în același timp, de la curgerea oțelului în armătura transversală ( $\sigma_{sw} = \sigma_y$ ), intersectată de fisura înclinată (fig.7.18 b). În acest caz ambele părți ale elementului se deplasează reciproc una față de alta în direcția acțiunii forței tăietoare, iar fisura înclinată are aproximativ aceeași deschidere pe toată înălțimea ei. Principalul factor de rupere este forța tăietoare. Ruperea parcurge fragil ca și în cazul 2 de rupere a elementelor încovoiate în secțiuni normale (vezi pct.4.1).

Cazul 3 de rupere (fig.7.18 a) se întâlnește mai frecvent la elementele cu lățimea mică a secțiunii (cu nervura subțire) în formă de T, T-dublu, în cutie sau altele profiluri asemănătoare (fig.7.12) și este descris mai detaliat în continuare în pct. 7.4.2.

În mod general, ruperea elementelor încovoiate în secțiuni înclinate are loc de la acțiunea în comun a momentului încovoiator  $M$  și a forței tăietoare  $V$ , însă în prezent calculul la rezistență în secțiuni înclinate se efectuează separat pentru fiecare caz de rupere.

#### 7.4.2. Verificarea la rezistență a unei fâșii comprimate de beton între două fisuri înclinate

Ruperea elementelor încovoiate pe o fâșie comprimată între fisuri înclinate în peretele (nervura) grinzii este posibilă în elementele de beton armat cu nervura subțire, când în el apar tensiuni de comprimare considerabile. În afară de aceasta, conform datelor experimentale s-a stabilit că în momentul ruperii acestor elemente tensiunile principale de comprimare din nervură sunt mai mici decât rezistența betonului la comprimare axială. Aceasta se explică prin faptul, că în nervura (peretele) elementului are loc o stare biaxială a tensiunilor, în rezultatul căreia pe sectoarele reciproc perpendiculare acționează tensiuni de comprimare și de întindere și se micșorează considerabil rezistența betonului la comprimare.

Experimental s-a stabilit, că rezistența nervurii elementului la acțiunea forței tăietoare pe o fâșie comprimată va fi asigurată, dacă se va respecta următoarea condiție

$$(7.34) \quad V \leq 0,3 R_c b h_0 ,$$

în care  $V$  este forța tăietoare de la sarcina exterioară de calcul în secțiunea examinată;

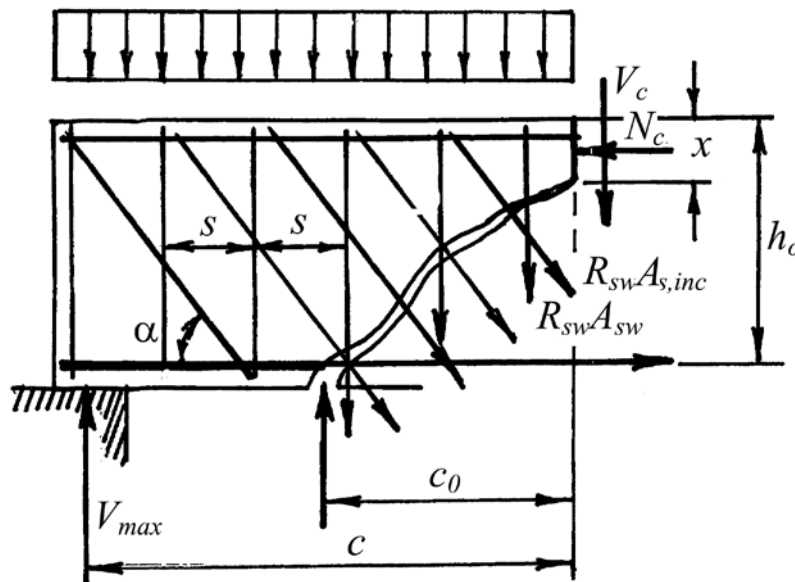
$R_c$  - rezistența de calcul a betonului la compresiune;

$b$  - grosimea nervurii a grinzii;

$h_0$  – înălțimea de calcul a elementului.

#### 7.4.3. Calculul elementelor încovoiate din beton armat la rezistență la acțiunea forței tăietoare. Cazul general

În acest caz (cazul 2, fig.7.18 b) condiția de asigurare a rezistenței în secțiuni înclinate ale elementului la acțiunea forței tăietoare se obține din suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare (condiția de echilibru) pe axa verticală a elementului în limitele fisurii înclinate din zona de lângă reazeme (fig.7.19).



**Figura 7.19.**  
**Schema de calcul a**  
**elementelor încovoiate la**  
**rezistență în secțiuni**  
**înclinate**

Condiția de asigurare a rezistenței în secțiuni înclinate constă în aceea, că forța tăietoare  $V$  de la sarcinile exterioare în cea mai defavorabilă secțiune înclinată să nu depășească suma proiecțiilor tuturor eforturilor interioare pe axa verticală a elementului, preluate de armătura transversală (etriere și barele înclinate) în limitele fisurii și de betonul din zona comprimată deasupra vârfului fisurii înclinate de calcul

$$V \leq V_c + V_{sw} + V_{s,inc} = V_c + \Sigma R_{sw}A_{sw} + \Sigma R_{sw}A_{s,inc} \sin \alpha , \quad (7.35)$$

în care  $V_c$  este forța tăietoare, preluată de betonul din zona comprimată în secțiunea deasupra vârfului fisurii înclinate, care poate fi determinată cu următoarea formulă empirică

$$V_c = \frac{\varphi_{c1}(1 + \varphi_{sl,c} + \varphi_n)R_{ct}bh_0^2}{C} , \quad (7.36)$$

în care  $\varphi_{c1}$  este un coeficient, care se adoptă în funcție de tipul betonului ( $\varphi_{c1} = 2,0$  - pentru beton normal);

$\varphi_{sl,c}$  - coeficient, care ia în considerație influența plăcii comprimate în elementele cu secțiunea **T**, **T**-dublu și alte secțiuni echivalente (vezi fig.7.12) și se determină cu formula

$$\varphi_{sl,c} = 0,75 \frac{(b_{ef} - b)h_{sl,c}}{bh_0}, \quad (7.37)$$

dar se adoptă în calcul nu mai mare de 0,5;

$b_{ef}$  se adoptă aici nu mai mare de  $b + 3 h_{sl,c}$  ;

$\varphi_n$  – coeficient, care ia în considerație influența forței longitudinale exterioare  $N$  sau a efortului de precomprimare  $P$  în elementele precomprimate asupra rezistenței în secțiuni înclinate, care se determină cu formula

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{ct}bh_0}, \quad (7.38)$$

dar se adoptă în calcul nu mai mare de 0,5.

Pentru elemente precomprimate în această formulă  $N$  se înlocuiește cu  $P$ ;

$R_{ct}$  – rezistența betonului la întindere;

$b, h_0, b_{ef}$  și  $h_{sl,c}$  – dimensiunile secțiunii elementului (vezi pct.7.3.3);

$C$  – proiecția secțiunii înclinate de calcul pe axa longitudinală a elementului.

Valoarea lui  $V_c$  , determinată cu formula (7.36), se adoptă în calcul nu mai mică de

$$\varphi_{c2}(1+\varphi_{sl,c}+\varphi_n)R_{ct} \quad b \quad h_0, \quad (7.39)$$

în care  $\varphi_{c2}$  este un coeficient, care se adoptă în funcție de tipul betonului ( $\varphi_{c2} = 0,6$  - pentru beton normal).

Deseori numărătorul din formula (7.36) este notat prin  $M_c$  pentru prescurtarea lui

$$M_c = \varphi_{c1}(1 + \varphi_{sl,c} + \varphi_n)R_{ct}bh_0^2 \quad (7.40)$$

$$V_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}, \quad (7.41)$$

în care  $V_{sw}$  este forța tăietoare, preluată de etriere în limitele secțiunii înclinate;

$R_{sw}$  - rezistența de calcul a armăturii transversale (etrierele și barele înclinate);

$A_{sw}$  - aria totală a secțiunii etrierelor într-o secțiune normală a elementului (fig.7.20);

$$V_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} \cdot \sin \alpha, \quad (7.42)$$

în care  $V_{s,inc}$  este forța tăietoare, preluată de barele înclinate;

$A_{s,inc}$  - aria totală a secțiunii barelor înclinate într-o secțiune normală a

elementului;

$\alpha$  – unghiul de înclinație al barelor înclinate.

Ariile secțiunilor etrierelor și a barelor înclinate într-o secțiune a elementului se determină în modul următor:

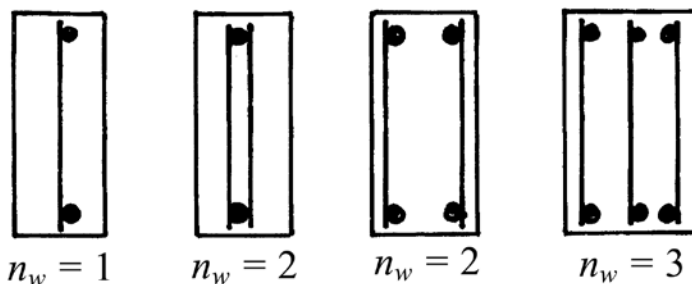
$$A_{sw} = n_w A_{sw,1} \quad \text{și} \quad A_{s,inc} = n_{inc} A_{s,inc,1} ,$$

în care  $n_w$  este numărul de etriere într-o secțiune normală a elementului (fig.7.20);

$n_{inc}$  – idem, pentru barele înclinate;

$A_{sw,1}$  – aria secțiunii a unui etrier;

$A_{s,inc,1}$  – idem, a unei bare înclinate.

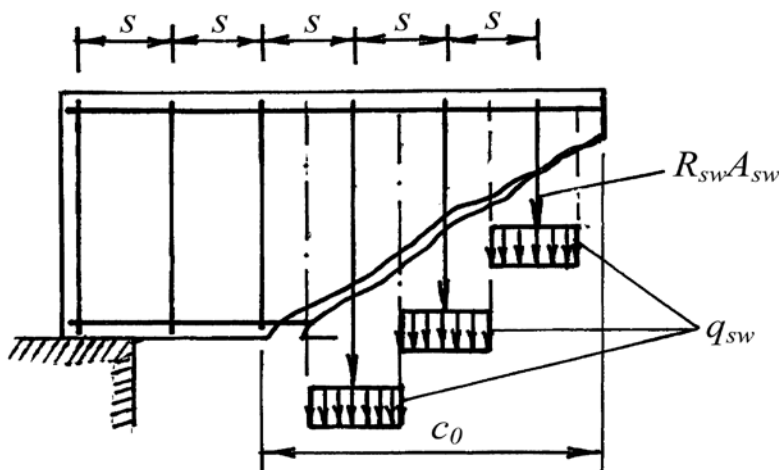


**Figura 7.20.**  
Determinarea numărului de etriere într-o secțiune normală a elementului

Valoarea forței tăietoare  $V_{sw}$ , preluată de etriere în limitele secțiunii (fisurii) de calcul poate fi exprimată și în altă formă, necesară în continuare pentru calcul. Pentru aceasta înlocuim eforturile, preluate de toate etrierile într-o secțiune a elementului  $R_{sw} A_{sw}$  cu un efort uniform distribuit  $q_{sw}$ , preluat de etriere pe o unitate de lungime a elementului (fig.7.21)

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} , \quad (7.43)$$

în care  $S$  este distanța dintre etriere, care deseori mai este numită **pasul etrierelor**.



**Figura 7.21.**  
Schema de înlocuire a eforturilor concentrate în etriere cu eforturi uniform distribuite

Atunci obținem următoarea formulă

$$(7.44) \quad V_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} C_o ,$$

în care  $C_o$  este proiecția fisurii înclinată de calcul pe axa longitudinală a elementului (vezi fig.7.21) și se determină în modul următor:

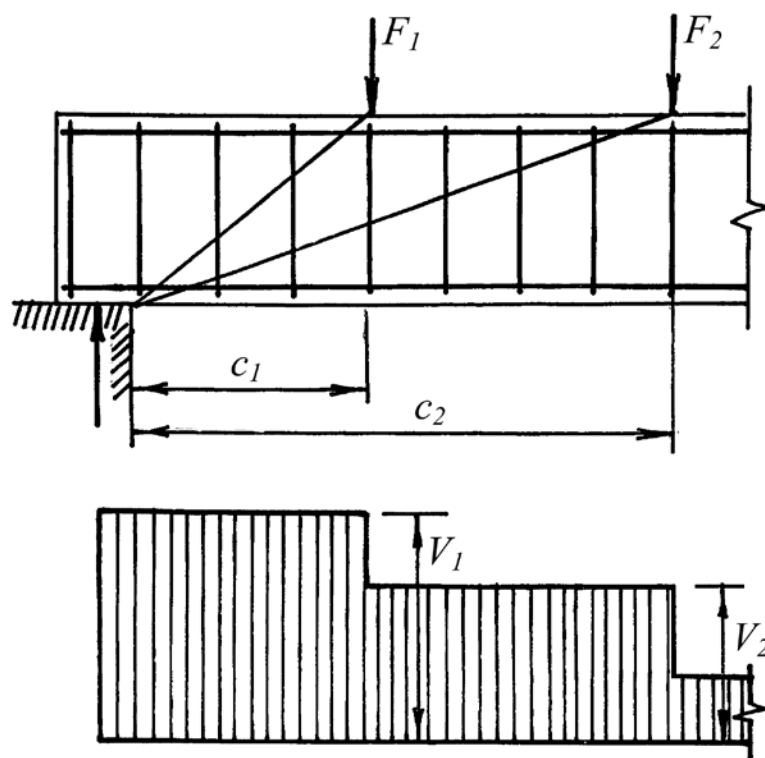
- pentru sarcină uniform distribuită ( $g + q$ )

$$(7.45) \quad C_o = \sqrt{M_c / q_{sw}} .$$

Deducerea acestei formule este prezentată în pct.7.4.4.

În calcule  $C_o$  se adoptă nu mai mare de  $2h_o$  și nu mai mare ca  $S_q$ , și nu mai mică de  $h_o$ , dacă  $S_q > h_o$ ;

- pentru sarcină concentrată valoarea  $C_o$  se adoptă egală cu distanța de la reazem până la punctul de acțiune al acestei sarcini (fig.7.22).



**Figura 7.22. Locurile secțiunilor înclinate de calcul în cazul acțiunii unor sarcini concentrate**

1 – secțiunea înclinată de calcul la acțiunea forței tăietoare  $V_1$ ; 2 – idem, pentru  $V_2$

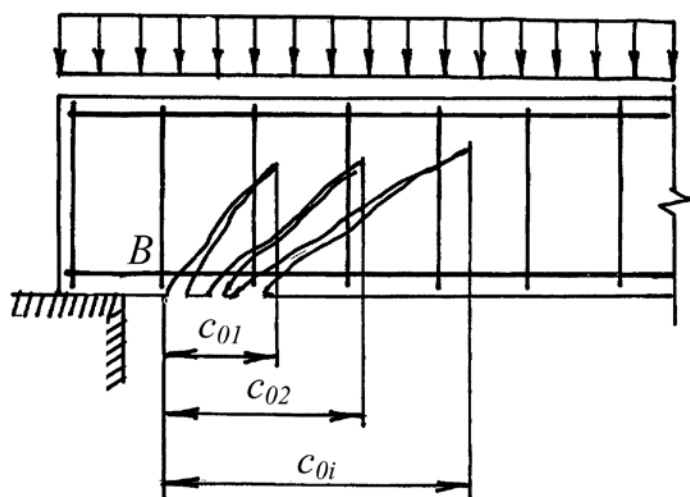
Valoarea parametrului  $S_q$  (la acțiunea sarcinii uniform distribuite) se admite în funcție de valoarea sarcinii:

- pentru valoarea sarcinii totale  $(g + q) \leq 0,56 q_{sw}$ ,  $S_q = \sqrt{M_c / (g + q)}$ ;

- în cazul, când sarcina temporară se aduce la o sarcină echivalentă uniform distribuită  $v$  și  $(g + v/2) > 0,56 q_{sw}$   $S_q = \sqrt{M_c / (g + v/2)}$ .

#### 7.4.4. Determinarea poziției de calcul a secțiunii înclinate

Ruperea elementelor încovoiate din beton armat la acțiunea forței tăietoare în zonele de lângă reazeme are loc pe o fisură înclinată dintr-o mulțime posibilă (fig.7.23), care se încep dintr-un oarecare punct **B**, situat aproape de reazem sau coincide cu el.



**Figura 7.23.**  
**Fisurile înclinate posibile la ruperea elementului de la acțiunea forței tăietoare**

Scopul calculului în acest caz constă în stabilirea din toate secțiunile înclinate posibile acea secțiune, după care se va rupe elementul. Această secțiune este numită *secțiunea înclinată de calcul*.

Este evident, că din toate secțiunile înclinate posibile, ruperea elementului se va petrece prin secțiunea înclinată cu rezistența minimală. După cum se știe din cursul de matematică, pentru determinarea valorii minime a oarecărei funcții, este necesar de luat derivata de la această funcție după variabilă și de egalat cu zero.

În cazul nostru drept funcție, care exprimă rezistența la orice secțiune înclinată este condiția (7.35), în care variabila este proiecția fisurii înclinate  $C_o$ .

Având în vedere faptul, că în construcțiile reale în majoritatea cazurilor se folosește armătură transversală verticală (etriere) și foarte rar bare înclinate (din condiții tehnologice), pentru simplificarea calculului, examinăm cazul fără bare înclinate ( $\sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha = 0$ ) și cu evidența notației (7.40) și relației (7.44), condiția (7.35) va avea următoarea formă

$$(7.46) \quad V = V_c + V_{sw} = M_c / C_o + q_{sw} C_o .$$

Luăm derivată de la  $V$  după  $C_o$  și o egalăm cu zero

$$\frac{d}{dC_o} \left( \frac{M_c}{C_o} + q_{sw} C_o \right) = 0 . \quad (7.47)$$

Atunci obținem

$$q_{sw} - M_c / C_o^2 = 0 \quad (7.48)$$

și de aici avem

$$C_o = \sqrt{M_c / q_{sw}} . \quad (7.49 a)$$

Înlocuim valoarea lui  $M_c$  din formula (7.40) în relația (7.49 a), și în finală obținem următoarea formulă pentru determinarea valorii proiecției orizontale a secțiunii înclinate de calcul

$$C_o = \sqrt{\varphi_{cl} (1 + \varphi_{sl,c} + \varphi_n) R_{ct} b h_o^2 / q_{sw}} . \quad (7.49)$$

#### 7.4.5. Metoda practică de calcul a etrierelor

În majoritatea construcțiilor încovoiate din beton armat lipsesc barele înclinate și toată forța tăietoare este preluată de armătura transversală verticală (de eteriere) și de betonul din zona comprimată.

Scopul prezentului calcul este de determinat distanța dintre etriere  $S$  (pasul) și diametrul lor  $d_{sw}$ . Însă, având în vedere, că la calculul elementelor din beton armat la rezistență la acțiunea forței tăietoare în secțiuni înclinate avem o singură condiție de echilibru (vezi pct.7.4.3), dar avem două necunoscute, atunci este necesar să adoptăm una din ele sau să avem o condiție suplimentară. De regulă, în practică, se adoptă diametrul etrierelor  $d_{sw}$  din condiții de sudabilitate a armăturii (vezi tab.7.1), iar din calcul se determină pasul lor  $S$ .

În mod general pasul etrierelor se determină din 3 condiții și în finală se adoptă valoarea minimală din aceste valori:

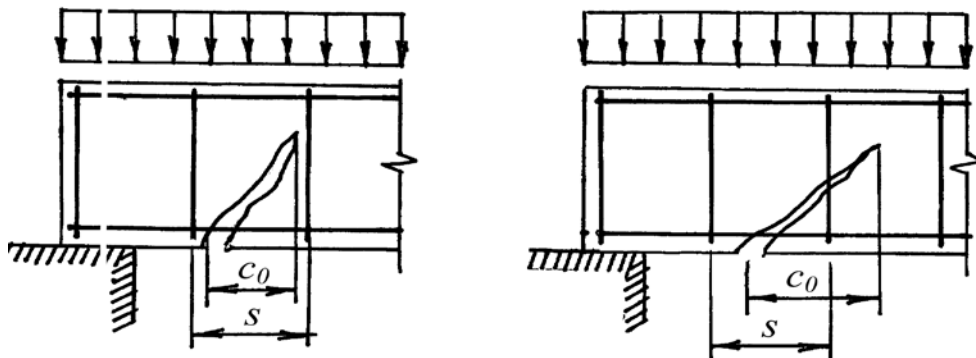
- 1) din calculul la rezistență în secțiuni înclinate de la acțiunea forței tăietoare -  $S_{cal}$  ;
- 2) din condiția de a exclude ruperea elementului într-o secțiune înclinată între doua etriere -  $S_{max}$  (vezi fig.7.24);
- 3) din condiții constructive -  $S_{con}$ .

Menționăm, că înainte de a începe calculul armăturii transversale se recomandă de verificat preventiv, dacă este necesară această armătură din condițiile de rezistență. Acesta se stabilește reeșind din următoarele condiții:

- 1) dacă valoarea forței tăietoare maximală de la sarcinile exterioare de calcul  $V_{max}$  nu va depăși valoarea forței tăietoare, preluată de beton în secțiunea

elementului  $V_{max} \leq 0,6 R_{ct} b h_0$ , atunci nu este necesar calculul armăturii transversale din condiția 1 și pasul etrierilor se adoptă din recomandății constructive;

2) dacă această condiție nu se îndeplinește și  $V_{max} > 0,6 R_{ct} b h_0$ , atunci este necesar de calculat etrierele în conformitate cu recomandățiile de mai sus.



**Figura 7.24. Variantele posibile de rupere a elementului din beton armat în secțiuni înclinate**

În cazul 1 pasul etrierilor se determină din relația (7.43)

$$S_{cal} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}}, \quad (7.50)$$

în care  $q_{sw}$  este forța tăietoare, preluată de etriere pe o unitate de lungime a elementului.

După cum se vede din relația (7.50), pentru determinarea valorii  $S_{cal}$  este necesar de știut valoarea  $q_{sw}$ . La determinarea valorii  $q_{sw}$  pot fi 3 cazuri:

1) pentru  $V_{max} \leq V_{c1} / 0,6$

$$q_{sw} = \frac{V_{max}^2 - V_{c1}^2}{4M_c}; \quad (7.51)$$

2) pentru  $M_c / h_0 + V_{c1} > V_{max} > V_{c1} / 0,6$

$$q_{sw} = \frac{(V_{max} - V_{c1})^2}{M_c}, \quad (7.52)$$

dar în ambele cazuri se adoptă  $q_{sw}$  nu mai mică de

$$q_{sw} = \frac{V_{max} - V_{c1}}{2h_0};$$



3) pentru  $V_{max} \geq M_c / h_0 + V_{c1}$

$$q_{sw} = \frac{V_{max} - V_{c1}}{h_0} . \quad (7.53)$$

În toate 3 cazuri  $q_{sw}$  se adoptă nu mai mică de

$$q_{sw} \geq \frac{V_{c,min}}{2h_0} = \frac{\varphi_{c1}(1 + \varphi_{sl,c} + \varphi_n)R_{ctb}}{2} . \quad (7.54)$$

În toate aceste formule:

$$V_{c1} = 2\sqrt{M_c \cdot (g + q)} ;$$

$V_{max}$  – forța tăietoare maximală pe reazem;

$M_c$  – se determină cu formula (7.40);

$\varphi_{c1}, \varphi_{sl,c}, \varphi_n, g$  și  $q$  sunt prezentate în pct.7.4.3.

În cazul, când pasul etrierelor este mare, ruperea elementului poate să aibă loc într-o fisură înclinată, care intersectează un etrier; dar poate să fie și așa caz, când fisura nu intersectează nici un etrier (fig.7.24). În acest caz etrierile nu se includ în lucru și elementul se rupe ca un element din beton armat fără armătură transversală.

Pentru a exclude acest caz de lucru al elementului, este necesar ca pasul maximal al etrierelor  $S_{max}$  să nu depășească valoarea proiecției orizontale a fisurii înclinate de calcul  $C_o$  și atunci în limitele fisurii înclinate va fi minimum un etrier

$$S_{max} < C_o . \quad (7.55)$$

Având în vedere, că în cazul dat placa din zona comprimată a elementelor cu secțiunea în forma de **T**, **T**-dublu sau o secțiune echivalentă (vezi fig.7.12), practic, nu influențează asupra rezistenței elementului în secțiuni înclinate ( $\varphi_{sl,c} \approx 0$ ), din formula (7.36) obținem

$$S_{max} \leq \frac{0,75\varphi_{c1}(1 + \varphi_n)R_{ct}bh_0^2}{V_{max}} . \quad (7.56)$$

Aici 0,75 este un coeficient, care ia în considerație devierea posibilă a poziției etrierelor în timpul confecționării carcaselor.

În literatura tehnică deseori pasul maximal al etrierelor, obținut din formula (7.56), este numit pasul etrierelor din condiția prevenirii deschiderii prea mari a fisurilor înclinate.

Apoi, în conformitate cu recomandările din pct.7.1, se determină pasul etrierelor din condiții constructive –  $S_{con}$ .

După determinarea pasului etrierelor din acele 3 condiții de mai sus ( $S_{cal}$ ,  $S_{max}$  și  $S_{con}$ ), în finală adoptăm valoarea minimală din aceste valori. În așa caz vor fi asigurate toate 3 condiții.

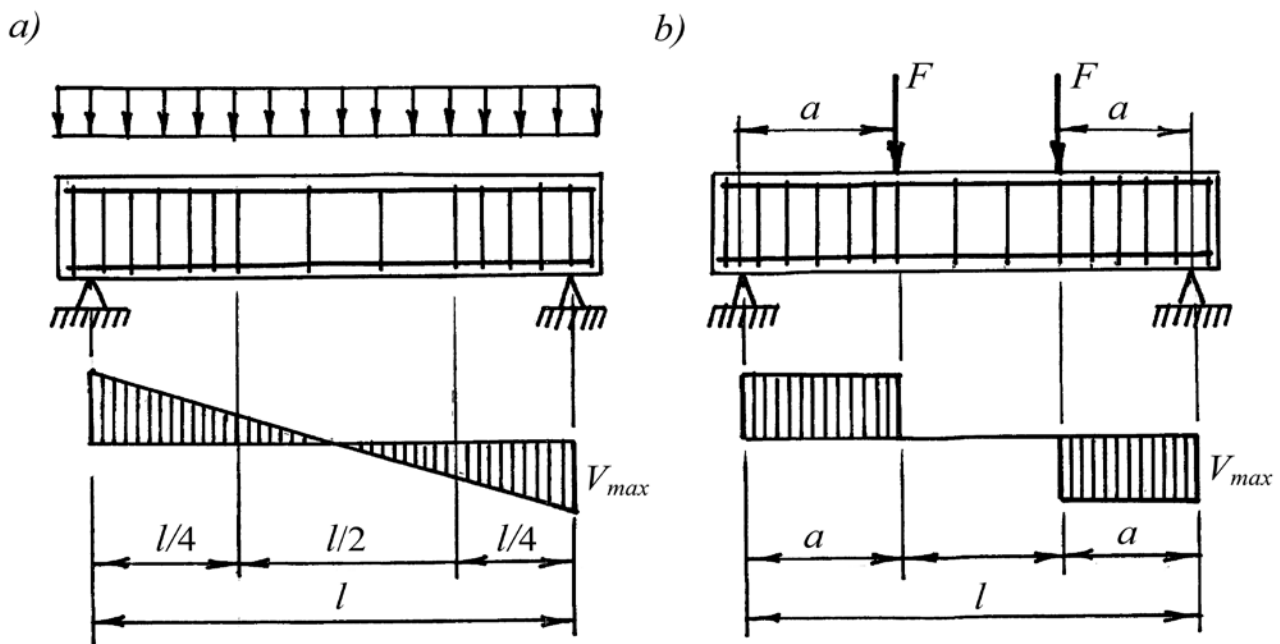
Însă menționăm, că cu acest pas se instalează etrierele din zonele de la reazeme, iar în zona de la mijloc a deschiderii elementului (în câmp) se adoptă alt pas (fără calcul) numai din condiții constructive.

Zonele de la reazeme se consideră egale cu:

- 1/4 din deschiderea elementului pentru sarcină uniform distribuită;
- de la reazem până la prima forță pentru sarcini concentrate.

În zona de la mijlocul deschiderii elementului pasul etrierelor se adoptă egal cu  $3/4 h$ , dar nu mai mare de 500 mm independent de înălțimea secțiunii elementului.

În fig.7.25 este prezentată schema instalării etrierelor în zonele de la reazeme și în zona de la mijlocul deschiderii (în câmp) pentru un element încovoiat la acțiunea diferitor sarcini.



**Figura 7.25. Schemele de instalare a etrierelor în zonele de la reazeme și în câmp la acțiunea diferitor sarcini**

*a*- sarcină uniform distribuită; *b* – forțe concentrate

#### 7.4.6. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate ale elementelor fără armătură transversală

În unele elemente din beton armat, și anume: plăci, panouri cu goluri, panouri cu nervuri și alte construcții analogice cu înălțimea nervurii până la 300 mm și grinzi cu

înălțimea până la 150 mm, de regulă, nu se instalează armătura transversală, dar este obligatoriu de verificat rezistența lor în secțiuni înclinate la acțiunea forței tăietoare.

Calculul se efectuează cu următoarele condiții:

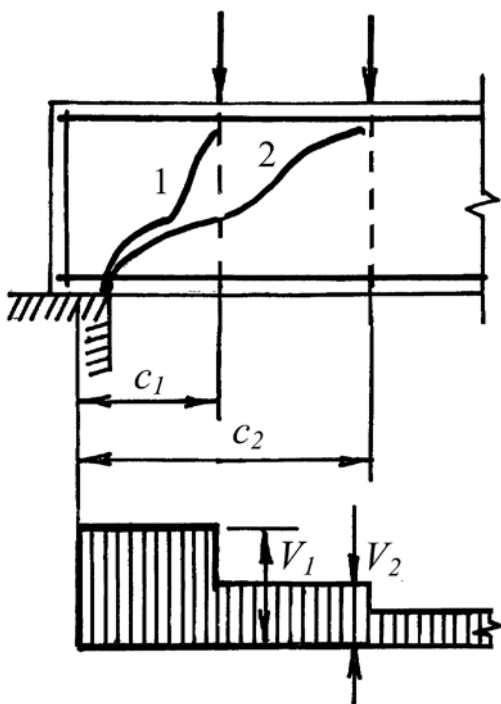
$$1) \quad V_{max} \leq 2,5R_{ct}bh_0, \quad (7.57)$$

în care  $V_{max}$  este valoarea maximală a forței tăietoare pe reazeme;

$$2) \quad V \leq \frac{1,5R_{ct}bh_0^2}{C} \quad (7.58)$$

în care  $V$  este forța tăietoare în secțiunea normală la sfârșitul secțiunii înclinate, care se începe de la reazem (vezi fig.7.26);

$C_0$  – proiecția secțiunii înclinate de calcul, care se începe de la reazem (fig.7.26), valoarea căreia se adoptă nu mai mare de  $C_0 = 2,75 h_0$ .



**Figura 7.26.**  
Secțiunile înclinate de calcul la elementele încovoiate fără armătură transversală

Pentru plăci rezemate pe contur cu secțiunea plină se permite de adoptat  $C_0 = 2,25 h_0$ .

La calculul elementelor fără armătură transversală nu se ia în considerație lucrul plăcii din zona comprimată, deoarece în absența armăturii transversale legătura între placă și nervură, practic, nu influențează asupra rezistenței elementului în secțiuni înclinate.

#### 7.4.7. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoiator

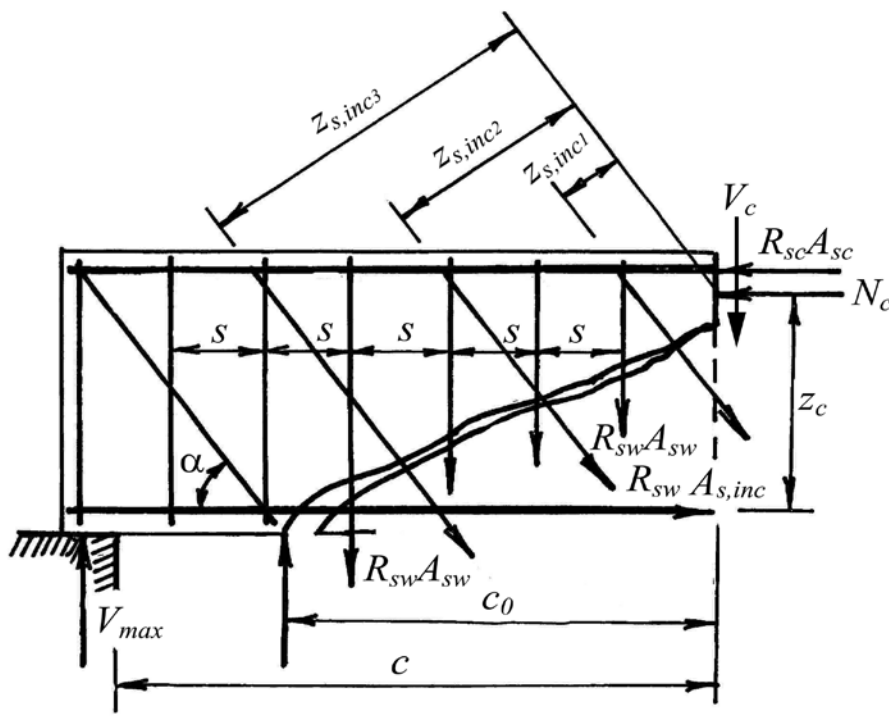
Calculul la rezistență în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor se efectuează după calculul elementului la rezistență în secțiuni normale și înclinate la acțiunea forței tăietoare, când deja sunt cunoscute dimensiunile secțiunii elementului  $h$  și  $b$ , aria armăturii longitudinale  $A_s$ , transversale  $A_{sw}$  și aranjarea lor. Este necesar de verificat rezistența în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor.

Rezistența în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor la orice element încovoiat va fi asigurată, dacă valoarea momentului încovoietor de la sarcina exterioară de calcul  $M_{ext}$  nu va depăși valoarea momentului încovoietor interior  $M_{int}$ , preluat de armătura întinsă, armătura transversală și barele înclinate în limita secțiunii (fisurii) înclinate de calcul în raport cu axa, care trece prin punctul de acțiune a efortului de comprimare  $N_c$  în zona comprimată (fig.7.27).

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} = R_s A_s Z_s + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc} , \quad (7.59)$$

în care  $M_s = R_s A_s Z_s$  este momentul încovoietor, preluat de armătura din zona întinsă în raport cu axa, care trece prin punctul de acțiune a efortului de comprimare  $N_c$  din zona comprimată;

$M_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw}$  și  $M_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc}$  - momentele încovoietoare, preluate de etriere și de barele înclinate în limitele secțiunii (fisurii) înclinate de calcul în raport cu aceeași axă ca și  $M_s$ .



**Figura 7.27. Schema de calcul la rezistență în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor**

În cazul, când lipsesc barele înclinate, relația (7.59) va avea următoarea formă finală

$$M \leq R_s A_s \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + q_{sw} \frac{C_0^2}{2} \quad (7.60)$$

Înălțimea zonei comprimate  $x$  se determină din condiția de echilibru (din suma proiecțiilor) a tuturor eforturilor interioare și exterioare în limitele secțiunii (fisurii) înclinate de calcul pe axa longitudinală a elementului

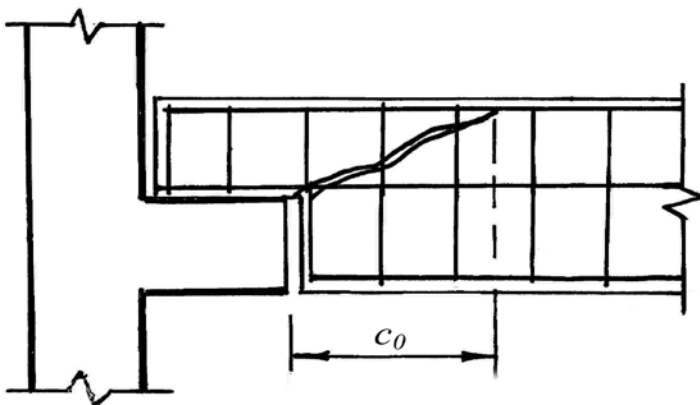
$$R_c b x = R_s A_s \quad (7.61)$$

din care avem

$$x = \frac{R_s A_s}{R_c b} \quad (7.62)$$

Calculul secțiunilor înclinate la acțiunea momentului încovoietor, de regulă, se efectuează în locurile de întrerupere<sup>1)</sup> (de scurtare) sau înclinare a armăturii longitudinale, la marginile reazemelor și la capătul liber al consolelor, când la armătura întinsă longitudinală lipsesc ancore speciale în aceste zone. În afară de această, calculul se mai efectuează în locurile de schimbare bruscă a configurației elementului (fig.7.28).

**Notă<sup>1)</sup>.** În elementele încovoiate armate în zona întinsă cu 3 și mai multe bare se recomandă de scurtat o parte din ele în zonele cu valoarea momentului încovoietor mai mică pentru economisirea armăturii.



**Figura 7.28.**  
Exemplu de element la care se schimbă brusc înălțimea secțiunii

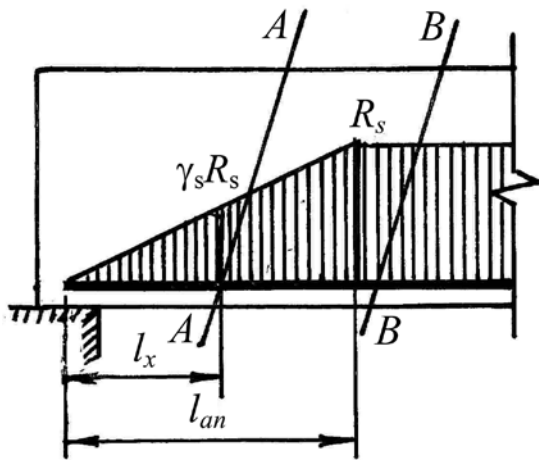
În zonele reazemelor libere de la capetele elementelor încovoiate tensiunile  $\sigma_s$  din armătura longitudinală fără ancore speciale (șaibe sudate, piese înglobate etc.), dar cu aderență bună cu betonul, se schimbă linear de la zero la începutul barei, până la  $R_s$  – la capătul zonei de ancoraj  $l_{an}$  (fig.7.29).

De aceea, dacă secțiunea (fisura) înclinată de calcul intersectează armătura longitudinală (linia A-A în fig.7.29), atunci valoarea rezistenței de calcul a armăturii  $R_s$  se micșorează prin multiplicarea ei cu coeficientul condițiilor de lucru

$$(7.63) \quad \gamma_s = l_x / l_{an},$$

în care  $l_x$  este distanța de la capătul armăturii până la punctul ei de intersecție cu fisura înclinată (fig.7.29);

$l_{an}$  – lungimea zonei de ancoraj a armăturii longitudinale, care se determină cu relația (3.10).



**Figura 7.29.**  
Repartiția eforturilor unitare în armătura longitudinală întinsă în zona ei de ancorare

Pentru elementele cu înălțimea secțiunii transversale constante ( $h = \text{const}$ ) sau variabilă lent ( $h \approx \text{variabil}$ ), nu este necesar calculul la rezistență în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor, dacă se asigură anumite (unele) recomandări constructive, prezentate mai jos.

1. La capetele armăturii longitudinale din zona întinsă sunt instalate ancore speciale (șaipe sudate, bare, plăci, colțari etc., vezi fig.3.15 – 3.26), care majorează esențial aderența armăturii cu betonul;
2. Armătura longitudinală întinsă trebuie să fie scoasă după axa reazemelor nu mai puțin de  $10d_s$  în cazul, când etrierele se instalează din recomandări constructive ( $V \leq 2,5 R_{ct} b h_0$ ) și nu mai puțin de  $15d_s$ , când etrierele sunt necesare (instalate) din calcul ( $V > 2,5 R_{ct} b h_0$ ). Aici  $d_s$  este diametrul barei longitudinale;
3. În cazurile, când cu scopul economisirii oțelului se rupe (scurtează) o parte din armătura longitudinală întinsă în zonele de la reazeme (în care valoarea momentului încovoietor este mai mică decât în câmp), barele scurtate trebuie să fie prelungite după punctul teoretic de rupere (punctul A în fig.7.30) cu o lungime de  $l_s$ , care se adoptă:

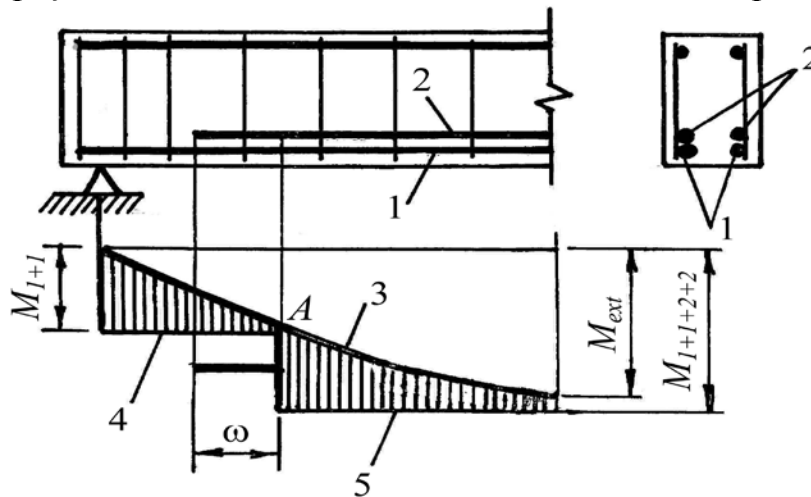
- 1)  $l_s = 10 d_{s2}$  - pentru elemente fără armătură transversală;

$$2) \quad l_s = \frac{V - R_{sw} A_{sw}}{2q_{sw}} + 5d_{s2} \quad (7.64)$$

- pentru elemente cu armătură transversală.

Dar se adoptă nu mai puțin de  $20 d_{s2}$ . Aici  $d_{s2}$  este diametrul armăturii, care se scurtează, iar  $V$  – forța tăietoare în secțiunea normală teoretică de rupere a armăturii longitudinale (pct. A în fig.7.30).

La ruperea armăturii longitudinale din zona întinsă (din condiții economice) este obligatoriu, ca cel puțin 50 % din ea să fie instalată de la un reazem până la altul.



**Figura 7.30. Scurtarea armăturii longitudinale**

A – punctul teoretic de scurtare a armăturii; 1, 2 – barele longitudinale; 3 – diagrama momentului încovoietor de la sarcinile exterioare; 4 – diagrama momentului încovoietor

$M_{1+1}$ , preluat de  $2 \text{ } \varnothing 20$ ; 5 – idem, de toate barele  $M_{1+1+2+2}$  ( $2 \text{ } \varnothing 20 + 2 \text{ } \varnothing 12$ )

Se recomandă de scurtat inițial barele cu diametrul mai mic. Dacă elementul este armat cu două carcasse cu câte o bară, atunci armătura nu poate fi scurtată. Însă, dacă avem două carcasse cu câte 2 sau 3 bare, atunci unele din ele pot fi scurtate în zonele de la reazeme.

Pentru a înțelege mai bine procedura de stabilire a punctului (locului) de rupere (scurtare) a armăturii longitudinale, examinăm o grindă cu secțiunea dreptunghiulară ( $h \times b$ ), armată cu 4 bare (cu două carcasse câte 2 bare). În fiecare carcasă avem câte 2 bare: una cu diametrul  $d_{s1} = 20 \text{ mm}$  și a doua bară - cu diametrul  $d_{s2} = 12 \text{ mm}$ .

În fig.7.30 este prezentată o parte a grinzii din zona de la reazem și diagrama momentului încovoietor  $M$  (linia 3) de la sarcina exterioară de calcul uniform distribuită. Menționăm, că aici diagrama momentului încovoietor este prezentată într-o scară anumită (la alegerea proiectantului).

Din formula 7.14 determinăm valoarea coeficientului  $\alpha_o$ , apoi (pentru această valoare a lui  $\alpha_o$ ) din anexa A.13 adoptăm coeficientul  $\eta$ . După aceasta, cu relația (7.15) determinăm aparte valorile momentelor încovoietoare, preluate de 2 bare cu diametrul  $d_{s1} = 20 \text{ mm}$  ( $M_{s1}$  ( $2 \text{ } \varnothing 20$ )) și de 2 bare cu diametrul  $d_{s2} = 12 \text{ mm}$

( $M_{s2}$  (2 Ø 12)). Apoi depunem în fig.7.30 pe diagrama momentului încovoietor  $M$  valorile momentelor  $M_{s1}$  (2 Ø 20) și  $M_{s2}$  (2 Ø 12) în aceeași scară cu  $M$ . Inițial depunem (de la linia 0-0) valoarea momentului încovoietor, preluat de barele cu diametrul mai mare  $M_{s1}$  (2 Ø 20) (vezi linia 4 în fig.7.30) și apoi -  $M_{s2}$  (2 Ø 12) (linia 5). Aici se depune, în mod obligatoriu, inițial valoarea momentului încovoietor, preluat de barele, care se instalează pe toată lungimea elementului (de la un reazem până la altul) și apoi momentul, preluat de barele, care se scurtează în zonele reazemelor.

Punctul A de intersecție al liniei 3 cu linia 4 din fig.7.30 și reprezintă punctul teoretic (secțiunea elementului), în care se poate de rupt barele cu diametrul  $d_{s2}=12\text{mm}$ . Însă, pentru asigurarea rezistenței elementului în secțiuni înclinate la acțiunea momentului încovoietor, bara se prelungește spre reazem cu lungimea  $l_s$ , recomandată mai sus.

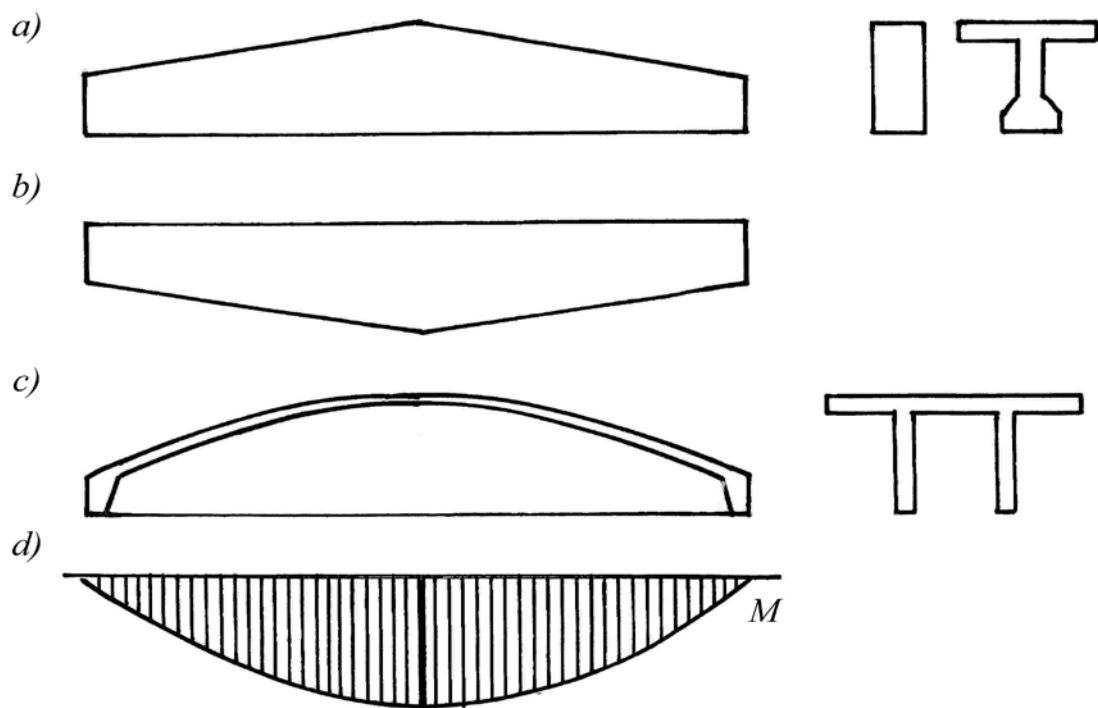
Suprafețele hașurate în fig.7.30 reprezintă diagrama momentelor încovoietoare, preluate de armătura din zona întinsă, care deseori mai este numită *diagrama materialului*. Această metodă de determinare a locului (secțiunii) de rupere a armăturii longitudinale este numită *metoda grafică*.

Există și o metodă teoretică de determinare a punctului (secțiunii) de rupere a armăturii longitudinale, însă ea este foarte complicată și se folosește mai rar.

#### **7.4.8. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate ale elementelor cu înălțimea secțiunii variabilă**

Unele elemente prefabricate din beton armat și, în deosebi, din beton armat precomprimat cu deschiderea (lungimea) mare (grinzi, panouri cu nervuri etc.), se confecționează cu înălțimea secțiunii variabilă pe lungimea lor. În partea de la mijlocul deschiderii (în câmp) înălțimea lor este mai mare, iar la reazeme mai mică (fig.7.31). Configurația elementului pe lungimea lui este mai aproape de forma diagramei momentului încovoietor (vezi fig.7.31). Aceasta duce la micșorarea consumului de beton și a greutateii elementului fără reducerea rezistenței lui.

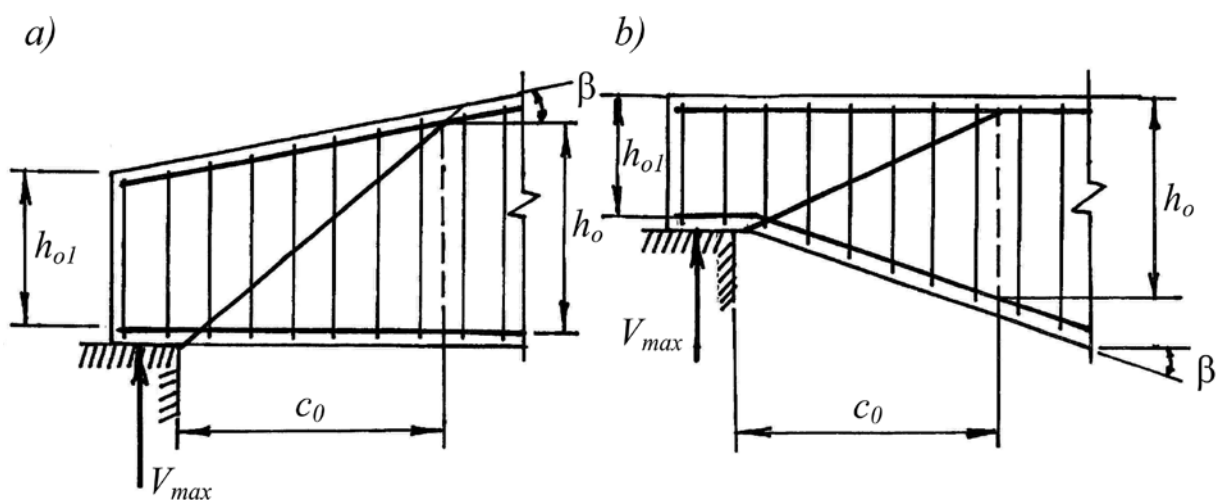




**Figura.7.31. Elemente cu înălțimea secțiunii variabilă**

Latura înclinată a elementului poate fi *liniară* (fig.7.31 a, b) sau *curbă* (fig.7.31 c), situată în zona comprimată sau întinsă. În principiu, din punct de vedere al rezistenței elementului, aceasta nu are nici o importanță, dar, reieșind din condiții tehnologice, mai bine este, când latura înclinată este în zona comprimată a elementului. În acest caz nu apar probleme suplimentare cu amplasarea armăturii din zona întinsă și, în deosebi, a armăturii pretensionate.

Calculul acestor elemente la rezistență în secțiuni înclinate se efectuează ca și pentru un element cu înălțimea secțiunii constantă; numai este important de adoptat corect înălțimea de calcul a secțiunii (fig.7.32).



**Figura.7.32. Schemele de calcul ale elementelor încovoiate cu înălțimea secțiunii variabilă**

Se recomandă de adoptat înălțimea de calcul a secțiunii în modul următor:

- 1) pentru elemente cu armătură transversală (cu etriere)

$$h_0 = h_{01} + C_0 \operatorname{ctg} \beta; \quad (7.65)$$

- 2) pentru elemente fără armătură transversală

$$h_0 = h_{0m} = h_{01} + 0,5 C_0 \operatorname{ctg} \beta; \quad (7.66)$$

în care  $h_{01}$  este înălțimea de calcul a elementului la capătul liber (vezi fig.7.32);

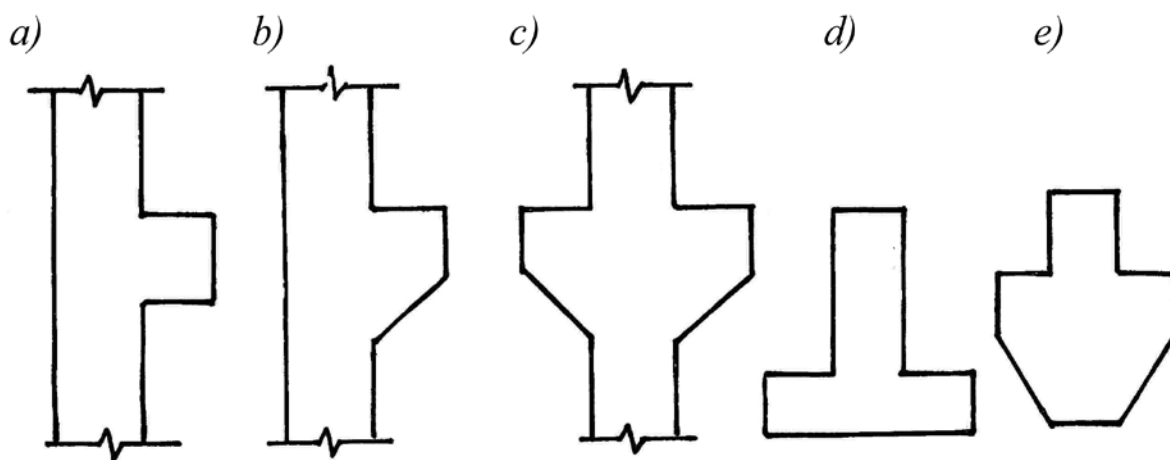
$\beta$  – unghiul de înclinație a laturii;

$C_0$  – lungimea proiecției secțiunii înclinate de calcul pe axa longitudinală a elementului.

Valoarea  $C_0$  se recomandă de adoptat egală cu  $2,5 h_{01}$  fără calcule complicate.

### 7.5. Calculul și alcătuirea consolelor

Consola este o parte componentă a unui element (stâlp sau grindă) pentru sprijinirea altui element (fig.7.33).



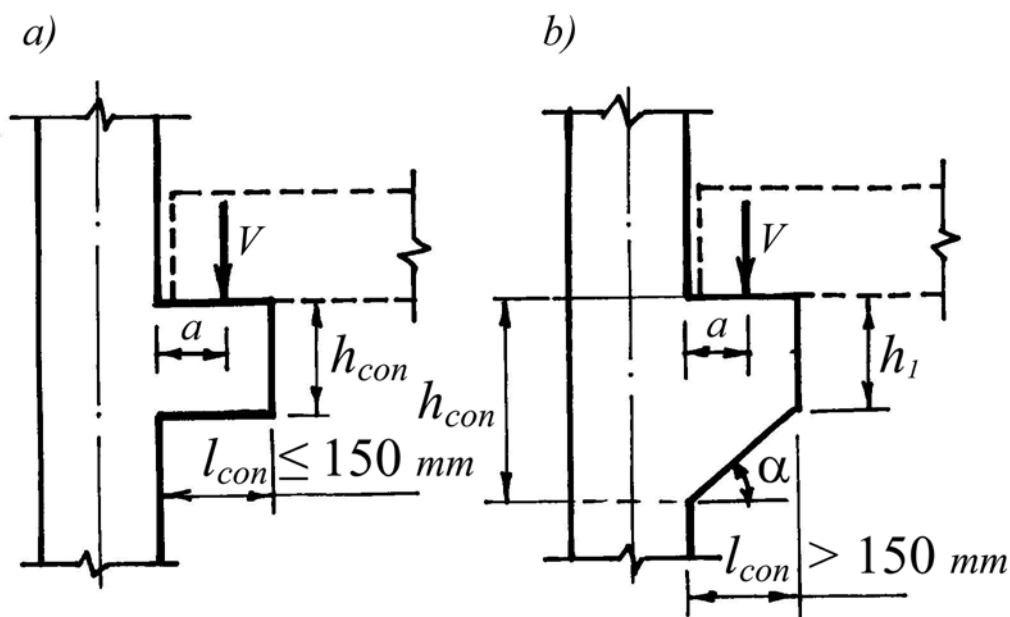
**Figura 7.33. Exemple de console pentru sprijinirea altor elemente**

În funcție de raportul dintre lungimea consolei  $l_{con}$  și înălțimea ei  $h_{con}$  deosebim două tipuri de console:

- 1) console lungi cu  $l_{con} > 0,9 h_{con}$  ;
- 2) console scurte cu  $l_{con} \leq 0,9 h_{con}$  .

Consolele lungi se calculează la rezistență în secțiuni normale și înclinate ca elementele încovoiate. În cadrul acestui capitol vom examina mai detaliat dimensiunile, armarea și calculul consolelor scurte.

Consolele cu lungimea de 150 mm și mai mică au înălțimea lor constantă (fig.7.34 a), iar consolele cu înălțimea mai mare de 150 mm au o parte de latură înclinată, de regulă, sub un unghi de 45° (fig.7.34 b).



**Figura.7.34. Tipuri de console scurte**

Lungimea totală a consolei se determină reieșind din două condiții:

- 1) din condiția rezistenței betonului la comprimare locală de la reacțiunea elementului, rezemat pe consola (grindă, fermă, arcă sau alt element);
- 2) din condiția de ancorare a armăturii longitudinale din zona întinsă la capătul elementului încovoiat, spriginit pe consolă.

În primul caz, lungimea totală a consolei este

$$l_{con} = l + c, \quad (7.67)$$

în care  $l$  este lungimea minimală de reazem a grinzii pe consolă din condiția de rezistență a betonului la compresiune locală  $R_{c,loc}$  la acțiunea reacțiunii de la elementul rezemat

$$l = \frac{V}{\psi R_{c,loc} \cdot b_{loc}}, \quad (7.68)$$

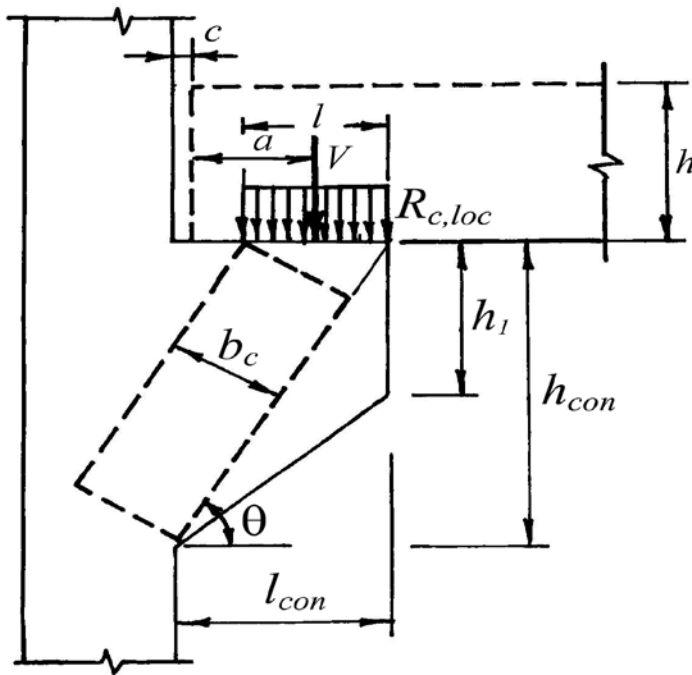
în care  $V$  este reacțiunea pe consolă de la elementul sprijinit;

$\psi = 0,75$  - un coeficient, care ia în considerație repartitia neuniformă a tensiunilor de compresiune locală pe consolă de la elementul rezemat pe ea;

$R_{c,loc}$  - rezistența betonului la compresiune locală (vezi pct.2.4.5);

$b_{loc}$  - lățimea elementului, care se sprijină pe consola;

$c$  – ecartamentul (distanța) dintre capătul elementului rezemat pe consolă și latura stâlpului (fig.7.35), care se adoptă în limitele de 35-50 mm.



**Figura 7.35.**  
**Dimensiunile și schema de calcul a unei console scurte**

Distanța de la marginea stâlpului până la reacțiunea  $V$  de la elementul sprijinit se adoptă

$$a = l_{con} - l/2. \quad (7.69)$$

Din condiția de ancorare a armăturii lungimea consolei se adoptă

$$l_{con} = l_{an} + c, \quad (7.70)$$

în care  $l_{an}$  este lungimea minimală de ancorare a armăturii longitudinale întinse pe reazem a unui element încovoiat (vezi pct.3.8.1), dar nu mai mică de  $10 d_s$  și de 100 mm. Aici  $d_s$  este diametrul armăturii longitudinale din zona întinsă a elementului sprijinit pe consolă.

Înălțimea totală a consolei  $h_{con}$  la marginea stâlpului se recomandă să se adopte  $h_{con} = (0,7 \div 0,8) h$ , iar la capătul liber  $h_1 \geq h_{con} / 2$ .

Lățimea consolei  $b_{con}$ , de regulă, se adoptă egală cu lățimea stâlpului (pentru stâlpi), iar la grinzi – pe toată lungimea lor.

Rezistența consolelor scurte se verifică pe o fâșie înclinată (vezi fig.7.35) cu lățimea  $b_c$  de la acțiunea forței tăietoare  $V$

$$V \leq 0,8 \cdot \varphi_{sw} \cdot R_c \cdot b_c \cdot l \cdot \sin \theta, \quad (7.71)$$

în care  $\theta$  este unghiul de înclinație al fâșiei de calcul;

$\varphi_{sw}$  - un coeficient, care ia în considerație influența armăturii transversale în limitele fâșiei de calcul

$$\varphi_{sw} = 1 + 5\alpha_{sw}\mu_{sw} = 1 + 5 \frac{E_{sw}}{E_c} \cdot \frac{A_{sw}}{b_{con}S_{con}}, \quad (7.72)$$

în care  $E_{sw}$  și  $E_c$  sunt, corespunzător, modulul de elasticitate al armăturii transversale și al betonului;

$A_{sw}$  – aria secțiunii armăturii transversale într-un plan al consolei;

$S_{con}$  – pasul armăturii transversale în consolă;

$b_{con}$  – lățimea consolei;

$\theta$  – unghiul de înclinație al fâșiei de calcul a consolei;

$b_c$  – lățimea fâșiei de calcul

$$b_c = l \sin \theta. \quad (7.73)$$

Valoarea din dreapta din formula (7.71) se adoptă în calcul nu mai mare de

$3,5 R_{ct} \cdot b_{con} \cdot h_{0,con}$  și nu mai mică de  $0,6 R_{ct} \cdot b_{con} \cdot h_{0,con}$ .

Aria necesară a armăturii longitudinale a consolei se determină în funcție de valoarea momentului încovoietor la marginea consolei de la reacțiunea  $V$ , majorată cu 25 %

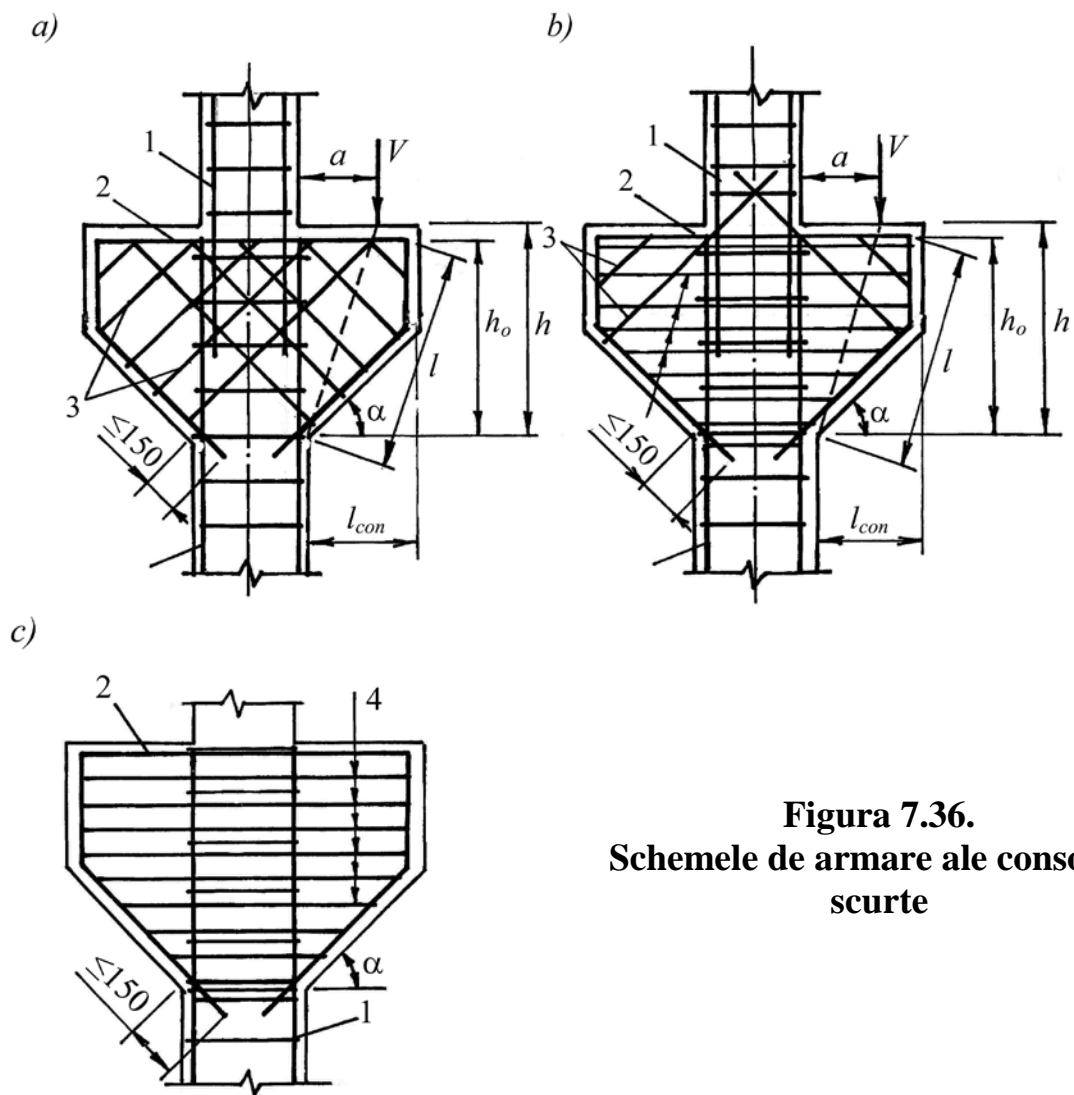
$$A_s = 1,25 \cdot M / \eta \cdot R_s \cdot h_{0,con}, \quad (7.74)$$

în care  $M = V \cdot a$  este momentul încovoietor la marginea consolei;

$a$  – distanța de la marginea stâlpului până la reacțiunea  $V$ ;

$\eta = 0,289$ , coeficient din anexa A.13, care se adoptă în funcție de valoarea optimală a înălțimii relative a zonei comprimate  $\xi$ .

Consolele scurte se armează în modul următor (fig.7.36):



**Figura 7.36.**  
**Schemele de armare ale consolelor**  
**scurte**

- pentru  $h_{con} \leq 2,5 a$  - cu bare înclinate pe toată înălțimea consolei (fig.7.36 a);
- pentru  $3,5 a \geq h_{con} > 2,5 a$  - cu bare înclinate și etriere orizontale pe toată înălțimea consolei (fig.7.36 b);
- pentru  $h_{con} > 3,5 a$  și  $V \leq R_{ct} b_{con} h_{0,con}$  - numai cu bare orizontale (fig.7.36 c).

În toate cazurile pasul etrierelor nu trebuie să fie mai mare de  $h_{con} / 4$  și nu mai mare de 150 mm. Diametrul barelor înclinate nu trebuie să fie mai mare de  $1/15$  din lungimea lor și nu mai mare de 25 mm. Aria totală a barelor înclinate, care se află în jumătatea de sus a liniei  $l$ , care unește punctul de acțiune a reacțiunii  $V$  cu punctul de jos al consolei (vezi fig.7.36) trebuie să fie nu mai mică de  $0,002 b_{con} \cdot h_{0,con}$ .

Informație mai detaliată despre armarea consolelor este prezentată în Normele NCM F.02.02-2006.

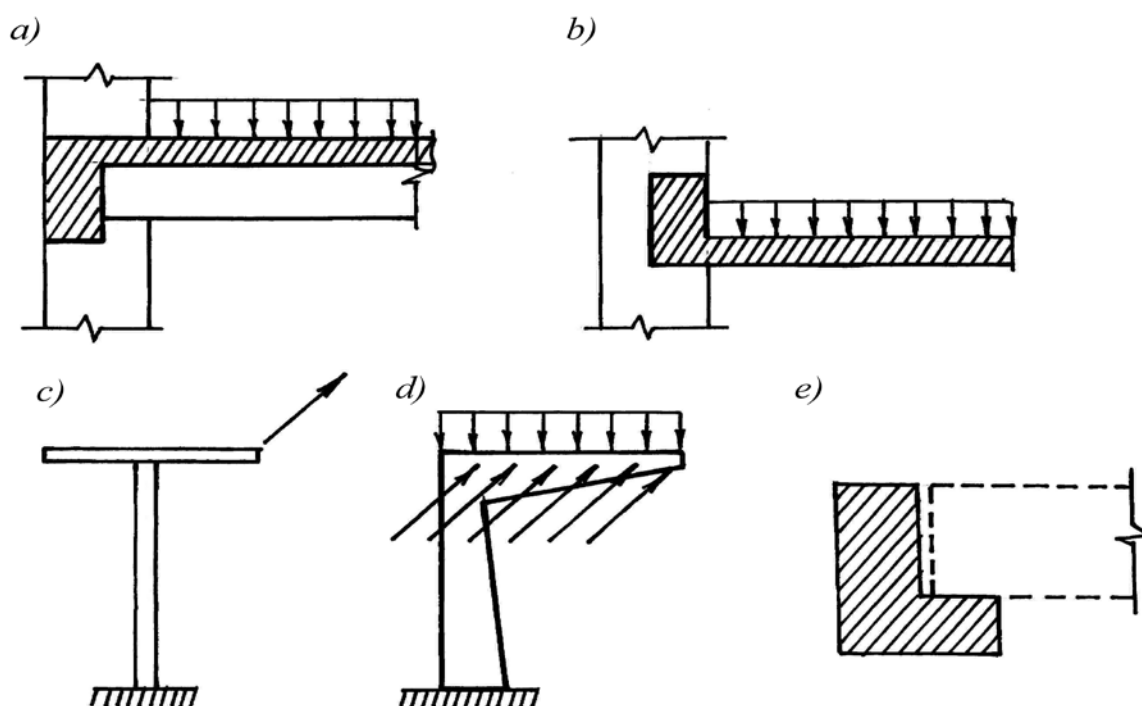
## 7.6. Calculul la rezistență al elementelor încovoiate cu torsiune

### 7.6.1. Noțiuni generale

În construcțiile din beton armat și beton precomprimat, practic, nu se întâlnește torsiune pură. Mai frecvent sunt cazuri de acțiune a momentului încovoietor  $M$ , momentului de torsiune  $T$  și forță tăietoare  $V$ .

În elementele, în care apare moment de torsiune, rezistența lor este mai mică, decât la elementele încovoiate și, de aceea, este necesar de evaluat în calcul această influență.

La încovoiere cu torsiune, de regulă, lucrează grinzile marginale, grinzile cu placă în consolă, arcele înclinate, cadrele în formă de  $\Gamma$  la acțiunea sarcinii de la vânt, stâlpii liniilor electrice etc. (fig.7.37).



**Figura 7.37. Elemente de beton armat, supuse la acțiunea momentului încovoietor și de torsiune**

În elementele cu torsiune fisurile în beton apar mai devreme, decât într-un element încovoiat și au o formă de spirală spațială. De aceea, în aceste cazuri mai efectivă este armătura transversală în spirală, care este mai bine acordată cu direcția tensiunilor principale de întindere. Însă, această armare este complicată din punct de vedere tehnologic, și mai ales în cazurile, când momentul de torsiune își schimbă sensul de acțiune ( $\pm$ ) și, de aceea, elementele se armează cu armătură longitudinală și transversală.

Menționăm, că în așa caz este obligatoriu ca în carcassele legate armătura transversală (etrierele) să fie închise cu suprapunerea capetelor nu mai puțin de  $30 d_{sw}$ , iar în carcassele sudate toate barele (verticale și orizontale) trebuie să fie sudate cu barele longitudinale de la colțurile secțiunii elementului, pentru formarea unui contur închis.

### 7.6.2. Schemele de rupere în secțiuni spațiale

În baza rezultatelor experimentale au fost stabilite 3 scheme caracteristice de lucru ale elementelor încovoiate cu torsiune în funcție de poziția zonei comprimate a betonului (fig.7.38):

Schema 1 - zona comprimată este situată la marginea comprimată din încovoiere (fig.7.38 a);

Schema 2 - zona comprimată este situată în partea laterală a elementului, paralel la planul de acțiune a momentului încovoietor (fig.7.38 b);

Schema 3 – zona comprimată este la marginea întinsă a elementului din încovoiere (fig.7.38 c).

În calitate de eforturi de calcul de la încărcăturile exterioare se adoptă:

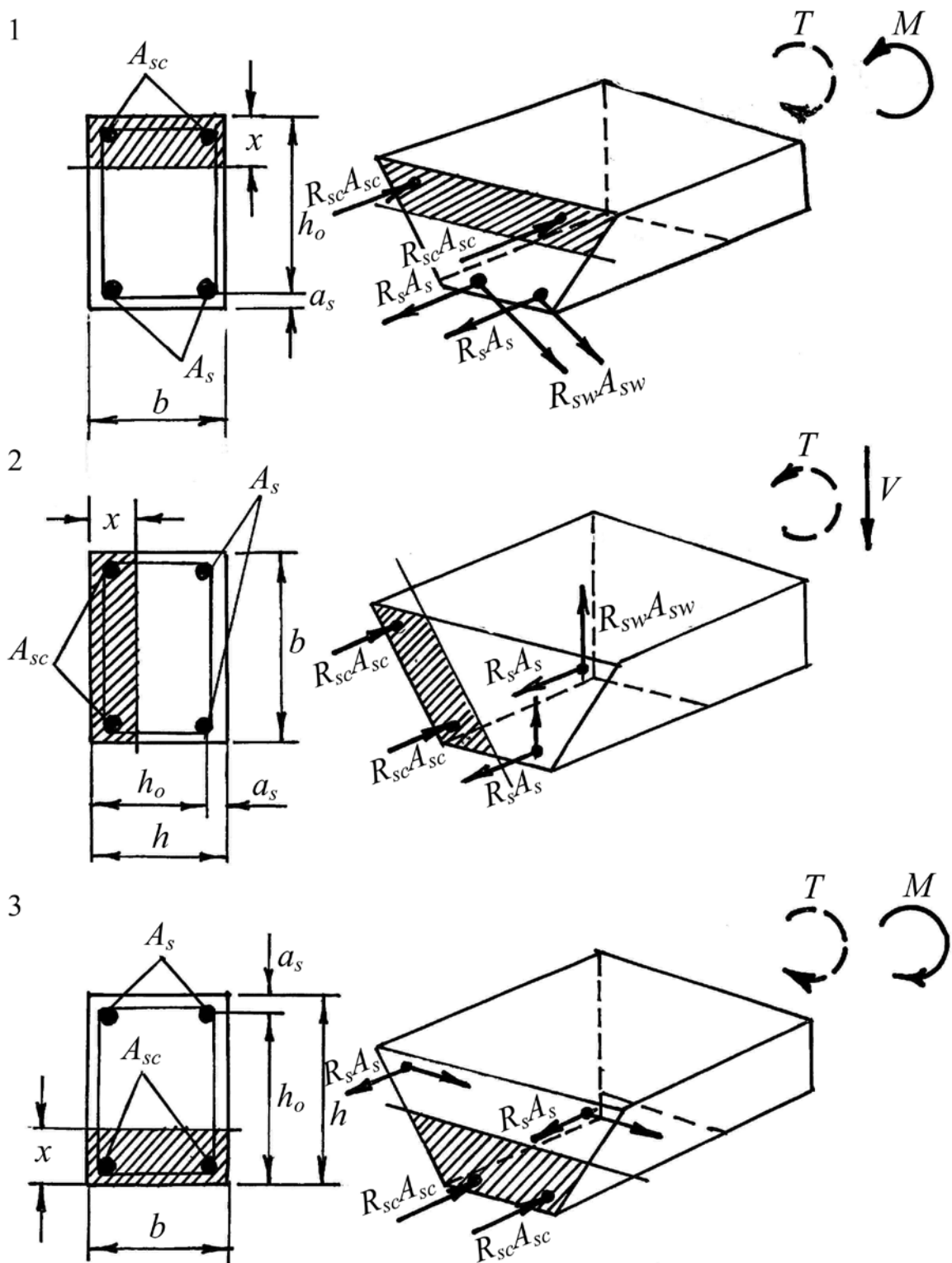
- pentru schema 1 – momentul încovoietor  $M$  și momentul de torsiune  $T$ ;
- pentru schema 2 – momentul de torsiune  $T$  și momentul suplimentar de la forța tăietoare  $V$ , care acționează pe axa secțiunii a elementului, paralelă la zona comprimată  $T_{supl} = V \cdot h/2$ ;
- pentru schema 3 – momentul de torsiune  $T$  și momentul încovoietor  $M$  cu sensul opus (cu semnul minus).

### 7.6.3. Metoda generală de calcul al secțiunilor spațiale

La baza metodei de calcul la starea limită ultimă (SLU), ca și pentru elementele încovoiate, este adoptat stadiul III de lucru într-o secțiune spațială cu următoarele ipoteze:

- se neglijează lucrul betonului la întindere în secțiunea fisurată;
- tensiunile din armătura întinsă și transversală din secțiunea spațială fisurată se adoptă egale cu rezistențele de calcul  $R_s$  și, respectiv,  $R_{sw}$ ;
- zona comprimată a secțiunii spațiale fisurate convențional se adoptă plană cu unghiul de înclinație  $\theta$  la axa longitudinală a elementului cu valoarea rezistenței betonului la compresiune egală cu  $R_c \sin^2 \theta$ , distribuită uniform în zona comprimată;
- tensiunile în armătura din zona comprimată se adoptă egale cu  $R_{sc}$  – pentru armătură obișnuită (nepretensionată), iar pentru armătura pretensionată - se determină în conformitate cu Recomandațiile din pct.5.7.





**Figura 7.38. Schemele de rupere ale elementelor din beton armat la încovoiere cu torsiune**

Calculul secțiunilor spațiale se efectuează din condiția de echilibru al momentelor încovoiitoare și de torsiune de la sarcinile exterioare și eforturile interioare din secțiunea spațială fisurată în raport cu axa care trece prin punctul de acțiune a rezultantei din zona comprimată.

Pentru toate 3 scheme de lucru ale elementelor încovoiate cu torsiune se verifică rezistența lor în secțiuni spațiale cu următoarele condiții generale:

$$T \leq 0,1R_c \cdot b_i^2 \cdot h_i, \quad (7.75)$$

$$T \leq R_s A_{si} \frac{1 + \varphi_{wi} \cdot \delta_i \cdot \lambda_i^2}{\varphi_{qi} \cdot \lambda_i + x_i} (h_{oi} - 0,5x_i), \quad (7.76)$$

în care  $x_i$  este înălțimea zonei comprimate, care se determină din suma tuturor eforturilor exterioare și interioare pe axa elementului

$$R_s A_{si} - R_{sc} A_{sci} = R_c \cdot b_i \cdot x_i. \quad (7.77)$$

În formulele (7.75-7.77)

$A_{si}$  și  $A_{sci}$  sunt ariile armăturii din zona întinsă și comprimată pentru fiecare schemă de calcul ( $i = 1, 2, 3$ );

$b_i$  și  $h_i$  – idem, dimensiunile secțiunii (vezi fig.7.38);

$$\delta_i = b_i / (2h_i + b_i); \quad (7.78)$$

$$\lambda_i = \frac{2h_i + b_i}{b_i}; \quad (7.79)$$

$$\varphi_{wi} = \frac{R_{swi} A_{swi}}{R_{si} A_{si}} \cdot \frac{b_1}{S_i}; \quad (7.80)$$

$A_{swi}$  – aria secțiunii a unui etrier;

$S_i$  – pasul etrierelor.

Coeficientul  $\varphi_{qi}$  caracterizează corelația dintre eforturile  $T$ ,  $M$  și  $V$  și se adoptă:

$\varphi_{qi} = 1,0$  – dacă lipsește momentul încovoietor;

$\varphi_{q1} = 1,0$  – pentru schema 1 de calcul;

$\varphi_{q2} = 1 + V h_i / 2T$  – pentru schema 2 de calcul;

$\varphi_{q3} = 1,0$  – pentru schema 3 de calcul.

Pentru beton de clasa mai mare de C 25/30, rezistența  $R_c$  se adoptă ca pentru C 25/30.

Sensul calculului cu relația (7.75) este asemănător cu calculul la rezistență a unei fâșii de beton dintre două fisuri înclinate (vezi pct.7.4.3) cu scopul de a exclude ruperea betonului de la comprimare dintre fisurile spațiale în spirală.

#### 7.6.4. Calculul elementelor cu secțiunea dreptunghiulară

### **Schema 1 de lucru al elementului**

Calculul la rezistență al secțiunii spațiale se efectuează cu următoarea relație

$$T + M \frac{b_1}{C_1} \leq (R_s A_{s1} \frac{b_1}{C_1} + q_{sw1} C_1 \delta_1)(h_{o1} - 0,5x_1), \quad (7.81)$$

în care valoarea  $R_s A_{s1}$  se adoptă nu mai mare de  $2q_{sw1} b_1 + M / (h_{o1} - 0,5 x_1)$ ,  
iar  $q_{sw1}$  – nu mai mare de

$$\frac{1,5}{b_1} (R_s A_{s1} - \frac{M}{h_{o1} - 0,5x_1}).$$

În relația (7.81)

$$C_1 = 2h_1 + b_1 \leq b_1 \sqrt{2 / \delta_1} ;$$

$A_{s1}$  - aria secțiunii a tuturor barelor longitudinale, instalate în zona întinsă din încovoiere cu lățimea  $b_1$  ;

$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw1} / s_1$  - efortul, preluat de armătura transversală pe o unitate de lungime;

$A_{sw1}$  – aria secțiunii transversale a unui etrier;

$s_1$  – pasul etrierelor;

$\delta_1 = b_1 / (2h_1 + b_1)$ ;

$b_1$  și  $h_{o1}$  – dimensiunile secțiunii.

Înălțimea zonei comprimate  $x_1$  se determină cu următoarea formulă

$$x_1 = \frac{R_s A_{s1} - R_{sc} A_{sc1}}{R_c b_1}, \quad (7.82)$$

în care  $A_{sc1}$  este aria secțiunii a tuturor barelor din zona comprimată, instalată din calcul.

### **Schema 2 de lucru al elementului**

Calculul la rezistență în secțiuni spațiale se efectuează cu relația

$$T + 0,5V \cdot b_2 \leq (R_s A_{s2} \frac{h_0}{C_2} + q_{sw2} \cdot \delta_2) \cdot (b_2 - 2\alpha_2). \quad (7.83)$$

Valoarea lui  $R_s \cdot A_{s2}$  în această relație se adoptă nu mai mare de  $2 \cdot q_{sw2} \cdot h_2$ , iar valoarea  $q_{sw2}$  - nu mai mare de  $1,5 \cdot R_s \cdot A_{s2} / h_2$ .

În relația (7.83)

$A_{s2}$  este aria totală a armăturii longitudinale întinse, instalate la marginea cu înălțimea  $h_2$ , paralelă planului de încovoiere;

$C_2$  – lungimea proiecției liniei de la marginea zonei comprimate spațiale pe axa longitudinală a elementului

$$C_2 = 2h_2 \frac{R_s A_{s2} (b_2 - 2\alpha_2)}{T + 0,5V \cdot b_2}, \quad (7.84)$$

dar se adoptă nu mai mare de  $h_2 \sqrt{2/\delta_2}$  și nu mai mare de  $2b_2 + h_2$ ;

$$q_{sw2} = R_{sw} A_{sw2} / S_2,$$

în care  $A_{sw2}$  este aria secțiunii a unui etrier de la marginea cu lățimea  $h_2$ ;

$S_2$  – pasul etrierelor;

$$\delta_2 = h_2 / (2b_2 + h_2);$$

$\alpha_2$  – distanța de la marginea cu lățimea  $h_2$  până la axa barelor longitudinale din această zonă.

### **Schema 3 de lucru al elementului**

În acest caz calculul se efectuează ca și pentru schema 1 cu schimbare semnului momentului încovoiator  $M$  cu sens opus – de la plus cu minus.

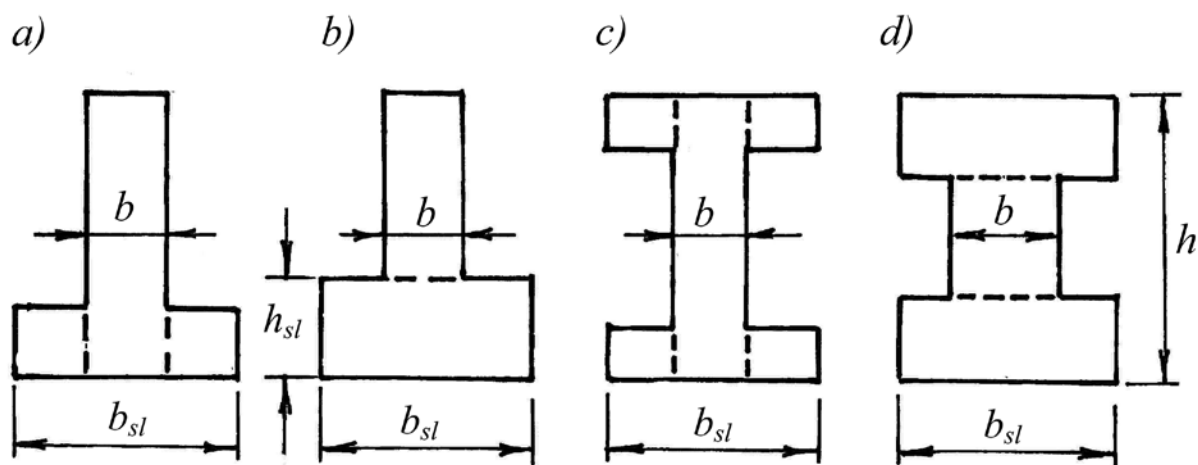
#### **7.6.5. Calculul elementelor cu secțiunea în formă de T sau T-dublu**

La calculul elementelor cu secțiunea în formă de T sau T-dublu, secțiunea lor transversală se divizează în secțiuni dreptunghiulare (fig.7.39).

Dimensiunile secțiunii transversale divizate ale elementului trebuie să asigure următoarea condiție

$$0,1R_c \sum b_i^2 h_i \geq T, \quad (7.85)$$

în care  $b_i$  și  $h_i$  sunt dimensiunile fiecărui dreptunghi ale secțiunii divizate.



**Figura 7.39. Divizarea secțiunii transversale a elementelor în formă de T și T-dublu în forme simple**

### Schema 1 de lucru al elementului

Rezistența unei secțiuni spațiale la acțiunea momentului încovoietor și de torsiune se verifică cu următoarea relație

$$T + M \frac{b_{sl,c}}{C_1} \leq R_s A_{s1} \frac{b_{sl,c}}{C_1} (h_{01} - 0,5x_1) + q_{sw1} b_{sl} (h_{0w} - 0,5x_1). \quad (7.86)$$

Valoarea produsului  $R_s A_{s1}$  în această relație se adoptă nu mai mare de

$$2q_{sw1} b_{sl} + M / (h_{01} - 0,5x_1),$$

$b_{sl,c}$  și  $b_{sl}$  sunt, respectiv, lățimea tălpii secțiunii din zona comprimată și întinsă;

$C_1$  – lungimea proiecției liniei de la marginea zonei comprimate a secțiunii spațiale pe axa longitudinală a elementului

$$C_1 = 2h_1 + 2b_{sl} + b_{sl,c} - 2b_1 ;$$

$A_{s1}$  – aria secțiunii tuturor barelor longitudinale din zona întinsă;

$x_1$  – înălțimea zonei comprimate, care se determină ca pentru un element încovoiat (vezi pct.7.3.3);

$q_{sw1}$  – vezi pct.7.6.4 , schema 1;

$h_{ow}$  – distanța de la marginea comprimată a secțiunii până la rezultanta eforturilor în etrierele din zona întinsă.

### **Schema 2 de lucru al elementului**

Calculul la rezistență a secțiunii spațiale la acțiune momentului de torsiune  $T$  și a forței tăietoare  $V$  se efectuează cu relația

$$T + 0,5Vb_{sl,min} \leq R_s A_{s2} \frac{h_2}{C_2} (b_0 - 0,5x_2) + q_{sw2} \cdot h_2 (b_{ow} - 0,5x_2). \quad (7.87)$$

Aici valoarea  $R_s A_{s2}$  se adoptă nu mai mare de  $2q_{sw2} h_2$  ;

$b_{sl,min}$  – lățimea tălpilor mai mici;

$C_2$  – aceeași, ca și în pct.7.6.4 , schema 2, care se determină cu formula

$$C_2 = 2b_{sl,min} + h_2 + 2b_{ov}, \quad (7.88)$$

în care  $b_{ov}$  – lățimea aripii tălpilor din zona întinsă;

$x_2$  – înălțimea zonei comprimate, determinată ca pentru un element încovoiat obișnuit;

$q_{sw2}$  – vezi pct.7.6.4, schema 2;

$b_0$  și  $b_{ow}$  – distanțele de la marginea aripii comprimate până la rezultanta din armătura întinsă  $A_{s2}$  și, respectiv, la rezultanta din armătura transversală  $A_{sw2}$  .

## **8. ELEMENTE COMPRIMATE**

### **8.1. Elemente comprimate și alcătuirea lor**

În cursul „Rezistența materialelor” și în alte cursuri tehnice se deosebesc elemente comprimate centric și comprimate excentric. În cursul construcțiilor din beton armat toate aceste elemente sunt unite într-o singură grupă – elemente comprimate.

La elementele din beton armat comprimate centric convențional se referă talpa de sus a fermei, când sarcinile exterioare acționează în noduri, barele comprimate ale fermelor cu zăbrele, stâlpii intermediari și alte elemente, în care, conform schemei statice de calcul, forța longitudinală de la sarcinile exterioare acționează în centrul geometric al secțiunii. Însă, în general, din cauza neomogenității betonului în secțiunea elementului, devierii dimensiunilor reale ale elementului în raport cu acele, prevăzute în proiect, impreciziilor la montarea elementelor etc., compresiunea centrică în elementele din beton armat se întâlnește foarte rar, fiindcă în majoritatea cazurilor apare o excentricitate întâmplătoare insuficientă, numită excentricitate **accidentală**  $e_a$ .

De aceea, rezistența acestor elemente se determină ca și pentru acele comprimate excentric, luând în considerație excentricitatea accidentală  $e_a$ , care se adoptă în calcul cu cea mai mare din următoarele valori:

- 1)  $1/600$  din lungimea elementului ( $l$ );
- 2)  $1/30$  din înălțimea secțiunii a elementului ( $h$ );
- 3) 10 mm.

La elementele comprimate excentric se referă stâlpii clădirilor cu un nivel (etaj), solicitați cu sarcini de la podurile rulante, stâlpii marginali și intermediari la clădirile cu multe etaje (când acționează sarcină orizontală și verticală asimetrică), talpa de sus a fermelor cu zăbrele (grinzile Virindel), pereții rezervoarelor dreptunghiulare etc. În aceste elemente de la acțiunea sarcinilor exterioare apare forță longitudinală  $N$ , moment încovoietor  $M$  și forță tăietoare  $V$ . Pentru aceste elemente valoarea excentricității totale cu evidența  $e_a$  se determină cu următoarea relație

$$e_0 = M/N + e_a . \quad (8.1)$$

Pentru elementele static nedeterminate valoarea excentricității  $e_0$  se adoptă egală cu  $M/N$ , dar nu mai mică de  $e_a$ .

Elementele comprimate cu excentricitatea accidentală, de regulă, sunt cu secțiunea transversală pătrată sau dreptunghiulară și foarte rar cu secțiunea în formă de **T** sau **T**-dublu.

Dimensiunile secțiunii transversale ( $h$  și  $b$ ) ale elementelor comprimate se determină din calcul și cu scopul unificării se adoptă multiple la 50 mm pentru elementele cu secțiunea transversală până la 500 mm și multiple la 100 mm – la acele cu dimensiunile mai mari de 500 mm. Pentru asigurarea calității procesului de betonare a stâlpilor prefabricați și monoliți se recomandă ca dimensiunile secțiunii transversale ale lor să nu fie mai mici de 250 x 250 mm.

Dimensiunile secțiunii transversale ( $h$  și  $b$ ) ale elementelor comprimate se recomandă de adoptat în așa mod, ca flexibilitatea lor  $l_f / i$  ( $l_f$  – lungimea de flambaj a elementului și  $i$  – raza de inerție a secțiunii) în orice direcție să nu fie mai mare de 120 (sau  $l_f / h \leq 35$  – pentru elemente cu secțiunea pătrată sau dreptunghiulară).

Pentru confecționarea elementelor comprimate se recomandă de utilizat beton de clasele C 12/15 și C 16/20, iar pentru construcții supuse la sarcini mari – nu mai mică de C 20/25.

Elementele comprimate se armează cu bare longitudinale și transversale, care se unesc în carcasa plane sau spațiale, sudate sau legate. Toate sarcinile, care acționează asupra elementului comprimat sunt preluate de armătura longitudinală și betonul comprimat. Aria necesară a armăturii longitudinale de rezistență se determină din calcul, însă, de regulă, se adoptă nu mai mare de 3 % din aria totală a secțiunii transversale a elementului și nu mai mică de:

- 0,05 % - pentru elemente cu flexibilitatea  $l_f / h < 5$ ;
- 0,10 % - în cazul  $5 \leq l_f / h \leq 10$ ;
- 0,20 % - idem,  $10 < l_f / h \leq 24$ ;
- 0,25 % - idem,  $l_f / h > 24$ .

Coeficientul optimal de armare se consideră în limitele de 1,0 ... 2,0 %.

În majoritatea cazurilor, la elementele comprimate cu excentricitatea mare a forței longitudinale, aria necesară a armăturii din zona întinsă ( $A_s$ ) este mai mare decât cea din zona comprimată ( $A_{sc}$ ).

În cazurile, când în construcții la etapa de exploatare a lor, la acțiunea diferitor combinații ale sarcinilor exterioare (vezi pct.4.6.1) pot apărea momente încovoietoare cu semn opus (pozitive sau negative) cu valoarea aproximativ egală, de regulă, se adoptă egale ariile armăturilor din zona întinsă și comprimată  $A_s = A_{sc}$ . Acest tip de armare are denumirea de *armare simetrică*.

Elementele comprimate, de regulă, nu se armează cu armătură pretensionată, deoarece ea poate duce la micșorarea capacității portante (rezistenței) a elementului la etapa de exploatare. În unele cazuri excepționale pentru stâlpii lungi și flexibili, piloni și în alte construcții, cu scopul majorării rigidității și rezistenței lor la formarea fisurilor la etapa de confecționare, transportare și montare, se recomandă de folosit armătură pretensionată. În continuare vom examina calculul elementelor comprimate fără armătură pretensionată.

În calitate de armătură longitudinală (nepretensionată) se recomandă de folosit bare de clasa RSt 390 și mai rar RSt 295 cu diametrul până la 40 mm, dar nu mai mic de 12 mm – pentru elemente din beton monolit și de 16 mm – pentru elemente prefabricate.

În elementele comprimate cu excentricitatea accidentală armătura longitudinală se instalează pe perimetrul secțiunii (de regulă, la colțuri) pentru ca elementul să poată prelua mai bine momentul încovoietor, care apare de la excentricitatea accidentală  $e_a$  în orice direcție a secțiunii (fig.8.1 a).

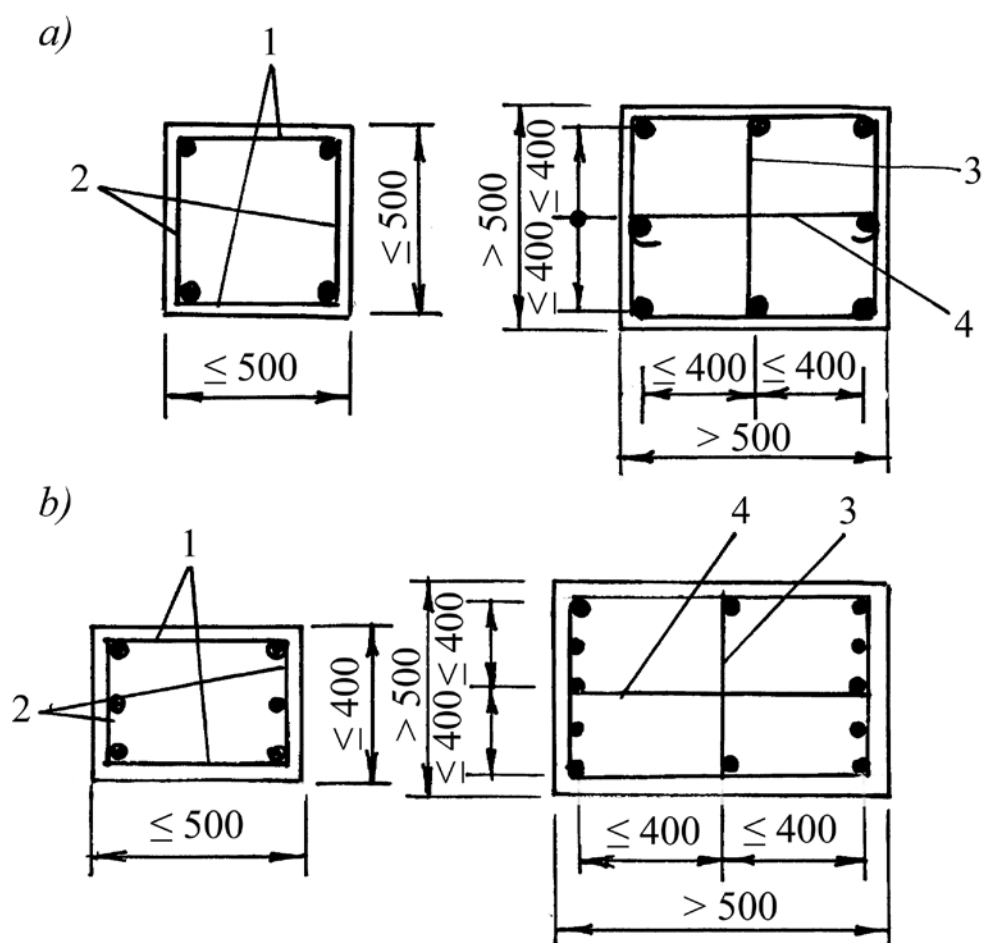


În elementele cu excentricitate de calcul barele de rezistență se instalează la laturile perpendiculare la planul de acțiune a momentului încovoietor (fig.8.1 *b*) – planul de încovoiere.

Pentru betonarea mai calitativă și asigurare a unei aderențe bune a armăturii cu betonul se recomandă de adoptat distanța în lumină dintre barele longitudinale:

- nu mai mică de 50 mm – pentru elementele betonate în poziția verticală;
- nu mai mică de 25 mm – pentru armătura de jos (din cofraj) și nu mai mică de 30 mm – pentru armătura de sus – pentru elementele betonate în poziția orizontală, și nu mai mică de diametrul barelor longitudinale în toate cazurile.

Distanța maximală dintre axele barelor longitudinale se recomandă să fie nu mai mare de 400 mm. În cazurile, când această distanță este mai mare de 400 mm, între ele se instalează suplimentar bare longitudinale cu diametrul nu mai mic de 12 mm (fig.8.1 *b*).



**Figura 8.1. Exemple de armare ale elementelor comprimate**

*a*- cu excentricitatea accidentală; *b*- comprimate excentric; 1- bare transversale; 2- carcasi spațiale; 3 – carcasi intermediare; 4 – fișă

Stâlpii cu dimensiunile secțiunii transversale pînă la 400x400 mm inclusiv, de regulă, se armează cu 4 bare, care se instalează la colțurile secțiunii (fig. 8.1 *a*)

În elementele cu dimensiunile secțiunii transversale mai mari de 400 mm, în care se instalează bare longitudinale intermediare, ele se unesc între ele cu ajutorul unor bare speciale (vezi fig.8.1 *b*, poziția 4) cu distanța între ele nu mai mare de 400 mm.

Armătura transversală (etrierele), de regulă, se instalează fără calcul din recomandății constructive și numai în unele cazuri specifice (sarcini seismice și de la vânt cu intensitate mare) se determină din calcul (vezi pct.8.7). În calitate de armătură transversală se recomandă de utilizat armătură de clasele PSt 235, RSt 295 și sârmă RWr 395 – 410. Diametrul barelor transversale se adoptă din condiții de sudabilitate – pentru carcusele sudate (tab.3.5) și nu mai mic de 5 mm sau  $0,25 d_s$  (în care  $d_s$  este diametrul minimal al armăturii longitudinale) – pentru carcusele legate.

Distanța dintre barele transversale (etriere) se adoptă egală cu  $15 d_s$  – pentru carcuse legate și cu  $20 d_s$  – pentru carcuse sudate, dar în ambele cazuri nu mai mare de 500 mm.

Barele transversale micșorează flexibilitatea armăturii longitudinale și exclude posibilitatea ei să-și piardă stabilitatea între etriere.

## 8.2. Calculul elementelor comprimate cu excentricitate accidentală

În mod general, elementele comprimate cu excentricitate accidentală  $e_a$  se calculează ca și acele comprimate excentric. Însă, elementele cu secțiunea dreptunghiulară armate simetric cu armătură de clasele PSt 235, RSt 295 sau RSt 390 confecționate din beton de clasele C 12/15 – C 30/37 cu flexibilitatea  $l_f / h \leq 20$  (care mai este numită *coeficientul de zveltețe* –  $\lambda_0 = l_f / h$ ) se permite de calculat ca elemente comprimate centric. Aici  $l_f$  este lungimea de flambaj a elementului, care se determină în funcție de articulațiile (legăturile) de la capetele lui (fig.8.3), iar  $h$  este înălțimea secțiunii elementului.

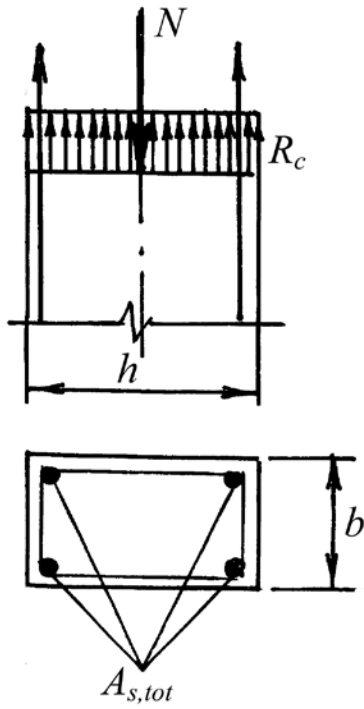
Rezistența elementului în secțiuni normale va fi asigurată în cazul, dacă forța longitudinală de la sarcinile exterioare de calcul  $N_{ext}$  nu va depăși valoarea efortului interior  $N_{int}$ , preluat de armătură și betonul comprimat

$$N = N_{ext} \leq N_{int}. \quad (8.2)$$

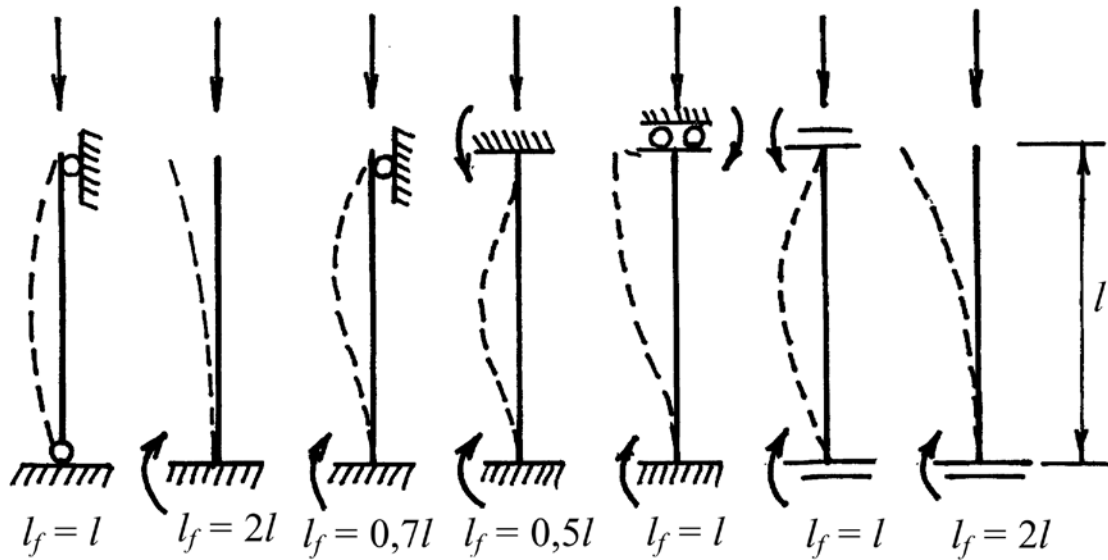
Relația (8.2) reprezintă suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa elementului – condiția de echilibru la stadiul limit ultim (SLU, fig.8.2).

Valorile tensiunilor în beton și armătură se adoptă egale cu rezistențele lor de calcul:  $\sigma_{cc} = R_c$  și  $\sigma_{sc} = R_{sc}$ . Valoarea efortului interior  $N_{int}$ , preluat de betonul și armătura comprimate se determină cu evidența flexibilității elementului –  $\varphi$

$$N_{int} = \varphi(N_c + N_s) = \varphi(R_c A + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (8.3)$$



**Figura 8.2.**  
**Schema de calcul a elementului**  
**comprimat cu excentricitate**  
**accidentală**



**Figura 8.3. Scheme pentru determinarea lungimii de flambaj a elementelor**  
**comprimate**

în care  $N_c = R_c A$  este efortul, preluat de betonul comprimat;

$N_s = R_{sc} A_{s,tot}$  - idem, preluat de toată armătura longitudinală comprimată;

$A_{s,tot}$  - aria totală a secțiunii armăturii longitudinale comprimate (vezi fig.8.2);

$A = b \cdot h$  - aria secțiunii elementului.

În final, relația (8.2) va avea următoarea formă

$$N \leq \varphi(R_c b h + R_{sc} A_{s,tot}). \quad (8.4)$$

Coeficientul de flambaj  $\varphi$  se determină cu următoarea relație

$$\varphi = \varphi_c + 2(\varphi_{sc} - \varphi_c)k_s, \quad (8.5)$$

în care  $\varphi_c$  este coeficientul de flambaj al secțiunii de beton;

$\varphi_{sc}$  - idem, pentru armătura longitudinală comprimată;

$k_s$  - coeficient, care ia în considerație influența armăturii și a betonului asupra flexibilității elementului comprimat

$$k_s = \frac{R_{sc} \cdot A_{s,tot}}{R_c \cdot b h}. \quad (8.6)$$

Valorile coeficienților  $\varphi_c$  și  $\varphi_{sc}$  se adoptă din anexa A.15.

Pentru valoarea coeficientului  $k_s > 0,5$  se permite de adoptat  $\varphi = \varphi_{sc}$ .

La calculul la rezistență al elementelor comprimate centric pot fi 3 cazuri:

1. Sunt cunoscute dimensiunile secțiunii din condiții constructive ( $h$  și  $b$ ), aria totală a armăturii longitudinale ( $A_{s,tot}$ ), clasele betonului ( $R_c$ ) și ale armăturii ( $R_{sc}$ ). Este necesar de verificat rezistența (capacitatea portantă) a elementului.
2. Sunt cunoscute dimensiunile secțiunii ( $h \times b$ ), clasele betonului ( $R_c$ ) și ale armăturii ( $R_{sc}$ ). Este necesar de determinat aria secțiunii totale ( $A_{s,tot}$ ) a armăturii longitudinale.
3. Este cunoscută numai clasa betonului ( $R_c$ ) și a armăturii ( $R_{sc}$ ). Este necesar de determinat dimensiunile secțiunii elementului ( $h$  și  $b$ ) și aria totală a armăturii longitudinale ( $A_{s,tot}$ ).

**Cazul 1.** Inițial adoptăm valorile coeficienților  $\varphi_c$  și  $\varphi_{sc}$  din anexa A.15 în funcție de zvelteța elementului  $l_f / h$  și raportul forțelor longitudinale  $N_l / N$ , în care  $N_l$  este forța longitudinală de la sarcinile permanente și de lungă durată și  $N$  - idem, de la sarcina totală. Apoi determinăm valoarea coeficientului de flambaj  $\varphi$  cu relația (8.5).

Includem toate valorile obținute în relația (8.3) și verificăm capacitatea portantă a elementului. Dacă nu se îndeplinește această condiție, atunci se majorează aria

armăturii longitudinale  $A_{s,tot}$  sau dimensiunile elementului ( $h$  și  $b$ ) și se repetă calculul.

**Cazul 2.** Adoptăm inițial valoarea coeficientului (procentului) de armare a elementului cu armătură longitudinală  $\rho_l = A_{s,tot} / b \times h = 0,01$  (procentul de armare optimal  $\rho_{l,\%} = 1,00 \%$ ). Apoi determinăm valoarea coeficientului de flambaj  $\varphi$  ca și în cazul 1. După unele transformări simple ale relației (8.3) obținem

$$A_{s,tot} = \frac{N / \varphi - R_c hb}{R_{sc}} \quad (8.7)$$

Din anexa A.14 adoptăm diametrul  $d_s$  și numărul necesar de bare în așa mod, ca aria totală a lor ( $A_{s,tot, reel}$ ) să fie mai aproape de cea necesară din calcul. Se recomandă inițial de adoptat 4 bare, care se instalează pe la colțurile secțiunii elementului. Dacă aria secțiunii totale la 4 bare cu diametrul maximal posibil de 36 mm este mai mică decât aria necesară din calcul, atunci se adoptă 8 bare cu câte o bară intermediară între barele de la colțuri.

Apoi determinăm procentul real de armare

$$\rho_{l,\%} = A_{s,tot, reel} / bh \cdot 100\% , \quad (8.8)$$

care se compară cu procentul optimal de armare a elementelor comprimate  $\rho_{l,\%} = 1,0 \div 3,0 \%$ .

Dacă procentul real de armare  $\rho_{l,\%,reel}$  este în limitele de  $1,0 \div 3,0 \%$ , atunci se termină calculul în cazul 2. Dar dacă  $\rho_{l,\%,reel} < 1,0 \%$ , atunci micșorăm dimensiunile secțiunii ( $h \times b$ ) și repetăm calculul, dar dacă  $\rho_{l,\%,reel} > 3,0 \%$  - majorăm dimensiunile secțiunii și repetăm calculul.

**Cazul 3.** Inițial adoptăm valorile  $\varphi = 1,0$  și  $\rho_l = 0,01$  ( $A_{s,tot} = 0,01 h \cdot b$ ). Transformăm relația (8.3) în modul următor

$$N = \varphi(R_c A + R_{sc} A_{s,tot}) = \varphi A(R_c + R_{sc} \frac{A_{s,tot}}{A}) = \varphi A(R_c + \rho_l R_{sc}), \quad (8.9)$$

din care

$$A = \frac{N}{\varphi(R_c + \rho_l R_{sc})} . \quad (8.10)$$

Pentru elemente cu secțiunea pătrată

$$h = b = \sqrt{A} . \quad (8.11)$$

Dimensiunile obținute se rotunjesc multiple la 50 mm sau 100 mm în conformitate cu recomandările din pct.8.1.

În continuare calculele se efectuează ca și în cazul 2.

### 8.3. Calculul elementelor comprimate excentric cu orice profil simetric al secțiunii transversale

Diagrama tensiunilor în beton și tensiunile în armătura elementelor comprimate excentric cu orice profil simetric în planul de încovoiere depinde de valoarea excentricității, flexibilitatea elementului de durata acțiunii sarcinii, articulațiile la capetele elementelor și de alți factori.

În funcție de valoarea excentricității deosebim două cazuri de lucru și de rupere ale elementelor comprimate excentric (fig.8.4):

cazul 1 - excentricitate mare;

cazul 2 - excentricitate mică.

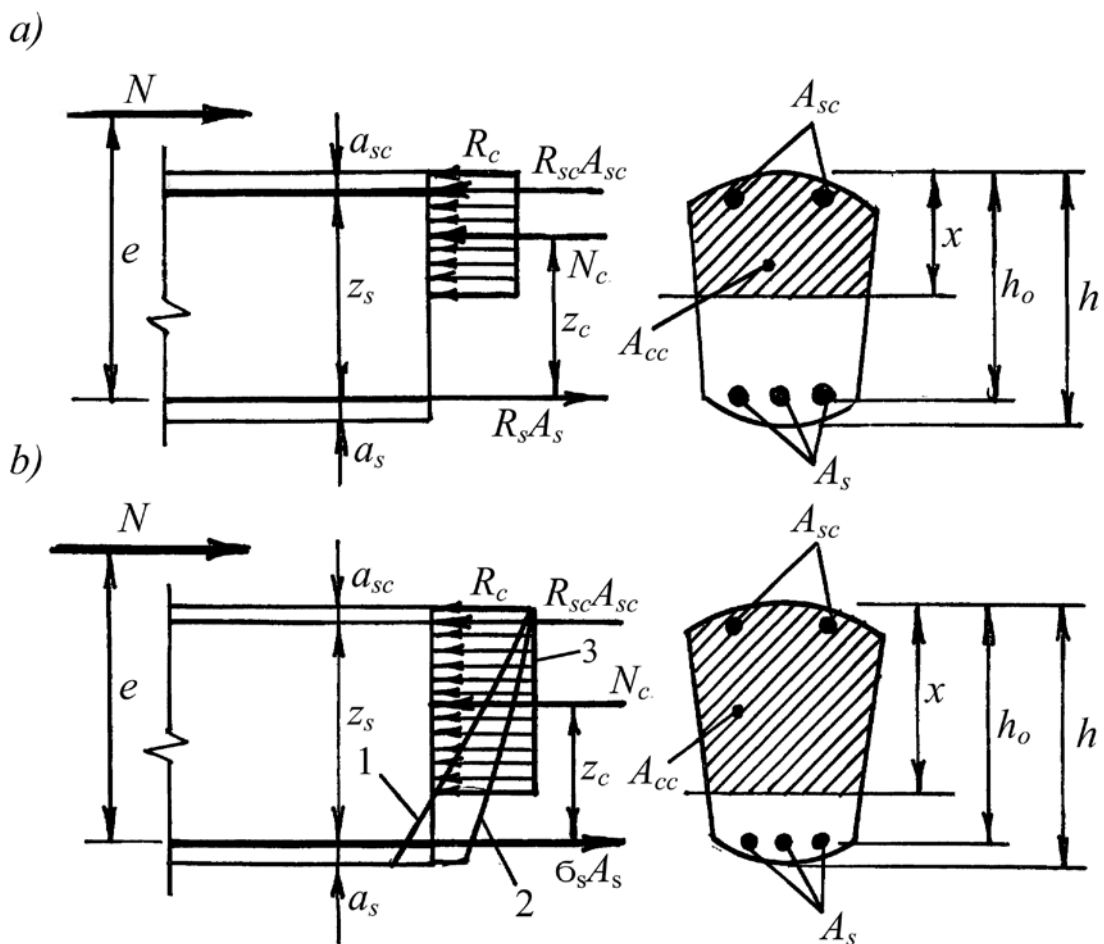


Figura 8.4. Scheme de calcul ale elementelor comprimate excentric cu secțiunea de orice profil simetric

*a*- excentricitate mare; *b*- excentricitate mică; 1 – diagrama posibilă a tensiunilor în beton cu diferite semne; 2 – diagrama tensiunilor de comprimare; 3 – diagrama tensiunilor în beton, admisă pentru calcul

În primul caz de comprimare excentrică diagrama tensiunilor în beton, tensiunile în armătură și procesul de rupere al elementului este asemănător ca la elementele încovoiate armate obișnuit (vezi pct.4.1). În fibrele de beton și armătură mai îndepărtate de punctul de acțiune a forței longitudinale exterioare  $N$  apar tensiuni de întindere ( $\sigma_{ct}$  și  $\sigma_s$ ), iar în acele mai aproape de forță – tensiuni de comprimare ( $\sigma_{cc}$  și  $\sigma_{sc}$ ). Ruperea elementului (ca și la elementele încovoiate în cazul 1) se începe de la curgerea armăturii întinse (într-o secțiune fisurată) și se termină cu strivirea betonului din zona comprimată și atingerea limitei de curgere în armătura din zona comprimată. Ruperea elementului parcurge plastic și lent.

La elementele comprimate excentric cu excentricitatea mică, în fibrele betonului și armătura mai aproape de punctul de acțiune al forței longitudinale  $N$ , apar tensiuni de comprimare, iar în acele mai îndepărtate pot să fie tensiuni de întindere (linia 1 în fig. 8.4 *b*) sau de comprimare mici (linia 2 în fig.8.4 *b*). Diagrama tensiunilor în beton și procesul de rupere a elementului este asemănător ca și pentru cazul 2 la elementele încovoiate supraarmate. Ruperea elementului are lor în rezultatul strivirii betonului din zona comprimată, iar tensiunile în armătura întinsă (sau puțin comprimată) nu ating limita de curgere a oțelului ( $\sigma_s < \sigma_y$  sau  $\sigma_s < \sigma_{0,2}$ ). Ruperea elementului se petrece fragil și momentan.

La baza metodei de calcul la rezistența în secțiuni normale (la capacitatea portantă) a elementelor comprimate excentric este admis stadiul III de rupere (ca și pentru elementele încovoiate) cu următoarele ipoteze simplificatoare.

Pentru cazul 1, diagrama tensiunilor a betonului din zona comprimată se adoptă dreptunghiulară cu valoarea maximală  $R_c$  (rezistența de calcul a betonului la comprimare), tensiunile în armătura din zona întinsă și comprimată se adoptă egale cu rezistențele de calcul ale oțelului ( $\sigma_s = R_s$  și  $\sigma_{sc} = R_{sc}$ ). Rezistența betonului la întindere în secțiunea de calcul (cu fisură) este neglijată. În zona întinsă lucrează numai armătura, iar în zona comprimată – betonul și armătura. Schema de calcul al elementului este prezentată în fig.8.4 *a*.

Pentru cazul 2, diagrama tensiunilor de comprimare (posibilă după două linii -1 sau 2 din fig.8.4 *b*), inițial se adoptă dreptunghiulară (după linia 3 din fig.8.4 *b*) cu valoarea maximală, egală cu  $R_c$ .

Această ipoteză se verifică în continuare în procesul de calcul. Tensiunile în armătura din zona comprimată se adoptă egale cu rezistența oțelului la compresiune  $\sigma_{sc} = R_{sc}$ , iar în armătura întinsă  $\sigma_s < \sigma_y$  sau  $\sigma_s < \sigma_{0,2}$  ( $\sigma_s < R_s$ ). Ruperea elementului se începe de la strivirea betonului din zona comprimată și parcurge momentan și fragil. Schema de calcul al elementului este prezentată în fig.8.4 *b*.

În calitate de criteriu matematic pentru stabilirea cazului de lucru (de calcul) al elementului se folosește următoarea condiție:

- 1) dacă înălțimea zonei comprimate din calcul  $x$  nu va depăși valoarea zonei comprimate limita  $x_{cu} - x \leq x_{cu}$  (sau  $\xi \leq \xi_{cu}$ ), atunci are loc cazul 1 de comprimare excentrică - comprimare excentrică cu excentricitatea mare;
- 2) dacă  $x > x_{cu}$  (sau  $\xi > \xi_{cu}$ ), are loc cazul 2 de comprimare excentrică – comprimare excentrică cu excentricitatea mică.

În mod general, pentru asigurarea rezistenței (capacității portante) în secțiuni normale a unui element comprimat excentric (în ambele cazuri de lucru) este necesar ca valoarea momentului încovoietor de la forța exterioară să nu depășească valoarea momentului încovoietor de la eforturile interioare în raport cu orice axă în secțiunea elementului

$$M_{ext} \leq M_{int} . \quad (8.12)$$

De obicei, se folosește suma momentelor încovoietoare de la forțele exterioare și eforturile interioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă  $\Sigma M_{As} = 0$  (vezi pct.6.4 și fig.6.9)

$$Ne \leq R_c A_{cc} Z_c + R_{sc} A_{sc} Z_s , \quad (8.13)$$

în care  $N$  este forța longitudinală de la sarcinile exterioare;

$e$  – distanța (excentricitatea) de la forța longitudinală exterioară până la centrul de greutate al armăturii întinse;

$R_c$  – rezistența de calcul a betonului la comprimare;

$R_s$  – rezistența de calcul a armăturii din zona întinsă;

$R_{sc}$  – idem, a armăturii din zona comprimată;

$Z_s$  – distanța dintre centrele de greutate ale armăturii din zona întinsă ( $A_s$ ) și comprimată ( $A_{sc}$ );

$Z_c$  – idem, de la centrul de greutate al armăturii  $A_s$  și punctul de acțiune al efortului din zona comprimată  $N_c = R_c A_{cc}$ ;

$A_{cc}$  – aria betonului din zona comprimată.

Cum se vede din relația (8.13), pentru verificarea rezistenței elementului este necesar de știut valoarea  $A_{cc}$  și  $Z_c$ , care se determină în funcție de înălțimea zonei comprimate  $x$ .

Înălțimea zonei comprimate  $x$  ( $A_{cc}$  și  $Z_c$ ) se determină din a doua condiție a staticii – suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului.

În conformitate cu schemele de calcul ale elementului comprimat excentric din fig.8.4 avem:

- 1) pentru elemente cu excentricitatea mare (fig.8.4 a) – cazul 1



$$(8.14) \quad N = R_c A_{cc} + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s$$

2) pentru elemente cu excentricitatea mică (fig.8.4 b) – cazul 2

$$(8.15) \quad N = R_c A_{cc} + R_{sc} A_{sc} - \sigma_s A_s$$

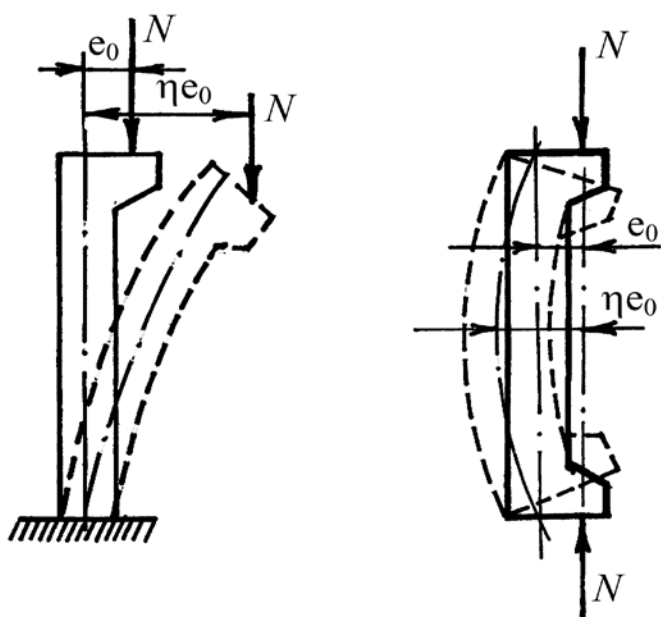
Pentru elementele confecționate din beton de clasa C 25/30 și mai mică și armate cu armătură de clasele PSt 235, RSt 295 sau RSt 390 (care alcătuiesc majoritatea din elementele comprimate), tensiunile din armătura din zona întinsă  $\sigma_s$  în cazul 2 de lucru se recomandă să se determine cu formula (6.18 din pct.6.3)

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_{cu}} - 1 \right) R_s \quad (6.18)$$

Procedura de calcul al elementelor comprimate excentric pentru cazul 2 de lucru detaliat este descrisă în cazuri concrete de calcul al elementelor cu secțiunea dreptunghiulară, în formă de T sau T-dublu în pct.8.5.2 și 8.6 .

#### 8.4. Evaluarea influenței flambajului și duratei de acțiune a încărcăturii asupra rezistenței elementelor comprimate excentric

Numeroase cercetări experimentale au arătat că capacitatea portantă a elementelor comprimate excentric în mare măsură depinde de flexibilitatea (zvelteța) lor și de durata acțiunii a încărcăturii. Elementele flexibile la acțiunea încărcăturilor exterioare se încovoiează, care duce la creșterea excentricității inițiale (fig.8.5).



**Figura 8.5.**  
Creșterea excentricității forței ca urmare a încovoierii stîlpului în planul său la acțiunea momentului încovoietor

În același timp, la acțiunea încărcăturii de lungă durată, în urma dezvoltării deformațiilor de curgere lentă a betonului, valoarea excentricității crește și mai mult. În final, considerabil crește valoarea momentului încovoietor și ruperea elementului are loc de la o forță exterioară mai mică decât pentru elementele cu flexibilitatea mică ( $l_f / h \leq 4$  - pentru elemente cu secțiunea dreptunghiulară).

Influența flambajului asupra capacității portante a elementelor comprimate excentric trebuie să fie luată în considerație la calculul lor în starea deformată. Însă, calculul elementelor după o schemă deformată cu evidența deformațiilor plastice ale betonului și prezența fisurilor în zona întinsă este destul de complicat și, de aceea, în prezent, pentru calculul elementelor comprimate excentric se folosește o schemă nedeformabilă.

Influența flambajului și duratei de acțiune a sarcinii pentru elementele cu flexibilitatea  $l_f / i > 14$  (sau  $l_f / h > 4$  - pentru elemente cu secțiunea dreptunghiulară) se ia în considerație prin multiplicarea valorii excentricității inițiale  $e_0$  a forței exterioare la coeficientul  $\eta$ , care se determină cu formula lui Perry-Timoșenko

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}}, \quad (8.16)$$

în care  $N_{cr}$  este forța longitudinală critică, la care elementul își pierde stabilitatea și care, în mod general, se determină cu formula clasică

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot B}{l_f^2}, \quad (8.17)$$

în care  $l_f$  este lungimea de flambaj al elementului și se determină conform pct.8.2 și fig.8.3;

$B$  - convențional este notată rigiditatea secțiunii a unui element din beton armat, și care se determină cu următoarele formule:

- pentru elemente cu secțiunea cu orice profil simetric

$$B = \frac{0,15 E_c I_c}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,7 E_s I_s, \quad (8.18)$$

în care  $E_c$  este modulul de elasticitate al betonului;

$E_s$ , idem, al armăturii;

$I_c$  - momentul de inerție al secțiunii de beton în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al secțiunii elementului;

$I_s$  - idem, al armăturii longitudinale totale;

$\varphi_l$  - un coeficient, care evaluează influența acțiunii sarcinii de lungă durată asupra excentricității forței exterioare:  $\varphi_l = 1 + M_l / M \leq 2$ ;

în care  $M_l$  este momentul încovoietor de la acțiunea sarcinilor permanente și de lungă durată în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă  $M_l = N_l e$  ;

$M$  – idem, de la sarcina totală;

$\delta_e$  – coeficient, care se adoptă egal cu  $e_0 / h$ , dar nu mai mic de 0,15 , iar pentru elemente cu secțiunea rotundă sau circulară valoarea  $h$  se înlocuiește cu diametrul secțiunii  $D$ ;

- pentru elemente cu secțiunea dreptunghiulară

$$B = E_c b h^3 \left[ \frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \frac{(A_s + A_{sc})}{bh} \cdot \frac{E_s}{E_c} \left( \frac{h_0 - a_{sc}}{h} \right) \right]. \quad (8.19)$$

Pentru elemente cu flexibilitatea  $l_f / i < 14$  (sau pentru elemente cu secțiunea dreptunghiulară pentru  $l_f / h \leq 4$ ) se permite de adoptat valoarea coeficientului  $\eta = 1,0$ .

În cazurile când  $N \geq N_{cr}$  , este necesar de majorat dimensiunile secțiunii elementului ( $h$  și  $b$ ) și de repetat calculul.

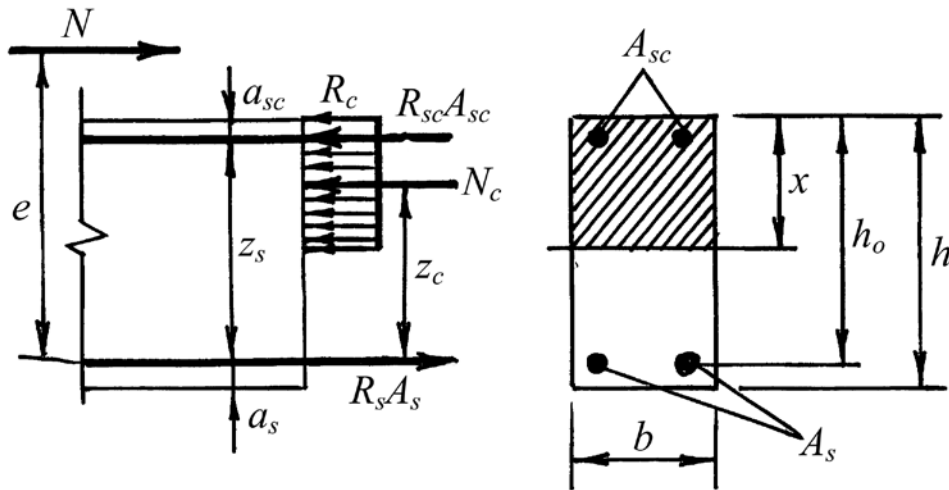
Valoarea excentricității  $e$  (vezi fig.8.4) în formulele de calcul se adoptă egală

$$e = \eta e_0 + h / 2 - a_s . \quad (8.20)$$

## 8.5. Calculul elementelor comprimate excentric cu secțiunea dreptunghiulară

### 8.5.1. Elemente cu excentricitatea mare

În pct.8.3 a fost menționat, că comprimare excentrică cu excentricitatea mare are loc atunci, când înălțimea zonei comprimate  $x$  este mai mică sau egală cu valoarea limită a zonei comprimate  $x_{cu}$  ( $x \leq x_{cu}$  sau  $\xi_c \leq \xi_{cu}$ ). Schema de calcul a elementului este prezentată în fig.8.6.



**Figura 8.6. Schema de calcul a elementelor comprimate excentric cu excentricitatea mare**

În acest caz condiția generală de calcul la rezistență (formula 8.13, pct.8.3) va avea următoarea formă

$$Ne \leq R_c b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A_{sc} Z_s, \quad (8.21)$$

iar suma proiecțiilor (pentru cazul 1) va avea următoarea formă

$$N = R_c b x + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s, \quad (8.22)$$

din care înălțimea zonei comprimate

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A_{sc}}{R_c b}. \quad (8.23)$$

La calculul elementelor la rezistență în secțiuni normale pot fi două variante:

**varianta I.** Elementul există. Este necesar de verificat rezistența lui la o sarcină nouă. Sunt cunoscute toate caracteristicile elementului: dimensiunile secțiunii  $h$  și  $b$ , straturile de protecție ale armăturilor  $a_s$  și  $a_{sc}$ , ariile armăturilor din zona întinsă  $A_s$  și comprimată  $A_{sc}$  și clasele betonului  $R_c$  și ale armăturii  $R_s$  și  $R_{sc}$ ;

**varianta II.** Este necesar de calculat (proiectat) un element nou. Nu sunt cunoscute toate caracteristicile lui:  $h$ ,  $b$ ,  $a_s$ ,  $a_{sc}$ ,  $A_s$ ,  $A_{sc}$ ,  $R_c$ ,  $R_s$  și  $R_{sc}$ .

În ambele variante sunt cunoscute forța longitudinală  $N$  și excentricitatea ei  $e_0$  din calculul static al elementului sau al unei structuri.

La prima variantă calculul se efectuează în ordinea următoare:

1) determinăm înălțimea zonei comprimate  $x$  cu relația (8.23);

- 2) adoptăm din anexa A.12 valoarea relativă limită a zonei comprimate  $\xi_{cu}$  ;
- 3) determinăm valoarea limită a zonei comprimate  $x_{cu} = \xi_{cu} h_0$  ;
- 4) verificăm condiția  $x \leq x_{cu}$ ;
- 5) dacă această condiție se îndeplinește, aceasta înseamnă că într-adevăr avem comprimare excentrică cu excentricitate mare și atunci verificăm rezistența elementului cu formula (8.21). Dacă  $x > x_{cu}$  , atunci avem comprimare excentrică cu excentricitate mică și elementul se calculează conform recomandățiilor din pct.8.5.2.

Varianta I de calcul se întâlnește în practică mai rar. Mai frecvent se întâlnește varianta a II, când este necesar de calculat (proiectat) un element nou. În acest caz, nu sunt cunoscute toate caracteristicile elementului ( $h, b, a_s, a_{sc}, A_s, A_{sc}, R_c, R_s$  și  $R_{sc}$ ), iar în formulele de calcul mai este necunoscută și înălțimea zonei comprimate  $x$ . Așa că în total avem 10 necunoscute și numai două condiții de calcul: suma momentelor încovoietoare  $\sum M = 0$  și suma proiecțiilor  $\sum X_i = 0$  ale tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare.

Cum se știe, pentru rezolvarea problemei în așa cazuri este necesar de avut condiții (relații) suplimentare sau de adoptat unele din necunoscute.

În calculele practice se adoptă din recomandății constructive (sau din practica de calcul) dimensiunile secțiunii ale elementului  $h$  și  $b$  (vezi pct.8.1), straturile de protecție ale armăturilor  $a_s$  și  $a_{sc}$  (pct.3.9) și clasele betonului și ale armăturilor  $R_c, R_s$  și  $R_{sc}$  (pct.4.5). După această rămân 3 necunoscute:  $A_s, A_{sc}$  și  $x$ .

Aici menționăm, că la calculul elementelor comprimate excentric din beton armat, nu există un criteriu inițial general, care ne-ar permite să stabilim direct cazul lor de lucru: excentricitate mare sau mică. Unicul criteriu este înălțimea zonei comprimate  $x$  și valoarea ei limită  $x_{cu}$  .

Reeșind din faptul, că avem 3 necunoscute ( $A_s, A_{sc}$  și  $x$ ) și numai două condiții de calcul, în așa caz întotdeauna adoptăm inițial, că avem cazul de comprimare cu excentricitate mare (cazul 1, vezi pct.8.3)  $x \leq x_{cu}$  (sau  $\xi \leq \xi_{cu}$ ) și adoptăm:  $x = x_{cu}$ . Apoi, în continuare, din calcul se va stabili mai precis cazul concret de lucru al elementului ( $x \leq x_{cu}$  sau  $x > x_{cu}$ ) și prelungim calculul pentru cazul stabilit.

În varianta a II - calculul se efectuează în ordinea următoare:

- 1) adoptăm  $x = x_{cu}$  ;
- 2) adoptăm din anexa A.12 valoarea relativă a înălțimii limită a zonei comprimate  $\xi_{cu}$  ;
- 3) transformăm formulele (8.21) și (8.22) ca și în cazul elementelor încovoiate, armate simplu (vezi pct.7.3.1).

Adoptăm următoarele notații:

$$\xi_{cu} = x_{cu} / h_0 \quad \text{și} \quad \alpha_{ou} = \xi_{cu} (1 - 0,5 \xi_{cu} ) .$$

Apoi transformăm termenii din formulele (8.21) și (8.22), care conțin  $x$ .

Primul termen din relația (8.21) îl multiplicăm și îl împărțim la  $h_0$ , apoi scoatem din paranteză  $h_0$

$$\begin{aligned} R_c b x_{cu} (x_0 - x_{cu} / 2) &= R_c b x_{cu} \frac{h_0}{h_0} h_0 \left(1 - \frac{x_{cu}}{2h_0}\right) = \\ &= R_c b \frac{x_{cu}}{h_0} h_0^2 \left(1 - \frac{x_{cu}}{2h_0}\right) = R_c b h_0^2 \cdot \xi_{cu} (1 - 0,5 \xi_{cu}) = \alpha_{ou} R_c b h_0^2 \end{aligned} \quad (8.24)$$

$$\text{și } R_c b x_{cu} = R_c b x_{cu} = R_c b x_{cu} \frac{h_0}{h_0} = R_c b h_0 \frac{x_{cu}}{h_0} = \xi_{cu} R_c b h_0. \quad (8.25)$$

Acum înlocuim acești termeni în formulele (8.21) și (8.22) și, în final, obținem:

$$Ne = \alpha_{ou} R_c b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} Z_s ; \quad (8.26)$$

$$N = \xi_{cu} R_c b h_0 + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s ; \quad (8.27)$$

- 4) adoptăm din anexa A.13 valoarea coeficientului  $\alpha_{ou}$  pentru valoarea lui  $\xi_{cu}$  de mai sus din pct.2);
- 5) din formula (8.26) determinăm inițial aria necesară a armăturii din zona comprimată

$$A_{sc} = \frac{Ne - \alpha_{ou} R_c b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - \alpha_{sc})} ; \quad (8.28)$$

- 6) apoi, din formula (8.27) determinăm aria necesară a armăturii din zona întinsă

$$A_s = A_{sc} \frac{R_{sc}}{R_s} + \frac{\xi_{cu} R_c b h_0 - N}{R_s}. \quad (8.29)$$

Dacă valoarea  $A_{sc}$ , obținută din formula (8.28), este negativă (pentru  $\alpha_{ou} b h_0^2 > Ne$ ), aceasta înseamnă că armătura din zona comprimată nu este necesară din calcul, deoarece tot efortul din zona comprimată este preluat de beton. Aceasta confirmă, că condiția adoptată mai sus  $x = x_{cu}$  ( $\xi_c = \xi_{cu}$ ) nu este corectă. În realitate  $x < x_{cu}$  și, într-adevăr, avem cazul de comprimare excentrică cu excentricitate mare;

- 7) adoptăm aria armăturii din zona comprimată din recomandății constructive;

8) având în vedere faptul, că  $x < x_{cu}$  ( $\xi_c < \xi_{cu}$ ), înlocuim în formulele (8.26 și 8.27)  $\alpha_{ou} = \alpha_o$  și  $\xi_{cu} < \xi_c$ ;

- 9) determinăm valoarea coeficientului  $\alpha_o$  din relația (8.26)

$$\alpha_0 = \frac{Ne - R_{sc} A_{sc} (h_0 - \alpha_{sc})}{R_c b h_0^2}; \quad (8.30)$$

10) pentru această valoare a lui  $\alpha_0$  adoptăm  $\xi_c$  din anexa A.13;

11) din formula (8.27) determinăm aria secțiunii a armăturii din zona întinsă

$$A_s = A_{sc} \frac{R_{sc}}{R_s} + \frac{\xi_c R_c b h_0 - N}{R_s}; \quad (8.31)$$

12) din anexa A.14 adoptăm diametrul ( $d_s$ ) și numărul necesar de bare în așa

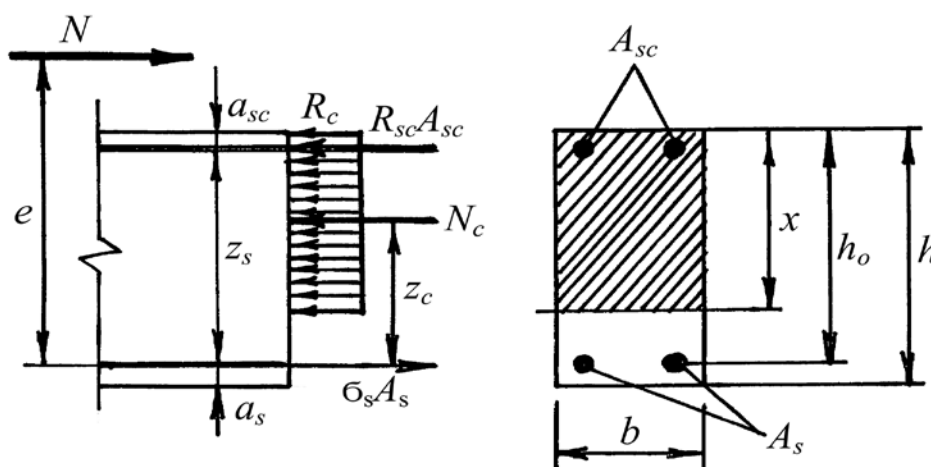
mod, ca aria lor totală (separat pentru  $A_s$  și  $A_{sc}$ ) să fie cât mai aproape de valoarea necesară din calcul. Aria armăturii adoptate poate fi mai mare decât aceea din calcul până la 15 % și nu mai mică de 5 %.

Dacă valoarea secțiunii armăturii comprimate  $A_{sc}$ , obținută din formula (8.28), este egală cu zero ( $A_{sc} = 0$ ), această înseamnă că  $x = x_{cu}$  ( $\xi_c = \xi_{cu}$ ). Este cazul 1 de comprimate excentrică cu excentricitatea mare la limită.

Dacă valoarea  $A_{sc}$  din formula (8.28) este pozitivă, aceasta înseamnă că  $x > x_{cu}$  și elementul se calculează ca un element comprimat excentric cu excentricitatea mică (vezi în continuare pct.8.5.2).

### 8.5.2. Elemente cu excentricitatea mică

Comprimare excentrică cu excentricitate mică are loc, când înălțimea zonei comprimate reale ( $x$ ) este mai mare decât valoarea limită a zonei comprimate ( $x_{cu}$ )  $x > x_{cu}$  ( $\xi > \xi_{cu}$ ) (vezi pct. 8.3 și 8.5.1). Schema de calcul a elementului este prezentată în fig. 8.7.



**Figura 8.7. Schema de calcul a elementelor comprimate excentric cu excentricitatea mică**

În acest caz (cazul 2 de rupere) tensiunile în armătura din zona întinsă (sau mai puțin întinsă) la stadiul de rupere a elementului nu ating limita de curgere a oțelului ( $\sigma_s < \sigma_y$ ) și ruperea elementului are loc în urma strivirii betonului din zona comprimată și în același timp nu se folosește pe deplin rezistența armăturii din zona întinsă. Acest caz de lucru al elementului este economic dezavantajos, iar tehnic neadmisibil, fiindcă ruperea elementului parcurge fragil și momentan.

În acest caz condițiile generale pentru verificarea capacității portante a elementului (formulele 8.13 și 8.15) vor avea următoarele forme:

Suma momentelor încovoietoare ale tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă  $\Sigma M_{As} = 0$

$$Ne \leq R_c bx (h_0 - x / 2) + R_{sc} A_{sc} Z_s ; \quad (8.32)$$

2. Suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului  $\Sigma X_i = 0$

$$N = R_c bx + R_{sc} A_{sc} - \sigma_s A_s , \quad (8.33)$$

în care  $\sigma_s$  sunt tensiunile în armătura din zona întinsă, care pot fi determinate cu relația (6.18)

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_{cu}} - 1 \right) R_s . \quad (6.18)$$

În acest caz, pentru determinarea ariilor necesare ale armăturilor  $A_s$  și  $A_{sc}$  din relațiile (8.32 și 8.33) și cu formula (6.18), obținem formule destul de complicate. Însă, în afară de această, dacă calculul se efectuează nemijlocit pentru  $x > x_{cu}$ , atunci obținem o armare dezavantajoasă economic a elementului, deoarece capacitatea portantă a zonei întinse este mai mare decât a celei comprimate ( $\sigma_s < \sigma_y$ ). Pentru excluderea acestui caz de armare (de rupere) și pentru simplificarea metodei de calcul, examinăm două variante limite de calcul:

- 1)  $x = x_{cu}$  ( $\xi_c = \xi_{cu}$ );
- 2)  $x = h$  și admitem că  $h \approx h_0$ , atunci  $\xi_c = x/h_0 \approx x/h = 1,0$ .

Înlocuind pentru fiecare variantă limită valoarea lui  $x$  sau  $\xi_c$  în formula (6.18) obținem:



1) pentru  $x = x_{cu}$

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x_{cu} / h_0}{1 - \xi_{cu}} - 1\right) R_s = R_s; \quad (8.34)$$

2) pentru  $x = h$  ( $\xi_c = 1,0$ )

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - h / h_0}{1 - \xi_{cu}} - 1\right) R_s = -R_s = R_{sc}; \quad (8.35)$$

După cum se vede din aceste formule pentru  $x = x_{cu}$ , tensiunile din armătura întinsă la stadiul de calcul al elementului sunt egale cu rezistența armăturii la întindere ( $\sigma_s = R_s$ ) și calculul se efectuează ca pentru comprimare excentrică cu excentricitatea mare (pct.8.5.1).

Pentru varianta 2 ( $x = h$ ), în armătura mai îndepărtată de punctul de acțiune a forței longitudinale exterioare  $N$ , apar tensiuni de comprimare și la stadiul de calcul ele sunt egale cu rezistența armăturii la comprimare ( $\sigma_s = -R_s = R_{sc}$ ).

După înlocuirea valorilor  $\sigma_s = R_{sc}$  și  $x = h \approx h_0$  în relațiile (8.32 și 8.33), obținem:

$$Ne = R_c b h_0 \left(h_0 - \frac{h_0}{2}\right) + R_{sc} A_{sc} Z_s = 0,5 R_c b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} Z_s; \quad (8.36)$$

$$N = R_c b h_0 + R_{sc} A_{sc} + R_{sc} A_s. \quad (8.37)$$

Din formula (8.36) determinăm aria necesară a armăturii comprimate  $A_{sc}$ , care este mai aproape de punctul de acțiune a forței longitudinale  $N$

$$A_{sc} = \frac{Ne - 0,5 R_c b h_0^2}{R_{sc} Z_s}, \quad (8.38)$$

iar din relația (8.37) determinăm aria armăturii comprimate, situată mai departe de punctul de acțiune a forței longitudinale  $N$

$$A_s = \frac{N - R_c b h_0 - R_{sc} A_{sc}}{R_{sc}}. \quad (8.39)$$

### 8.5.3. Elemente cu armătură simetrică

În unele elemente comprimate excentric (stâlpii intermediari ai clădirilor etajate, ai halelor cu poduri rulante și altele) la unele combinații de sarcini pot apărea momente încovoietoare cu sens opus (pozitive sau negative) și aproximativ egale după valoare. De aceea, pentru asigurarea rezistenței elementului la acțiunea

momentului încovoietor, care își schimbă semnul în perioada de exploatare a clădirii, se adoptă egale ariile armăturilor din zona întinsă ( $A_s$ ) și comprimată ( $A_{sc}$ )  $A_s = A_{sc}$  cu armătură de aceeași clasă ( $R_s = R_{sc}$ ). Așa tip de armare este numit *armare simetrică* și avem  $A_s R_s = A_{sc} R_{sc}$ .

Aici prin noțiune de armare simetrică se subînțelege egalitatea ariilor armăturilor din zona întinsă și comprimată (indiferent de numărul de bare în fiecare zonă), dar nu aranjare simetrică a barelor în raport cu axa neutră a elementului.

La calculul elementului la rezistență folosim condițiile de echilibru  $\Sigma M_{AS} = 0$  (formula 8.21) și  $\Sigma X_i = 0$  (formula 8.22) pentru comprimare excentrică cu excentricitatea mare:

$$Ne = R_c b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A_{sc} Z_s, \quad (8.21)$$

$$N = R_c b x + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s. \quad (8.22)$$

Folosind condiția de armare simetrică  $A_s R_s = A_{sc} R_{sc}$ , din formula (8.22) avem

$$N = R_c b x, \quad (8.40)$$

din care

$$x = N / R_c b. \quad (8.41)$$

Apoi includem aceasta valoarea a lui  $x$  în formula (8.32) și obținem

$$Ne = R_c b \frac{N}{R_c b} \left( h_0 - \frac{N}{2R_c b} \right) + R_{sc} A_{sc} Z_s. \quad (8.42)$$

De aici avem

$$A_{sc} = A_s = \left( e - h_0 + \frac{N}{2R_c b} \right) \frac{N}{R_{sc} Z_s}. \quad (8.43)$$

Aici  $e$  este distanță de la centrul de greutate al armăturii din zona întinsă până la axa de acțiune a forței exterioare  $N$  (vezi fig.8.6), care se determină cu relația (8.20)

$$e = \eta e_0 + h/2 - a_s, \quad (8.20)$$

iar  $\eta$  – se determină cu formula (8.16, pct.8.4).

## 8.6. Calculul elementelor comprimate excentric cu secțiunea T sau T-dublu

La calculul elementelor comprimate excentric cu secțiunea în formă de **T** sau **T-dublu**, în funcție de locul de trecere al axei neutre  $x$ , pot fi 2 cazuri (vezi fig. 8.8):

- 1) axa neutră trece prin placă sau pe latura ei de jos  $x \leq h_{sl,c}$  (fig. 8.8 a);
- 2) axa neutră intersectează nervura  $x > h_{sl,c}$  (fig. 8.8 b).

Aici  $h_{sl,c}$  este înălțimea (grosimea) plăcii elementului din zona comprimată.

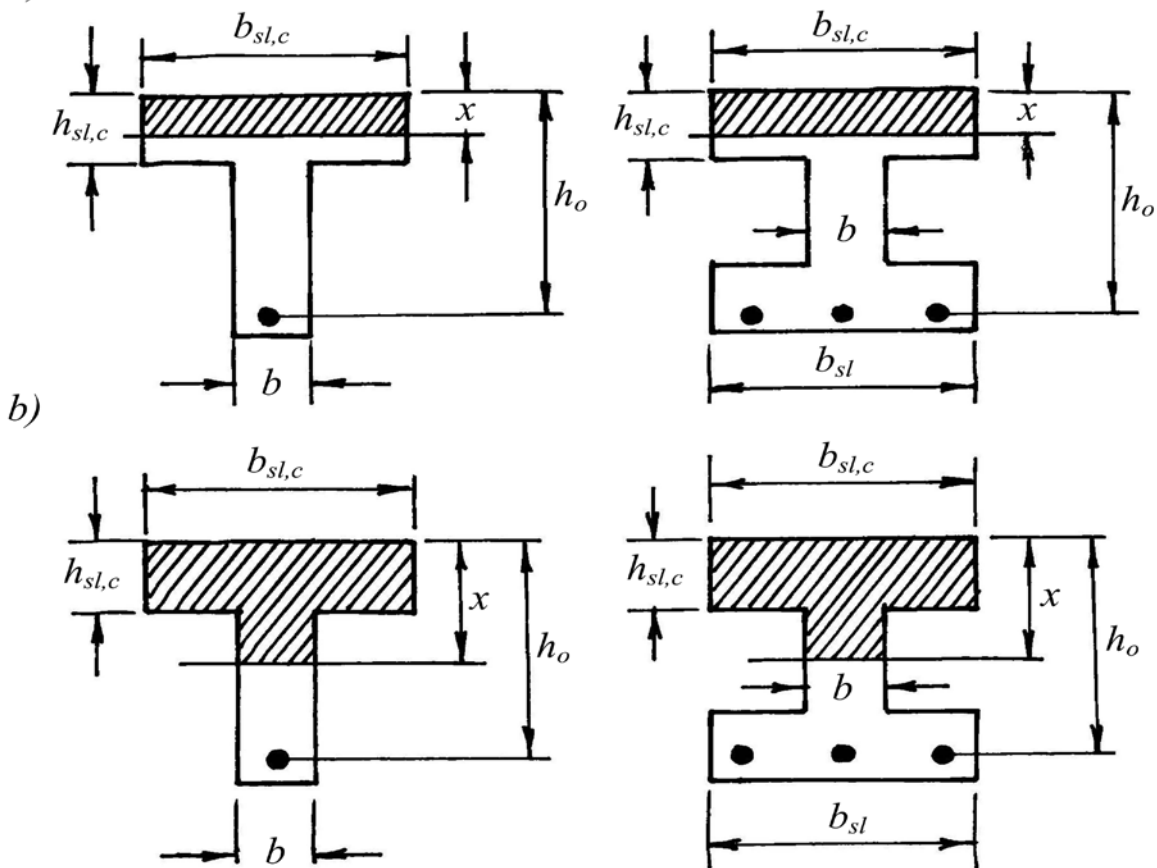
În cazul 1 ( $x \leq h_{sl,c}$ ) elementul cu secțiunea în formă de **T** sau **T-dublu** se calculează ca un element cu secțiunea dreptunghiulară cu dimensiunile  $h_{sl,c} \times b_{sl,c}$  (vezi fig. 7.13, linia punctată).

În cazul 2 ( $x > h_{sl,c}$ ) elementul se calculează ca un element cu secțiunea în formă de **T** independent de forma zonei întinse, deoarece la stadiul de calcul (stadiul de rupere) se examinează o secțiune cu fisură și betonul nu lucrează la întindere ( $\sigma_{ct} = 0$ ).

În fig.8.9 a este prezentată schema de calcul a elementului comprimat excentric pentru cazul 2, când axa neutră intersectează nervura ( $x > h_{sl,c}$ ).

Pentru calculul la rezistență în secțiuni normale ale acestor elemente este necesar ca preventiv de stabilit locul de trecere al axei neutre. Locul de trecere al axei neutre  $x$  depinde de valoarea forței longitudinale de la sarcinile exterioare  $N$  și a

a)



**Figura 8.8. Două cazuri de calcul ale elementelor comprimate excentric cu secțiunea T sau T-dublu**

$a$  – axa neutră trece prin placă sau pe muchia ei de jos;  $b$  – axa neutră intersectează nervura

efortului preluat de placa comprimată  $N_{sl,c} = R_c h_{sl,c} \cdot b_{sl,c}$  :

1) dacă  $N \leq N_{sl,c} = R_c h_{sl,c} \cdot b_{sl,c}$ , atunci axa neutră trece prin placă sau prin latura ei de jos  $x \leq h_{sl,c}$  ;

2) dacă  $N > N_{sl,c}$ , atunci axa neutră intersectează nervura elementului (fug.8.8 b).

Este cunoscut (vezi pct.8.3) că rezistența elementului /construcției în secțiuni normale va fi asigurată în cazul, dacă valoarea momentului încovoietor de la sarcinile exterioare de calcul  $M_{ext}$  nu va depăși valoarea momentului încovoietor, preluat de eforturile interioare  $M_{int}$  în raport cu orice axă –  $M_{ext} \leq M_{int}$  .

După cum se știe, în așa cazuri mai frecvent folosim suma momentelor încovoietoare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii din zona întinsă  $\Sigma M_{As} = 0$ .

Pentru a înțelege mai clar și a însuși mai bine procedura de calcul al elementelor cu secțiunea în formă de **T** în cazul 2 ( $x > h_{sl,c}$ ), convențional divizăm zona comprimată a betonului (cu formă de **T**) în două secțiuni dreptunghiulare (de forme mai simple, vezi fig.8.9 b).

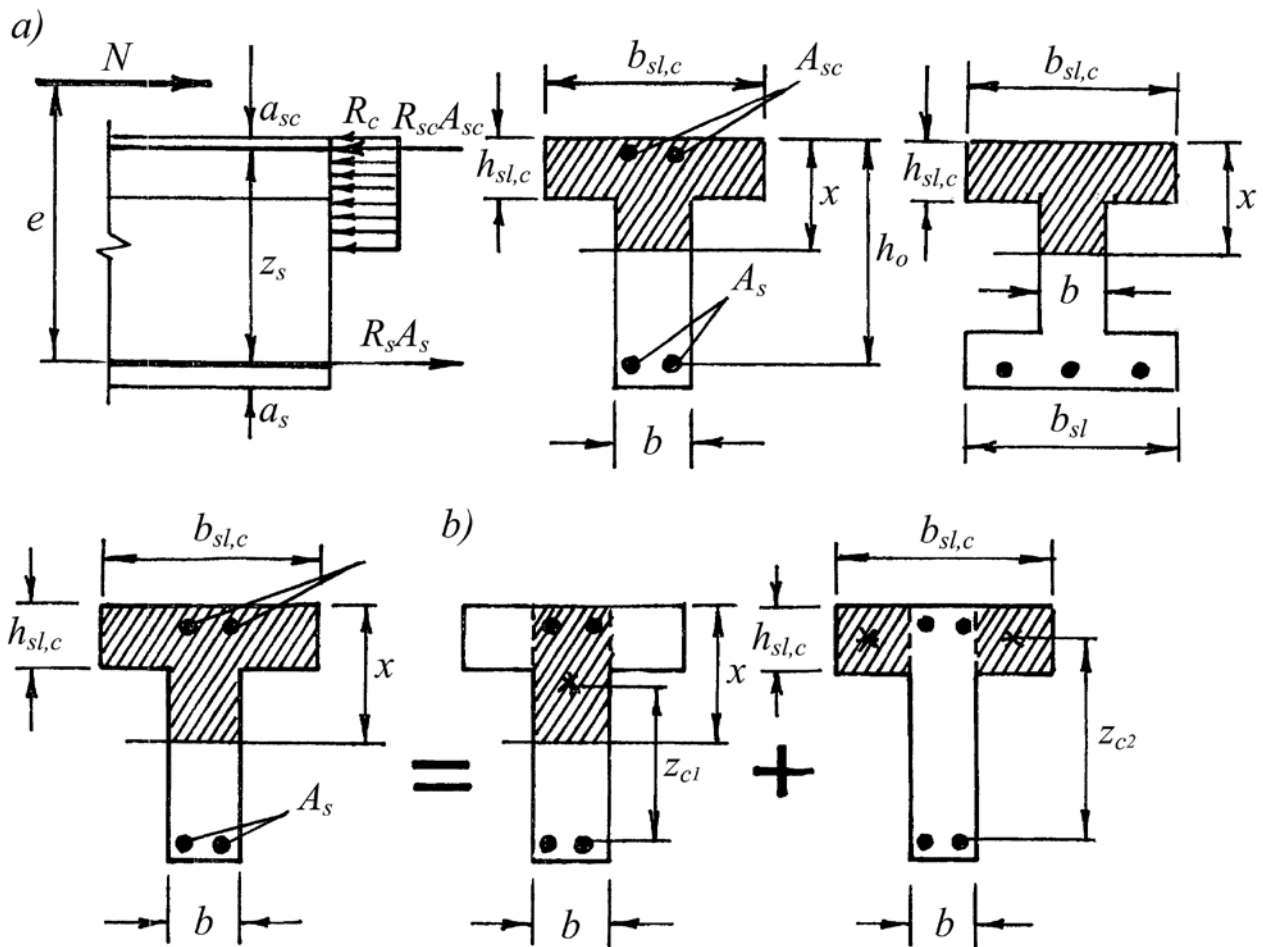


Figura 8. 9. Schema de calcul al elementului comprimat excentric cu secțiunea

### în formă de T sau T-dublu

$a$  – forma reală a zonei comprimate;  $b$  – zona comprimată echivalentă, divizată în 2 forme mai simple

Atunci condiția de rezistență  $\Sigma M_{A_s} = 0$  va avea următoarea formă

$$Ne \leq R_c b x (h_0 - x/2) + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b) (h_0 - h_{sl,c}/2) + A_{sc} R_{sc} z_s \quad (8.44)$$

Aici  $b_{ef}$  este lățimea efectivă (de calcul) a elementului în formă de T (vezi pct.7.3.3).

Pentru determinarea înălțimii a zonei comprimate  $x$  folosim suma proiecțiilor ale tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului  $\Sigma X_i = 0$ , care va avea următoarele forme în funcție de cazul de comprimare excentrică:

1) în cazul comprimării excentrice cu excentricitatea mare  $x \leq x_{cu}$  (sau  $\xi_c \leq \xi_{cu}$ )

$$N = R_c b x + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b) + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s; \quad (8.45)$$

2) în cazul comprimării excentrice cu excentricitatea mică  $x > x_{cu}$   
(sau  $\xi_c > \xi_{cu}$ )

$$N = R_c b x + R_c h_{sl,c} (b_{ef} - b) + R_{sc} A_{sc} - \sigma_s A_s, \quad (8.46)$$

în care  $\sigma_s$  se determină cu formula (6.18).

Din relațiile (8.44÷8.46) se obțin formule pentru determinarea ariilor armăturilor  $A_s$  și  $A_{sc}$  pentru fiecare caz de lucru al elementului. Dar, având în vedere, că în practică, în majoritatea cazurilor (ca și pentru elemente cu secțiunea dreptunghiulară) avem armare simetrică (vezi pct.8.5.3) în continuare vom deduce formule pentru determinarea ariilor armăturilor  $A_s$  și  $A_{sc}$  pentru acest caz:

1) pentru comprimare cu excentricitate mare  $x \leq x_{cu}$  (sau  $\xi_c \leq \xi_{cu}$ ) în finală avem

$$A_s = A_{sc} = \frac{R_c b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_0 - \alpha_{mo}}{1 - \delta}; \quad (8.47)$$

2) pentru elemente cu excentricitatea mică  $x > x_{cu}$  (sau  $\xi_c > \xi_{cu}$ )

$$A_s = A_{sc} = \frac{R_c b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_{01} - \alpha_{mo}}{1 - \delta}. \quad (8.48)$$

În aceste formule avem următoarele notații:

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_c b h_0^2}; \quad \delta = a_{sc} / h_0;$$

$$\alpha_0 = \xi_c (1 - 0,5 \xi_c); \quad \alpha_{01} = \xi_{c1} (1 - 0,5 \xi_{c1});$$

$$\alpha_{mo} = \alpha_{oc} (1 - 0,5 h_{sl,c} / h_0);$$

$$\alpha_{oc} = (b_{sl,c} - b) h_{sl,c} / b h_0;$$

$$\xi_c = \alpha_n - \alpha_{oc}; \quad \alpha_n = N / R_c b h_0;$$

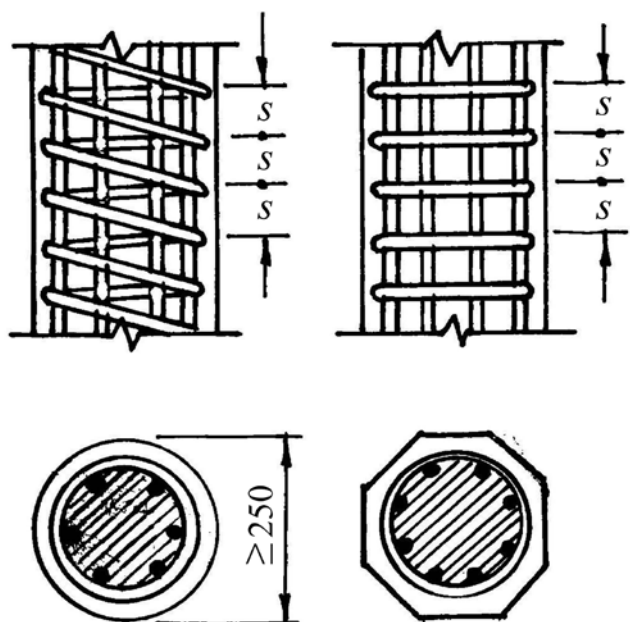
$$\xi_{c1} = x_1 / h_0, \quad \text{în care}$$

$$x_1 = h_0 \left[ \frac{-\alpha_s + \varphi_c \alpha_s + \alpha_{01} - \alpha_n}{2} + \sqrt{\frac{(\alpha_s + \varphi_c \alpha_s + \alpha_{01} - \alpha_n)^2}{2} + \psi_c \alpha_s \omega} \right],$$

în care  $\alpha_s = \frac{\alpha_m - \alpha_0 - \alpha_{mo}}{1 - \delta}$ , iar coeficienții  $\psi_c$  și  $\omega$  se iau din normele de calcul ale elementelor din beton armat comprimate excentric.

### 8.7. Elemente comprimate cu secțiunea rotundă

În unele cazuri, reeșind din cerințe de arhitectură și, parțial, economice se folosesc stâlpi cu secțiunea rotundă, care se armează cu bare longitudinale și armătură transversală. Barele longitudinale se instalează uniform pe perimetrul secțiunii (nu mai puțin de 6 bare), iar armătură transversală este în formă de spirală sau de inele sudate (fig.8.10). Acest tip de armare transversală este numit *armare în fretă* și, deseori, aceste elemente se numesc – *stâlpi fretați*.



**Figura 8.10.**  
**Armarea cu spirală sau cu inele a**  
**elementelor comprimate cu secțiunea**  
**rotundă**

Betonul din interiorul spiralei (sau a inelelor) se află într-o stare de comprimare multilaterală. Armătura transversală în spirală sau inele reține dezvoltarea liberă a deformațiilor transversale ale betonului, care duce la majorarea rezistenței lui la acțiunea unei forțe longitudinale axiale de comprimare. Chiar și după stratificarea stratului de protecție a betonului, elementul prelungeste să lucreze până când tensiunile în armătura spiralei nu ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_{s,fr} = \sigma_y$ .

Efectul de fretă (rezistența betonului din interiorul spiralei) depinde în mare măsură de pasul armăturii al spiralei (sau al inelelor)  $S_{fr}$  și de diametrul barei al spiralei  $d_{fr}$  (fig.8.10). Efectul de fretă are loc atunci, când pasul barelor al spiralei sau al inelelor nu depășește  $1/5$  din diametrul  $D$  al secțiunii elementului –  $S_{fr} \leq 1/5 \cdot D$  și nu mai mare de 100 mm. Totodată, pasul spiralei se adoptă nu mai mic de 40 mm din condiții de betonare ale elementului.

În calitate de armătură pentru spirală sau inele se recomandă de folosit bare cu diametrul până la 14 mm din armătură de clasele PSt 235, RSt 295, RSt 390 sau sârmă RWr 395-410.

Spirala și inelele trebuie să fie rotunde în plan cu diametrul nu mai mic de 200 mm. Efectul armăturii în fretă se ia în considerație la elementele cu flexibilitatea  $l_f / D \leq 10$  (aici  $l_f$  este lungimea de flambaj a elementului, vezi pct.8.2 și fig.8.3). La elementele cu flexibilitatea mai mare de 10 ( $l_f / D > 10$ ), efectul fretei se neglijează.

Elementele comprimate cu excentricitate accidentală și cu flexibilitatea  $l_f / D \leq 10$  se calculează la rezistență ca un element comprimat centric cu următoarea relație

$$N \leq R_c A_{c,fr} + R_{sc} A_{sc} + 2,5R_{s,fr} A_{s,fr} , \quad (8.49)$$

în care  $A_{c,fr}$  este aria secțiunii betonului din interiorul spiralei sau a inelelor (aria fretei)

$$A_{c,fr} = \pi D_{fr}^2 / 4, \quad (8.50)$$

în care  $D_{fr}$  este diametrul secțiunii betonului din interiorul spiralei (diametrul fretei);

$R_{s,fr}$  – rezistența de calcul a armăturii spiralei sau a inelelor;

$A_{s,fr}$  – aria convențională a secțiunii armăturii a spiralei

$$A_{s,fr} = \frac{\pi D_{fr} A_{fr}}{S_{fr}}, \quad (8.51)$$

în care  $A_{fr}$  este aria secțiunii transversale a barei spiralei sau a inelelor;

$A_{sc}$  și  $R_{sc}$  – aria totală a secțiunii barelor longitudinale și rezistența lor de calcul la comprimare.

Elementele comprimate excentric cu secțiunea rotundă cu flexibilitatea  $l_f / D \leq 10$  se calculează ca și elementele comprimate excentric cu secțiunea dreptunghiulară (pct.8.5.1 și 8.5.2) cu înlocuirea în relațiile de calcul a rezistenței betonului la comprimare centrică  $R_c$  cu rezistența betonului la comprimare cu efectul de fretă

$$R_{c,fr} = R_c + 2\rho_{fr} R_{s,fr} \left(1 - \frac{7,5e_0}{D_{fr}}\right), \quad (8.52)$$

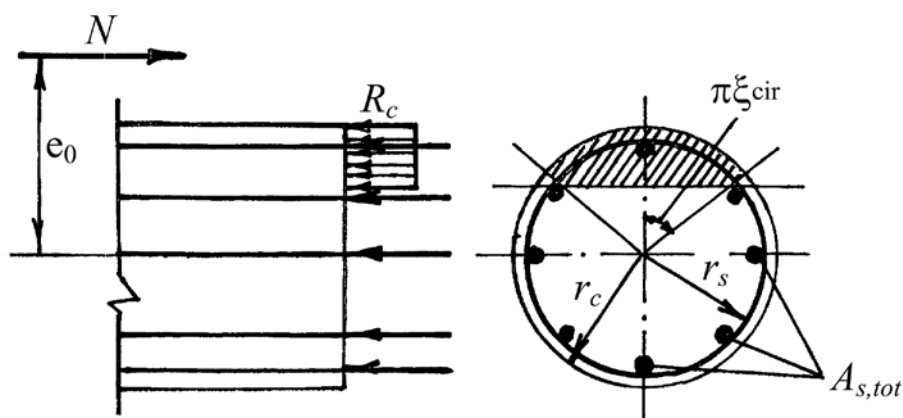
în care  $\rho_{fr}$  este coeficientul volumetric de armare cu spirală sau inele

$$\rho_{fr} = \frac{4A_{s,fr}}{D_{fr} \cdot S_{fr}}; \quad (8.53)$$

$e_0$  – excentricitatea forței longitudinale exterioare.

Elementele comprimate cu secțiunea rotundă cu flexibilitatea  $l_f / D > 10$  sau  $e_0 \geq D_{fr} / 7,5$  se calculează ca un stâlp nefretat (fig.8.11).





**Figura 8.11. Schema de calcul al elementului cu secțiunea rotundă**

Rezistența elementului în secțiuni normale se verifică cu relația

$$Ne_0 = \frac{2}{3} R_c A \cdot R_c \frac{\sin 3\pi \cdot \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} \cdot R_s \left( \frac{\sin \pi \cdot \xi_{cir}}{\pi} + \varphi \right), \quad (8.54)$$

în care  $A$  este aria secțiunii elementului  $A = \pi D^2 / 4$ ;

$r_c$  – raza secțiunii elementului (betonului);

$r_s$  – raza circomferinței de instalare a barelor longitudinale;

$A_{s,tot}$  – aria totală a secțiunii barelor longitudinale;

$\xi_{cir}$  – înălțimea relativă a zonei comprimate circulară care se determină în modul următor:

– pentru

$$N \leq 0,77 R_c A + 0,645 R_s A_{s,tot} \quad (8.55)$$

se determină din rezolvarea următoarei relații

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_c A \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_c A + R_s A_{s,tot}}; \quad (8.56)$$

– pentru

$$N > 0,77 R_c A + 0,645 R_s A_{s,tot}$$

se determină din rezolvarea următoarei relații

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot} + R_c A \frac{\sin 2\pi \xi_{cir}}{2\pi}}{R_c A + 2,55 R_s A_{s,tot}}. \quad (8.57)$$

Coeficientul  $\varphi$  din formula (8.54) evaluează lucrul armăturii întinse și se adoptă:

- $\varphi = 1,6 (1 - 1,55 \xi_{cir}) \xi_{cir}$ , dar nu mai mare de 1,0, în cazul când se îndeplinește condiția (8.55);
- $\varphi = 1,0$ , când condiția (8.55) nu se îndeplinește.

### 8.8. Calculul elementelor comprimate excentric la rezistență la acțiunea forței tăietoare

Elementele comprimate excentric se calculează la rezistență la acțiunea forței tăietoare ca și elementele încovoiate (vezi pct.7.4.5 – 7.4.6) cu evidența unor proprietăți specifice de lucru ale acestor elemente. Pentru evaluarea acestor proprietăți se folosesc unii coeficienți de corectare:

- pentru  $N / N_c > 0,5$ , partea din dreapta a relației (7.34) se multiplică cu coeficientul

$$\varphi_{n1} = 2(1 - N / N_c), \quad (8.58)$$

în care  $N_c = 1,3 R_c A$ , dar nu mai mic de  $N$ ;

- forța tăietoare, preluată de betonul din zona comprimată  $V_c$  (relația 7.36) și partea dreaptă din condiția (7.43) se multiplică cu coeficientul

$$\varphi_{n2} = 1 + 3 \frac{N}{N_c} - 4 \left( \frac{N}{N_c} \right). \quad (8.59)$$

La acest coeficient se multiplică și valoarea lui  $M_c$  din pct.7.4.3 – 7.4.5.

### 8.9. Calculul elementelor din beton armat la comprimare locală (strivire)

La acțiunea unei încărcături de la un element la altul direct sau prin intermediul unei plăci metalice cu suprafața mai mică decât secțiunea elementului apare comprimare locală (vezi fig.2.10 și 2.11). Cum a fost menționat în pct.2.4.5, la comprimare locală rezistența betonului crește în rezultatul efectului de fretă și, de aceea, în general, se majorează și rezistența elementului la comprimare locală. Deseori rezistența betonului la comprimare locală mai este numită rezistența la strivire.

Rezistența betonului la comprimare locală (strivire) se verifică cu următoarea relație

$$N_{loc} \leq \psi_{loc} R_{c,loc} A_{loc}, \quad (8.60)$$

în care  $N_{loc}$  este forța de comprimare locală de la încărcăturile exterioare;

$\psi_{loc}$  – coeficient, care se adoptă în funcție de diagrama tensiunilor de comprimare locală (fig.8.12):

$\psi_{loc}=1,0$  - pentru diagrama tensiunilor uniform distribuite (dreptunghiulară);

$\psi_{loc} = 0,75$  - pentru diagrama tensiunilor neuniformă (fig.8.12 b);

$A_{loc}$  - aria secțiunii de acțiune a încărcăturii locale (fig.8.13);

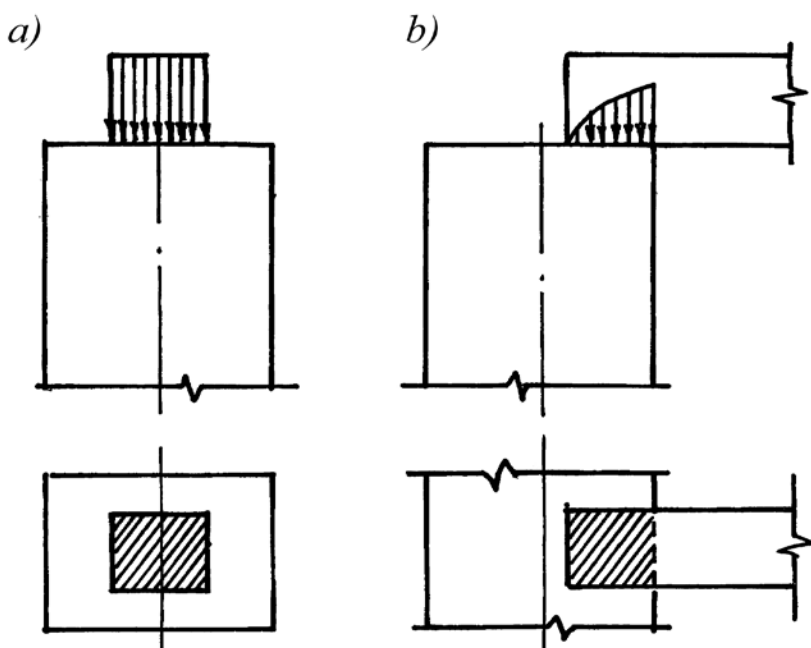
$R_{c,loc}$  – rezistența betonului la comprimare locală (la strivire)

$$R_{c,loc} = 0,8R_c \sqrt{A_{ef} / A_{loc}} , \quad (8.61)$$

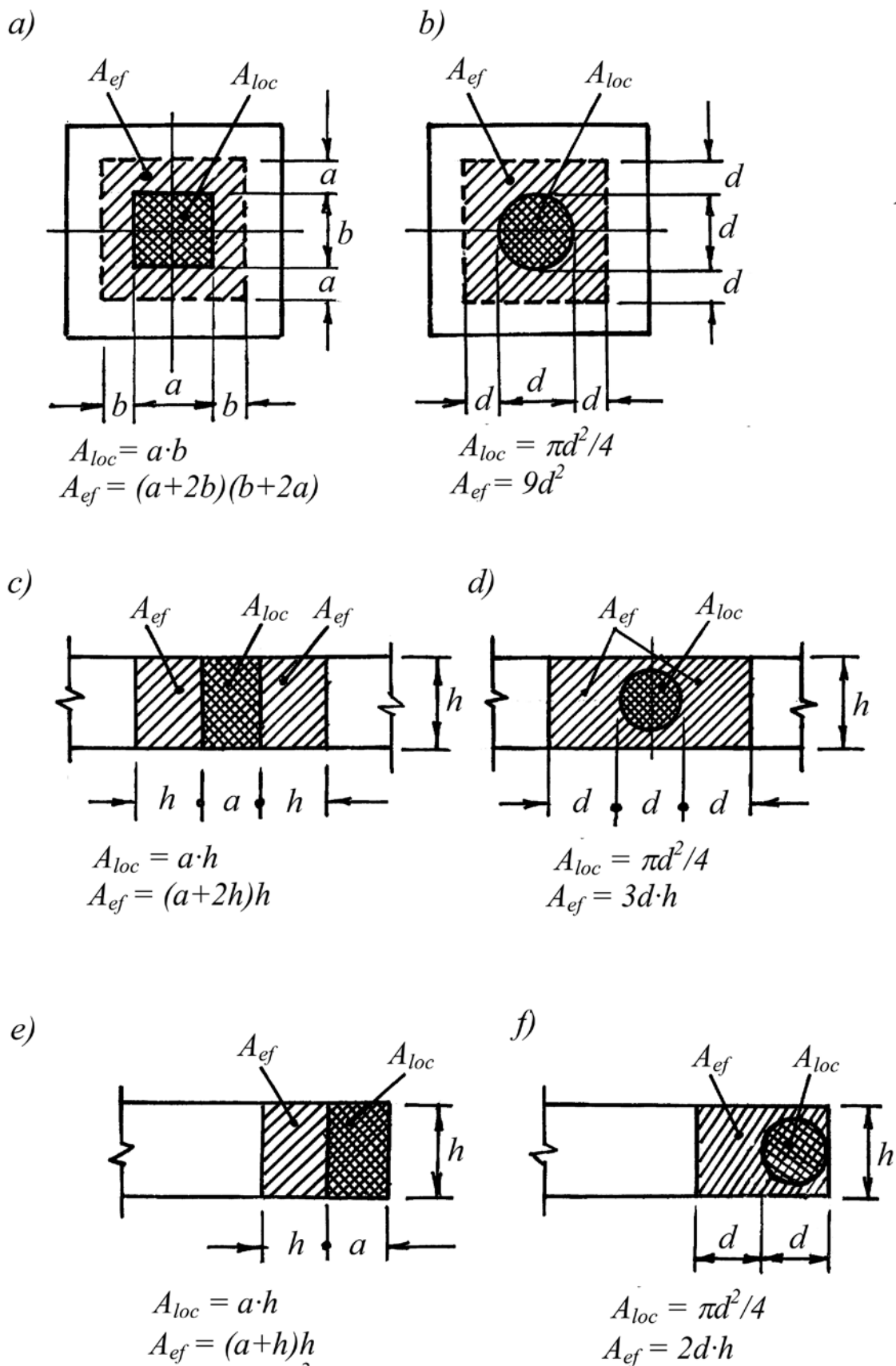
dar nu mai mare de  $2,5 R_c$  și nu mai mică de  $R_c$  ;

$R_c$  – rezistența de calcul a betonului la comprimare centrică;

$A_{ef}$  – aria secțiunii efective, care se adoptă în calcul în funcție de schema de acțiune a încărcăturii locale (fig.8.13). Această arie efectivă reprezintă convențional aria fretei care menține deformarea transversală liberă a betonului comprimat local.

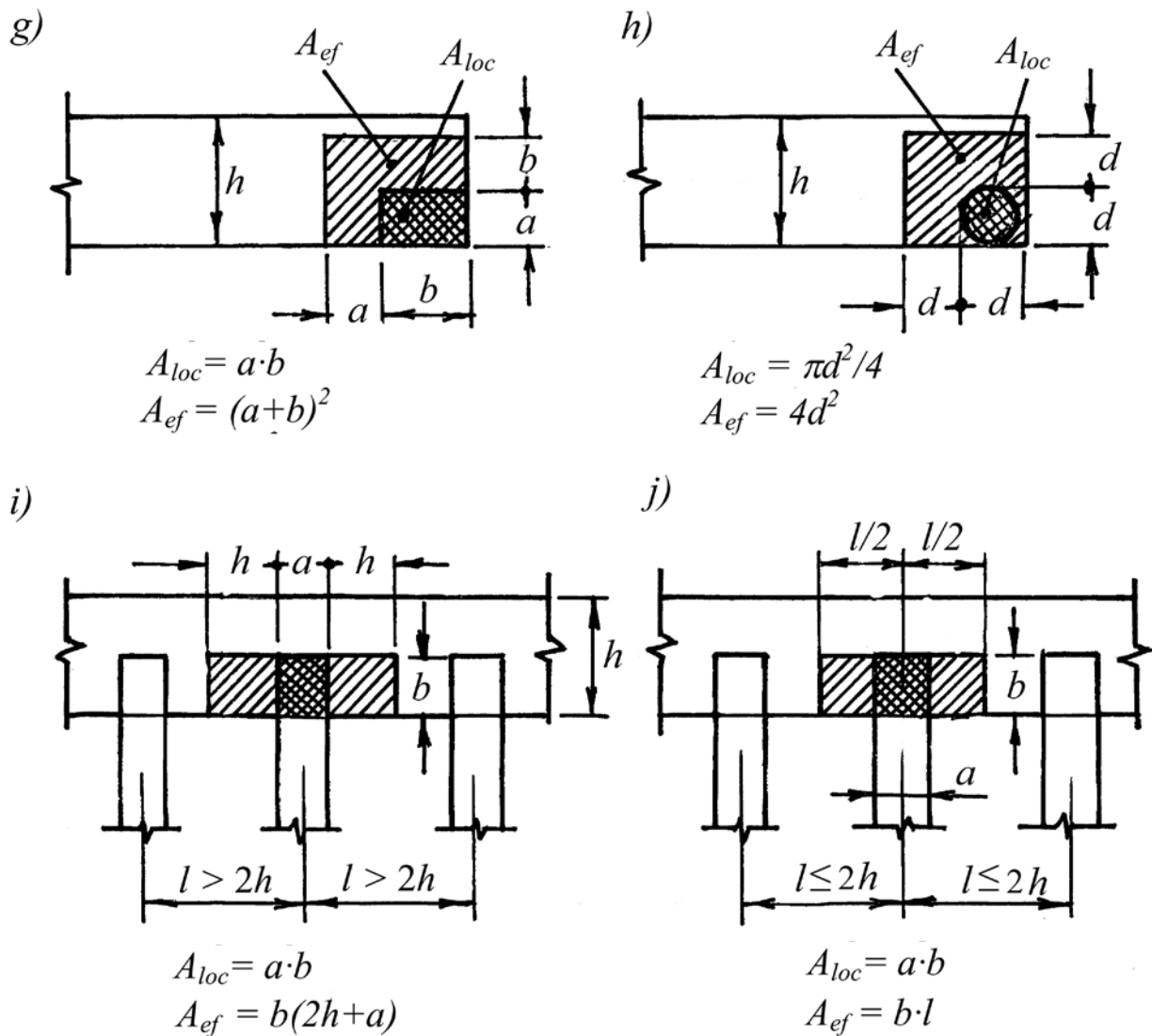


**Figura 8.12.**  
**Forma diagramei a**  
**tensiunilor la**  
**comprimare locală**  
*a* – dreptunghiulară;  
*b* – parabolică



**Figura 8.13. Scheme de comprimare locală pentru determinarea ariilor  $A_{loc}$  și  $A_{ef}$**

Continuare la Figura 8.13



Dacă nu se îndeplinește condiția (8.60), atunci în zona de comprimare locală se instalează plase, spirală sau inele sudate din armătură pentru majorarea rezistenței betonului la rezistență locală ca și în cazul elementelor cu secțiunea rotundă (vezi pct.8.7).

În așa cazuri rezistența la comprimare locală se verifică cu următoarea relație

$$N_{loc} \leq \psi_{loc} R_{cs,loc} A_{loc} , \tag{8.62}$$

în care  $R_{cs,loc}$  este rezistența convențională a betonului armat cu plase sau spirală la acțiunea încărcăturii locale, care se determină în funcție de tipul de armare locală

$$R_{sc,loc} = R_{c,loc} + 2\varphi_{s,loc} R_{s,loc} \cdot \rho_{s,loc} , \tag{8.63}$$

$$\text{aici } \varphi_{s,loc} = \sqrt{A_{loc,ef} / A_{loc}} ; \quad (8.64)$$

$A_{loc,ef}$  este aria secțiunii cuprinsă în perimetrul plaselor ( $l_x \times l_y$ ) sau în interiorul spiralei (inelelor) (fig.8.14);

$R_{s,loc}$  – rezistența de calcul la întindere a armăturii plaselor sau a spiralei;

$\rho_{s,loc}$  – coeficientul volumetric de armare cu plase sau spirală în zona de comprimare locală care se determină cu următoarele formule:

- pentru plase

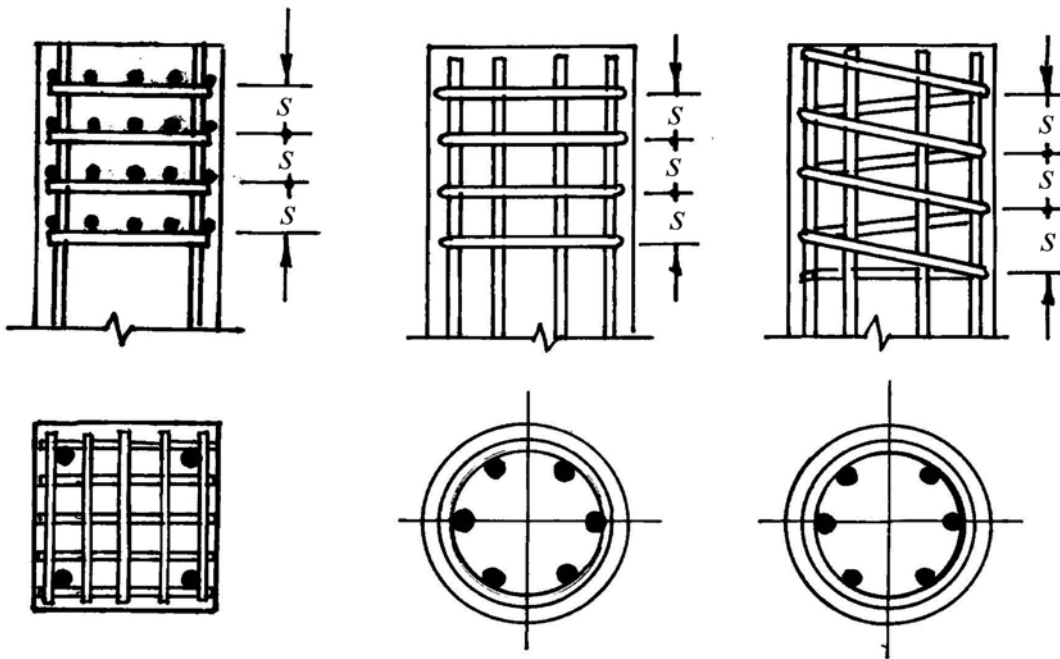
$$\rho_{s,loc} = \frac{n_{sx} A_{sx} l_x + n_{sy} A_{sy} l_y}{A_{loc} \cdot S} , \quad (8.65)$$

în care  $n_{sx}$  și  $n_{sy}$  sunt numărul de bare în plasă în direcția  $x$  și  $y$ ;

$A_{sx}$  și  $A_{sy}$  – aria secțiunii a acestor bare;

$l_x$  și  $l_y$  – lungimea barelor în direcția  $x$  și  $y$ ;

$s$  - distanța dintre plase (pasul).



**Figura 8.14. Armarea locală cu plase, spirală sau inele**

Toate aceste mărimi se adoptă din recomandății constructive (vezi pct.8.7);

- pentru spirală sau inele sudate (vezi pct.8.7)

-

$$\rho_{s,loc} = \rho_{fr} = \frac{4A_{s,fr}}{D_{fr} \cdot S_{fr}} , \quad (8.66)$$

în care  $A_{s,fr}$  este aria armăturii spiralei sau a inelelor sudate (fretei);

$D_{fr}$  – diametrul spiralei;

$S_{fr}$  - pasul spiralei a fretei.

La comprimare locală unilaterală de la elemente încovoiate (grinzi, panouri cu nervuri, ferme, arce și altele), pentru determinarea ariei secțiunii locale  $A_{loc}$  lungimea de sprijin a lor se adoptă în calcul nu mai mare de 20 cm.

La verificarea la rezistență a zonelor comprimate de la capetele elementelor precomprimate la etapa de transfer a efortului de precomprimare pe beton ( $P$ , vezi pct.5.4), în relațiile (8.60 și 8.62)  $N_{loc}$  se înlocuiește cu efortul de precomprimare  $P$ .

Menționăm, că în majoritatea cazurilor pentru majorarea rezistenței betonului la comprimare locală se instalează plase sudate și, mai rar, spirală sau inele sudate. Ultimul tip de armare se folosește la elemente cu secțiunea rotundă și poate fi folosit și pentru armarea capetelor elementelor precomprimate.

Grosimea stratului de beton, armat cu plase, spirală sau inele se determină cu următoarele formule:

- pentru schemele de calcul  $i, j$  și  $g$  din fig.8.13

$$h_{s,loc} = \psi_s (\sqrt{N_{loc} / R_c} - \sqrt{A_{loc}}) ; \quad (8.67)$$

- pentru schemele de calcul  $a, b, c, d, e, f$  și  $h$  din fig.8.13

$$h_{s,loc} = \frac{\psi_s}{b} (N_{loc} / R_c - A_{loc}) , \quad (8.68)$$

în care valorile coeficientului  $\psi_s$  se adoptă în funcție de schema de comprimare locală din fig.8.13:

$\psi_s = 0,50$  - pentru schemele  $a, b, c$  și  $d$ ;

$\psi_s = 0,75$  - pentru schemele  $i$  și  $j$ ;

$\psi_s = 1,00$  - pentru schemele  $e, f, g$  și  $h$ .

Se adoptă nu mai puțin de 4 plase.

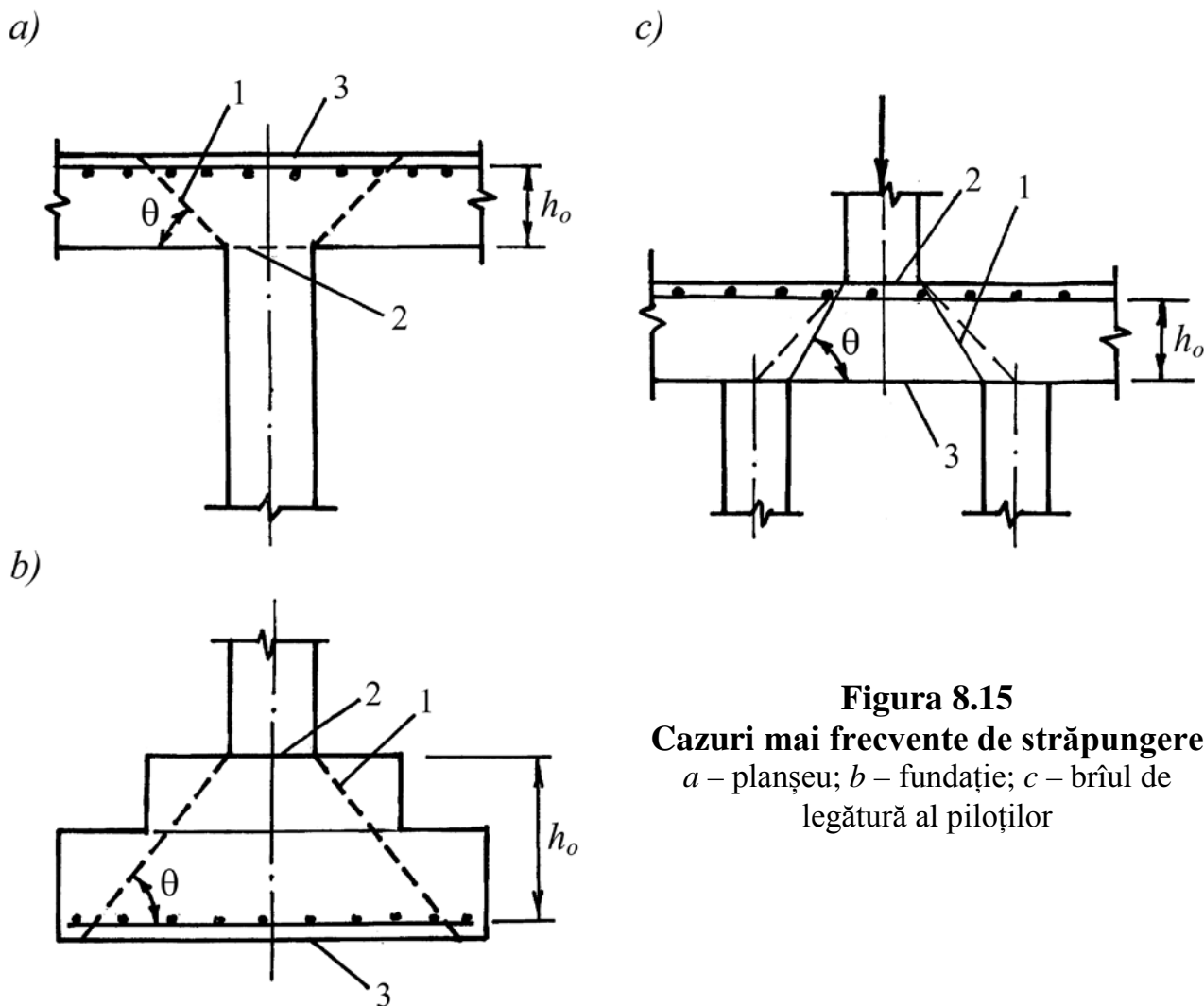
## 8.10. Calculul la străpungere

### 8.10.1. Noțiuni generale

La acțiunea pe o placă a unei sarcini (sau a unei reacțiuni) concentrate pe o suprafață mică (limitată), în beton apar tensiuni de forfecare și placa se rupe de la forfecare locală care mai des este numită străpungere.

Ruperea la străpungere este caracteristică la planșeele fără grinzi (planșee dală), la care placă se reazemă direct pe stâlpi (fig.8.15 a), la fundații (fig.8.15 b) și la placa

(brâul) de legătură a capetelor superioare ale piloților (fig.8.15 c). Ruperea plăcii are loc într-o secțiune înclinată spațială pe o suprafață asemănătoare cu un trunchi de piramidă (pentru suprafața dreptunghiulară de acțiune a sarcinii concentrate) sau cu un trunchi de con (pentru stâlpi rotunzi) cu baza mai mică la locul de acțiune a sarcinii și mai mare la nivelul armăturii longitudinale de rezistență din placă (liniile 1, 2 și 3 în fig.8.15).



**Figura 8.15**  
**Cazuri mai frecvente de străpungere**  
*a* – planșeu; *b* – fundație; *c* – brâul de legătură al piloților

Se consideră că într-adevăr va avea loc străpungere, dacă dimensiunile suprafeței de acțiune a sarcinii locale nu vor fi mai mari de următoarele valori:

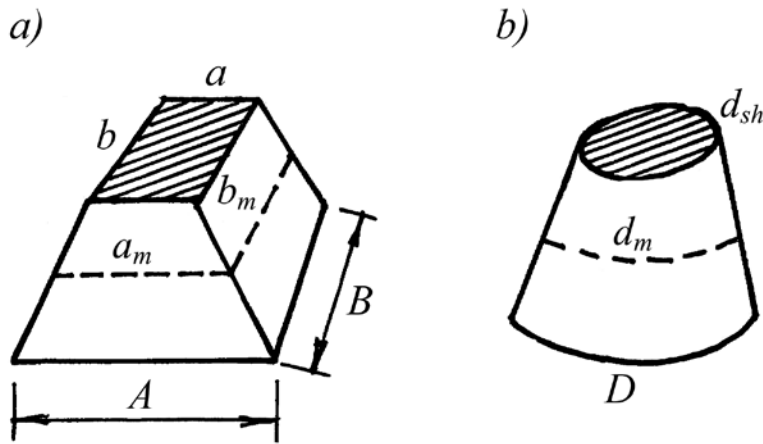
- pentru suprafața rotundă - diametrul ei nu va depăși  $3,5 h_{0,sl}$  (aici  $h_{0,sl}$  este înălțimea de calcul a plăcii);
- pentru suprafețe dreptunghiulare - cu perimetrul nu mai mare de  $11 h_{0,sl}$ .

Dacă valorile acestor dimensiuni vor fi mai mari, atunci calcul la rezistență se efectuează în conformitate cu recomandările din pct.7.4.



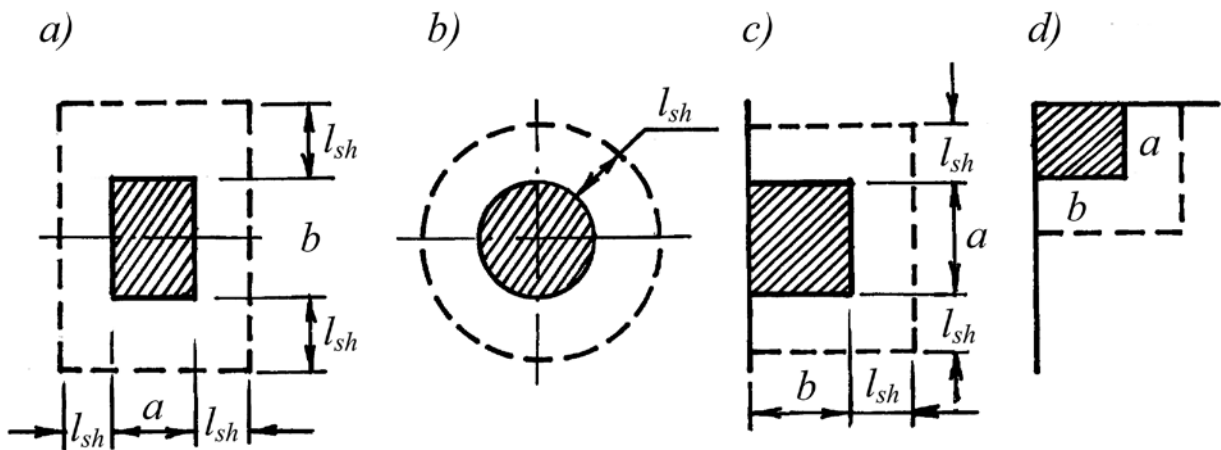
### 8.10.2. Scheme de acțiune ale sarcinii locale și determinarea perimetrului mediu de calcul

La calcul plăcilor din beton armat la rezistență la străpungere se folosește perimetrul mediu al trunchiului de piramidă sau a conului de rupere  $U_m$  (fig.8.16).



**Figura 8.16.**  
Perimetrul mediu al trunchiului de piramidă sau de con la ruperea betonului de la străpungere

Lungimea perimetrului  $U_m$  depinde de locul de acțiune a sarcinii concentrate și de distanța  $l_{sh}$  – distanța de la marginea suprafeței încărcate până la linia perimetrului secțiunii de calcul (fig.8.17).



**Figura 8.17.** Schemele de acțiune ale sarcinii locale și perimetrul secțiunilor de calcul

În funcție de locul de acțiune a sarcinii locale pot fi următoarele cazuri principale:

- 1) sarcina locală acționează în zona centrală a planșeului (plăcii) (fig.8.17 a și b);
- 2) idem, la marginea plăcii (fig.8.17 c);
- 3) idem, la colțul plăcii (fig.8.17 d).

În privința distanței de la marginea suprafeței încărcate până la linia perimetrului secțiunii de calcul  $l_{sh}$ , menționăm cu regret, că în documentele tehnice se recomandă diferite valori ale acestei distanțe:

- în Eurocodul 2 EN 1992-1-1 se recomandă de adoptat  $l_{sh} = 2 h_{0,sl}$  cu unghiul de înclinație a laturii trunchiului de piramidă sau a conului  $\theta = 26,6^\circ$  (vezi fig.8.15);
- în normele RM NMC F.02.02-2006 și în normele ex-sovietice SNiP 2.03.01-84 se recomandă de adoptat  $l_{sh} = h_{0,sl}$  cu unghiul  $\theta = 45^\circ$ ;
- în normele Republicii Belarusi  $l_{sh} = 1,5 h_{0,sl}$  cu unghiul  $\theta = 33,7^\circ$ ;
- în normele actuale ale Rusiei  $l_{sh} = 0,5 h_{0,sl}$  cu unghiul  $\theta = 63,4^\circ$ .

Deci, cum vedem, la această problemă nu este o propunere unică. De aceea, reieșind din condiția, că presiunea în corpurile solide se transmite de la un strat la altul sub unghiul de  $45^\circ$ , în prezentul manual și a fost adoptată valoarea acestei distanțe  $l_{sh} = h_{0,sl}$  cu unghiul de  $45^\circ$ .

Pentru stabilirea diferenței de determinare a valorii perimetrului mediu al secțiunii de calcul  $U_m$  din diferite normative în comparație cu varianta adoptată ( $l_{sh} = h_{0,sl}$ ), au fost comparate numeroase rezultate numerice de calcul în baza cărora în finală a fost stabilit că:

- Eurocodul EN 1992-1-1 supraapreciază valoarea perimetrului mediu  $U_m$  cu 25-30 %;
- Normele Republicii Belarusi – cu 15 %;
- normele Rusiei subapreciază cu 15 %.

În funcție de locul de acțiune a sarcinii locale se recomandă următoarele formule pentru determinarea perimetrului mediu al secțiunii de calcul:

- sarcina acționează în zona din câmp a plăcii:  
a) cu suprafața dreptunghiulară  $b \times a$  (fig.8.17 a)

$$U_m = 2 (a + b + 2 h_{0,sl}) ; \quad (8.69)$$

- b) cu suprafața rotundă  $d_{sh}$  (fig.8.17 b)

$$U_m = \pi (d_{sh} + h_{0,sl}) ; \quad (8.70)$$

- sarcina acționează la marginea plăcii pe o suprafața dreptunghiulară (fig.8.17 c)

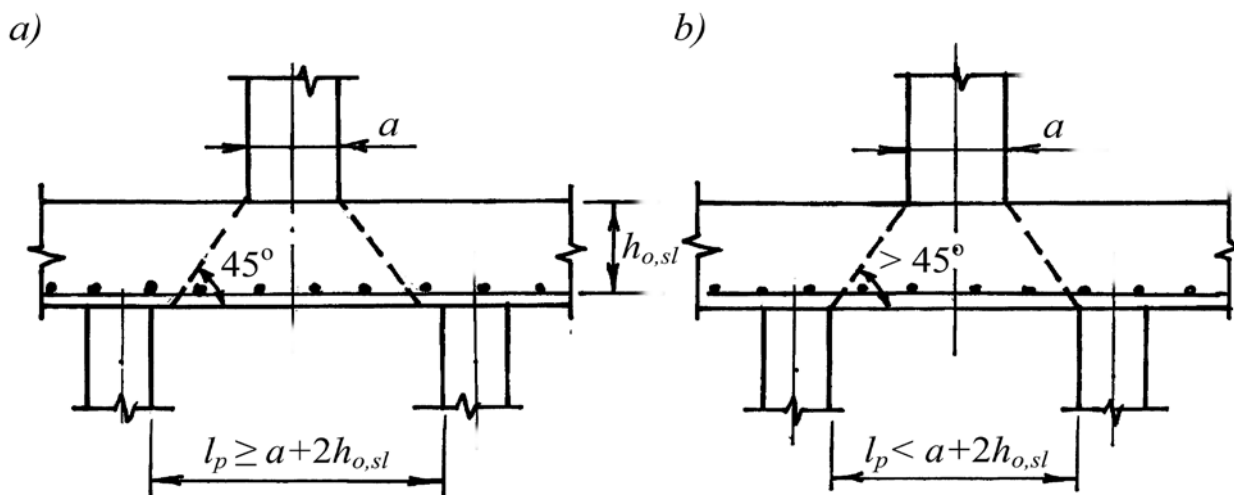
$$U_m = 1,5 (a + b + 2 h_{0,sl}) ; \quad (8.71)$$

- sarcina acționează la colțul plăcii pe o secțiune dreptunghiulară (fig.8.17 d)

$$U_m = a + b + 2 h_{0,sl} . \quad (8.72)$$

La calculul plăcii (brâului) de unire a piloților pot fi două cazuri (fig.8.18):

- 1) distanța dintre fețele piloților este mai mare decât latura mai mare a trunchiului de piramidă de străpungere –  $l_p \geq a + 2 h_{0,sl}$  (fig.8.18 a);
- 2) distanța  $l_p < a + 2 h_{0,sl}$  (fig.8.18 b).



**Figura 8.18. Schemele de calcul ale plăcii pentru piloți**

În primul caz valoarea perimetrului mediu se determină cu formulă (8.69), iar în cazul 2

$$U_m = 2(a + l_p) , \quad (8.73)$$

în care  $l_p$  este distanța dintre fețele laterale ale piloților.

### 8.10.3. Calculul la străpungere al elementelor fără armătură transversală

Rezistența la străpungere a unei plăci fără armătură transversală va fi asigurată, dacă se îndeplinește următoarea condiție

$$F \leq F_{c,sh} = KR_{ct} U_m h_{0,sl} , \quad (8.74)$$

în care  $F$  este forța concentrată de la sarcina exterioară de calcul;

$F_{c,sh}$  – forța, preluată de beton la forfecare;

$k$  – un coeficient, care se adoptă în funcție de tipul betonului:

$k = 1,0$  - pentru beton normal;

$k = 0,85$  - pentru beton cu agregate fine;

$k = 0,80$  - pentru beton ușor;

$U_m$  – perimetrul mediu al secțiunii de calcul (vezi pct.8.10.2);

$h_{0,sl}$  – înălțimea de calcul a plăcii (elementului).

La calculul fundațiilor valoarea forței concentrate  $F$  din formula (8.74) poate fi micșorată cu evidența presiunii opuse de la sol pe fundație

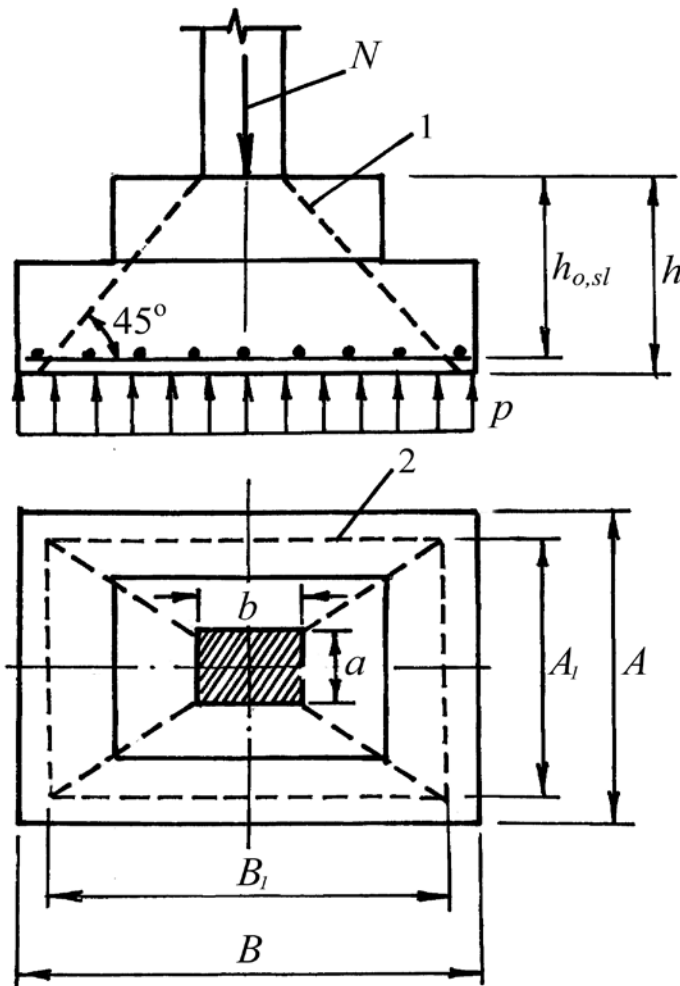
$$(8.75) \quad F = N - A_p \cdot p,$$

în care  $N$  este forța concentrată la nivelul de sus al fundației;

$A_p$  – aria bazei de jos a trunchiului piramidei de străpungere (fig.8.19)

$$A_p = A_1 \cdot B_1 = (a + 2 h_{0,sl}) (b + 2 h_{0,sl});$$

$p$  – presiunea solului pe fundație  $p = N / A \cdot B$ .



**Figura 8.19.**  
Aria bazei de jos a trunchiului de piramidă la fundație

Menționăm, că formula (8.74) este valabilă pentru calculul stâlpilor interiori, când avem, așa numită, străpungere centrică. Însă, în stâlpii marginali și de la colțurile plăcii apar momente încovoietoare și avem străpungere excentrică și, de

aceea, apare necesitatea de evaluat influența acestor efecte asupra rezistenței la străpungere.

În Eurocod, pentru aceasta, se propune de majorat valoarea forței concentrate  $F$  prin multiplicarea ei cu un coeficient  $\beta$ , pentru care sunt date formule destul de complicate în funcție de locul de acțiune a forței concentrate (în mijlocul planșei, la margine sau la colț).

În final, pentru calcule practice se recomandă de adoptat următoarele valori ale acestui coeficient:

$\beta = 1,15$  - pentru stâlpii interiori;

$\beta = 1,4$  - idem, marginali;

$\beta = 1,5$  - idem, de la colț.

Valoarea coeficientului  $\beta$  se adoptă mai mare de 1,0 și pentru stâlpii interiori, deoarece și în ei poate apărea moment încovoietor neechilibrat de la acțiuni orizontale (vânt, seismică etc.).

Pentru străpungerea excentrică formula de calcul are următoarele forme:

$$\beta F \leq F_{c,sh} = KR_{ct}U_m h_{0,sl}, \quad (8.76)$$

$$F \leq F_{c,sh} / \beta = \frac{K}{\beta} R_{ct} U_m h_{0,sl}. \quad (8.77)$$

În cazul când nu este asigurată rezistența plăcii la străpungere se efectuează capitele sau se instalează armătură transversală.

#### 8.10.4. Calculul la străpungere al elementelor cu armătură transversală

În cazul când în zona de străpungere a plăcii se instalează armătură transversală (etriere verticale sau bare înclinate), calculul se efectuează cu următoarea formulă

$$F = 0,75 \frac{K}{\beta} R_{ct} U_m h_{0,sl} + 0,8 \frac{R_{sw} A_{sw} \sin \alpha \cdot U}{S_w}, \quad (8.78)$$

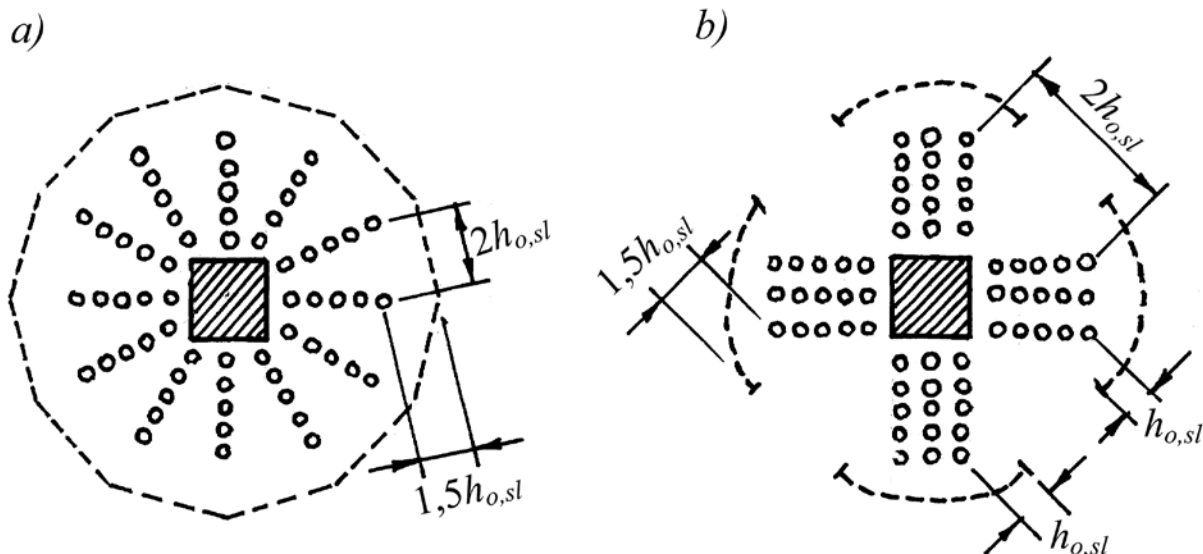
în care  $R_{sw}$  este rezistența de calcul a armăturii transversale, care se adoptă în calcul nu mai mare de o valoare efectivă de calcul  $R_{sw,ef} = 250 + h_{0,sl} \leq \sigma_y$  (MPa);

$A_{sw}$  – aria totală a armăturii transversale instalată în limitele distanței de 1,5  $h_{0,sl}$  a conturului de calcul (fig.8.20);

$S_w$  – pasul etrierelor în direcția conturului de calcul;

$\alpha$  – unghiul armăturii înclinate (pentru etriere verticale  $\alpha = 90^\circ$  și  $\sin \alpha = 1,0$  și  $\cos \alpha = 0$ );

$U$  – perimetrul conturului de calcul  $U = 2(a + b) + 6h_{0,sl}$ .



**Figura 8.20. Scheme de instalare ale armăturii transversale în limitele conturului de calcul la stâlpii intermediari**

Aria minimală a secțiunii ramurii unui etrier (sau barei înclinate) se determină din relația

$$A_{sw1,min} \geq \frac{0,08 \sqrt{0,8 R_{ck,cub} / \sigma_{sy}}}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (S_{wr} S_{wt})}, \quad (8.79)$$

în care  $S_{wr}$  este distanța dintre etriere în direcția radială;

$S_{wt}$  – idem, în direcția tangențială;

$R_{ck,cub}$  și  $\sigma_{sy}$ , în MPa.

Armătura de străpungere se instalează în interiorul conturului de calcul, între suprafața de acțiune a sarcinii (sau stâlpul de reazem) până la distanța de  $1,5 h_{0,sl}$ . Trebuie prevăzute cel puțin două rânduri de etriere periferice, distanțate cu cel mult  $0,75 h_{0,sl}$ .

În fig.8.20 sunt prezentate două variante de armare a plăcii cu etriere în zona de străpungere (în zona stâlpului) din Eurocodul 2 EN 1992-1-1:2004, care mai frecvent se întâlnesc în practică.

### 8.10.5. Calculul plăcii la forfecare pe perimetrul stâlpului

În afară de calculul plăcii la străpungere este necesar de verificat rezistența ei la forfecare pe perimetrul stâlpului.

Rezistența plăcii la forfecare în acest caz va fi asigurată, dacă se va îndeplini următoarea condiție

$$F \leq 0,75 A_{c,sh} \cdot R_{c,ct} , \quad (8.80)$$

în care  $A_{c,sh} = U_0 h_{o,sl}$  este aria totală a secțiunii de forfecare a plăcii pe perimetrul de calcul al stâlpului;

$U_0$  – perimetrul de calcul la stâlp, care se adoptă în funcție de poziția stâlpului (fig.8.21):

$U_0 = 2(a + b)$  - pentru stâlpii interiori;

$U_0 = a + 2 h_{o,sl} \leq a + 2b$  - pentru stâlpii marginali;

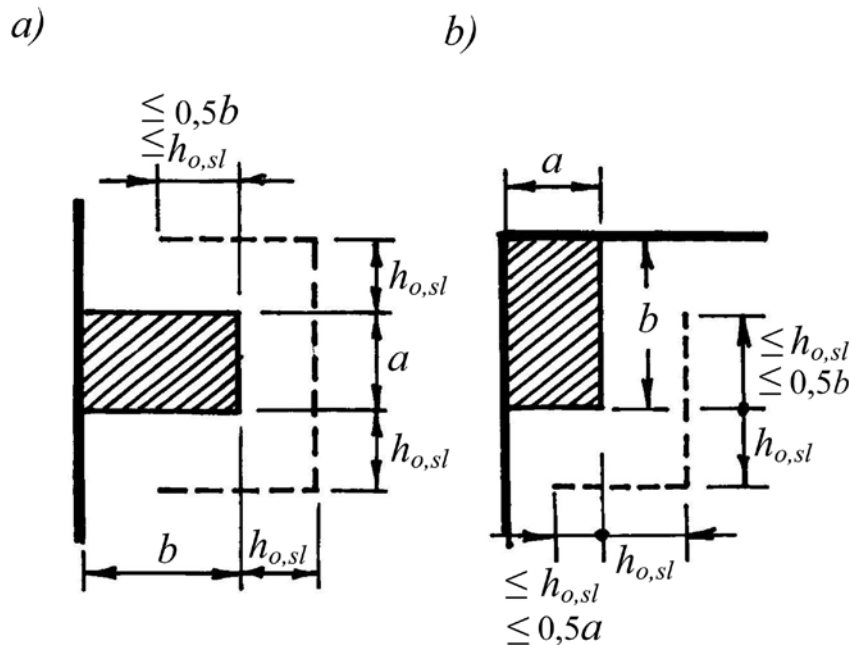
$U_0 = 2 h_{o,sl} \leq a + b$  - pentru stâlpii de la colț;

$R_{c,ct}$  - rezistența betonului la forfecare, se adoptă cu formula (2.17), egală cu  $2 R_{ct,ax}$ .

Atunci relația (8.80) va avea următoarea formă finală

$$F \leq 1,5 U_0 h_{o,sl} \cdot R_{ct,ax} . \quad (8.81)$$

În cazul când nu se îndeplinește această relație, se efectează capitelă.



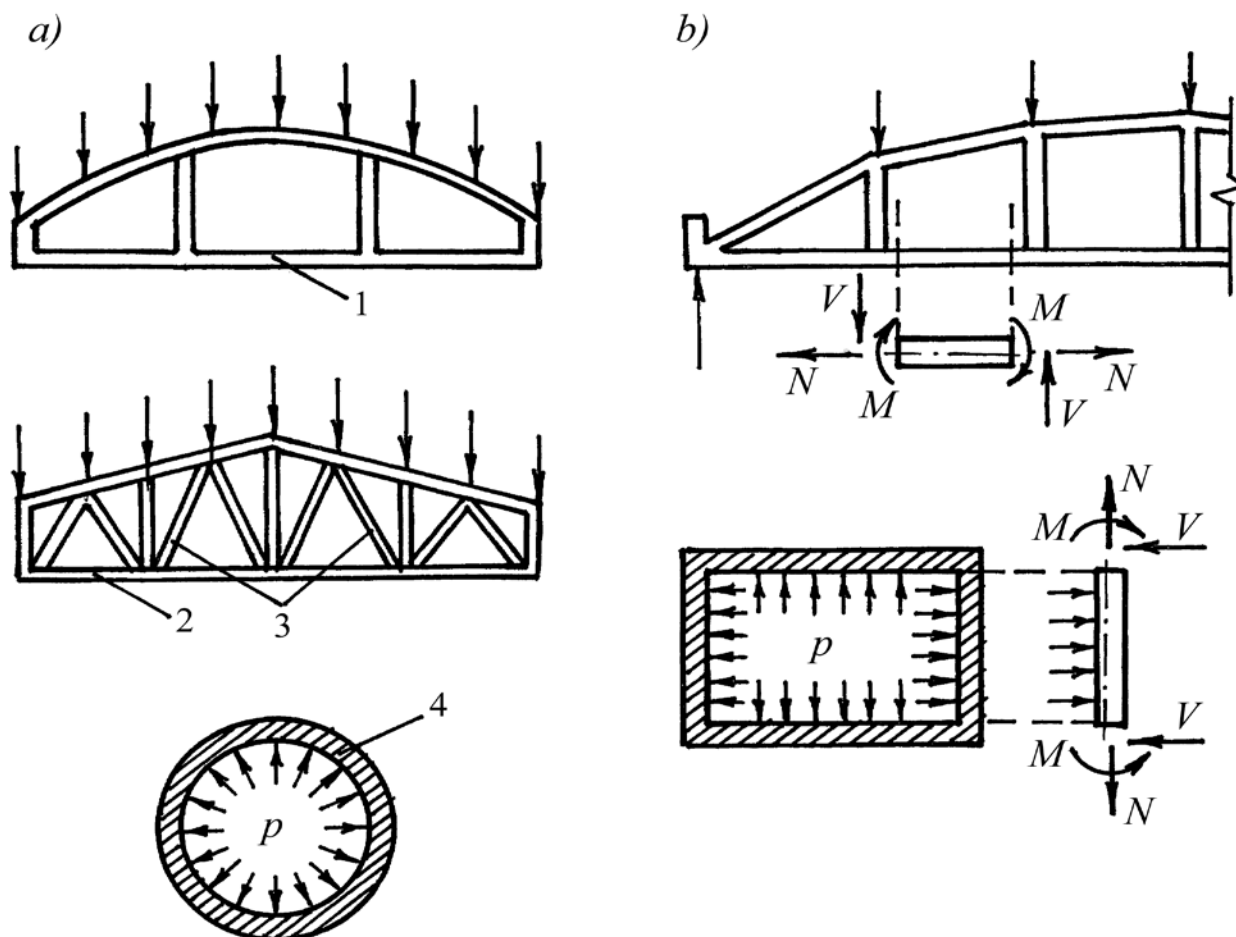
**Figura 8.21. Perimetrul de calcul la stâlp în funcție de poziția lui**

## 9. ELEMENTE ÎNTINSE

### 9.1. Elementele întinse și alcătuirea lor

La întindere lucrează un șir de elemente: talpa de jos a fermelor și unele elemente ale ei, tiranții arcurilor, pereții rezervoarelor și ai buncărilor de la acțiunea presiunii interioare, pereții țevilor etc. Unele din aceste elemente lucrează la întindere centrică, iar altele, la întindere excentrică.

La întindere centrică lucrează elementele în care axa de acțiune a forței longitudinale de la sarcinile exterioare coincide cu axa elementului (fig.9.1 a).



**Figura 9.1. Exemple de elemente întinse centric (a) și excentric (b)**

1- tirantul arcului; 2- talpa de jos a fermei; 3- zăbrelele fermei; 4- pereții unui element circular



Se consideră că la întindere centrică lucrează talpa de jos a fermelor, tiranții arcurilor, pereții rezervoarelor, buncărilor și țevilor cu secțiunea circulară de la acțiunea presiunii interioare. Întinderea excentrică are loc atunci, când axa de acțiune a forței de întindere nu coincide cu axa elementului. La întindere excentrică, de obicei, lucrează pereții rezervoarelor și buncărilor cu secțiunea dreptunghiulară în plan, talpa de jos a fermelor fără bare diagonale (grinda Virindel), talpa de jos a fermelor și tiranții arcurilor, când avem o sarcină suspendată (agățată) (fig.9.1 b).

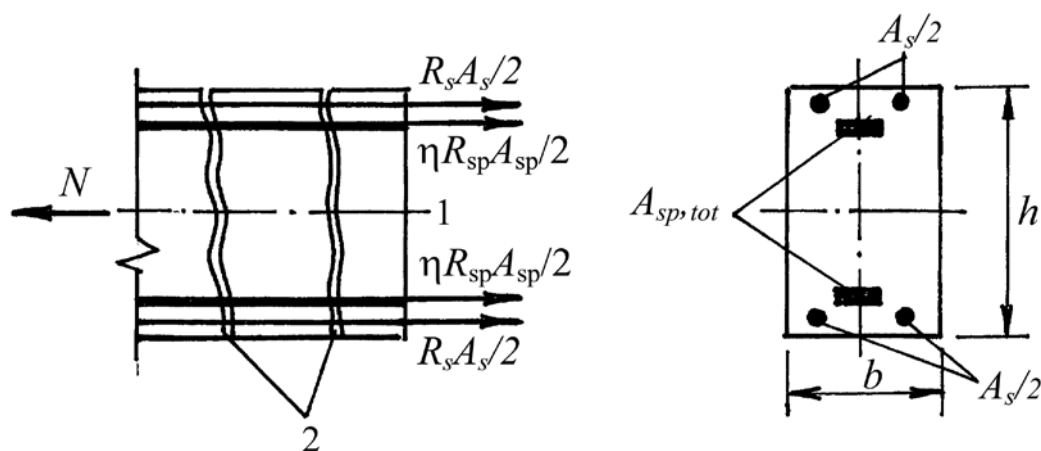
Pentru majorarea rezistenței elementelor întinse centric sau excentric la formarea (apariția) fisurilor sau micșorarea deschiderii lor în ele pe larg se folosește armătură pretensionată. De aceea, în continuare va fi examinată metoda de calcul la rezistență în secțiuni normale și alcătuirea elementelor întinse cu armătură nepretensionată și pretensionată.

De obicei, în elementele întinse cu lungimea mare, armătura longitudinală nepretensionată se îmbină pe lungimea ei prin sudare sau prin suprapunere. Îmbinarea armăturii pretensionate nu se permite. De aceea, în calitate de armătură longitudinală pretensionată se folosește sârmă, cabluri (toroane) sau fascicule. Pentru excluderea comprimării excentrice a elementului în procesul de confecționare (în momentul de transfer al efortului de precomprimare pe beton) se recomandă ca armătura pretensionată să fie amplasată simetric și uniform repartizată în secțiunea transversală a elementului.

Elementele întinse în majoritatea cazurilor au secțiunea dreptunghiulară sau circulară. Recomandațiile generale de alcătuire ale elementelor comprimate (vezi pct.8.1) sunt valabile și pentru elementele întinse.

## 9.2. Calculul elementelor întinse centric

În elementele întinse centric, la etapa de rupere, betonul este intersectat (străbătut) de fisuri (fig.9.2) și în secțiunea fisurată toată forța de la sarcina exterioară este preluată numai de armătura longitudinală pretensionată și nepretensionată.



**Figura 9.2. Schema de calcul a elementului întins centric**

1- axa neutră; 2- fisurile în beton

La etapa de rupere a elementului tensiunile în armături ating limita lor de curgere: în armătura nepretensionată - limita fizică (reală) de curgere  $\sigma_s = \sigma_y$ , iar în armătura pretensionată - limita convențională de curgere a oțelului  $\sigma_{sp} = \sigma_{0,2}$  (pentru armături cu rezistența înaltă). În calculul la rezistență în secțiuni normale se adoptă  $\sigma_s = R_s$  – pentru armătura nepretensionată și  $\sigma_{sp} = R_{sp}$  – pentru armătura pretensionată.

Rezistența elementului întins centric depinde numai de eforturile, preluate de armătura nepretensionată  $A_{s,tot}$  și de armătura pretensionată  $A_{sp,tot}$  și va fi asigurată dacă valoarea forței de la sarcinile exterioare  $N$  nu va depăși suma eforturilor interioare, preluate de armătura pretensionată și nepretensionată

$$N \leq A_{s,tot} R_s + \eta A_{sp,tot} R_{sp} . \quad (9.1)$$

Această condiție (din punct de vedere static) reprezintă suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și a eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului  $\sum X_i = 0$ .

În această formulă

$N$  este forța longitudinală de la sarcinile exterioare;

$A_{s,tot}$  și  $A_{sp,tot}$  – ariile totale ale armăturii nepretensionate și pretensionate;

$R_s$  și  $R_{sp}$  – rezistențele de calcul ale armăturii nepretensionate și pretensionate;

$\eta$  – un coeficient, care ia în considerație condițiile de lucru ale armăturii pretensionate, care se adoptă în funcție de clasa armăturii pretensionate:

$\eta = 1,20$  – pentru armătură de clasa RSt 590;

$\eta = 1,15$  – pentru armătură de clasa RSt 785, sârmă PWr 1100-1335, RWr 1020-1460 și toroane 6CSt și altele;

$\eta = 1,10$  – pentru armătură de clasa RSt 980;

$\eta = 1,00$  – pentru celelalte clase de armătură.

În cazul, când este necesar de calculat un element nou, adică este necesar de determinat ariile armăturilor nepretensionate  $A_{s,tot}$  și pretensionate  $A_{sp,tot}$ , procedăm în modul următor. Inițial adoptăm din recomandății constructive aria armăturii nepretensionate  $A_{s,tot}$  (ca armătură mai puțin necesară pentru elemente precomprimate) și clasele armăturilor  $R_s$  și  $R_{sp}$ , și din relația (9.1) determinăm aria necesară a armăturii pretensionate

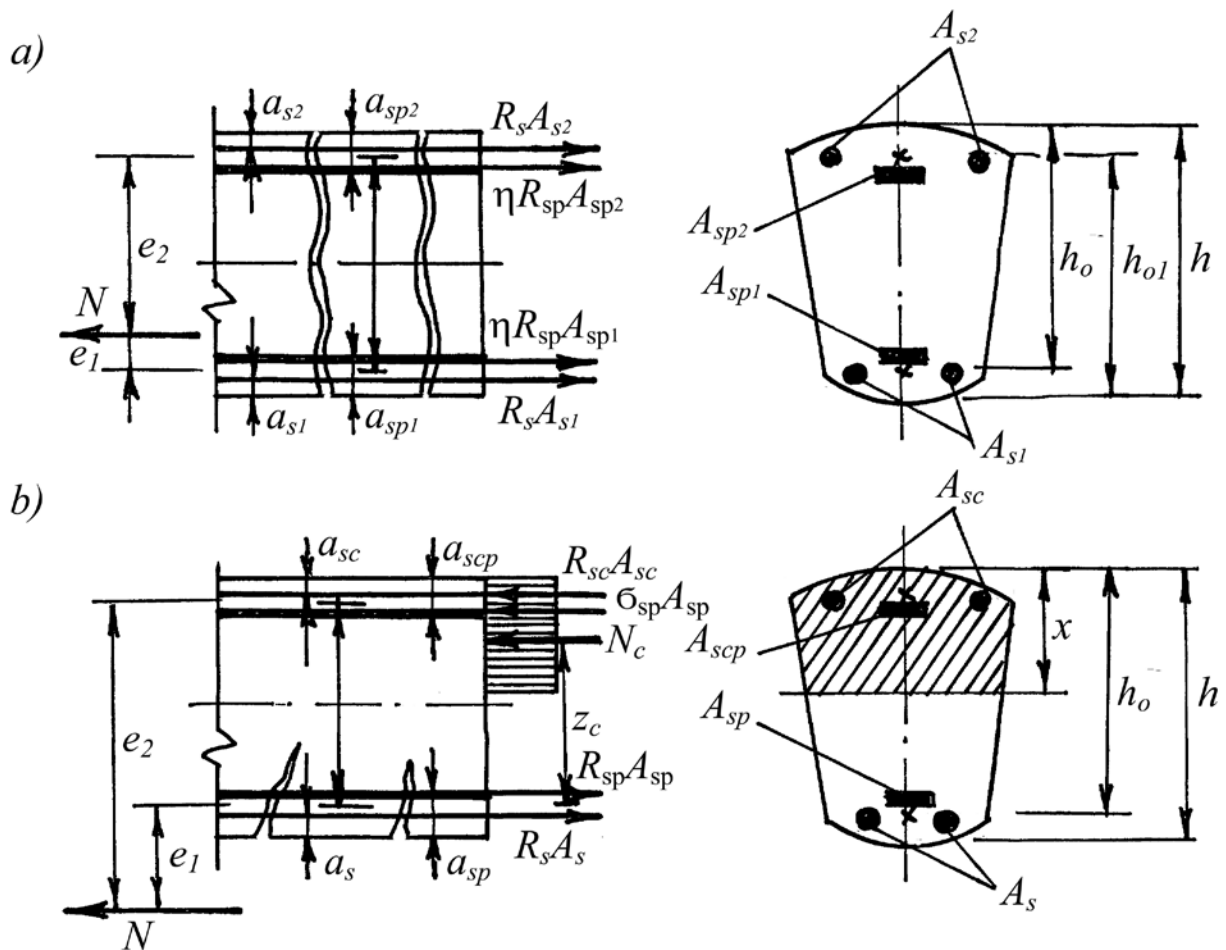
$$A_{sp,tot} = \frac{N - A_{s,tot} \cdot R_s}{\eta R_{sp}} . \quad (9.2)$$

Dacă în element lipsește armătura pretensionată ( $A_{sp,tot} = 0$ ), atunci din relația (9.1) determinăm aria necesară a armăturii neptensionate

$$A_{s,tot} = N / R_s . \quad (9.3)$$

### 9.3. Calculul elementelor întinse excentric cu secțiunea de orice profil simetric

Caracterul de rupere al elementelor întinse excentric depinde de valoarea excentricității a forței longitudinale exterioare. De aceea, calculul acestor elemente se efectuează în funcție de valoarea excentricității acestei forțe. În baza analizei numeroaselor rezultate experimentale au fost stabilite două cazuri caracteristice de lucru ale elementelor întinse excentric:



**Figura 9.3. Schemele de calcul ale elementelor întinse excentric cu orice profil simetric cu excentricitatea mică (a) și mare (b)**

**Cazul 1** (excentricitate mică) – forța longitudinală exterioară  $N$  este aplicată (acționează) între centrele de greutate ale armăturii din zona întinsă ( $A_{s1}$  și  $A_{sp1}$ ) și din zona mai puțin întinsă ( $A_{s2}$  și  $A_{sp2}$ ) (fig.9.3 a). În acest caz, distanța de la forța

exterioară  $N$  până la centrul de greutate al armăturii mai puțin întinse  $e_2$  (fig.9.3 a) este mai mică decât distanța dintre centrele de greutate ale armăturilor  $A_{s1}$ ,  $A_{sp1}$  și  $A_{s2}$ ,  $A_{sp2}$  -  $e_2 \leq Z_s = h_0 - a_{s2}$ ;

**Cazul 2** (excentricitate mare) – forța longitudinală exterioară  $N$  acționează în afara limitei distanței dintre centrele de greutate ale armăturilor  $A_{s1}$ ,  $A_{sp1}$  și  $A_{s2}$ ,  $A_{sp2}$  (fig.9.3 b). În acest caz se consideră, că forța longitudinală exterioară este aplicată (acționează) în afara secțiunii elementului -  $e_2 > Z_s > h_0 - a_{s2}$ .

Aici, convențional ariile armăturilor din zona întinsă sunt notate cu  $A_{s1}$  și  $A_{sp1}$ , iar din zona mai puțin întinsă - cu  $A_{s2}$  și  $A_{sp2}$  și straturile de protecție ale acestor armături cu  $a_{s1}$ ,  $a_{sp1}$ ,  $a_{s2}$  și  $a_{sp2}$  corespunzător. Pentru cazul 2 toate notațiile sunt standarde.

În cazul 1 (excentricitate mică) ca și în elementele întinse centric toată secțiunea transversală a elementului este întinsă și la etapa de rupere betonul este intersectat de fisuri normale (fig.9.3 a) și, de aceea, toată forța longitudinală de la sarcinile exterioare  $N$  este preluată numai de armătură. Ruperea elementului se începe din momentul, când tensiunile din armăturile pretensionate și nepretensionate ating limitele de curgere  $\sigma_{0,2}$  și  $\sigma_y$ . În acest caz rezistența elementului depinde numai de clasa și ariile armăturilor.

Rezistența elementului în secțiuni normale va fi asigurată dacă valoarea momentului încovoietor de la forța longitudinală  $N$  de la sarcinile exterioare nu va depăși valoarea momentului încovoietor, preluat de eforturile din armăturile  $A_{s1}$ ,  $A_{sp1}$  sau  $A_{s2}$ ,  $A_{sp2}$  în raport cu orice axă a elementului ( $M_{ext} \leq \sum M_{int}$ ). În acest caz (anume cazul 1) folosim două condiții de echilibru din statica, și anume:

$$\sum M_{A_{sp1}+A_{s1}} = 0 \text{ și } \sum M_{A_{sp2}+A_{s2}} = 0$$

$$Ne_1 \leq \eta R_{sp} A_{sp2} (h_0 - a_{sp2}) + R_s A_{s2} (h_0 - a_{s2}); \quad (9.4)$$

$$Ne_2 \leq \eta R_{sp} A_{sp1} (h_0 - a_{sp1}) + R_s A_{s1} (h_0 - a_{s1}), \quad (9.5)$$

în care  $\eta$  este un coeficient al condițiilor de lucru al armăturii pretensionate, care se adoptă ca pentru elemente întinse centric din pct.9.2;

$A_{sp1}$  și  $A_{s1}$  - ariile armăturii pretensionate și nepretensionate din zona mai întinsă;

$A_{sp2}$  și  $A_{s2}$  - idem, din zona mai puțin întinsă;

$h_{01}$ ,  $h_{02}$ ,  $a_{sp1}$ ,  $a_{sp2}$ ,  $a_{s1}$ ,  $a_{s2}$ ,  $e_1$  și  $e_2$  - sunt date în fig.9.3 a;

$R_{sp}$  și  $R_s$  - rezistențele de calcul ale armăturii pretensionate și nepretensionate.

În cazul cu excentricitatea mare (cazul 2) caracterul de lucru al elementului este asemănător cu acel ca la elementele încovoiate. În fibrele betonului și în armătura situate mai aproape de axa de acțiune a forței longitudinale  $N$  apar tensiuni de întindere, iar în acele mai îndepărtate – tensiuni de comprimare. La stadiul de rupere în betonul din zona întinsă apar fisuri și, de aceea, în această zonă tot efortul este preluat numai de armătură ( $A_{sp}$  și  $A_s$ ), iar în zona comprimată lucrează betonul și armătura (fig.9.3 b). Ruperea elementului are loc în rezultatul curgerii armăturii pretensionate ( $A_{sp}$ ) și nepretensionate ( $A_s$ ) din zona întinsă și strivirii betonului din zona comprimată ( $\sigma_{cc} = R_c$ ). În același timp, tensiunile în armătura pretensionată din zona comprimată nu ating limita de curgere a oțelului ( $\sigma_{sc} \leq \sigma_{0,2}$ ) și în calcul se adoptă egale

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \sigma_{spc} , \quad (9.6)$$

dar nu mai mare de  $R_{sc}$ .

În această relație  $\sigma_{sc,u}$  este tensiunea maximală limită de comprimare posibilă în armătura pretensionată din zona comprimată (vezi și pct.5.7), care se admite egală cu:

500 MPa - pentru coeficientul condițiilor de lucru ale betonului  $\gamma_{c1} = 0,9$  (vezi anexa A.7);

400 MPa – pentru  $\gamma_{c1} = 1,0$ ;

$\sigma_{spc}$  – tensiunile în armătura pretensionată din zona comprimată după toate pierderile de tensiuni (vezi pct.2.7.7).

Rezistența elementului în secțiuni normale se verifică cu aceeași condiție ca și în cazul 1:  $M_{ext} \leq \sum M_{int}$ , și anume, luăm  $\sum M_{A_{sp}+A_s} = 0$  (vezi fig.9.3 b)

$$Ne_1 \leq R_c A_{cc} Z_c + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + \sigma_{sc} A_{spc} (h_0 - a_{spc}) . \quad (9.7)$$

Pentru verificarea rezistenței elementului cu această relație este necesar de știut aria zonei comprimate a betonului  $A_{cc}$ , care depinde de înălțimea zonei comprimate  $x$  și care poate fi determinată din suma proiecțiilor ale tuturor forțelor exterioare și ale eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului (fig.9.3 b).

$$N = R_{sp} A_{sp} + R_s A_s - R_c A_{cc} - \sigma_{sc} A_{spc} - R_{sc} A_{sc} . \quad (9.8)$$

Relațiile (9.7) și (9.8) sunt valabile dacă înălțimea zonei comprimate  $x \leq x_{cu}$ . Aici  $x_{cu}$  este valoarea limită a zonei comprimate  $x_{cu} = \xi_{cu} h_0$ , iar  $\xi_{cu}$  – valoarea relativă limită a zonei comprimate, care se determină cu formula (6.14) sau se adoptă din anexa A.12.

Dacă  $x > x_{cu}$  sau ( $\xi_c > \xi_{cu}$ ), adoptăm  $\xi_c = \xi_{cu}$  și efectuăm calculul cu relația (9.7).

## 9.4. Elemente întinse excentric cu secțiunea dreptunghiulară

### 9.4.1. Elemente cu excentricitatea mică

Pentru elementele întinse excentric cu excentricitatea mică ( $e \leq h_0 - a_{sc}$ ), condițiile de asigurare ale capacității portante (rezistenței în secțiuni normale) pentru elemente cu orice profil simetric (relațiile 9.4 și 9.5) rămân aceleași și pentru elemente cu secțiunea dreptunghiulară, pentru că la etapa de rupere a elementului tot efortul de întindere de la sarcinile exterioare este preluat numai de armătura longitudinală pretensionată și obișnuită, deoarece betonul este intersectat de fisuri și nu lucrează. În așa caz rezistența elementului în secțiuni normale nu depinde de forma și dimensiunile secțiunii elementului.

Relațiile de calcul sunt (rămân) formulele (9.4) și (9.5)

$$Ne_1 \leq \eta R_{sp} A_{sp2} (h_0 - a_{sp2}) + R_s A_{s2} (h_0 - a_{s2}); \quad (9.4)$$

$$Ne_2 \leq \eta R_{sp} A_{sp1} (h_0 - a_{sp1}) + R_s A_{s1} (h_0 - a_{s1}). \quad (9.5)$$

În practică, pot fi două variante de calcul (ca și pentru elementele încovoiate sau comprimate excentric):

- 1) Elementul există. Este necesar de verificat rezistența lui în secțiuni normale pentru o sarcină concretă. Sunt cunoscute toate caracteristicile elementului pentru calcul:  $N$ ,  $e_1$  și  $e_2$ , dimensiunile secțiunii  $h$  și  $b$ , straturile de protecție ale armăturilor  $a_{sp1}$ ,  $a_{sp2}$ ,  $a_{s1}$  și  $a_{s2}$ , ariile secțiunilor ale armăturilor pretensionate  $A_{sp1}$  și  $A_{sp2}$  și ale armăturii obișnuite  $A_{s1}$  și  $A_{s2}$  și clasele tuturor armăturilor  $R_{sp}$  și  $R_s$ ;
- 2) Este necesar de proiectat un element nou. Nu sunt cunoscute toate caracteristicile elementului:  $b$ ,  $h$ ,  $A_{sp1}$ ,  $A_{sp2}$ ,  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ ,  $a_{sp1}$ ,  $a_{sp2}$ ,  $a_{s1}$ ,  $a_{s2}$ ,  $R_{sp}$ ,  $R_s$ ,  $N$  și  $e_0$ , dar avem numai două condiții de echilibru din statică (relațiile 9.4 și 9.5).

Forța longitudinală de la acțiunea tuturor sarcinilor exterioare  $N$  și excentricitatea ei  $e_o$  în ambele variante sunt cunoscute din calculul static al elementului sau al structurii, la care aparține acest element.

În prima variantă calculul se efectuează foarte simplu. Includem toate caracteristicile în relațiile (9.4) și (9.5) și verificăm rezistența elementului.

În varianta a doua avem cu mult mai multe necunoscute, decât relații de calcul și, de aceea, este necesar de adoptat unele din aceste necunoscute.

De obicei, dimensiunile secțiunii  $h$  și  $b$ , straturile de protecție ale armăturilor  $a_{s1}$ ,  $a_{s2}$ ,  $a_{sp1}$ ,  $a_{sp2}$  și clasele (rezistențele) armăturilor  $R_{sp}$  și  $R_s$  se adoptă din recomandății constructive (vezi pct.9.1, 3.9 și 4.5). După aceasta rămân 4 necunoscute: ariile secțiunilor armăturilor pretensionate  $A_{sp1}$ ,  $A_{sp2}$  și ale armăturii obișnuite (nepretensionate)  $A_{s1}$  și  $A_{s2}$ . Deci, este necesar de adoptat încă 2 necunoscute. Pentru aceasta analizăm, care din aceste armături sunt mai importante la elementele întinse centric cu excentricitatea mică.

Pentru elementele precomprimate mai importantă este armătura pretensionată  $A_{sp1}$  și  $A_{sp2}$  și, de aceea, ea se determină din calcul, iar ariile secțiunilor armăturilor obișnuite  $A_{s1}$  și  $A_{s2}$  se adoptă din recomandății constructive. Suma ( $A_{s1} + A_{s2}$ ) poate fi în limitele de  $(0,01 \div 0,02) bh$ .

Atunci, din relațiile (9.4) și (9.5) avem:

$$A_{sp1} = \frac{Ne_2 - R_s A_{s1} (h_0 - \alpha_{s1})}{\eta R_{sp} (h_0 - \alpha_{s1})}; \quad (9.9)$$

$$A_{sp2} = \frac{Ne_1 - R_s A_{s2} (h_0 - \alpha_{s2})}{\eta R_{sp} (h_0 - \alpha_{s2})}. \quad (9.10)$$

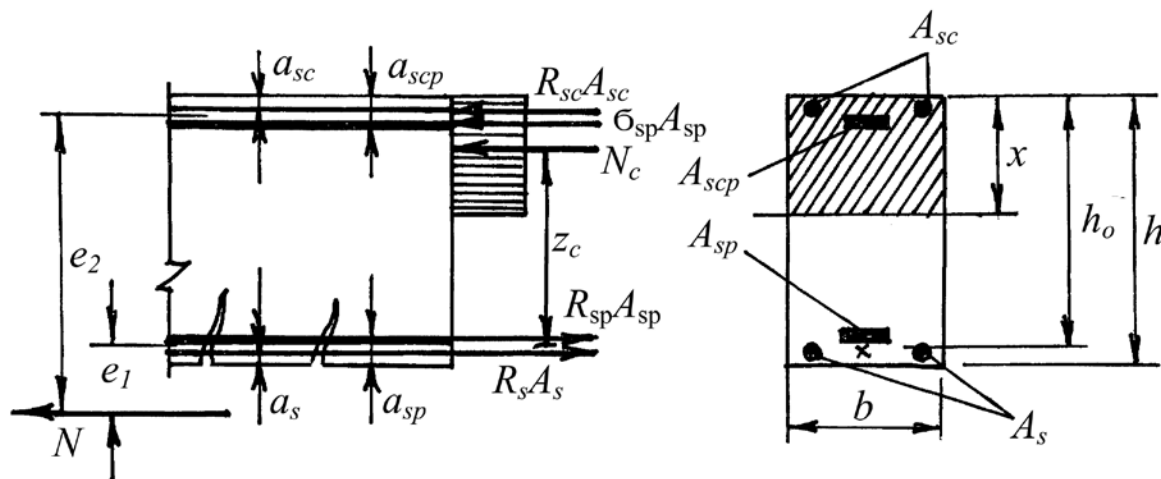
Pentru elemente fără armătură pretensionată ( $A_{sp1} = 0$  și  $A_{sp2} = 0$ ), din relațiile (9.4) și (9.5) obținem:

$$A_{s1} = \frac{Ne_2}{R_s (h_0 - \alpha_{s1})}; \quad (9.11)$$

$$A_{s2} = \frac{Ne_1}{R_s (h_0 - \alpha_{s2})}. \quad (9.12)$$

### 9.4.2. Elemente cu excentricitatea mare

Întindere excentrică cu excentricitatea mare are loc atunci, când forța exterioară acționează în afara secțiunii elementului  $e > Z_s$  (fig.9.4).



**Figura 9.4. Schema de calcul a elementului întins excentric cu secțiunea dreptunghiulară cu excentricitatea mare**

În acest caz, caracterul de lucru al elementului la stadiul de rupere este asemănător cu caracterul de lucru al elementului încovoiat. În fibrele betonului și în armătura, situate mai aproape de axa de acțiune a forței longitudinale exterioare  $N$ , apar tensiuni de întindere, iar în acele mai îndepărtate – tensiuni de comprimare. La stadiul de rupere în betonul din zona întinsă sunt fisuri și tot efortul este preluat numai de armătura întinsă pretensionată  $A_{sp}$  și cea obișnuită (nepretensionată)  $A_s$ , iar în zona comprimată – de beton și armătura obișnuită  $A_{sc}$  și pretensionată  $A_{spc}$ .

Ruperea elementului are loc (se începe) de la curgerea armăturii din zona întinsă ( $\sigma_s = \sigma_y$  și  $\sigma_{sp} = \sigma_{0,2}$ ) cu strivirea în continuare a betonului din zona comprimată.

Condiția generală de verificare a rezistenței elementului în secțiuni normale (vezi relația 9.7 –  $\sum M_{A_{sp}+A_s} = 0$ ) în cazul dat (secțiunea dreptunghiulară) va avea următoarea formă

$$Ne \leq R_c b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + \sigma_{sc} A_{spc} (h_0 - a_{spc}). \quad (9.13)$$

Înălțimea zonei comprimate a betonului  $x$  în această relație se determină din suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și ale eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului (fig.9.4)

$$N = R_{sp} A_{sp} + R_s A_s - R_c b x - R_{sc} A_{sc} - \sigma_{sc} A_{spc}. \quad (9.14)$$



În calculele practice, când este necesar de verificat rezistența elementului, din formula (9.14) determinăm înălțimea zonei comprimate și apoi includem toate caracteristicile elementului în relația (9.13).

La proiectarea unui element nou, inițial adoptăm din recomandății constructive dimensiunile secțiunii elementului  $h$  și  $b$  (pct.9.1), straturile de protecție ale armăturilor  $a_s$ ,  $a_{sp}$ ,  $a_{sc}$  și  $a_{spc}$  (pct.3.9), clasele armăturilor (rezistențele de calcul)  $R_{sp}$ ,  $R_s$  și clasa betonului  $R_c$  (pct.4.5) și rămâne de determinat din calcul ariile secțiunilor armăturilor pretensionate  $A_{sp}$ ,  $A_{spc}$  și nepretensionate  $A_s$  și  $A_{sc}$ . Însă, în formulele de calcul (9.13) și (9.14) mai este necunoscută și înălțimea zonei comprimate  $x$ . Așa dar, în total avem 5 necunoscute și 2 ecuații. De aceea, este necesar de adoptat valorile unor necunoscute. Pentru această analiză, care armătură este mai importantă la întinderea excentrică cu excentricitate mare pentru un element precomprimat.

După cum a fost menționat (vezi pct.4.7 și 7.3.4), armătura pretensionată în zona comprimată se instalează (este necesară) foarte rar și, de aceea, adoptăm  $A_{spc} = 0$ . În zona întinsă mai importantă este armătura pretensionată. De aceea, adoptăm aria secțiunii armăturii obișnuite  $A_s$  din recomandății constructive ( $A_s = 0,01 bh$ ). În așa mod, rămân doar 3 necunoscute: aria armăturii pretensionate din zona întinsă  $A_{sp}$ , aria armăturii obișnuite din zona comprimată  $A_{sc}$  și înălțimea zonei comprimate  $x$ .

În acest caz, inițial adoptăm  $x = x_{cu}$  ( $\xi_c = \xi_{cu}$ ) și în procesul de calcul va fi stabilit, dacă această ipoteză (condiție) este corectă sau nu și atunci vom preciza calculul. După unele transformări cunoscute (vezi pct.7.3.1) ale termenelor din relațiile (9.13) și (9.14), care conțin  $x$ , obținem următoarele formule (cu evidența condiției, că  $A_{spc} = 0$  și  $x = x_{cu}$ ):

$$Ne = \alpha_{ou} R_c b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}); \quad (9.15)$$

$$N = R_{sp} A_{sp} + R_s A_s - \xi_{cu} R_c b h_0 - R_{sc} A_{sc}. \quad (9.16)$$

Pentru valoarea  $\xi_{cu}$ , determinată cu formula (6.14) sau adoptată din anexa A.12, alegem valoarea coeficientului  $\alpha_{ou}$  din anexa A.13.

Atunci, din formulele (9.15) și (9.16) avem:

$$A_{sp} = \frac{N + \xi_{cu} R_c b h_0 + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s}{R_{sp}}; \quad (9.17)$$

$$A_{sc} = \frac{Ne - \alpha_{ou} R_c b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a_{sc})} . \quad (9.18)$$

Dacă aria secțiunii armăturii din zona comprimată  $A_{sc}$ , determinată din formula (9.18), este cu semnul „minus”, aceasta înseamnă că armătura nu este necesară din calcul și ipoteza  $x = x_{cu}$  nu este corectă. În realitate  $x < x_{cu}$  ( $\xi_c < \xi_{cu}$ ) și tot efortul din zona comprimată este preluat de beton. Armătura comprimată  $A_{sc}$  se instalează din recomandății constructive ( $d_{sc} = d_{sw}$ ). În formulele (9.15) și (9.16) înlocuim  $\alpha_{ou}$  cu  $\alpha_o$  și  $\xi_{cu}$  cu  $\xi_c$  și continuăm calculul.

Din formula (9.15) pentru  $\alpha_{ou} = \alpha_o$  avem

$$\alpha_o = \frac{Ne - R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc})}{R_c b h_0^2} . \quad (9.19)$$

Pentru această valoare a coeficientului  $\alpha_o$  din anexa A.13 adoptăm valoarea lui  $\xi_c$  și apoi, din formula (9.16), determinăm aria necesară a secțiunii armăturii pretensionate din zona întinsă

$$A_{sp} = \frac{N + \xi_c R_c b h_0 + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s}{R_{sp}} . \quad (9.20)$$

Pentru elementele fără armătură pretensionată ( $A_{sp} = 0$  și  $A_{spc} = 0$ ) formulele (9.15) și (9.16) vor avea următoarele forme:

$$Ne = \alpha_{ou} R_c b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) ; \quad (9.21)$$

$$N = R_s A_s - \xi_{cu} R_c b h_0 - R_{sc} A_{sc} . \quad (9.22)$$

Din aceste formule determinăm ariile secțiunilor ale armăturilor din zona întinsă  $A_s$  și din zona comprimată  $A_{sc}$  :

$$A_{sc} = \frac{Ne - \alpha_{ou} R_c b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a_{sc})} ; \quad (9.23)$$

$$A_s = A_{sc} \frac{R_{sc}}{R_s} + \frac{\xi_{cu} R_c b h_0 + N}{R_s}. \quad (9.24)$$

Dacă aria secțiunii a armăturii din zona comprimată  $A_{sc}$  este cu semnul „minus” (ca și în cazul de mai sus), acesta înseamnă că ea nu este necesară din calcul și se admite din recomandății constructive. În acest caz, tot efortul din zona comprimată este preluat numai de beton și în realitate  $x < x_{cu}$  ( $\xi_c < \xi_{cu}$ ). Atunci, înlocuim în formulele (9.21) și (9.22)  $\alpha_{ou} = \alpha_o$  și ( $\xi_{cu} = \xi_c$ ) și prelungim calculul

$$\alpha_o = \frac{Ne - R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc})}{R_c b h_0^2}; \quad (9.25)$$

$$A_s = A_{sc} \frac{R_{sc}}{R_s} + \frac{\xi_c R_c b h_0 + N}{R_s}. \quad (9.26)$$

Din anexa A.14 adoptăm numărul necesar de bare și diametrul lor în așa mod, ca aria lor sumară să nu fie mai mică, decât cea din calcul până la 5 % și nu mai mare cu 15 %.

### 9.5. Calculul elementelor întinse excentric la rezistență în secțiuni înclinate

Elementele întinse excentric se calculează la rezistență la acțiunea forței tăietoare ca și elementele încovoiate (vezi pct.7.4.5 – 7.4.6) cu evidența unor proprietăți specifice de lucru ale acestor elemente. Pentru această se folosește un coeficient de corecție  $\varphi_{n3}$ , care se determină cu următoarele formule:

- pentru elemente cu armătură obișnuită

$$\varphi_{n3} = 1 + \frac{N}{1,5 R_{ct} b h_0}; \quad (9.27)$$

- pentru elemente precomprimate

$$\varphi_{n3} = 1 + \frac{N - P}{1,5 R_{ct} b h_0}, \quad (9.28)$$

dar nu mai mic de 1,0. În formula (9.28)  $P$  este efortul de precomprimare după toate pierderile de tensiuni (pct.5.2, 5.3 și 5.4).

La coeficientul  $\varphi_{n3}$  se împarte valoarea forței tăietoare, preluate de betonul din zona comprimată  $V_c$  (pct.7.4.3 – 7.4.5) și  $M_c$ , care se determină cu relația (7.40 , pct.7.4.3).

## 10. CALCULUL ELEMENTELOR DIN BETON ARMAT ȘI PRECOMPRESAT LA STĂRI LIMITĂ DE SERVICIU (SLS)

### 10.1. Starea limită de fisurare

Practica de exploatare și proiectare a construcțiilor din beton armat și beton precomprimat a arătat, că calculul elementelor la stări limită ultime (SLU) nu asigură întotdeauna lucrul lor normal, pentru că în ele pot să apară fisuri (când ele nu sunt admise) sau deschiderea lor poate să fie mai mare decât acele admisibile. De aceea, pentru asigurarea unor condiții normale de lucru ale construcțiilor în perioada lor de exploatare în afară de calculul la stări limită ultime (SLU) este necesar de verificat rezistența lor la formarea sau deschiderea fisurilor. Formarea fisurilor în elementele din beton armat sau beton precomprimat poate avea loc de la acțiunea directă sau indirectă a diferitor factori.

La *acțiunea directă* se referă forțele și eforturile, care apar de la încărcăturile exterioare, încovoiere, forță tăietoare, etc.

La *acțiunile indirecte* se referă forțele și eforturile (deformațiile), care apar de la acțiunea temperaturilor, contracției de uscare, contracției plastice, tasărilor diferențiate, coroziunii armăturilor, acțiunilor chimice asupra betonului, ciclurilor de îngheț-dezghet etc. Mai des fisurile apar în betonul din zona întinsă a elementului și în majoritatea cazurilor ele nu sunt periculoase în perioada lor de exploatare (în afară de construcțiile, în care fisurile nu se admit), fiindcă tot efortul din zona întinsă este preluat de armătura longitudinală de rezistență.

În perioada de exploatare a construcțiilor inițial apar și se dezvoltă microfisuri, care apoi, unindu-se, duc la apariția și deschiderea fisurilor mai mari. De aceea, la proiectarea elementelor/construcțiilor din beton armat sau beton precomprimat se examinează două etape de formare a fisurilor – *apariția* și *deschiderea* fisurilor.

Din calculul la apariția fisurilor se determină sarcinile la care apar fisurile și se verifică dimensiunile secțiunilor, ariile armăturilor și proprietățile materialelor la care se exclude apariția fisurilor.

Din calculul la deschiderea fisurilor se determină mărimea deschiderii lor pentru diferite condiții de exploatare ale construcțiilor și se verifică dimensiunile geometrice ale secțiunii elementului, ariile armăturilor, adoptate din calculul la rezistență, proprietățile materialelor (ale armăturii și betonului), respectarea cărora asigură o deschidere a fisurilor de o valoare mai mică decât valoarea admisibilă. Calculul la apariția sau la deschiderea fisurilor se efectuează la proiectarea tuturor construcțiilor din beton armat și beton precomprimat, supuse la încovoiere, întinderea centrică sau excentrică.

De regulă, elementele/construcțiile din beton armat cu armătură obișnuită (nepretensionată) în perioada de exploatare (de serviciu) au fisuri în zona întinsă și, de aceea, ele se calculează numai la deschiderea fisurilor. Elementele, în care la etapa de exploatare nu se permit fisuri (vezi pct.10.2), se calculează la apariția fisurilor (la fisurabilitate). Una dintre cele mai eficiente și răspândite metode de excludere a apariției fisurilor sau de micșorare a deschiderii lor în perioada de exploatare este aplicarea armăturii pretensionate.

## 10.2. Cerințele la fisurarea elementelor din beton armat și beton precomprimat

Capacitatea elementelor din beton armat la apariția (formarea) sau deschiderea fisurilor este numită rezistența la fisurare sau fisurabilitatea elementelor din beton armat.

În funcție de destinația elementului/construcției, condițiilor de exploatare, tipul construcției, (cu armătură obișnuită sau pretensionată) etc., deosebit de construcții, în care nu se permite formarea (apariția) fisurilor la etapa de exploatare (de serviciu), și construcții, în care se permit fisuri la etapa lor de exploatare.

În majoritatea construcțiilor din beton armat și beton precomprimat se permit fisuri de scurtă și lungă durată cu o deschidere limitată (tab.10.1).

Tabelul 10.1

### Valorile maxime admisibile de deschidere ale fisurilor $W_{max}$ (mm), recomandate de normele europene EN 1992-1-1

Denumirea clasei de exploatare a elementului <sup>1)</sup>	Elemente din beton armat și beton precomprimat cu armătura neaderentă	Elemente din beton precomprimat cu armătura aderentă
XO, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompresiune (Reducerea tensiunilor de precomprimare)
<i>1) Clasele de exploatare ale construcțiilor din beton armat, în conformitate cu normele europene EN 206-1 sunt prezentate în anexă A.16.</i>		

Menționăm că valorile maxime admisibile de deschidere ale fisurilor sunt stabilite în funcție de următorii patru factori principali:

- durabilitatea armăturii – pericolul de coroziune a ei;
- aspectul estetic;
- cerințe igienice;
- efectul psihologic.

Numeroase cercetări experimentale și de expertizare au arătat că în majoritatea construcțiilor, la care deschiderea fisurilor este în limitele de 0,2 - 0,4 mm, intensitatea coroziunii armăturii este destul de mică în majoritatea condițiilor de exploatare timp îndelungat. Intensitatea dezvoltării coroziunii depinde, în mare măsură, de umiditatea relativă a mediului ambiant – RH. Mai intensiv ea se dezvoltă la RH ≈ 80 %. Pentru RH ≈ 100 %, procesul de coroziune al armăturii, practic, se stabilizează (se oprește). Mai intensiv parcurge procesul de coroziune a armăturii în primii 2 ani de exploatare a construcțiilor, apoi acest proces se stabilizează.

Cerințele igienice și aspectul estetic influențează mai puțin la stabilirea deschiderii admisibile a fisurilor. În cea mai mare parte, factorul principal de stabilire a valorii maxime admisibile de deschidere a fisurilor este *efectul psihologic*.

Nu se permite apariția fisurilor în betonul din zona întinsă pentru toată perioada de exploatare la unele construcții cu destinație specială și condiții cu agresivitate înaltă. La astfel de construcții, de regulă, se referă rezervoarele pentru păstrarea lichidelor, tăvile pentru transportarea lichidelor și gazelor sub presiune, unele elemente, supuse la acțiunea agenților chimici etc. În majoritatea cazurilor aceste construcții sunt din beton precomprimat. Apariția fisurilor în așa construcții limitează (sau exclude) exploatarea lor ulterioară, cu toate că ele pot avea rezerve mari de rezistență.

La calculul elementelor la formarea fisurilor se folosesc valorile de calcul ale sarcinilor (vezi pct.4.6), iar la deschiderea fisurilor – valorile sarcinilor de serviciu (cu coeficientul de siguranță al sarcinii  $\gamma_f = 1,0$ ).

### 10.3. Calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat la apariția fisurilor în secțiuni normale

Pentru obținerea formulei de verificare a elementelor din beton armat și beton precomprimat la apariția fisurilor, examinăm inițial unele aspecte caracteristice de lucru ale betonului și armăturii înainte de momentul de apariție a fisurilor, care în continuare vor fi folosite la deducerea relațiilor de calcul.

Menționăm, că la baza metodei de calcul la apariția fisurilor este adoptat stadiu I a de lucru al elementului (vezi pct.4.1). Tensiunile în betonul din zona întinsă la sfârșitul stadiului I a de lucru al elementului (înainte de apariția fisurilor în betonul din zona întinsă) se adoptă egale cu rezistența de serviciu a betonului la întindere axială  $\sigma_{ct} = R_{ct,ser}$  (vezi pct.4.3), iar în armătura nepretensionată ( $\sigma_s$ ) și pretensionată ( $\sigma_{sp}$ ) din zona întinsă se determină din condiția lucrului în comun al armăturii și betonului, adică din condiția de egalitate a deformațiilor ale armăturii și betonului  $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_s$  (sau  $\varepsilon_{sp}$ ).

Pentru elementele cu armătură obișnuită avem

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{ct} = \sigma_s / E_s = \sigma_{ct} / E_{ct} = \sigma_{ct} / \nu_{cet} E_{ce}. \quad (10.1)$$

De aici avem

$$\sigma_s = \frac{E_s}{\nu_{cet} E_{ce}} \sigma_{ct} = \frac{\alpha_s}{\nu_{cet}} \sigma_{ct}, \quad (10.2)$$

în care  $E_s$  și  $E_{ce}$  sunt modulii de elasticitate ale armăturii și betonului;

$\nu_{cet}$  – coeficientul de elasticitate al betonului la întindere, care se adoptă egal cu 0,5 înainte de apariția fisurilor;

$\alpha_s = E_s / E_{ce}$  - coeficientul de echivalență al armăturii obișnuite.

Includem valorile  $\nu_{cet} = 0,5$  și  $\sigma_{ct} = R_{ct,ser}$  în relația (10.2) și în finală obținem

$$\sigma_s = 2\alpha_s R_{ct,ser}. \quad (10.3)$$

De asemenea obținem și relația pentru determinarea tensiunilor în armătura pretensionată la elementele precomprimate

$$\sigma_{sp} = 2\alpha_{sp} R_{ct,ser}, \quad (10.4)$$

în care  $\alpha_{sp} = E_{sp} / E_{ce}$  este coeficientul de echivalență al armăturii pretensionate.

### 10.3.1. Elemente întinse centric

În elementele întinse centric din beton armat sau beton precomprimat nu vor apărea fisuri, dacă forța longitudinală de la încărcăturile exterioare de calcul  $N$  nu va depăși efortul interior  $N_{crc}$ , preluat de beton și armătură înainte de apariția fisurilor în betonul întins (fig. 10.1)

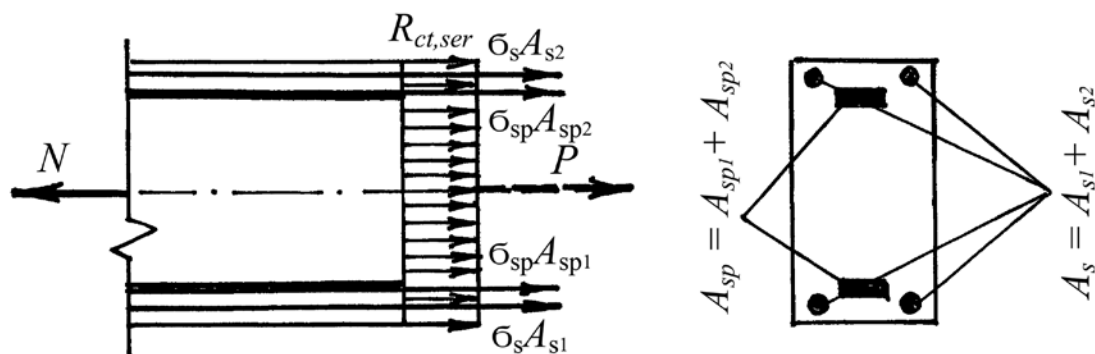


Figura 10.1. Schema de calcul la formarea fisurilor a unui element întins centric

$$N_{ext} = N \leq N_{int} = N_{crc}. \quad (10.5)$$

Această relație reprezintă condiția de rezistență la fisurare a elementelor întinse centric.

Efortul  $N_{crc}$ , preluat de element înainte de apariția fisurilor constă din eforturile interioare, preluate de beton  $N_{ct}$ , armătura nepretensionată  $N_s$ , armătura pretensionată  $N_{sp}$  și efortul de precomprimare  $P$  cu evidența pierderilor totale de tensiuni (vezi pct. 5.2)

$$N_{crc} = N_{ct} + N_s + N_{sp} + P, \quad (10.6)$$

în care

$$N_{ct} = \sigma_{ct} A = R_{ct,ser} A;$$

$$N_s = \sigma_s A_s = 2\alpha_s R_{ct,ser} A_s;$$

$$N_{sp} = \sigma_{sp} A_{sp} = 2\alpha_{sp} R_{ct,ser} A_{sp}.$$

Înlocuind aceste valori în formulă (10.6) obținem

$$N_{crc} = R_{ct,ser} A + 2\alpha_s R_{ct,ser} A_s + 2\alpha_{sp} R_{ct,ser} A_{sp} + P =$$

$$= R_{ct,ser} (A + 2\alpha_s A_s + 2\alpha_{sp} A_{sp}) + P,$$

(10.7)

în care  $A$  este aria secțiunii elementului ( $A = bh$ ).

Pentru elementele fără armătură pretensionată ( $P = 0$ ), relația (10.7) va avea următoarea formă

$$N_{crc} = R_{ct,ser} (A + 2\alpha_s A_s). \quad (10.8)$$

Pentru elemente precomprimate relația (10.6) va avea următoarea formă finală

$$N \leq N_{crc} = R_{ct,ser} (A + 2\alpha_s A_s + 2\alpha_{sp} A_{sp}) + P. \quad (10.9)$$

### 10.3.2. Elemente încovoiate, comprimate și întinse excentric. Metoda de calcul cu momentul încovoiator de nucleu (sâmbure)

În secțiunile normale ale elementelor încovoiate, comprimate sau întinse excentric nu vor apărea fisuri, dacă valoarea momentului încovoiator de la sarcinile exterioare de calcul  $M_{ext}$  nu va depăși valoarea momentului încovoiator de la eforturile interioare, preluate de element înainte de apariția fisurilor  $M_{crc}$  în raport cu orice axă a elementului

$$M_{ext} \leq M_{crc}. \quad (10.10)$$



Această relație reprezintă condiția de rezistență la fisurare a elementelor încovoiate, comprimate sau întinse excentric din beton armat.

În prezent în literatura tehnică sunt date trei metode pentru determinarea valorii momentului încovoietor la apariția fisurilor  $M_{crc}$ :

- 1) cu evidența lucrului elastic al betonului din zona comprimată;
- 2) cu evidența lucrului plastic al betonului din zona comprimată;
- 3) metoda de calcul după momentul încovoietor de nucleu.

Numeroase rezultate de calcul și experimentale au arătat că cea mai simplă și mai aproape de rezultatele experimentale este metoda de calcul după momentul de nucleu și, de aceea, în continuare această metodă va fi examinată mai detaliat.

Conform acestei metode, valoarea momentului încovoietor de apariție a fisurilor  $M_{crc}$  inițial se determină din condiția că betonul lucrează elastic și apoi în relațiile obținute se includ unii parametri, care iau în considerație proprietățile elasto-plastice ale betonului din zona întinsă înainte de apariția fisurilor. Această simplificare se adoptă cu scopul de a folosi formulele de calcul din cursul "Rezistența materialelor".

În mod general, examinăm un element din material elastic la acțiunea momentului încovoietor de la sarcinile exterioare  $M_{ext}$  (egal cu  $M$  pentru elemente încovoiate sau cu  $\pm Ne$  – pentru elemente comprimate sau întinse excentric) și de la acțiunea efortului de precomprimare  $P$ . În acest caz avem un element încovoiat cu comprimare sau întindere excentrică (fig.10.2). Atunci din cursul "Rezistența materialelor", pentru un element din beton armat cu armătură obișnuită și pretensionată tensiunile în betonul din zona întinsă de la acțiunea momentului încovoietor și a efortului de precomprimare  $P$  pot fi determinate cu următoarea relație

$$\sigma_{ct} = \frac{M}{I_{red}} y_0 - \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} y_0, \quad (10.11)$$

în care  $A_{red}$  și  $I_{red}$  sunt aria și momentul de inerție ale secțiunii reduse (ideale, vezi pct. 5.5);

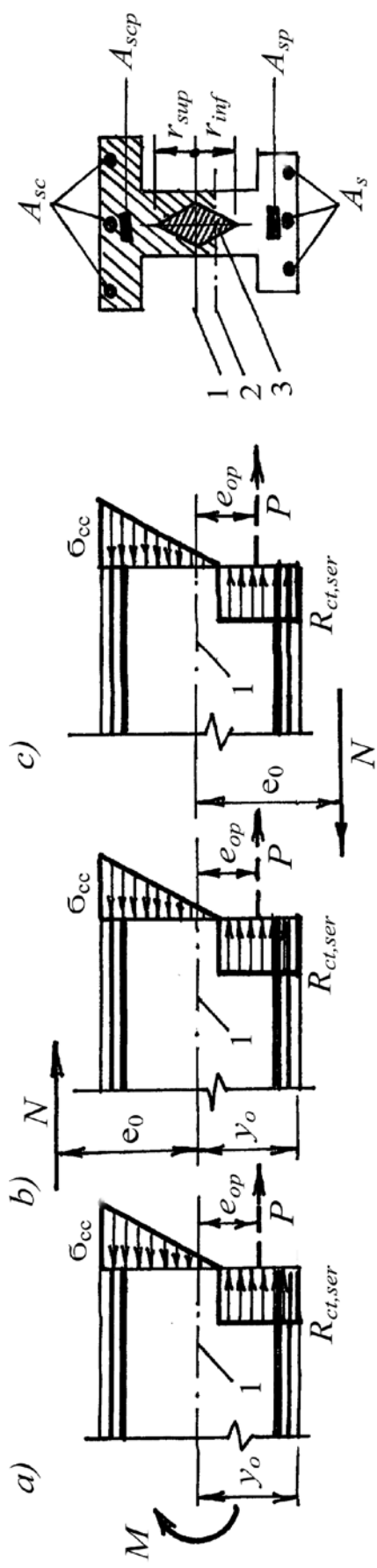
$y_0$  – distanța de la fibrele marginale din zona întinsă a betonului până la centrul de greutate al secțiunii reduse (fig.10.2);

$e_{op}$  – distanța de la efortul de precomprimare  $P$  până la centrul de greutate al secțiunii ideale sau excentricitatea efortului de precomprimare  $P$  (fig.10.2).

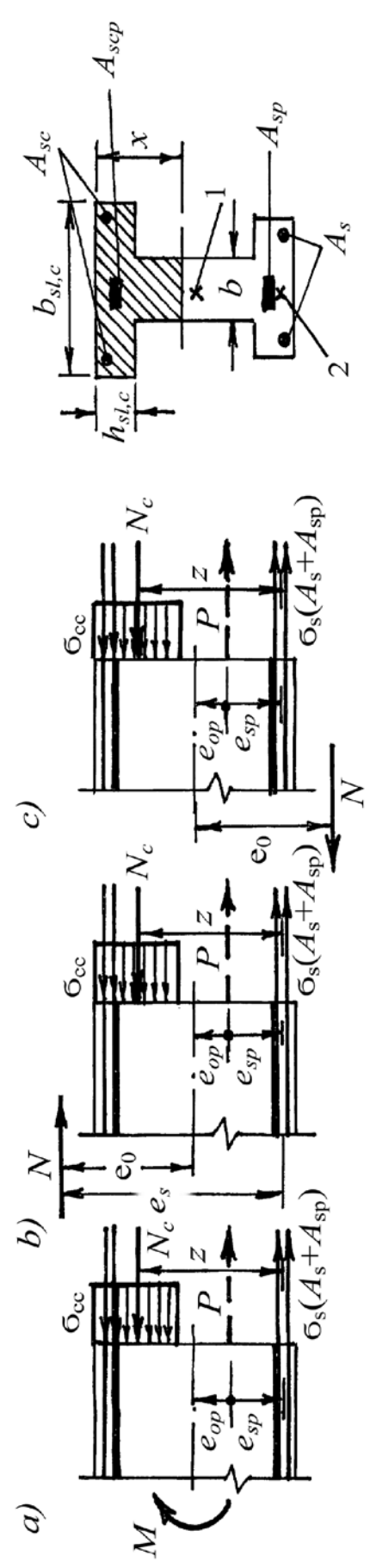
Tensiunile în betonul din zona întinsă a elementului înainte de apariția fisurilor se adoptă egale  $\sigma_{ct} = R_{ct,ser}$ , iar valoarea momentului încovoietor – egală cu momentul încovoietor de apariție a fisurilor  $M = M_{crc}$ . Atunci, dacă înlocuim aceste valori în formula (10.11), obținem

$$R_{ct,ser} = \frac{M_{crc}}{I_{red}} y_0 - \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} y_0. \quad (10.12)$$

De aici avem



**Figura 10.2. Diagramele tensiunilor normale în elementele din beton armat pentru calculul la formarea fisurilor.**  
*a* – element încovoiat; *b* – comprimat excentric; *c* – întins excentric; 1 – axa centrului de greutate al secțiunii ideale; 2 – axa neutră;  
 3 – nucleul (sâmburul) secțiunii



**Figura 10.3. Schemele de calcul ale elementelor din beton armat pentru determinarea tensiunilor în beton la etapa de serviciu (stadiul II).**

*a, b, c* – vezi fig. 10.2; 1 – centrul de greutate al secțiunii ideale; 2 – centrul de greutate al tuturor armaturilor din zona întinsă

$$\begin{aligned}
M_{crc} &= R_{ct,ser} \frac{I_{red}}{y_0} + \frac{P \cdot I_{red}}{A_{red} \cdot y_0} + \frac{P e_{op} y_0 I_{red}}{I_{red} \cdot y_0} = \\
&= R_{ct,ser} \frac{I_{red}}{y_0} + P \frac{I_{red}}{A_{red} \cdot y_0} + P \cdot e_{op}.
\end{aligned}
\tag{10.13}$$

În pct. 5.5 a fost obținut

$$\frac{I_{red}}{A_{red} \cdot y_0} = r,
\tag{10.14}$$

în care  $r$  este distanța de la centrul de greutate al secțiunii ideale (reduse) până la punctul de sus al nucleului (vezi fig.10.2), care mai este numită **raza nucleului**.

După cum este știut din cursul "Rezistența materialelor", momentul de rezistență al secțiunii elementului  $W = I/y$ , iar pentru un element din beton armat

$$W_{red} = I_{red} / y_0.
\tag{10.15}$$

Dacă substituim valorile lui  $r$  și  $W_{red}$  din relațiile (10.14) și (10.15) în formula (10.13), atunci obținem următoarea formulă

$$M_{crc} = R_{ct,ser} W_{red} + P \cdot r + P \cdot e_{op} = R_{ct,ser} W_{red} + P(r + e_{op}).
\tag{10.16}$$

După cum se vede din fig.10.2, termenul  $P(r+e_{op})$  din formula (10.16) reprezintă momentul încovoietor de la efortul de precomprimare  $P$  în raport cu axa, care trece prin punctul de sus al nucleului secțiunii

$$P(r + e_{op}) = M_{rp}.
\tag{10.17}$$

De aceea, această metoda de calcul și are denumirea de **metodă de calcul cu momentul încovoietor de nucleu**.

Formula (10.16) este obținută din condiția lucrului elastic al betonului. De aceea, pentru evaluarea deformațiilor plastice ale betonului din zona comprimată, acceptăm valoarea lui  $r$  în funcție de tipul solicitării:

- pentru elementele încovoiate, comprimate sau întinse excentric precomprimate pentru  $N \leq P$

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}};
\tag{10.18}$$

- pentru elementele întinse excentric cu  $N > P$

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2(\alpha_s A_s + \alpha_{sc} A_{sc} + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_{scp} A_{scp})}; \quad (10.19)$$

-pentru elementele încovoiate fără armătură pretensionată

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}. \quad (10.20)$$

În formula (10.18) coeficientul  $\varphi = 1,6 - \sigma_c / R_{ct,ser}$  ia în considerație deformațiile plastice ale betonului din zona comprimată, care se adoptă nu mai mic de 0,7 și nu mai mare de 1,0;

$\sigma_c$  – tensiunea maximală în betonul din zona comprimată de la sarcina exterioară și efortul de precomprimare, care se determină cu formulele pentru un element din material elastic cu aria ideală (redușă) a secțiunii  $A_{red}$ .

Pentru evaluarea proprietăților plastice ale betonului din zona întinsă, momentul de rezistență al secțiunii reduse  $W_{red}$  din formula (10.16) se înlocuește cu momentul de rezistență elasto-plastic al secțiunii betonului armat  $W_{pl}$ , care se adoptă egal

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \quad (10.21)$$

în care  $\gamma$  este un coeficient, care ia în considerație influența deformațiilor plastice ale betonului din zona întinsă, valoarea căruia se determină în funcție de forma secțiunii elementului ( $\gamma = 1,5$  pentru elemente cu secțiunea dreptunghiulară și în formă de **T** cu placa în zona comprimată).

Reieșind din relațiile, prezentate mai sus, formula (16.10) va avea, în finală, următoarea formă

$$M_{crc} = R_{ct,ser} W_{pl} + P(e_{op} + r) = R_{ct,ser} W_{pl} + M_{rp}. \quad (10.22)$$

Momentul încovoietor de la sarcinile exterioare  $M_{ext}$  din relația (10.10) se adoptă în modul următor:

$M_{ext} = M$  – pentru elemente încovoiate;

$M_{ext} = N(e_{op} + r)$  – pentru elemente întinse excentric;

$M_{ext} = N(e_{op} - r)$  – pentru elemente comprimate excentric.

Pentru elemente fără armătură pretensionată

$$(10.23) \quad M_{crc} = R_{ct,ser} W_{pl}.$$

#### 10.4. Tensiunile în armătură și în beton în stadiul II de lucru al elementelor din beton armat și beton precomprimat

Stadiul II de lucru al elementelor din beton armat (vezi pct. 4.1) este adoptat la baza metodei de calcul la deschiderea fisurilor și a deformațiilor (săgeții).

În formulele de calcul se folosesc valorile tensiunilor în armătură  $\sigma_s$ , în beton  $\sigma_{cc}$  și alte caracteristici ale secțiunii elementului. De aceea, inițial vom examina metoda de determinare a acestor valori la sfârșitul stadiului II (stadiul II a).

În stadiul II de lucru al elementului în betonul din zona întinsă apar fisuri și în secțiunile fisurate tot efortul este preluat numai de armătură, iar în zona comprimată – de beton și armătură. Diagrama tensiunilor în zona comprimată are formă de parabolă pronunțată. Pentru simplificarea formulelor de calcul și a metodei de obținere ale lor, adoptăm diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată în formă dreptunghiulară cu valoarea tensiunilor la sarcina de serviciu egală cu  $\sigma_{cc}$ . Menționăm, că această simplificare duce la o supraapreciere insuficientă a tensiunilor în armătura din zona întinsă  $\sigma_s$  și în betonul din zona comprimată  $\sigma_{cc}$ , care servește ca o mică rezervă de lucru al elementului la stadiul limită de serviciu.

În fig.10.3 sunt prezentate schemele de calcul în stadiul II a pentru diferite tipuri de încărcare ale elementelor: întindere centrică, încovoiere, întindere și comprimare excentrică.

La deducerea formulelor pentru determinarea tensiunilor în armătura din zona întinsă  $\sigma_s$  și în betonul din zona comprimată  $\sigma_{cc}$ , folosim condițiile de echilibru din statică: suma proiecțiilor ale tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului –  $\sum X_i = 0$  și suma momentelor încovoietoare de la sarcinile exterioare și eforturile interioare în raport cu orice axă –  $\sum M = 0$ .

Menționăm, că în calculul la deschiderea fisurilor și a deformațiilor (săgeții) se folosesc valorile de serviciu ale sarcinilor exterioare. Coeficientul de siguranță al încărcăturilor se adoptă egal cu 1,0 ( $\gamma_t = 1,0$ ).

Pentru elementele/construcțiile întinse centric folosim  $\sum X_i = 0$  din care obținem

$$\sigma_s = \frac{N_{ser} - P}{A_s + A_{sp}} \quad (10.24)$$

Pentru elementele încovoiate, întinse sau comprimare excentric folosim suma momentelor încovoietoare în raport cu axa, care trece prin punctul de acțiune al efortului din zona comprimată  $\sum M_{Nc} = 0$  (vezi fig.10.3) și, în finală, obținem următoarele formule:

- pentru elementele încovoiate

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} - P(Z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})Z}; \quad (10.25)$$

- pentru elemente comprimate excentric

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}(e_s - Z) - P(Z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})Z}; \quad (10.26)$$

- pentru elemente întinse excentric în cazul când

$$e_{0,tot} = \frac{N_{ser}e_0 - P \cdot e_{op}}{N_{ser} - P} \geq 0,8h_0,$$

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}(e_s \pm Z) - P(Z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})Z}, \quad (10.27)$$

iar în cazul când  $e_{0,tot} < 0,8 h_0$

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}(e_s \pm Z) - P(Z_s - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})Z_s}, \quad (10.28)$$

în care  $M_{ser}$  și  $N_{ser}$  sunt momentul încovoietor și forța longitudinală de la încărcăturile exterioare de serviciu;

$e_0$ ,  $e_{op}$ ,  $e_{sp}$  și  $e_s$  – vezi fig.10,3;

$Z$  – distanța de la centrul de greutate al armăturii întinse ( $A_s$  și  $A_{sp}$ ) până la punctul de acțiune al efortului din zona comprimată;

$Z_s$  – idem, până la centrul de greutate al armăturii din zona comprimată ( $A_{sc}$  și  $A_{scp}$ ).

În formulele (10.27) și (10.28) semnul plus se ia pentru elementele întinse excentric cu excentricitate mare ( $e_0 > Z_s/2$ ), iar cu semnul minus – pentru elementele întinse excentric cu excentricitatea mică ( $e_0 < Z_s/2$ ).

Tensiunile în betonul din zona comprimată  $\sigma_{cc}$  se determină fără evidența lucrului al armăturii comprimate (care în majoritatea cazurilor nu este necesară din calcul, însă se instalează din recomandății constructive), din suma momentelor încovoietoare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse

$$\sum M_{A_s+A_{sp}} = 0 :$$

- pentru elementele încovoiate (fig.10.3 a)

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{ser} - P \cdot e_{sp}}{A_{cc} \cdot Z}; \quad (10.29)$$

- pentru elementele comprimate excentric (fig.10.3 b)

$$\sigma_{cc} = \frac{N_{ser} \cdot e_s + P \cdot e_{sp}}{A_{cc} \cdot Z}; \quad (10.30)$$

- pentru elementele întinse excentric (fig.10.3 c)

$$\sigma_{cc} = \frac{\pm N_{ser} \cdot e_s + P \cdot e_{sp}}{A_{cc} \cdot Z}. \quad (10.31)$$

În formula (10.31) semnul plus și minus se adoptă ca și în formulele 10.27) și (10.28).  $A_{cc}$  este aria zonei comprimate, care, în caz general, pentru secțiune dreptunghiulară sau în formă de **T** se determină cu următoarea formulă

$$A_{cc} = b x_{ser} + (b_{sl.c} - b) h_{sl.c}. \quad (10.32)$$

După unele transformări simple ale formulei (10.32) obținem

$$\begin{aligned} A_{cc} &= b x_{ser} \frac{h_0}{h_0} + (b_{sl.c} - b) h_{sl.c} = b h_0 \xi_{c.ser} + (b_{sl.c} - b) h_{sl.c} = \\ &= b h_0 \left[ \xi_{c.ser} + \frac{(b_{sl.c} - b) h_{sl.c}}{b h_0} \right] = b h_0 (\xi_{c.ser} + \varphi_{sl.c}), \end{aligned} \quad (10.33)$$

în care  $\xi_{c.ser} = x_{ser} / h_0$  este înălțimea relativă a zonei comprimate  $x_{ser}$  la stadiul *II* a de lucru al elementului (la stadiul de serviciu);

$\varphi_{sl.c} = (b_{sl.c} - b) h_{sl.c} / b h_0$  este un coeficient, care ia în considerație influența plăcii din zona comprimată asupra lucrului elementului.

Pentru elementele cu secțiunea dreptunghiulară ( $\varphi_{sl.c} = 0$ ), iar

$$A_{cc} = b x_{ser} = b x_{ser} \frac{h_0}{h_0} = \xi_{c.ser} b h_0. \quad (10.34)$$

Pentru elemente cu armătură obișnuită (nepretensionată) adoptăm în formulele (10.24 – 10.31) efortul de precomprimare  $P = 0$ .

Valoarea distanței  $Z$  (vezi fig.10.3) se determină din relația



$$Z = h_0 - y, \quad (10.35)$$

în care  $y$  este distanța de la punctul de acțiune al rezultantei (efortului) din zona comprimată până la marginea zonei mai comprimate, care, la rândul său, se determină din relația

$$y = \frac{S_{red,c}}{A_{red}}, \quad (10.36)$$

în care  $S_{red,c}$  este momentul static al secțiunii reduse a zonei comprimate în raport cu axa proprie, iar  $A_{red}$  este aria secțiunii reduse a elementului din beton armat (vezi pct. 5.5).

Din formula (10.36) în finală obținem următoarea relație generală pentru determinarea valorii  $Z$

$$Z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h_{sl.c}}{h_0} \varphi_{sl.c} + \xi_{c,ser}}{2(\varphi_{sl.c} + \xi_{c,ser})} \right]. \quad (10.37)$$

Pentru elementele încovoiate cu secțiunea dreptunghiulară din formula (10.37) vom avea

$$Z = h_0 (1 - 0,5 \xi_{c,ser}). \quad (10.38)$$

Înălțimea relativă a zonei comprimate a betonului în stadiul II  $a$  de lucru al elementului se recomandă de determinat cu următoarea formulă empirică

$$\xi_{c,ser} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \rho_l a_s}}, \quad (10.39)$$

în care

$$\delta = \frac{M_{ser}}{bh_0^2 R_{c,ser}}; \quad (10.40)$$

$$\lambda = \varphi_{sl.c} (1 - h_{sl.c} / 2h_0); \quad (10.41)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0} \text{ - coeficientul de armare longitudinală;}$$

$\alpha_s = E_s / E_{ce}$  - coeficientul de echivalență.

## 10.5. Determinarea deschiderii fisurilor normale

Calculul deschiderii fisurilor în elementele din beton armat și beton precomprimat se efectuează atunci, când în ele pot apărea fisuri mari în perioada de exploatare. Esența calculului constă în determinarea deschiderii fisurilor și compararea lor cu valorile maxime admisibile.

### 10.5.1. Calculul deschiderii fisurilor

Fisurile îndreptate perpendicular (normal) la axa longitudinală a elementului se numesc *fisuri normale*. Deschiderea acestor fisuri la nivelul armaturii întinse reprezintă diferența dintre alungirea absolută a armaturii  $\Delta_s$  și a betonului întins  $\Delta_{ct}$  dintre două fisuri pe lungimea elementului (fig.10.4)

$$w_{crc} = \Delta_s - \Delta_{ct}. \quad (10.42)$$

Exprimăm valorile  $\Delta_s$  și  $\Delta_{ct}$  în această formula prin deformațiile specifice medii ale armaturii  $\varepsilon_{sm}$  și ale betonului întins  $\varepsilon_{ctm}$  între două fisuri

$$\Delta_s = \varepsilon_{sm} l_{crc}; \quad (10.43)$$

$$\Delta_{ct} = \varepsilon_{ctm} l_{crc}; \quad (10.44)$$

După înlocuirea acestor valori în relația (10.42) obținem

$$w_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} - \varepsilon_{ctm} l_{crc} = l_{crc} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}). \quad (10.45)$$

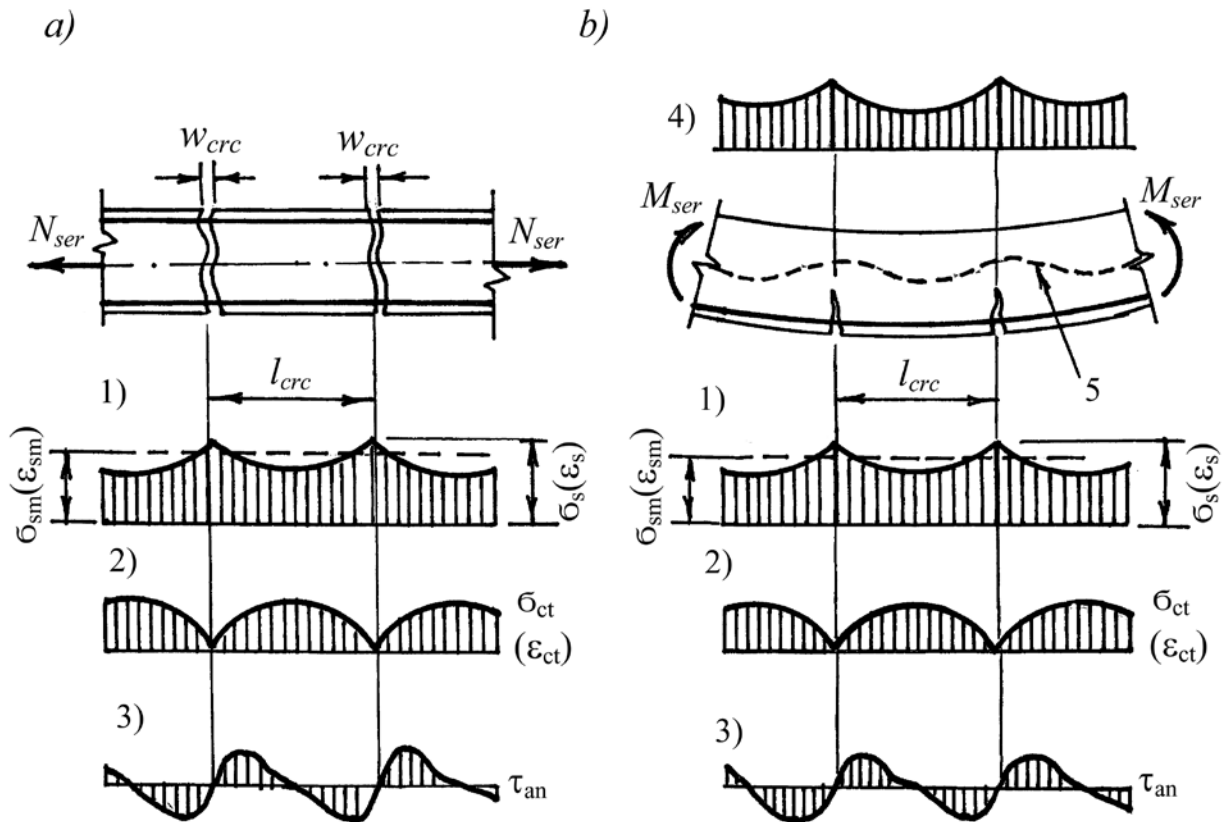
O relație asemănătoare este prezentată și în normele europene EN 1992 -1-1. Având în vedere, că deformațiile betonului la întindere sunt cu mult mai mici decât ale armaturii, adoptăm  $\varepsilon_{ctm} = 0$  și atunci relația (10.45) va avea următoarea

formă 
$$w_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc}. \quad (10.46)$$

Pentru stabilirea unei relații între deformațiile medii ale armaturii între două fisuri  $\varepsilon_{sm}$  și deformația maximală în secțiunea fisurată  $\varepsilon_s$ , introducem următorul coeficient

$$\psi_s = \varepsilon_{sm} / \varepsilon_s = \sigma_{sm} / \sigma_s, \quad (10.47)$$

unde  $\psi_s$  este un coeficient, care ia în considerație repartiția neuniformă a deformațiilor/tensiunilor în armătura din zona întinsă.



**Figura 10.4. Schemele de calcul ale elementelor din beton armat la deschiderea fisurilor**

*a*-element întins centric; *b*-element încovoiat; 1-diagrama tensiunilor (deformațiilor) în armătura întinsă; 2-diagrama tensiunilor (deformațiilor) în betonul din zona întinsă; 3-diagrama tensiunilor de aderență în armătura întinsă; 4-diagrama tensiunilor (deformațiilor) în betonul din zona comprimată; 5-axa neutră;

Din fig. 10.4.2 se vede că între fisuri betonul continuă să lucreze (preia o parte din efortul de întindere) și, de aceea, deformațiile (tensiunile) în armătura întinsă pe aceste sectoare sunt mai mici. De aceea, deseori coeficientul  $\psi_s$  mai este numit și coeficient, care ia în considerație lucrul betonului la întindere între fisuri. Un coeficient asemănător se adoptă și pentru evaluarea repartiției neuniforme a deformațiilor (tensiunilor) în betonul din zona comprimată (fig.10.4.4)

$$\psi_c = \varepsilon_{ccm} / \varepsilon_{cc} . \quad (10.47 a)$$

Dacă introducem valoarea  $\varepsilon_{sm}$  din formula (10.47) în relația (10.46), obținem

$$w_{crc} = \psi_s \varepsilon_s l_{crc} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc} , \quad (10.48)$$

în care  $\sigma_s$  sunt tensiunile în armătura întinsă într-o secțiune cu fisură; care se determină conform relațiilor (10.24 – 10.31) din pct.10.4;

$E_s$  – modulul de elasticitate al armăturii.

O analiză detaliată a numeroaselor rezultate experimentale din laboratoare din diferite țări a arătat, că deschiderea fisurilor depinde și de un șir de factori, care nu figurează nemijlocit în relația (10.48), și anume:

- durata acțiunii încărcăturii (de lungă sau scurtă durată);
- profilul și tipul armăturii (armătură netedă sau cu profil periodic, bare sau sârmă);
- tipul elementului (întins centric, încovoiat, întins sau comprimat excentric).

Pentru aceasta includem în relația (10.48) un șir de coeficienți, care vor lua în considerație acești factori și, în finală, relația (10.48) va avea următoarea formă

$$w_{crc} = \varphi_l \eta_s \cdot \delta \cdot \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc}, \quad (10.49)$$

în care  $\varphi$  este un coeficient, care ia în considerație durata acțiunii încărcăturilor și se adoptă:  $\varphi_l = 1,0$  – la acțiunea sarcinii de scurtă durată;  $\varphi_l = 1,4$  – la acțiunea sarcinii de lungă durată;

$\eta_s$  – coeficient, care ia în considerație profilul și tipul armăturii și se recomandă de adoptat:  $\eta_s = 1,0$  – pentru armătură cu profil periodic;  $\eta_s = 1,3$  – pentru armătură cu profil neted;  $\eta_s = 1,2$  – pentru sârmă cu profil periodic și toroane;  $\eta_s = 1,4$  – pentru sârmă cu profil neted;

$\delta$  - coeficient care depinde de tipul elementului:  $\delta = 1,0$  – pentru elementele încovoiate, întinse și comprimate excentric;  $\delta = 1,2$  – pentru elemente întinse centric.

Distanța medie dintre fisuri  $l_{crc}$  se determină din condiția, că efortul preluat de betonul întins între două fisuri este egal cu efortul de aderență al armăturii întinse cu betonul pe același sector (fig.10.4 a 3)

$$R_{ct,ser} \cdot A_{ct,eff} = \tau_{an.m} \cdot l_{crc} \cdot U_s, \quad (10.50)$$

din care avem

$$l_{crc} = \frac{R_{ct,ser} \cdot A_{ct,eff}}{U_s \cdot \tau_{an.m} \cdot \omega}, \quad (10.51)$$

în care  $A_{ct,eff}$  este aria efectivă a betonului din zona întinsă, înălțimea căreia se determină conform recomandațiilor din Eurocodul EN 1992 -1-1

- pentru grinzi  $h_{ct,eff} = 2,5 a_s$  (vezi fig.10.5 a);
- pentru plăci încovoiate  $h_{ct,eff} = 2 (h - h_0)$  (fig.10.5 b);
- pentru elemente întinse centric și excentric cu excentricitatea mică

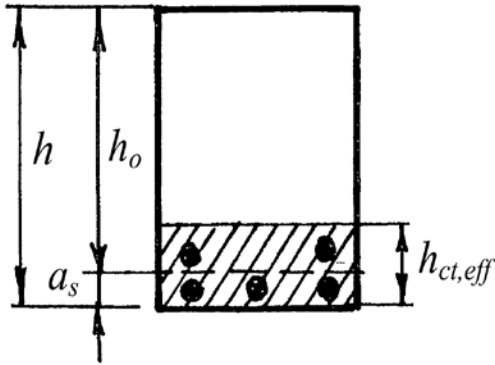
$h_{ct,eff} = 2(h - h_0)$  la ambele margini ale secțiunii, în care este instalată armătura (fig.10.5 c);

$U_s$  – perimetrul barei a armăturii;

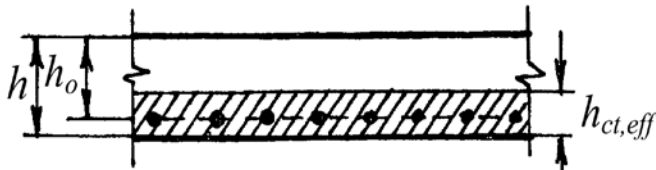
$\tau_{an.m}$  – tensiunile medii de aderență a armăturii cu betonul întins pe o lungime dintre două fisuri (vezi pct. 3.5.1);

$\omega$  – coeficientul formei diagramei tensiunilor de aderență.

a)



b)



c)



**Figura 10.5.**  
**Ariile efective ale betonului în jurul armăturii din zona întinsă**

Notăm raportul  $R_{ct,ser} / \tau_{an.m} \omega = \eta$  din relația (10.51), iar  $A_{ct,eff} / U_s$  îl transformăm în modul următor

$$\frac{A_{ct,eff}}{U_s} = \frac{A_{ct,eff}}{\pi d_s} \cdot \frac{A_s}{A_s} = \frac{A_{ct,eff}}{A_s} \cdot \frac{\pi d_s^2}{4\pi d_s} = \frac{d_s}{4 \cdot \rho_{eff}}, \quad (10.52)$$

în care

$\rho_{eff} = A_s / A_{ct,eff}$  este coeficientul de armare efectivă.

În finală, formula (10.51) va avea următoarea formă

$$l_{crc} = 0,25\eta \frac{d_s}{\rho_{eff}} . \quad (10.53)$$

Aici coeficientul  $\eta$  se adoptă în funcție de tipul armăturii:

- 0,7 – pentru armătură laminată la cald cu profilul periodic;
- 1,0 – idem, cu profilul neted;
- 1,25 – pentru sârmă cu profil periodic și toroane;
- 1,4 – pentru sârmă cu profil neted.

Se recomandă de adoptat în calcul  $l_{crc}$  nu mai mica de  $10 d_s$  sau 100 mm și nu mai mare de  $40 d_s$  sau 400 mm.

În cazul, când elementul este armat cu bare de diferite diametre, valoarea  $d_s$  din formula (10.53) se adoptă

$$d_s = \frac{n_1 d_{s1}^2 + \dots + n_i d_{si}^2}{n_1 d_{s1} + \dots + n_i d_{si}} , \quad (10.54)$$

în care  $d_{s1} \dots d_{si}$  sunt diametrele barelor ai armăturii întinse;

$n_1 \dots n_i$  – numărul de bare cu diametrul  $d_{s1} \dots d_{si}$ .

De asemenea, se permite de determinat valoarea  $l_{crc}$  în relația (10.49) cu următoarea formulă empirică

$$l_{crc} = 20(3,5 - 100\rho_l) \sqrt[3]{d_s} , \quad (10.55)$$

în care  $d_s$  este diametrul armăturii longitudinale în *mm* (vezi și formula 10.54);

$\rho_l$  – coeficientul de armare longitudinală, care se adoptă în calcul nu mai mare de 0,02

$$\rho_l = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0 + (b_{sl} - b)(h_{sl} - a_s)} . \quad (10.56)$$

În continuare examinăm mai detaliat procedura de determinare a coeficientului  $\psi_s$  (vezi formula 10.47) pentru un element întins centric.

Tensiunile în armătura întinsă într-o secțiune cu fisură  $\sigma_s$  se determină cu formula

$$\sigma_s = N_{ser} / A_s , \quad (10.57)$$

în care  $N_{ser}$  este forța de la încărcăturile exterioare la stadiul de serviciu.

Între fisuri forța totală  $N_{ser}$  este preluată de armătură și de beton

$$N_{ser} = N_s + N_{ct}. \quad (10.58)$$

Efortul preluat de beton între fisuri va fi  $N_{ct} = \sigma_{ct} A$ . Având în vedere faptul, ca tensiunile în betonul întins dintre două fisuri sunt repartizate neuniform, introducem un coeficient  $\omega_t$ , care va lua în considerație forma diagramei a tensiunilor în beton pe acest sector (vezi fig.10.4), iar tensiunile  $\sigma_{ct}$  sunt o parte din  $R_{ct,ser}$  ( $\sigma_{ct} = R_{ct,ser}$ ) vom avea

$$N_{ct} = \sigma_{ct} A = K\omega_t R_{ct,ser} A = K\omega_t N_{c,crc}, \quad (10.59)$$

unde  $N_{c,crc} = R_{ct,ser} A$  este efortul preluat de beton înainte de apariția fisurilor.

Atunci efortul mediu, preluat de armătură între fisuri va fi

$$N_{sm} = N_{ser} - N_{ct} = N_{ser} - K\omega_t N_{c,crc}. \quad (10.60)$$

Valoarea medie a tensiunilor în armătură între fisuri

$$\sigma_{sm} = \frac{N_{sm}}{A_s} = \frac{N_{ser} - K\omega_t N_{c,crc}}{A_s}. \quad (10.61)$$

Atunci

$$\begin{aligned} \psi_s &= \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_s} = \frac{\frac{N_{ser} - K\omega_t N_{c,crc}}{A_s}}{\frac{N_{ser}}{A_s}} = \frac{N_{ser} - K\omega_t N_{c,crc}}{N_{ser}} = \\ &= 1 - K\omega_t \frac{N_{c,crc}}{N_{ser}}. \end{aligned} \quad (10.62)$$

În baza rezultatelor experimentale produsul  $K\omega_t$  este adoptat egal cu 0,7 – la acțiunea sarcinii de scurtă durată, și egal cu 0,35 – la acțiunea sarcinii de lungă durată și în final avem

$$\psi_s = 1 - 0,7 N_{c,crc} / N_{ser}, \quad (10.63)$$

la acțiunea sarcinii de scurtă durată

$$\psi_s = 1 - 0,35 N_{c,crc} / N_{ser}, \quad (10.64)$$

la acțiunea sarcinii de lungă durată.

În elementele precomprimate betonul inițial este comprimat de efortul de precomprimare  $P$  și începe să lucreze la întindere numai după ce forța exterioară  $N_{ser}$  este mai mare de  $P$  și, de aceea, formulele (10.63) și (10.64) vor avea următoarele forme:

$$\psi_s = 1 - 0,7 \frac{N_{c,crc} - P}{N_{ser} - P}; \quad (10.65)$$

$$\psi_s = 1 - 0,35 \frac{N_{c,crc} - P}{N_{ser} - P}. \quad (10.66)$$

Dacă  $N_{c,crc} / N_{ser} > 1$  sau  $(N_{c,crc} - P) / (N_{ser} - P) > 1$ , în calcul valorile acestor rapoarte se adoptă egale cu 1,0.

În mod asemănător se obțin și formulele pentru determinarea coeficientului  $\psi_s$  pentru elemente încovoiate, întinse sau comprimate excentric; deosebire constă în faptul că produsul  $K\omega_t$  (în baza rezultatelor experimentale) se înlocuiește cu un coeficient  $\varphi_{ls}$ , care permite evaluarea mai diferențiată a duratei acțiunii sarcinii și a tipului armăturii:

– pentru elementele cu armătură obișnuită

$$\psi_s = 1 - \varphi_{ls} \frac{M_{c,crc}}{M_{ser}}, \quad (10.67)$$

în care  $M_{c,crc} = R_{bt,ser} W_{c,pl}$  este momentul încovoietor, preluat de beton înainte de apariția fisurilor (vezi formula 10.23);

$M_{ser}$  – momentul încovoietor de la sarcina de serviciu:

$M_{ser} = M$  – pentru elemente încovoiate;

$M_{ser} = N_{ser} e_0$  – pentru elemente întinse și comprimate excentric;

– pentru elemente cu armătură pretensionată

$$\psi_s = 1 - \varphi_{ls} \frac{R_{ct,ser} W_{pl}}{\pm M_{ser} \pm M_{rp}}, \quad (10.68)$$

în care  $M_{rp}$  se determina cu formula (10.17);

$\varphi_{ls} = 1,1$  – la acțiunea sarcinii de scurtă durată pentru armătură în bare și sârmă;

$\varphi_{ls} = 0,8$  – la acțiunea sarcinii de lungă durată, indiferent de tipul armăturii.



La calculul elementelor din beton armat și beton precomprimat la deschiderea fisurilor normale se determină două valori:

- fisuri de scurtă durată

$$W_{crc,ch} = W_{crc,ch1} - W_{crc,ch2} + W_{crc,l3} ; \quad (10.69)$$

- fisuri de lungă durată

$$W_{crc,l} = W_{crc,l3} , \quad (10.70)$$

în care  $w_{crc,ch1}$  este deschiderea (inițială) a fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcăturii totale (permanente), de lungă durată (cvasipermanente) și de scurtă durată (vezi pct. 4.6);

$w_{crc,ch2}$  – deschiderea inițială a fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcăturii permanente și de lungă durată (cvasipermanente);

$w_{crc,l3}$  – deschiderea totală a fisurilor de la acțiunea de lungă durată de la încărcăturile permanente și de lungă durată.

### 10.5.2. Verificarea deschiderii fisurilor fără calcul

Deschiderea fisurilor va fi mai mică decât valoarea maximală admisibilă (vezi tab.10.1) și nu este necesar un calcul direct, dacă se vor respecta următoarele recomandări privind diametrul maximal și distanța maximală dintre bare, prezentate în tab. 10.2 și 10.3 de mai jos conform recomandățiilor EN 1992-1-1.

Aceste tabele au fost elaborate pentru următorii parametri ai elementului/construcției:  $a_s = 25$  mm;  $R_{ct,eff} \approx R_{ct} = 2,9$  MPa;  $h - h_0 = 0,1 h$ ;  $K_1 = 0,8$  (coeficient, care ia în considerație proprietățile de aderență ale armăturii cu betonul);  $K_2 = 0,5$  (coeficient, care ia în considerație nivelul de tensiuni în beton) și alții.

Dacă parametrii reali ai elementului/construcției proiectat/te diferă considerabil ( $\geq 30$  %) de la acele de mai sus, atunci se determină un diametru modificat al armăturii  $d_{s,mod}$ :

- pentru încovoiere

$$d_{s,mod} = d_{s,tab} (R_{ct} / 2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h - h_0)} ; \quad (10.71)$$

- pentru întindere

$$d_{s,mod} = d_{s,tab} (R_{ct} / 2,9) \frac{h_{cr}}{8(h - h_0)} , \quad (10.72)$$

Tabelul 10.2

**Diametrul maximal  $d_{s,max}$  al barelor longitudinale  
pentru verificarea deschiderii fisurilor**

Tensiunile în armătura longitudinală (MPa)	Diametrul maximal al barelor longitudinale (în mm) pentru deschiderea fisurilor		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	30	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabelul 10.3

**Distanța maximală între bare pentru verificarea deschiderii fisurilor**

Tensiunile în armătura longitudinală (MPa)	Distanța maximală dintre bare (în mm) pentru deschiderea fisurilor		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

în care  $h_{cr}$  este înălțimea zonei întinse înainte de apariția fisurilor;

$K_c = 1,0$  – la întindere pură;

$$K_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{K_1 (h/h^*) R_{ct}} \right] - \text{pentru încovoiere}; \quad (10.73)$$

$h^* = h$  – pentru  $h < 1,0$  m;

$h^* = 1,0$  m – pentru  $h \geq 1,0$  m.

Tensiunile în armătura întinsă pentru tab. 10.2 și 10.3 se permite de determinat cu următoarea formulă simplificată

$$\sigma_s = M_{ser} / A_s \cdot Z, \quad (10.74)$$

în care  $Z$  este brațul eforturilor interioare într-o secțiune cu fisură pentru stadiul II de lucru al elementului, care se adoptă în acest caz:

$Z = 0,9 h_0$  – pentru procentul de armare longitudinală  $\rho_l \leq 0,5$  %;

$Z = 0,85 h_0$  – pentru  $0,5$  %  $< \rho_l \leq 1,0$  %;

$Z = 0,8 h_0$  – pentru  $\rho_l > 1,0$  %.

Dacă diametrul armăturii întinse  $d_s$  sau  $d_{s,mod}$  și distanța dintre bare din tab.10.2 și 10.3 pentru o valoare concretă a tensiunilor  $\sigma_s$  și deschiderii admisibile a fisurii sunt mai mari, decât acele din tabele, atunci deschiderea fisurilor se determină conform recomandațiilor din pct.10.5.

## 10.6. Calculul la fisurare în secțiunile înclinate

### 10.6.1. Calculul la apariția fisurilor înclinate

La unele elemente din beton armat sau beton precomprimat, în care nu se permite apariția fisurilor înclinate în zonele de la reazeme la etapa de exploatare, rezistența lor la fisurare este asigurată de beton și armătură transversală (de etrierele verticale sau bare înclinate). În elementele/construcțiunile masive cu deschideri mari, în care apar forțe tăietoare mari (așa cum sunt grinzile podurilor, estacadelor, fermelor, arcurilor și altele), pentru asigurarea rezistenței la fisurare în secțiuni înclinate, se folosește armătură transversală pretensionată (etriere verticale sau armătură înclinată (fig.10.6).

În elementele din beton armat și beton precomprimat nu vor apărea fisuri înclinate în zonele de la reazeme la etapa de exploatare, dacă se va îndeplini următoarea condiție

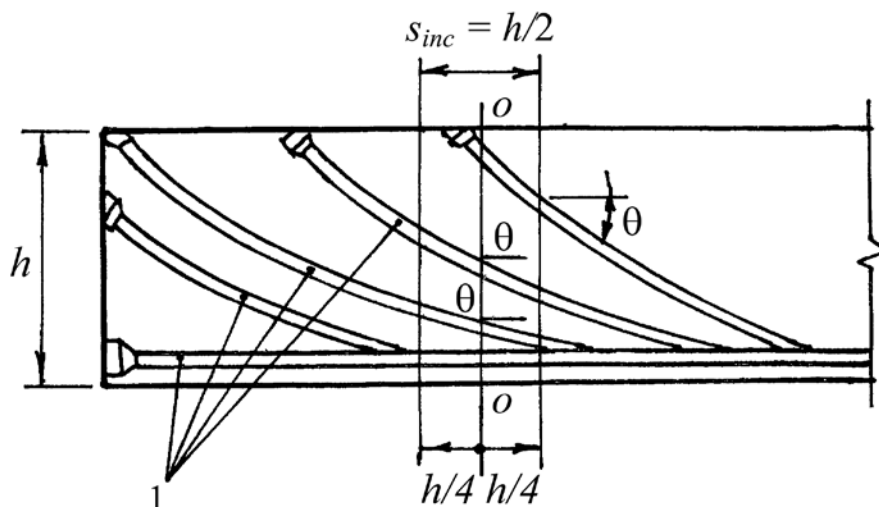
$$\sigma_{ctm} \leq K_v R_{ct,ser}, \quad (10.75)$$

în care  $K_v$  este un coeficient empiric, care se determină cu următoarea formulă

$$K_v = (1 - \sigma_{ccm} / R_{c,ser}) / (0,2 + n_v C) \leq 1,0; \quad (10.76)$$

$n_v = 0,01$  – pentru beton normal;

$n_v = 0,02$  – pentru beton cu agregate fine și beton ușor;



**Figura 10.6. Armătură pretensionată înclinată**

$C$  – clasa betonului la compresiune;

produsul  $n_v C$  se adoptă nu mai mic de 0,3;

$\sigma_{ctm}$  și  $\sigma_{ccm}$  – tensiunile principale de întindere și de comprimare, care se determină conform regulilor rezistenței materialelor ca pentru un corp omogen la nivelul centrului secțiunii sau în punctele, unde se schimbă lățimea secțiunii ( de exemplu, la limita între nervură și placă la secțiuni în formă de **T** )

$$\sigma_{ctm} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (10.77)$$

în care  $\sigma_{cx}$  este tensiunea normală în beton (paralelă la axa elementului) de la încărcătura exterioară de serviciu și de la efortul de precomprimare  $P$  (cu evidența pierderilor totale);

$\sigma_{cy}$  – tensiunea normală în beton ( perpendiculară la axa elementului) de la acțiunea locală a reacțiunilor pe reazeme, forțele concentrate exterioare, sarcina uniform distribuită și de la eforturile de precomprimare de la etriere și armătura înclinată pretensionată;

$\tau_{xy}$  – tensiunea tangențială în beton de la încărcăturile exterioare și efortul de precomprimare din armătura pretensionată înclinată.

Tensiunea normală în beton  $\sigma_{cx}$  se determină cu următoarea formulă bine cunoscută din rezistența materialelor

$$\sigma_{cx} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}}{I_{red}} y \pm \frac{M_{ser}}{I_{red}} y, \quad (10.78)$$

în care  $M_{ser}$  este momentul încovoietor de la încărcăturile exterioare de serviciu, iar toate celelalte valori sunt date în pct. 5.4 și 5.5.

Valoarea tensiunii  $\sigma_{cy}$  se adoptă egală cu suma tensiunilor de la acțiunea locală a reacțiunilor de reazeme și de la forțe concentrate  $\sigma_{y,loc}$  și de la efortul de precomprimare în etriere și armătura înclinată  $\sigma_{yp}$

$$\sigma_{cy} = \sigma_{y,loc} + \sigma_{yp}. \quad (10.79)$$

Aici

$$\sigma_{y,loc} = \varphi_y F / bh, \quad (10.80)$$

în care  $F$  este forța concentrată sau reacțiunea de pe reazem;

$\varphi_y$  – coeficient, care se adoptă din tabelul 10.4 în funcție de coordonatele punctului, în care se determină valoarea  $\sigma_{y,loc}$  ( $x = \alpha h$  și  $y = \beta h$ ).

Tabelul 10.4

**Valorile coeficientului  $\varphi_y$  pentru determinarea tensiunilor locale  $\sigma_{y,loc}$**

$\beta=y/h$	$\alpha = x/h$							
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0.4	-0,47	-0,26	0,01	0,08	0,07	0,04	0,02	0,01
0.5	-0,57	-0,40	-0,16	-0,03	-0,02	0,03	0,03	0,02
0.6	-0,58	-0,45	-0,24	-0,10	-0,03	0,01	0,02	0,02
0.8	-0,41	-0,34	-0,22	-0,13	-0,06	-0,02	0,00	0,01
1.0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Pentru  $\alpha > 0,7$  valoarea tensiunilor  $\sigma_{y,loc}$  se adoptă egală cu zero.

Tensiunea  $\sigma_{yp}$  se determină cu următoarea formulă

$$\sigma_{yp} = \frac{\sigma_{swp} A_{swp}}{S_w b} + \frac{\sigma_{s,inc.p} A_{s,inc.p}}{S_{inc} b} \sin \theta, \quad (10.81)$$

în care  $\sigma_{swp}$  și  $\sigma_{s,inc.p}$  sunt tensiunile de pretensionare în etriere și armătura înclinată;

$A_{swp}$  – aria secțiunii etrierelor pretensionate în secțiunea normală a elementului

(vezi fig.7.20);

$A_{s,inc.p}$  – aria secțiunii armăturii înclinate pretensionate, care se termină pe sectorul  $S_{inc} = h/2$  ( fig.10.6), situată simetric la secțiunea examinată;

$S_w$  – pasul etrierelor pretensionate;

$\theta$  – unghiul de înclinație al armăturii înclinate.

Tensiunile tangențiale  $\tau_{xy}$  se determină cu următoarea formulă

$$\tau_{xy} = \frac{V_{ser} S_{red}}{b \cdot I_{red}}, \quad (10.82)$$

în care  $V_{ser}$  este forța tăietore de la încărcăturile exterioare de serviciu;  $S_{red}$  și  $I_{red}$  sunt date în pct. 5.5.

În elementele cu armătură pretensionată înclinată, valoarea  $V_{ser}$  se micșorează cu mărirea

$$V_p = \sigma_{s,inc.p} A_{s,inc.p} \cdot \sin \theta. \quad (10.83)$$

Pentru elemente cu armătura transversală obișnuită, pentru verificarea rezistenței la fisurare în secțiuni înclinate se permite de folosit o formulă mai simplă

$$V_{ser} \leq 0,6 R_{ct,ser} b h \quad (10.84)$$

### 10.6.2. Calculul la deschiderea fisurilor înclinate

În zonele din preajma reazemelor ale elementelor încovoiate din beton armat pot să apară două tipuri de fisuri:

- fisuri, care apar de la marginea întinsă și apoi, pe măsura majorării încărcăturii, cresc și se înclină;

- fisuri, care apar în zona de la mijloc a înălțimii secțiunii elementului.

La primul tip se referă fisurile, la care factorul principal de formare este momentul încovoiator, iar apoi se dezvoltă la acțiunea momentului încovoiator și a forței tăietoare în rezultatul căreia se înclină. Aceste fisuri se întâlnesc mai frecvent la elementele încovoiate cu secțiunea dreptunghiulară sau în forma de **T** cu placa în zona comprimată.

La al doilea tip de fisuri se formează de la tensiunile principale de întindere ( $\sigma_{ctm} > R_{ct,ser}$ ), unde apar tensiuni tangențiale mari. Aceste fisuri se întâlnesc, de regulă, în elementele încovoiate din beton armat cu secțiunea de T-dublu sau T cu placa în zona întinsă.

Rezultatele experimentale au arătat, că deschiderea fisurilor de tipul doi în majoritatea cazurilor este mai mică, decât valorile maxime admisibile ( vezi tab. 10.1), iar acele de tipul unu sunt mai mari. De aceea, la acest tip de fisuri li se acordă o atenție mai mare și la elaborarea metodei de calcul al deschiderii lor. Pentru deducerea formulelor de calcul, în mare măsură, au fost folosite ipoteze asemănătoare cu lucrul al armăturii transversale (etrierelor) și a betonului ca și în cazul fisurilor normale:

- în locul de intersecție al etrierelor de fisurile înclinate lucrează numai armătura;
- între fisurile înclinate armătura și betonul lucrează la întindere.

Deducerea formulei pentru determinarea deschiderii fisurilor înclinate la nivelul armăturii transversale este cu mult mai complicată decât pentru fisurile normale și, de aceea, aici ea este omisă și este prezentată formula finală

$$w_{crc,i} = \varphi_{lv} \eta_w \frac{0,6\sigma_{sw} d_{sw}}{E_{sw} \frac{d_{sw}}{h_0} + 0,15E_c (1 + 2\alpha\rho_w)} \quad (10.85)$$

în care  $\varphi_{lv} = 1,0$  – la acțiunea de scurtă durată a tuturor sarcinilor ( permanente, cvasipermanente și temporare);

$\varphi_{lv} = 1,5$  – la acțiunea sarcinilor de lungă durată (permanentă și de lungă durată) pentru construcții din beton, care se exploatează în condiții normale;

$\varphi_{lv} = 1,2$  – idem, pentru construcții saturate cu apă;

$\varphi_{lv} = 1,75$  – idem, pentru construcții, care periodic se exploatează în condiții normale și saturate cu apă;

$\eta_w$  – coeficient, care se adoptă în funcție de tipul armăturii etrierelor: PSt 235 – 1,3; RSt 295 – RSt 390 – 1,0; RWr 410 – 395 – 1,2;

$d_{sw}$  – diametrul etrierelor;

$E_{sw}$  – modulul de elasticitate al armăturii etrierelor;

$E_c$  – idem, al betonului;

$\alpha = E_{sw} / E_c$  – coeficientul de echivalență;

$\rho_w$  – coeficientul de armare transversală.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{bS} \quad (10.86)$$

aici  $A_{sw}$  este aria secțiunii tuturor etrierelor într-o secțiune a elementului ( vezi fig. 7.20);

$S$  – pasul etrierelor;

$\sigma_{ct}$  – tensiunile în armătura transversală (etriere)

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{ser} - V_{c,max}}{A_{sw} \cdot h_0} S \leq R_{s,ser} , \quad (10.87)$$

în care  $V_{ser}$  este forța tăietoare pe reazem de la încărcăturile de serviciu;

$V_{c,max}$  – forța tăietoare maximală, preluată de betonul din zona comprimată

$$V_{c,max} = \varphi_{c4} (1 + \varphi_n) R_{ct,ser} b h_0^2 / c_{inc,o} , \quad (10.88)$$

dar se adoptă în calcul nu mai mică de

$$V_{c,min} = \varphi_{c3} (1 + \varphi_n) R_{ct,ser} b h_0 . \quad (10.89)$$

Aici  $\varphi_n$  și  $S_{inc,o}$  se iau din pct. 7.4.2 și 7.4.4 ( vezi formulele 7.38 și 7.49), iar coeficienții  $\varphi_{c3}$  și  $\varphi_{c4}$  se adoptă din normele NCM F.01.01-2006 în funcție de tipul betonului (pentru beton normal  $\varphi_{c3} = 0,6$  și  $\varphi_{c4} = 1,5$ ).

La calculul elementelor din beton armat sau din beton precomprimat la deschiderea fisurilor în secțiuni înclinate de scurtă și lungă durată se folosesc aceleași relații (10.69 și 10.70), ca și pentru fisurile în secțiuni normale.

## 10.7. Verificarea închiderii fisurilor

În elementele /construcțiile din beton precomprimat, armate cu oțel cu rezistența înaltă RSt 590-1175, PWr 1100-1490 și RWr 1020-1460, care se exploatează în condiții cu agresivitatea înaltă sau mijlocie și la umiditate înaltă, nu se permit fisuri de lungă durată (de la acțiunea încărcăturilor permanente și de lungă durată), fiindcă această armătură este foarte sensibilă la coroziune.

Se permit fisuri de scurtă durată de o valoare limitată (0,15 – 0,20 mm) de la acțiunea tuturor încărcăturilor permanente, de lungă durată și temporare, apoi, la încetarea acțiunii încărcăturii de scurtă durată, fisurile trebuie să se închidă. Fisurile cu deschiderea până la 0,15 – 0,20 mm se închid mai bine și armătura este protejată de la coroziune timp îndelungat. De aceea, pentru asigurarea unor condiții normale de lucru ale acestor elemente, este necesar de verificat, dacă se vor închide fisurile în secțiuni normale și înclinate.



### 10.7.1 Fisuri în secțiuni normale

Pentru asigurarea închiderii fisurilor în secțiuni normale la acțiunea numai a încărcăturilor permanente și de lungă durată este necesar să se respecte următoarele cerințe:

1. În armătura pretensionată  $A_{sp}$  și nepretensionată  $A_s$  nu se permite apariția deformațiilor plastice de la acțiunea de scurtă durată a încărcăturilor permanente, de lungă și scurtă durată. Această cerință se verifică cu următoarele relații:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser}; \quad (10.90)$$

$$\sigma_s - (\sigma_8 + \sigma_9) \leq K_s R_{s,ser}, \quad (10.91)$$

în care  $\sigma_s$  este tensiunea în armătura întinsă, care se determină conform recomandațiilor din pct. 10.4;

$\sigma_8$  și  $\sigma_9$  – pierderile de tensiuni de la contracția și curgerea lentă a betonului (vezi pct.5.2);

$\sigma_{sp}$  – tensiunea inițială în armătura pretensionată (vezi pct.5.1);

$K_s$  – un coeficient, care se adoptă în funcție de clasa armăturii obișnuite

( $K_s = 1,0$  – pentru armătură de clasele PSt 235 și RSt 295-390;  $K_s = 0,8$  – pentru armături cu limita convențională de curgere  $\sigma_{0,2}$ ):

Menționăm, că nu se permite apariția deformațiilor plastice în armătura obișnuită, fiindcă atunci ea poate să împiedice parțial la închiderea fisurilor.

2. La încetarea acțiunii sarcinilor de scurtă durată este necesar ca în betonul din secțiunea fisurată (la nivelul marginii întinse) să se formeze tensiuni de comprimare (de presiune) nu mai mici de 0,5 MPa ( $\sigma_{cc} \geq 0,5$  MPa). Valoarea tensiunilor  $\sigma_{cc}$  se determină ca pentru un element din material elastic omogen de la acțiunea încărcăturilor permanente, de lungă durată și efortul de precomprimare  $P$  (cu evidența tuturor pierderilor de tensiuni)

$$\sigma_{cc} = \frac{P(e_{op} + r) - M_{ser}}{W_{red}}, \quad (10.92)$$

în care  $M_{ser}$  este momentul încovoietor de la încărcăturile de serviciu permanente și de lungă durată, iar  $e_{or}$ ,  $r$  și  $W_{red}$  se determină cu formulele (5.14, 5.21 și 10.15 corespunzător).

Dacă adoptăm  $\sigma_{cc} = 0,5$  MPa, atunci din formula (10.92) obținem

$$M_{ser} \leq P(e_{op} - r) - 0,5W_{red} . \quad (10.93)$$

Deci, dacă se va îndeplini această condiție, în beton vom avea tensiuni de comprimare mai mari de 0,5 MPa.

### 10.7.1 Fisuri în secțiuni înclinate

Pentru asigurarea închiderii fisurilor înclinate este necesar ca tensiunile principale de întindere  $\sigma_{ctm}$  și comprimare  $\sigma_{ccm}$  în beton la nivelul centrului de greutate al secțiunii reduse a elementului de la încărcăturile permanente și de lungă durată să fie de comprimare nu mai mici de 0,5 MPa ( $\sigma_{ccm} \geq 0,5$  MPa).

Această condiție se asigură la folosirea etrierelor și armăturii înclinate pretensionate.

Dacă adoptăm  $\sigma_{ctm} = \sigma_{ccm} = 0,5$  MPa), formula (10.77) va avea următoarea formă

$$\frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = 0,5 , \quad (10.94)$$

în care semnul „+” se ia pentru tensiunile de comprimare și „-“ - de întindere

Din formula (10.94) obținem

$$\sigma_{cy} = 0,5 + \frac{\tau_{xy}^2}{\sigma_{cx} - 0,5} . \quad (10.95)$$

Având în vedere, că  $\sigma_{cy} = \sigma_{yp} + \sigma_{y,loc}$  (vezi formula (10.79), în finală obținem

$$\sigma_{yp} = 0,5 + \frac{\tau_{xy}^2}{\sigma_{cx} - 0,5} - \sigma_{y,loc} , \quad (10.96)$$

în care  $\sigma_{yp}$  este tensiunea inițială de pretensionare a etrierilor sau a armăturii înclinate;

$\sigma_{cx}$ ,  $\sigma_{y,loc}$  și  $\tau_{xy}$  – se determină conform recomandațiilor din pct.10.6.1.

Închiderea fisurilor în secțiuni înclinate se asigură numai de armătura transversală pretensionată (etriere sau armătură înclinată).

## 10.8. Starea limită la deformații

### 10.8.1. Noțiuni generale

La deformațiile elementelor din beton armat se referă: săgeata, unghiul de rotație al secțiunilor, perioada de vibrație etc., care deseori mai sunt numite *deplasări*.

La calculul elementelor din beton armat și precomprimat mai frecvent se determină valoarea săgeții, care se compară cu o valoare admisibilă, stabilită în normele RM NCM F.02.02-2006.

Valoarea săgeții considerabil depinde de rigiditatea secțiunii transversale a elementului  $E \cdot I$ .

În perioada inițială de folosire a elementelor din beton armat nu era necesar de determinat deformațiile (săgeata), deoarece rigiditatea lor era destul de înaltă, fiindcă dimensiunile secțiunilor erau mari. Mai târziu, în construcții au început să se folosească betonuri și armături cu rezistențe mai mari, care au adus la micșorarea dimensiunilor secțiunilor elementelor, care, la rândul său, au dus la micșorarea rigidității lor și la creșterea săgeții. La micșorarea dimensiunilor secțiunii elementelor a influențat și perfecționarea metodelor de calcul. În legătură cu această și a apărut necesitatea de determinare a săgeții elementelor din beton armat.

În unele cazuri, rezultatul acestui calcul poate să ducă la corectarea (schimbarea) dimensiunilor secțiunii elementului sau la majorarea ariei secțiunii armăturii din zona întinsă și altele.

Valoarea săgeții a elementelor din beton armat și beton precomprimat se determină cu următoarea formulă generală, bine cunoscută din mecanica structurilor

$$f = Sl_0^2 \frac{M}{E \cdot I} = Sl_0^2 \frac{1}{r}, \quad (10.97)$$

în care  $S$  este un coeficient, care se adoptă în funcție de tipul reazemelor și schema de încărcare a elementului (vezi anexa A.18);

$l_0$  – deschiderea (lungimea) de calcul a elementului;

$E \cdot I$  – produsul modului de elasticitate al materialului cu momentul de inerție al secțiunii elementului, care este numit *rigiditatea secțiunii elementului* (în cursul „Rezistența materialelor” și „Mecanica structurilor”), care pentru elemente din beton armat convențional este notat cu  $B$  ( $E \cdot I = B$ );

$1/r = M / E \cdot I$  (sau  $M / B$ ) – curbura elementului;

$r$  – raza curburii elementului în stare deformată (vezi fig.10.7).

După cum se vede din formula (10.97), calculul săgeții a elementelor din beton armat se reduce la determinarea rigidității (sau a curburii) lor.

Pentru elemente din beton armat și beton precomprimat, rigiditatea secțiunilor se determină pentru două cazuri de lucru al elementelor în funcție de cerințele la fisurare:

- 1) pentru elemente, în care nu apar fisuri în zona întinsă la stadiul de exploatare;
- 2) pentru elemente cu fisuri în zona întinsă la stadiul de exploatare.

Menționăm, ca valorile admisibile ale săgeților  $f_{adm}$  sunt stabilite (ca și valorile maxime de deschidere ale fisurilor) din următoarele condiții de baza:

– **tehnologice** (pentru asigurarea unor condiții normale de lucru ale podurilor rulante, instalațiilor tehnologice, mașinilor etc.);

– **constructive** (pentru prevenirea deteriorării altor elemente nestructurale: pereții despărțitori, straturi de tencuială și de izolații, care se reazemă pe elementul structural calculat etc.);

– **psihologice și estetice** (săgeata vizibilă poate deranja personalul din clădire).

Se consideră că o săgeată mai mică de  $l_0/250$ , practic, nu deranjează personalul din clădire. Aceasta valoare limită admisibilă a săgeții este adoptată și în Eurocodul EN 1992-1-1.

Se consideră că elementul va corespunde cerințelor de deformații, dacă valoarea săgeții, determinate din calcul  $f_{cal}$  nu va depăși valoarea admisibilă  $f_{adm}$

$$f_{cal} \leq f_{adm} . \quad (10.98)$$

Plăcile (panourile) planșeelor nearticulate cu alte elemente, scările și podestele (rampa de odihna la scări) suplimentar se calculează la instabilitate, care constă în aceea, că se determină valoarea săgeții suplimentare de la acțiunea de scurtă durată a unei sarcini concentrate de 1000 N, aplicată după cea mai nefavorabilă schemă, care nu trebuie să fie mai mare de 0,7 mm.

### **10.9. Determinarea rigidității și a săgeții elementelor fără fisuri în zona întinsă**

La baza metodei de calcul la deformații al elementelor din beton armat și beton precomprimat fără fisuri în zona întinsă este luat stadiul I a de lucru al elementelor încovoiate (vezi pct.4.1). Elementul se examinează cu o secțiune compactă ideală cu armătura redusă la beton (vezi pct.5.5).

De aceea, ca și pentru elementele din material elastic, adoptăm rigiditatea secțiunii din beton armat egală cu produsul modului de elasticitate al betonului ( $E_e$ ) și momentul de inerție al secțiunii reduse ( $I_{red}$ ) cu evidența proprietăților elastico-plastice ale betonului la acțiunea de scurtă și lungă durată a tuturor încărcăturilor.

Din aceasta vom avea:

- rigiditatea secțiunii reduse a elementului la acțiunea încărcăturilor de scurtă durată

$$B_{sh} = \varphi_{sh} E_e I_{red} \quad (10.99)$$

idem, la acțiunea de lungă durată a sarcinilor (inclusiv și efortul de precomprimare  $P$ )

$$B_l = \varphi_l E_e I_{red} . \quad (10.100)$$

în aceste formule  $E_e$  este modulul de elasticitate al betonului (anexa A.4);

$I_{red}$  – momentul de inerție al secțiunii elementului (vezi pct.5.5);

$\varphi_{sh}$  și  $\varphi_l$  – coeficienți, care iau în considerație deformațiile curgerii lente ale betonului la acțiunea de scurtă și lungă durată a încărcăturilor și efortului de precomprimare  $P$ , care se adoptă din tab.10.5.

Valoarea totală a săgeții de la momentul încovoietor se determină cu următoarea relație

$$f_m = f_{sh} + f_l - f_p , \quad (10.101)$$

în care  $f_{sh}$  este săgeata de la acțiunea de scurtă durată a tuturor încărcăturilor exterioare de serviciu (permanentă, de lungă și scurtă durată), care se determină cu formula (10.97)

$$f_{sh} = S l_0^2 \frac{M_{sh,ser}}{B_{sh}} , \quad (10.102)$$

$f_l$  - idem, de la acțiunea de lungă durată a încărcăturilor permanente și de lungă durată

$$f_l = S l_0^2 \frac{M_{l,ser}}{B_l} ; \quad (10.103)$$

Tabelul 10.5

Durata de acțiune a încărcăturilor și umiditatea mediului ambiant	Valorile coeficienților $\varphi_{sh}$ și $\varphi_l$ în formulele (10.99) și (10.100)			
	Beton normal și ușor	Beton cu agregate fine de grupa <sup>1)</sup>		
		A	B	C
1. De scurtă durată - $\varphi_{sh}$	0,85	0,85	0,85	0,85
2. De lungă durată, $\varphi_l$ pentru umiditatea mediului ambiant, %				
> 75	1,90	2,50	2,80	1,90
40 ÷ 75	2,35	3,00	3,50	2,35
< 40	3,50	4,60	5,30	3,50

*Nota:<sup>1)</sup> Clasificarea betonului în funcție de finețea agregatelor este prezentată în anexa A din NCM F.02.02-2006.*

$f_p$  – săgeata (curbura) inversă a elementului de la efortul de precomprimare  $P$  de la acțiunea inițială și de lungă durată

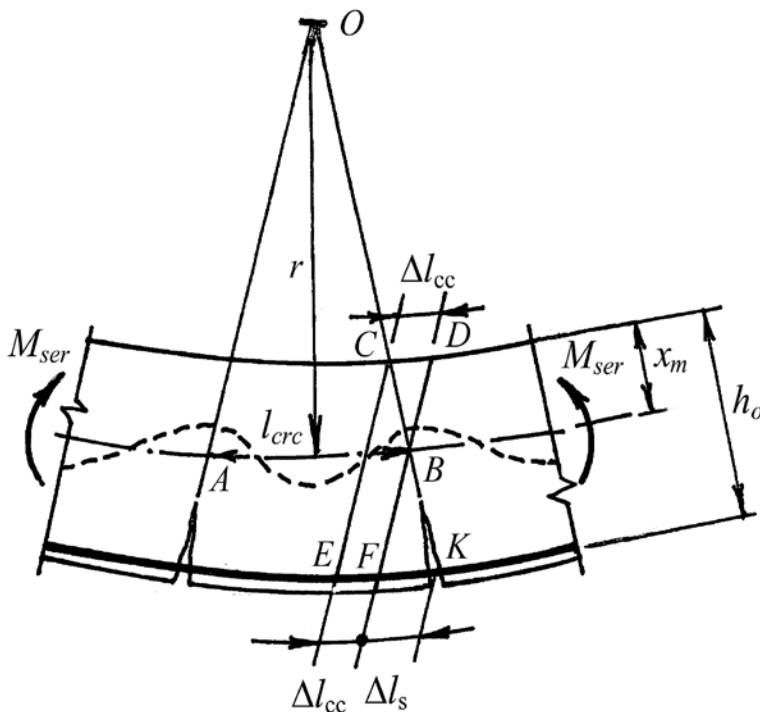
$$f_p = Sl_0^2 \frac{P \cdot e_{op}}{B_l} . \quad (10.104)$$

#### 10.10. Determinarea rigidității și a săgeții elementelor cu fisuri în zona întinsă

La baza metodei de calcul a deformațiilor elementelor din beton armat cu fisuri în zona întinsă în perioada lor de exploatare este adoptat stadiul II  $a$  de lucru al

elementelor (vezi pct.4.1). La acest stadiu de lucru al elementelor, tensiunile în armătura întinsă și în beton în secțiunile cu fisuri și între ele sunt repartizate neuniform (vezi fig.10.4). De aceea, pentru deducerea formulelor de calcul, inițial vom folosi valorile medii ale deformațiilor armăturii  $\varepsilon_{sm}$ , betonului  $\varepsilon_{ccm}$  și înălțimea medie a zonei comprimate a betonului  $x_m$  și apoi ele vor fi înlocuite cu valorile lor reale.

Pentru deducerea formulei de determinare a rigidității secțiunii unui element cu fisuri, examinăm un sector între două fisuri în zona de încovoiere pură pentru un element fără armătură pretensionată (fig.10.7) (pentru simplificarea deducerii) și apoi vor fi incluși factorii, care iau în considerație efortul de precomprimare și întindere excentrică.



**Figura 10.7.**  
Sector din elementul încovoiat între două fisuri la determinarea curburii

Din fig.10.7, din asemănarea triunghiurilor AOB, FBK, CBD și ECK, avem

$$\frac{AB}{OB} = \frac{FK}{BK} = \frac{CD}{CB} = \frac{EK}{CK}, \quad (10.105)$$

în care  $AB = l_{crc}$  este distanța dintre fisuri la nivelul axei neutre;

$OB = r$  – raza curburii elementului;

$FK = \Delta l_s = \varepsilon_{sm} l_{crc}$  – alungirea absolută a armăturii întinse pe sectorul dintre fisuri  $l_{crc}$ ;

$CD = \Delta l_{cc} = \varepsilon_{ccm} l_{crc}$  – idem, în fibrele marginale ale betonului din zona comprimată;

$$BK = h_0 - x_m ;$$

$CB = x_m$  – înălțimea medie a zonei comprimate;

$EK = FK + EF = FK + CD$ , deoarece  $EF = CD$  și atunci  $EK = \Delta l_s + \Delta l_{cc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} + \varepsilon_{ccm} l_{crc} = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{ccm}) l_{crc}$  – valoarea absolută a alungirii armăturii și a betonului între două fisuri;

$$CK = h_0 .$$

Substituim aceste valori în relația (10.105) și obținem

$$\frac{l_{crc}}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} l_{crc}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{ccm} l_{crc}}{x_m} = \frac{(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ccm}) l_{crc}}{h_0} , \quad (10.106)$$

sau după reducerea la  $l_{crc}$ , în finală obținem

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{ccm}}{x_m} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ccm}}{h_0} , \quad (10.107)$$

în care  $1/r$  este curbura elementului în stare deformată.

Din formula (10.97)

$$1/r = M / B;$$

$\varepsilon_{sm} / (h_0 - x_m)$  este curbura elementului din beton armat cu fisuri după zona întinsă;

$\varepsilon_{ccm} / x_m$  – idem, după zona comprimată;

$(\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{ccm}) / h_0$  – idem, după zona întinsă și comprimată (ambele zone).

După cum se vede din relația (10.107), avem trei formule pentru determinarea curburii (rigidității) a elementului din beton armat cu fisuri la stadiul lor de exploatare.

Luând în considerație, că varianta a treia (după ambele zone) mai pe larg cuprinde caracteristicile elementului, în continuare ea va fi adoptată de baza și va fi folosită pentru determinarea rigidității elementelor cu fisuri în zona întinsă



$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{ccm}}{h_0} \quad (10.108)$$

Acum exprimăm  $\varepsilon_{sm}$  și  $\varepsilon_{ccm}$  în modul următor.

Din formulele (10.47) și (10.47 a) și legea lui Houk avem;

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s = \psi_s \sigma_s / E_s ; \quad (10.109)$$

$$\varepsilon_{ccm} = \psi_c \varepsilon_{cc} = \psi_c \sigma_{cc} / E_c = \psi_c \sigma_{cc} / \nu E_e \quad (10.110)$$

Includem în aceste formule valorile tensiunilor  $\sigma_s$  și  $\sigma_{cc}$  pentru elementele încovoiate obișnuite (fără precomprimare) din formulele (10.25) și (10.29), și vom obține

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\psi_s M_{ser}}{A_s Z E_s} ; \quad (10.111)$$

$$\varepsilon_{ccm} = \frac{\psi_c M_{ser}}{\nu A_{cc} Z E_e} , \quad (10.112)$$

în care  $\nu_{ce}$  este coeficientul de elasticitate al betonului, care se adoptă din normele NCM F.02.02-2006 în funcție de durata acțiunii sarcinii și tipul betonului. Pentru beton normal  $\nu = 0,45$  – la acțiunea sarcinii de scurtă durată și  $\nu_{ce} = 0,15$  – la acțiunea sarcinii de lungă durată;

$\psi_s$ ,  $\psi_c$ ,  $A_{cc}$  și  $Z$  – vezi pct.10.4.

În continuare, înlocuim valorile  $\varepsilon_{sm}$ ,  $\varepsilon_{ccm}$  și  $A_{cc}$  în formula (10.108) și în finală obținem

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ser}}{h_0 Z} \left[ \frac{\psi_s}{A_s E_s} + \frac{\psi_c}{(\varphi_{sl,c} + \xi_{c,ser}) b h_0 \nu_{ce} E_e} \right] \quad (10.113)$$

Atunci din relația  $1/r = M/B$ , rigiditatea secțiunii elementului încovoiat din beton armat cu fisuri în zona întinsă va fi

$$B = \frac{h_0 Z}{\frac{\psi_s}{A_s E_s} + \frac{\psi_c}{(\varphi_{sl,c} + \xi_{c,ser}) b h_0 \nu_{ce} E_e}} . \quad (10.114)$$

Pentru elemente precomprimate această formulă are următoarea formă

$$B_{PR} = \frac{h_0 Z}{\frac{\psi_s}{A_s E_s + A_{sp} E_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_{sl,c} + \xi_{c,ser}) b h_0 \nu_{ce} E_e}} . \quad (10.115)$$

Valoarea totală a săgeții a unui element încovoiat armat obișnuit de la momentul încovoietor va fi

$$f_M = f_1 - f_2 + f_3, \quad (10.115 a)$$

în care  $f_1$  este săgeata de la acțiunea de scurtă durată a încărcăturilor totale (permanente, de lungă și scurtă durată)

$$f_1 = S l_0^2 \frac{M_{sh,ser}}{B_{sh}} ; \quad (10.116)$$

$f_2$  – săgeata inițială (de scurtă durată) de la acțiunea de scurtă durată a încărcăturilor permanente și de lungă durată

$$f_2 = S l_0^2 \frac{M_{l,ser}}{B_{sh}} ; \quad (10.117)$$

$f_3$  – săgeata totală de la acțiunea de lungă durată a încărcăturii permanente și de lungă durată

$$f_3 = S l_0^2 \frac{M_{l,ser}}{B_l} . \quad (10.118)$$

În aceste formule  $M_{sh,ser}$  și  $M_{l,ser}$  sunt valorile momentelor încovoietoare de la toate încărcăturile de serviciu și, corespunzător, de la încărcăturile permanente și de lungă durată;

$B_{sh}$  și  $B_l$  – rigiditățile secțiunii elementului încovoiat cu fisuri în zona întinsă, corespunzător, la acțiunea de scurtă durată a încărcăturilor  $B_{sh}$  și de lungă

durată  $B_l$ . Valorile acestor rigidități se determină cu aceeași formulă (10.113), însă pentru  $B_{sh}$  se adoptă  $\nu_{ce} = 0,45$ , iar pentru  $B_l$  -  $\nu_{ce} = 0,15$ .

Pentru elementele precomprimate săgeata totală de la momentul încovoietor de la încărcăturile exterioare și efortul de precomprimare va fi

$$f_{MP} = f_{1P} - f_{2P} + f_{3P} \quad , \quad (10.119)$$

în care  $f_{1P}$ ,  $f_{2P}$  și  $f_{3P}$  sunt săgețile de la sarcinile exterioare de serviciu și efortul de precomprimare  $P$ . Pentru  $f_{1P}$  se ia în calcul momentul încovoietor

$$M_{sh,ser,p} = M_{sh,ser} - Pe_{op} \quad , \quad (10.120)$$

iar pentru  $f_{2P}$  și  $f_{3P}$

$$M_{l,ser,p} = M_{l,ser} - Pe_{op} \quad . \quad (10.121)$$

Atunci:

$$f_{1P} = Sl_0^2 \frac{M_{sh,ser,p}}{B_{sh,p}} = Sl_0^2 \frac{M_{sh,ser} - Pe_{op}}{B_{sh,p}} \quad ; \quad (10.122)$$

$$f_{2P} = Sl_0^2 \frac{M_{l,ser,p}}{B_{sh,p}} = Sl_0^2 \frac{M_{l,ser} - Pe_{op}}{B_{sh,p}} \quad ; \quad (10.123)$$

$$f_{3P} = Sl_0^2 \frac{M_{l,ser,p}}{B_{lp}} = Sl_0^2 \frac{M_{l,ser} - Pe_{op}}{B_{lp}} \quad , \quad (10.124)$$

în care  $B_{sh,p}$  și  $B_{lp}$  sunt rigiditățile secțiunii elementelor din beton armat precomprimat, corespunzător, de la acțiunea de scurtă durată a încărcăturilor exterioare și efortul de precomprimare și de lungă durată de la sarcinile permanente, de lungă durată și de la efortul de precomprimare, care se determină cu formula (10.115). Pentru  $B_{sh,p}$  în formulă (10.115) se adoptă  $\nu_{ce} = 0,45$ , iar pentru  $B_{lp}$  -  $\nu_{ce} = 0,15$ .

În toate formulele de mai sus  $\psi_s$ ,  $\varphi_{sl}$ ,  $\xi_{c,ser}$  și  $Z$  se determină, corespunzător, cu formulele (10.67, 10.68, 10.39 și 10.37), iar  $\psi_c = 0,9$ .

## 10.11 Determinarea săgeții de la forța tăietoare

Din cursul „Rezistența materialelor” este cunoscut, că la calculul elementelor cu raportul  $l_0 / h \leq 8$ , numite *elemente scurte*, este necesar de luat în considerație și săgeata de la forța tăietoare  $f_v$ .

În mod general, valoarea acestei săgeți poate fi determinată cu relația

$$f_v = \int_0^l \overline{V}(x) \gamma_{vx} dx, \quad (10.125)$$

în care  $\overline{V}(x)$  este forța tăietoare în secțiunea  $x$  pentru care se determină săgeata de la acțiunea unei forțe unitare;

$\gamma_{vx}$  – deformația de forfecare de la forța tăietoare

$$\gamma_{vx} = \frac{1,5V_{\max,ser} \cdot \varphi_{c2}}{G_c b h_0} \varphi_{crc}, \quad (10.126)$$

în care  $V_{\max,ser}$  este forța tăietoare maximală de la încărcăturile exterioare de serviciu în secțiunea  $x$ ;

$G_c$  – modulul tangențial al betonului ( $G_c = 0,4 E_e$ );

$\varphi_{c2}$  – coeficient, care ia în considerație influența curgerii lente de lungă durată a betonului; se adoptă din tab.32 NCM F.02.02-2006;

$\varphi_{crc}$  – coeficient, care ia în considerație influența fisurilor la deformațiile de forfecare și se adoptă egal:  $\varphi_{crc} = 1,0$  – în cazul, când în element lipsesc fisurile în secțiuni normale și înclinate;  $\varphi_{crc} = 4,8$  – în cazul, când sunt numai fisuri înclinate;  $\varphi_{crc}$  se determină cu următoarea formulă, în cazul, când avem numai fisuri normale sau normale și înclinate

$$\varphi_{crc} = 3E_e I_{red} / B, \quad (10.127)$$

în care  $B$  este rigiditatea secțiunii elementului cu fisuri (vezi pct.10.10).

În calculele practice (pentru simplificarea metodei de calcul) se permite de determinat valoarea săgeții de la forța tăietoare cu următoarea formulă:

$$f_v = \varphi f_{mi} (h / l_0)^2, \quad (10.128)$$

în care  $f_{mi}$  este săgeata de la momentul încovoietor pentru un element fără fisuri în zona întinsă (formula 10.101), pentru un element cu fisuri, armat obișnuit (formula 10.115) și precomprimat (formula 10.119):

$\varphi$  – coeficient, care ia în considerație caracterul de lucru al elementului (cu fisuri sau fără fisuri), tipul reazemelor și schema de încărcare:

– pentru elementele fără fisuri (normale și înclinate)

$$\varphi = 0,5 / S ; \quad (10.129)$$

– pentru elemente cu fisuri în zona întinsă (normale sau normale și înclinate)

$$\varphi = 1,5 / S , \quad (10.130)$$

în care  $S$  este coeficientul, care depinde de tipul reazemelor și schema de încărcare a elementului (vezi anexa A.18);

$l_0$  – deschiderea de calcul a elementului;

$h$  – înălțimea totală a secțiunii transversale a elementului.

### 10.12. Determinarea săgeții totale de calcul și verificarea elementelor la starea limită de deformații

Orice element din beton armat sau beton precomprimat va asigura cerințele la starea limită de deformații, dacă se va respecta următoarea condiție

$$f_{cal} \leq f_{adm} , \quad (10.131)$$

în care  $f_{adm}$  este valoarea maximală admisibilă a săgeții elementului (vezi tab.31 NCM F.02.02-2006), dar nu mai mică de  $l_0 / 250$ , conform Recomandațiilor Eurocodului EN 1992-1-1;

$f_{cal}$  – valoarea totală a săgeții elementului, determinată din calcul:

$f_{cal} = f_{Mi} + f_v$  – pentru elemente din beton armat obișnuit cu fisuri în zona întinsă sau fără fisuri;

$f_{cal} = f_{Mp} + f_v$  – pentru elemente precomprimate.

Aici  $f_{Mi}$  se determină cu formulele (10.101) sau (10.115), iar pentru elementele precomprimate cu fisuri în zona întinsă – cu formula (10.119), iar  $f_v$  – se determină cu formula (10.128).

În cazul când nu se îndeplinește condiția (10.131), este necesar de schimbat unele caracteristici (parametri) ale elementului și de repetat calculul:

1) se majorează dimensiunile secțiunii elementului (dacă este posibil din cerințele arhitectonice sau tehnologice);

- 2) se majorează clasa betonului sau a armăturii (cu evidența recomandațiilor din pct.4.5);
- 3) se majorează aria secțiunii armăturii obișnuite  $A_s$  (pentru elemente nepretensionate) sau a armăturii  $\sigma_{sp}$  (pentru elemente precomprimate).

În baza numeroaselor calcule a fost stabilit, că cel mai eficient este majorarea ariei secțiunii armăturii  $A_s$  sau  $A_{sp}$ , care mai esențial micșorează săgeata elementului și mai puțin influențează asupra celorlalți parametri ai elementului.

Menționăm, ca în acest caz elementul va conține mai multă armătură, decât este necesară din calculul la rezistență în secțiuni normale, și vom avea cazul de supraarmare (vezi pct.4.1). Aceasta poate duce la necesitatea de a instala armătură și în zona comprimată (în cazuri excepționale) pentru ca elementul să lucreze conform cazului I la stadiul de rupere (vezi pct.4.1).

### 10.13. Verificarea săgeții fără calcul

În Eurocod EN 1992-1-1 este prezentată o metodă de verificare a elementelor din beton armat la starea limită de deformații fără un calculul direct al valorii săgeții.

Sensul metodei constă în compararea valorii convenționale a raportului deschidere/înălțime ( $l_0 / h_0$ ), cu o valoare limită a acestui raport

$$l_0 / h_0 \leq (l_0 / h_0)_{lim} .$$

(10.132)

Dacă se respectă această condiție, se consideră că săgeata elementului nu va depăși valoarea admisibilă și calculul săgeții nu este necesar.

Valorile limite ale raportului  $(l_0 / h_0)_{lim}$  sunt prezentate în tab.10.6, iar a raportului  $l_0 / h_0$  se determină cu următoarele expresii:

- pentru  $\rho \leq \rho_0$

-

$$\frac{l_0}{h_0} = K[11 + 1,5\sqrt{0,8R_{ck,cub}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{0,8R_{ck,cub}} (\frac{\rho_0}{\rho} - 1)^{3/2}]; \quad (10.133)$$

- pentru  $\rho > \rho_0$ :

$$\frac{l_0}{h_0} = K[11 + 1,5\sqrt{0,8R_{ck,cub}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho_1} + \frac{1}{12}\sqrt{0,8R_{ck,cub}} \sqrt{\rho_1 / \rho_0}] , \quad (10.134)$$

în care  $K$  este un coeficient, care se adoptă în funcție de tipul elementului/construcției (vezi tab.10.6);

$\rho$  – procentul de armare longitudinală din zona întinsă la mijlocul deschiderii (sau pe reazeme în cazul consolelor)

$$\rho = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0} \cdot 100\%$$

$\rho_1$  – idem, pentru armătura din zona comprimată

$$\rho_1 = \frac{A_{sc}}{bh_0} \cdot 100\% ;$$

$\rho_0$  – procentul convențional de armare

$$\rho_0 = \sqrt{0,8R_{ck,cub}} :$$

$R_{ck,cub}$  – rezistența caracteristică a betonului, determinată pe cub, care se adoptă în funcție de clasa betonului (vezi tab.2.3), MPa.

Expresiile (10.133) și (10.134) au fost stabilite pentru o secțiune fisurată la mijlocul deschiderii al unei grinzi sau plăci, (sau pe reazeme în cazul consolelor) din beton de clasa C 30/37 cu tensiunea în armătura întinsă egală cu 310 MPa (care corespunde aproximativ cu  $\sigma_y = 500$  MPa).

Pentru secțiunile în forma de **T** cu raportul dintre lățimea plăcii (tălpii) și lățimea nervurii mai mare de 3 ( $b_{sl} / b > 3,0$ ), valorile  $l_0 / h_0$ , determinate cu expresiile

Tabelul 10.6

**Valorile limite ale raportului  $l_0 / h_0$**

Tipul elementului sau a construcției	$K$	Valorile $(l_0 / h_0)_{lim}$ pentru $\rho$	
		$\rho \geq 1,5 \%$	$\rho \leq 0,5 \%$

- Grindă simplu rezemată sau placă simplă rezemată, care lucrează în una sau două direcții	1,0	14	20
- Travee marginală a unei grinzi continuă, care lucrează într-o direcție sau în ambele direcții	1,3	18	26
- Travee intermediară a unei grinzi sau plăci, care lucrează într-o direcție sau ambele direcții	1,5	20	30
- Planșee dală - pentru deschiderea mai mare	1,2	17	24
- Grinda sau placă în consolă	0,4	6	8

(10.133) și (10.134) se multiplică cu 0,8. Pentru elemente cu deschiderile mai mari de 7,0 m, pe care se reazemă pereți despărțitori, care pot fi deteriorați dacă săgețile sunt excesive, valorile raportului  $l_0/h_0$  se multiplica cu  $7 / l_0$  (aici  $l_0$  - în m).

#### 10.14. Unele recomandatii la stabilirea rigidității secțiunilor ale elementelor pentru calculul eforturilor în structuri

La calculul static al structurilor din beton armat, cu scopul determinării eforturilor este necesar de a stabili rigiditatea elementelor. Înainte de acest calcul nu sunt cunoscute nici dimensiunile secțiunilor elementelor, nici ariile armăturilor și altele.

În situații obișnuite de încărcături, nu sunt necesare valorile absolute ale rigidităților elementelor, care compun structura, ci valorile lor relative.

În cazul calculului structurilor la acțiunea deformațiilor impuse (de la temperatură, tasări de reazeme etc.) sunt necesare valorile rigidităților absolute.

În cazurile curente de calcul ale structurilor valorile rigidităților elementelor se adoptă în mod aproximativ cu momentul de inerție (sau a ariei, în cazul elementelor sollicitate axial) ale secțiunilor de beton cu valorile micșorate ale modulului de elasticitate cu coeficienți subunitari în corelare cu gradul de fisurare al elementelor respective.

Gradul de fisurare depinde de tipul elementului, fiind mai mare pentru elementele încovoiate și întinse excentric și mai redus - la elementele comprimate.

La structurile în cadre, valorile modulului de elasticitate al betonului se adoptă convențional egal cu:

- $0,6 E_e$  - pentru grinzi;
- $E_e$  - pentru stâlpii intermediari;



- $0,8 E_e$  – pentru stâlpii marginali și de la colțuri, la care componenta efortului axial de la efectul indirect al forțelor orizontale (în mod obișnuit de la acțiunea seismică și a vântului) reprezintă un efort de întindere relativ mare.

În cazul structurilor cu pereți din beton armat, pentru grinzile de cuplare modulul de elasticitate convențional al betonului se adopta în limitele  $(0,15 \div 0,25) E_e$ , în legătură cu efectul pronunțat de fisurare de la contracție asupra rigidității acestor elemente și efectul foarte pronunțat al fisurilor înclinate.

Dimensiunile secțiunilor elementelor structurale (stâlpilor și grinzilor) se adoptă din recomandății constructive și practica de proiectare, iar clasele betonului pentru ele – în conformitate cu recomandățiile din pct.4.5.

## 11. Elemente din beton armat cu armătură rigidă

### 11.1. Noțiuni generale

Elementele din beton armat cu armătură rigidă (care au abreviatuara BAR în literatura de specialitate românească) sunt o parte componentă din elementele compozite. În conformitate cu definițiile din Eurocodul 4 (EN 1994-1-1:2004) la elemente compozite se refera elementele structurale cu componente de beton și oțel structural sau oțel laminat la rece, legate prin conectori de forfecare astfel, încât să se limiteze alunecarea longitudinală între beton și oțel și separarea unei componente de cealaltă.

În funcție de gradul de înglobare a oțelului laminat în beton deosebim elemente cu secțiunea oțelului:

- 1- înglobată total în beton (BAR, vezi fig.11.1 *a* și *b*);
- 2- înglobată parțial în beton (fig.11.1 *c*);
- 3- neînglobată în beton (fig.11.1 *d*).

Definiția materialelor compozite, din care face parte și BAR a fost introdusă în rezistența materialelor de francezul Albert Caquot în 1930 în lucrarea sa "Lecons sur la resistance des materialux". La congresul Asociației Internaționale a inginerilor de Poduri și Structuri, care a avut loc la Paris în 1932, Empeger F. și Hawranek A. primii care au definit sistemele structurale compozite cu profile metalice din oțel înglobate în beton armat (BAR).

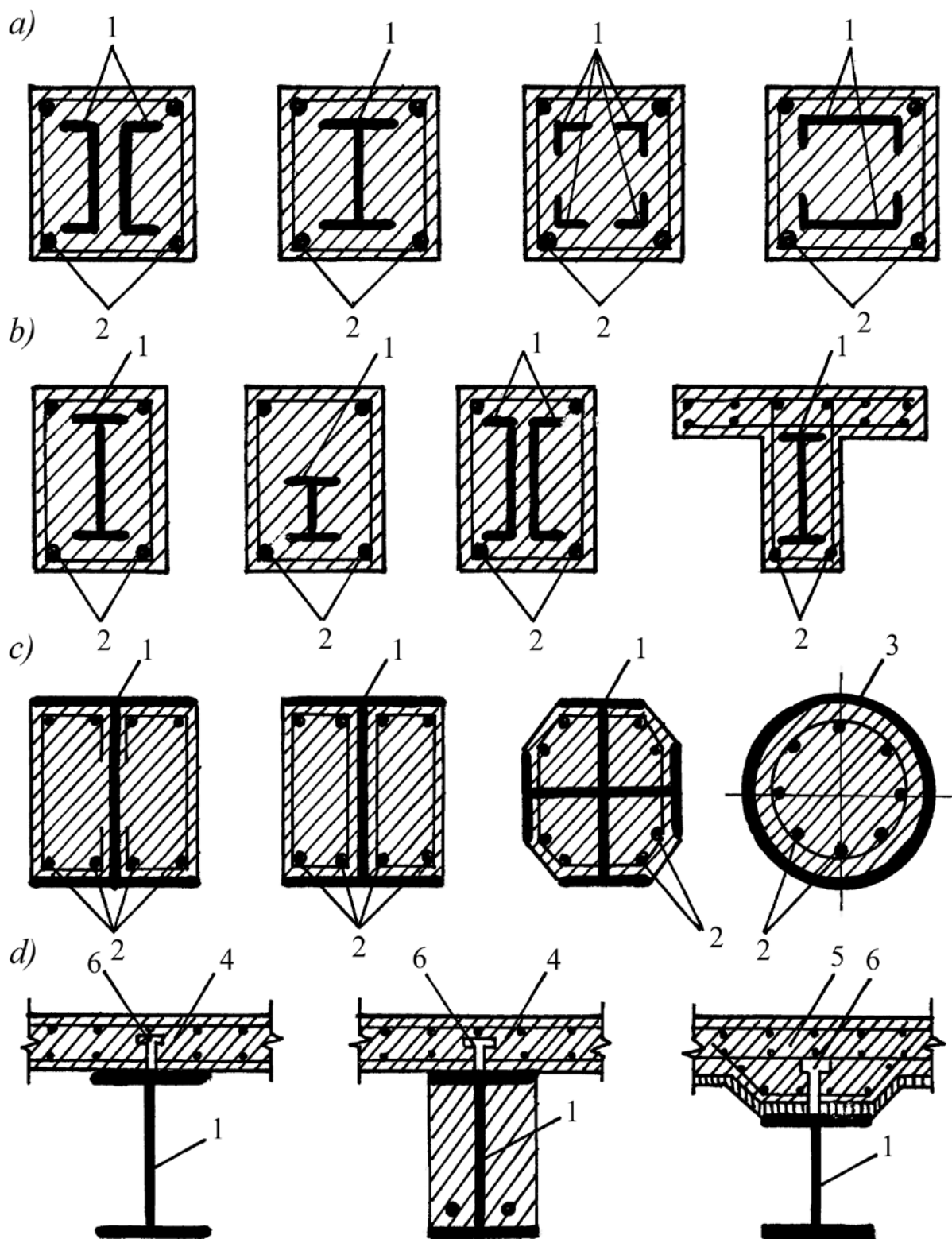
Structurile și elementele compozite sunt un domeniu destul de vast și pot servi ca bază pentru un curs special aparte. În prezentul manual sunt examinate elementele din beton armat cu armătura rigidă înglobată total în beton (BAR, fig.11.1 *a* și *b*). Aceasta se explică prin aceea, că în Eurocod (EN 1994-1-1:2004) mai profund se examinează elementele cu armătură rigidă înglobată parțial în beton și neînglobată, iar în manualele "Beton armat" din ultimii 25-30 ani aceste construcții, practic, au

dispărut și mulți absolvenți din ultimii ani nici nu știu despre existența acestor elemente.

Aceasta parțial se explică și prin aceea, că în ultimii ani mai pe larg s-au folosit elemente prefabricate. Armătura rigidă se folosește mai des la elementele și construcțiile din beton monolit.

Structurile din beton armat cu armătură rigidă în comparație cu structurile din beton armat și oțel structural au următoarele avantaje:

- au o capacitate mai mare de ductilitate și de absorbție a energiei induse de cutremur;
- capacitate de rezistență mai înaltă datorită folosirii unor procente de oțel de câteva ori mai mari decât în cazul betonului armat;
- comportare histerezes mai stabilă. Elementele din BAR, supuse la solicitări ciclice au degradări mai reduse atât în ceea ce privește rezistența, cât și rigiditatea;
- rigiditatea mai mare la deplasări laterale;
- rezistența mai înaltă la foc și la coroziune;
- excluderea folosirii diferitor proptele sau stâlpi pentru fixarea cofrajului.



**Figura 11.1. Elemente compozite**

*a* și *b* – elemente comprimate și încovoiate cu armătura rigidă înglobată total în beton; *c* – elemente cu armătura rigidă înglobată parțial în beton; *d* – idem, cu armătura rigidă neînglobată; 1 – profil metalic laminat sau compus din elemente; 2 – armătura în bare (flexibilă); 3 – țavă din oțel; 4 – placă din beton armat; 5 – grindă cu tablă metalică laminată (cutată); 6 – conector de ancoraj

Scheletul metalic susține cofrajul planșelor fără eșafodaje <sup>1)</sup>;

- posibilitatea de executat elemente cu deschideri mai mari fără folosirea armăturii pretensionate.

**Notă<sup>1)</sup> Eșafodaj - este o construcție provizorie alcătuită din bare de lemn sau de metal, legate între ele pentru a susține o platformă cu materiale, instalații, muncitorii etc.**

Elementele din BAR au și unele dezavantaje:

- dificultăți de realizare a conectării între armătura rigidă și componenta din beton armat și asigurarea stabilității acesteia până la ruperea elementului;
- proiectarea și execuția mai dificilă;
- cheltueli mai mari datorită manoperei sporite.

Destinația principală a armăturii rigide constă în aceea, că de ea se fixează (întărește) cofrajul și nu este necesar eșafodajul. Structurile și elementele din BAR sunt indicate, în deosebit, la clădirile multietajate și deschideri de cel puțin 6 m, aflate în zone cu seismicitate mare ( $\geq 7$  grade). Elementele din BAR pot fi utilizate și ca elemente aparte în cadrul unor structuri din beton armat sau de oțel.

Folosirea armăturii rigide esențial micșorează termenul de construcție.

**De exemplu.** Dacă avem o structură etajată din beton monolit și este necesar de betonat grinzile și planșeul la un etaj mai superior, trebuie de instalat cofrajul acestor elemente pentru sprijinul căreia se folosesc proptele și stâlpi din lemn sau de metal, care trebuie să se sprijine pe etajul inferior. Pentru aceasta este necesar ca betonul acestui etaj să aibă rezistența de circa 50 – 70 % din rezistența de calcul. Deci, pentru instalarea cofrajului a unui etaj este necesar de așteptat cel puțin 7–10 zile, dar aceasta duce la majorarea termenului de construcție și de aceea, în unele cazuri și la clădiri cu mai puține etaje, din punct de vedere economic, este mai eficient de folosit armătură rigidă. Mai ales, în cazurile, când este necesar de dat în exploatare o construcție într-un termen cât mai scurt. Armătura rigidă poate fi folosită și la reabilitarea și consolidarea construcțiilor.

Armătura rigidă pe larg a fost folosită la începutul secolului XX la clădirile multietajate în SUA, Rusia, Japonia și alte țări.

În Republica Moldova armătura rigidă a fost folosită pentru prima dată la construcția primei centrale electro-termice CET-1 (stâlpii halei de turbine cu lungimea circa 20 m).

Sistemele structurale din beton armat cu armătura rigidă se recomandă de utilizat în următoarele situații (cazuri):

- când este necesar de majorat rezistența, rigiditatea și ductilitatea sistemelor structurale din beton armat;
- în cazurile, când se dorește reducerea sensibilității la ruperi fragile ale elementelor din beton armat (elemente scurte, etaje flexibile, noduri etc.);
- în situațiile, în care betonul armat nu poate oferi soluții economice, din punct de vedere structural, iar oțelul conduce la sisteme structurale prea flexibile: deschideri prea mari pentru grinzi și plăci, deschideri aferente și înălțimi mari pentru elemente structurale verticale ( stâlpi, pereți);
- când se dorește un transfer fluent de eforturi la clădiri cu structura mixtă, alcătuită din substructuri din beton armat și oțel laminat.

Pentru asigurarea unui lucru în comun al armăturii rigide cu betonul până la stadiul de rupere, ca pentru un element cu secțiunea plină, se recomandă ca procentul de armare cu armătură rigidă să fie în limitele de 3–8 % și nu mai mare de 15 %. Dacă acest procent va fi mai mare de 15 %, atunci betonul se stratifică de la armătura rigidă și lucrează numai ca o membrană de protecție.

În cazurile când armătura rigidă este compusă din 2 și mai multe profile de oțel (2 profile de tipul T-dublu, sau tipul U, 4 cornieri etc.), ele se leagă pe lungimea elementului cu plăcuțe sau zăbrele sudate, care se instalează conform recomandațiilor normelor de proiectare ale construcțiilor din metal.

### **11.2. Materiale pentru construcții din beton armat cu armătură rigidă**

Pentru confecționarea elementelor din BAR se recomandă de utilizat beton de clasele de la C 20/25 (LC 20/22) până la C 50/60 (LC 50/55) și armătură de clasele RSt 295- RSt 460. Pentru etriere și armătura constructivă se utilizează armătură PSt 235 sau sârmă RWR 395 - RWR 460. Caracteristicile de calcul ale betonului și armăturii obișnuite se adoptă analogic ca pentru elementele din beton armat.

În calitate de armătură rigidă se folosesc diferite profile din oțel carbonat sau slab aliat laminate la cald: cornieri sau profile în forma de T, T-dublu și U. În unele cazuri pot fi folosite și alte profile de armătură rigidă, compuse prin sudură din tablă metalică cu grosimea de 10-30 mm. Caracteristicile de calcul ale acestei armături se adoptă din certificatele de calitate sau din standardele țării producătoare.

### **11.3. Alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă**

Elementele din BAR (grinzile și stâlpii) se armează cu armătură în bare (armătură flexibilă) și diferite profile din oțel laminat la cald: cornieri, profile în formă de T, T-dublu, U și altele (armătura rigidă).

Armătura flexibilă (în bare) se instalează conform recomandațiilor pentru elementele încovoiate (pct.7.1) și elemente comprimate (pct.8.1). Armătura rigidă poate fi compusă din unul, două și mai multe profile laminate: un profil T-dublu, două profile de tipul U sau T-dublu, 4 cornieri și altele (vezi fig.11.1 *a* și *b*). Pe lungimea elementului armătura rigidă se solidarizează (se unește) cu plăcuțe sau zăbrele metalice sudate și se formează un carcas spațial. Distanța interax dintre plăcuțe sau zăbrele metalice de legătură a armăturii rigide se recomandă să fie în limitele de 500-1000 mm cu lățimea de 50-100 mm și grosimea 3-10 mm.

Armătura rigidă se calculează și se alcătuieste în conformitate cu recomandațiile din normele de proiectare a construcțiilor metalice la acțiunea sarcinilor la etapa de construcție (vezi pct.11.4).

Dimensiunile secțiunilor ale elementelor se adoptă în așa mod ca să fie asigurat stratul de protecție al armăturii flexibile și rigide și distanța minimală dintre bare și

armătura rigidă din condiții tehnologice (turnarea și vibrarea betonului). Dimensiunile secțiunii elementelor comprimate se adoptă în așa mod ca zvelteța lor în ambele direcții  $\lambda = l_f/i$  să nu depășească valoarea de 80.

Stratul de protecție al armăturii rigide se recomandă să fie nu mai mic de 75 mm pentru toate elementele și nu mai puțin de 100 mm - în zonele seismice. Acest strat de protecție este necesar pentru a asigura transmiterea forțelor de aderență ale armăturii rigide cu betonul și pentru protecția oțelului contra coroziunii și a focului. Acoperirea maximală a armăturii rigide se adoptă nu mai mare de  $0,4 b$  și respectiv de  $0,4 h$  (aici  $b$  și  $h$  sunt dimensiunile secțiunii elementului).

Distanța dintre armătura flexibilă și rigidă se recomandă să nu fie mai mare de 25 mm. Distanța în lumină dintre bare și profilurile armăturii rigide se recomandă să nu fie mai mică de 1,25 ori decât dimensiunea maximă a agregatelor, de 1,25 ori decât diametrul maximal al armăturii longitudinale și nu mai mică de 25 mm. La partea superioară a grinzilor este necesar ca una din lumini (distanțe) dintre armături să nu fie mai mică de 50 mm pentru o vibrație bună.

Diametrul armăturii flexibile longitudinale se adoptă nu mai mic de 12 mm. Procentul minim de armare longitudinală cu armătură flexibilă nu trebuie să fie mai mic de 0,3% și nu mai mare de 4%, iar pentru armătură rigidă - nu mai mare de 15 %.

În grinzi barele longitudinale se amplasează nu mai mult, decât în doua rânduri.

Armătura transversală se adoptă cu diametrul nu mai mic de 8 mm cu pasul nu mai mare de  $h / 2$  și de 25 cm.

O caracteristică constructivă importantă pentru stâlpii din BAR este, așa numitul, *indicele de contribuție a armăturii rigide*  $p = A_{sr} R_{sr} / (A_c R_c + A_s R_s + A_{sr} R_{sr})$ , care se recomandă să fie în limitele de  $0,2 \leq p \leq 0,8$ .

În cazurile când armătura rigidă a stâlpilor este formată din plăci (fâșii) de metal sudate între ele (pentru profile de tipul H, cruce etc.), se recomandă ca zvelteța fiecărei fâșii aparte să nu depășească următoarele valori:

-  $b_{sr} / \delta_{sr} < 23$  și  $h_{sr} / \delta_{sr} < 95$  - pentru oțeluri cu limita de curgere

$$\sigma_y \leq 300 \text{ MPa};$$

-  $b_{sr} / \delta_{sr} < 19$  și  $h_{sr} / \delta_{sr} < 87$  - pentru oțeluri cu limita de curgere

$$\sigma_y > 300 \text{ MPa}.$$

Aici  $b_{sr}$  este lățimea plăcii tălpii profilului;

$h_{sr}$  - înălțimea inimii profilului;

$\delta_{sr}$  - grosimea plăcii fâșiilor de metal.

## 11.4. Calculul la stări limită ultime

Construcțiile din beton armat cu armătură rigidă se calculează pentru 2 etape:

- la etapa de construcție.
- la etapa de exploatare.

La etapa de construcție, când elementul este turnat cu beton proaspăt, armătura rigidă lucrează ca o structură din metal la acțiunea încărcăturii de la masa proprie, masa betonului, greutatea cofrajului, greutatea utilajului, folosit pentru betonare, greutatea muncitorilor și la acțiunea vântului și se calculează ca o construcție din metal.

La darea în exploatare a clădirii/edificiului în majoritatea cazurilor betonul atinge rezistența din proiect și elementul din BAR lucrează și se calculează ca un element integru din beton armat. Numeroase rezultate experimentale au arătat că elementele din BAR lucrează până la rupere, care parcurge în același mod, ca și la elementele obișnuite din beton armat.

La baza metodei de calcul al elementelor din BAR la starea limită ultimă este adoptat stadiul III de lucru al elementelor încovoiate, cazul 1 (vezi pct.4.1) cu următoarele ipoteze simplificatoare:

- secțiunile plane și normale la axa elementului rămân plane și normale și după deformație (ipoteza lui Navier – Bernoulli);
- nu există alunecare relativă între armătura rigidă și beton;
- rezistența betonului la întindere este neglijată;
- diagrama tensiunilor în betonul din zona comprimată se adoptă dreptunghiulară cu valoarea  $\sigma_{cc} = R_c$ ;
- tensiunile în armătura rigidă în zona întinsă și comprimată se consideră distribuite uniform pe înălțimea acestor zone și au valorile  $R_{sr}$  și  $R_{scr}$ .

## 11.5. Elemente încovoiate

Menționăm, că înainte de calculul elementelor din BAR la rezistență la acțiunea încărcăturilor totale de calcul (la etapa de exploatare) deja sunt cunoscute toate caracteristicile armăturii rigide din calculul ei pentru etapa de construcție: rezistența de calcul, modulul de elasticitate, tipul profilului, aria secțiunii și altele. De aceea, din calcul este necesar de verificat rezistența elementului la toate sarcinile de calcul și de stabilit, dacă este necesar de adăugat suplimentar și armătură obișnuită în bare. În majoritatea cazurilor această armătură este necesară.

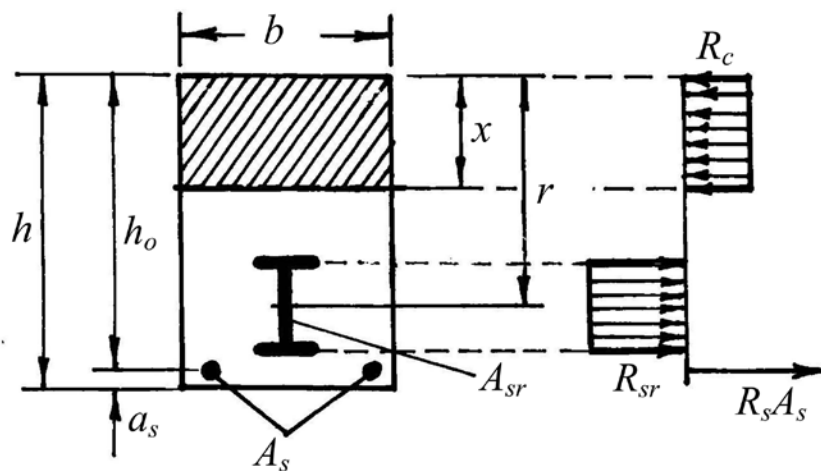
Elementele încovoiate mai frecvent sunt armate cu armătură rigidă conform schemelor din fig.11.1 *b*.

### 11.5.1. Calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor dreptunghiulare

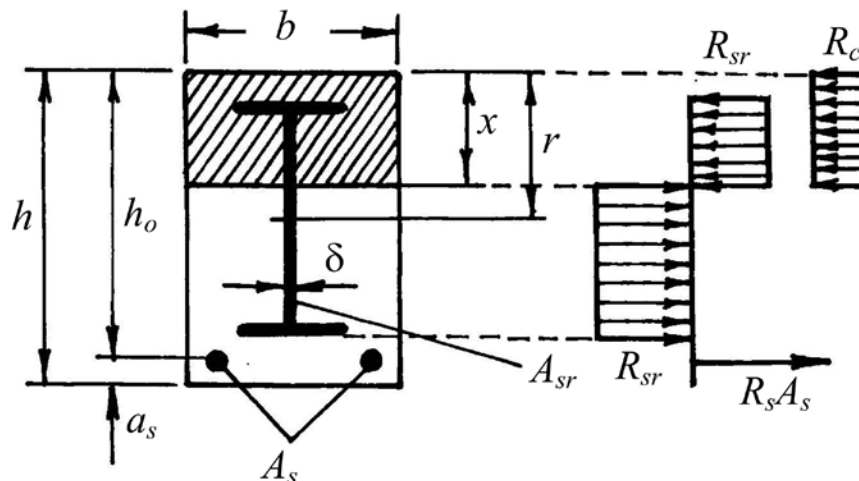
La calculul elementelor încovoiate la rezistență în secțiuni normale pot fi 2 cazuri (fig. 11.2):

cazul 1 – axa neutră nu intersectează armătura rigidă (fig.11.2 a) ;  
cazul 2 – axa neutră intersectează armătura rigidă (fig.11.2 b).

a)



b)



**Figura 11.2. Schemele de calcul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor încovoiate cu secțiunea dreptunghiulară cu armătură rigidă**  
a – axa neutră nu intersectează armătura rigidă; b – axa neutră intersectează armătura rigidă

Pentru calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor din BAR folosim două condiții de echilibru din statică, ca și pentru elementele armate obișnuit: suma tuturor momentelor încovoietoare de la sarcinile exterioare și de la eforturile interioare -  $\sum M_i = 0$  și suma proiecțiilor ale tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului  $\sum X_i = 0$ .

Rezistența elementului în secțiuni normale va fi asigurată dacă valoarea momentului încovoietor de la sarcinile exterioare de calcul  $M_{ext} = M$  nu va depăși valoarea momentului încovoietor, preluat de armătura rigidă, obișnuită și betonul din zona comprimată ( eforturile interioare)  $M_{int}$  în raport cu orice axă.

Aici folosim suma momentelor încovoietoare în raport cu axa neutră  $\sum M_x = 0$ .

### Cazul 1.

Axa neutră nu intersectează armătura rigidă (fig.11.2 a)



$$M_{ext} = M \leq 0,5 R_c b x^2 + R_s A_s (h_0 - x) + R_{sr} A_{sr} (r - x), \quad (11.1)$$

în care  $A_{sr}$  este aria armăturii rigide;

$A_s$  – idem, a armăturii obișnuite din zona întinsă;

$R_{sr}$  și  $R_s$  – rezistențele de calcul ale armăturii rigide și obișnuite;

$x$  – înălțimea zonei comprimate;

$r$  – distanța de la centrul de greutate al armăturii rigide până la marginea de sus a zonei comprimate.

Înălțimea zonei comprimate  $x$  se determină din suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa longitudinală a elementului  $\sum X_i = 0$ .

$$R_c b x = R_s A_s + R_{sr} A_{sr}. \quad (11.2)$$

De aici avem

$$x = \frac{R_s A_s + R_{sr} A_{sr}}{R_c b}. \quad (11.3)$$

### Cazul 2.

Axa neutră intersectează armătura rigidă (fig.11.2 b)

$$M_{ext} = M \leq 0,5 R_c b x^2 + R_s A_s (h_0 - x) + R_{sr} [W_{r,pl} + (r - x)^2 \delta], \quad (11.4)$$

în care  $W_{r,pl}$  este momentul elasto-plastic de rezistență a armăturii rigide în raport cu axa proprie, care se adoptă  $W_{r,pl} = 1,17 W_{sr}$  – pentru oțel laminat cu profilul în formă de T–dublu și U, iar  $W_{sr}$  – momentul elastic de rezistență;

$\delta$  – grosimea inimii armăturii rigide ;

$(r - x)^2 \delta$  – corecție la valoarea momentului de rezistență elasto-plastic în raport cu axa neutră.

Înălțimea zonei comprimate  $x$  se determină din suma proiecțiilor  $\sum X_i = 0$ , care are următoarea formă generală

$$N_c + N_{src} = N_s + N_{srt}, \quad (11.5)$$

în care  $N_c = R_c b x$  este efortul, preluat de betonul din zona comprimată;

$N_{src} = R_{sr} A_{src} = R_{sr} [0,5 A_{sr} - (r - x) \delta]$  – efortul, preluat de partea comprimată a armăturii rigide ;

$N_{srt} = R_{sr} A_{src} = R_{sr} [0,5 A_{sr} + (r - x) \delta]$  – efortul, preluat de partea

întinsă a armăturii rigide;

$N_s = R_s A_s$  – idem, de armătura întinsă;

$A_{src}$  – aria părții comprimate a armăturii rigide;

$A_{srt}$  – idem, din zona întinsă.

După înlocuirea acestor valori în formula (11.5) în finală obținem

$$R_c b x = R_s A_s + 2 R_{sr} (r - x) \delta. \quad (11.6)$$

De aici

$$x = \frac{R_s A_s + 2 R_{sr} \cdot r \cdot \delta}{R_c b + 2 R_{sr} \cdot \delta}. \quad (11.7)$$

În ambele cazuri este necesar să se îndeplinească condiția  $x \leq \xi_{cu} h_{01}$ , în care  $\xi_{cu}$  se adoptă din anexa A.12, iar  $h_{01}$  este distanța de la rezultanta eforturilor de întindere din armătura rigidă și obișnuită până la marginea de sus a zonei comprimate (vezi fig.10.2). În majoritatea cazurilor această condiție se îndeplinește. În cazul când nu se îndeplinește această condiție  $x < \xi_{cu} h_{01}$ , se adoptă  $x = \xi_{cu} h_{01}$  și se instalează armătură obișnuită în zona comprimată.

### 11.5.2. Calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor în formă de T

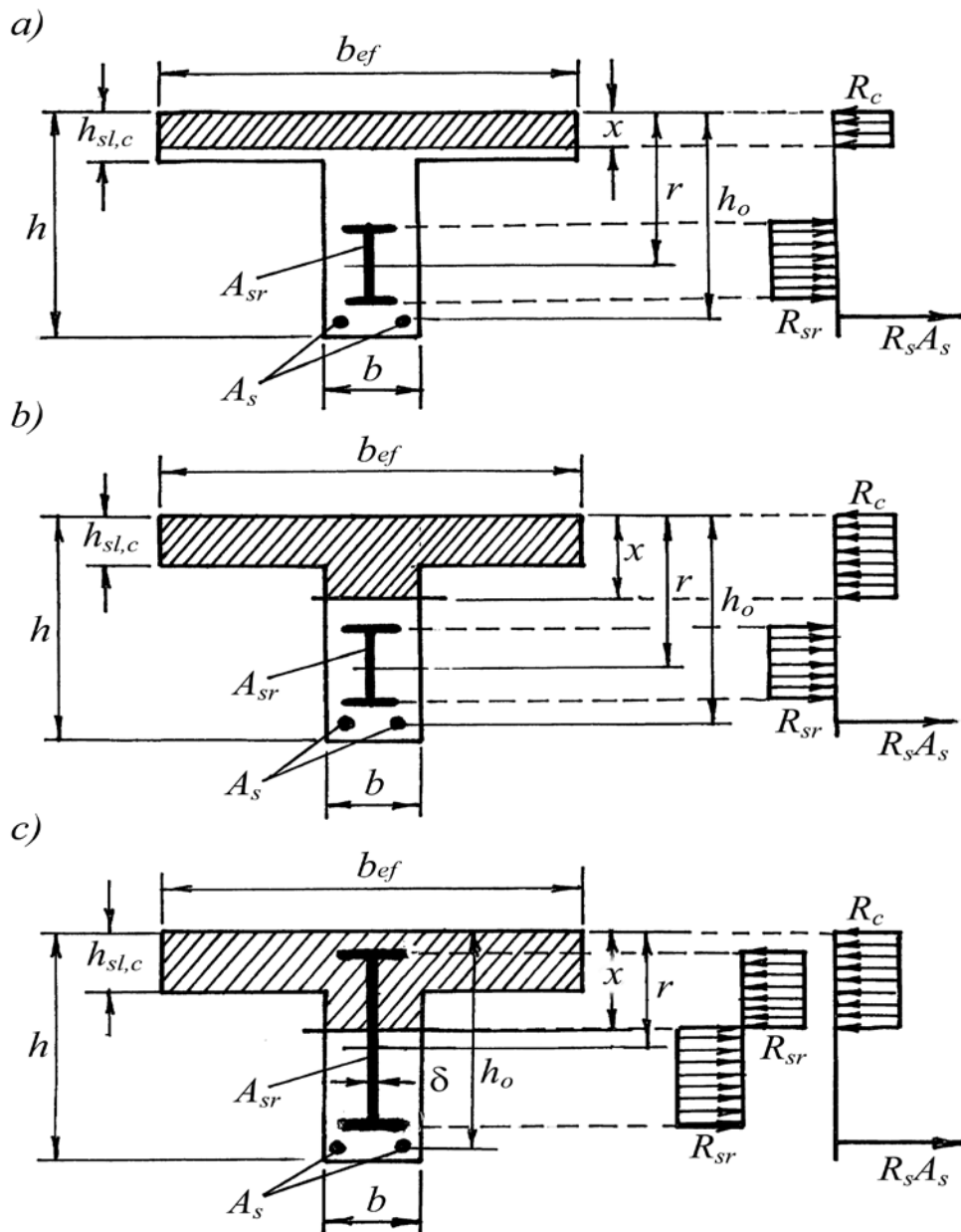
La calculul elementelor cu secțiunea în formă de T cu placa în zona comprimată în mod general pot fi 2 cazuri (ca și pentru elementele dreptunghiulare):

Cazul 1 – axa neutră nu intersectează armătura rigidă și trece prin placă (cazul a) sau prin nervură (cazul 1 b)(fig.11.3 a și b);

Cazul 2 – axa neutră intersectează armătura rigidă (fig. 11.3 c).

În cazul 1 a, când axa neutră trece prin placă sau prin marginea ei de jos  $x \leq h_{sl,c}$  elementul se calculează ca un element cu secțiunea dreptunghiulară cu dimensiunile  $h \times b_{ef}$ . Valoarea  $b_{ef}$  se adoptă ca pentru construcții armate cu armătura flexibilă (vezi pct.7.3.3). În cazul 1 b calculul se efectuează cu evidenta lucrului plăcii comprimate cu lățimea  $b = b_{ef}$ . Aceasta valoare a lui  $b_{ef}$  se folosește și la calculul în cazul 2. Rezistența elementului în secțiuni normale va fi asigurată, dacă se va îndeplini următoarea condiție  $\sum M_x = 0$

$$M_{ext} = M \leq R_c [0,5 b x^2 + (b_{ef} - b) h_{sl,c} (x - 0,5 h_{sl,c})] + R_s A_s (h_0 - x) + R_{sr} A_{sr} (r - x). \quad (11.8)$$



**Figura 11.3. Schemele de calcul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor încovoiate cu secțiunea în formă de T cu armătură rigidă**  
*a* – axa neutră trece prin placă și nu intersectează armătura rigidă; *b* – axa neutră trece prin nervură și nu intersectează armătura rigidă; *c* – axa netră trece prin nervură și intersectează armătura rigidă

Înălțimea zonei comprimate  $x$  se determina din condiția  $\sum X_i = 0$

$$(11.9) \quad R_c [b_x + (b_{ef} - b) h_{sl,c}] = R_s A_s + R_{sr} A_{sr} .$$

De aici

$$x = \frac{R_s A_s + R_{sr} A_{sr} - R_c (b_{ef} - b) h_{sl.c}}{R_c b} \quad (11.10)$$

În cazul 2, când axa neutră intersectează armătura rigidă, condiția pentru verificarea rezistenței elementului în secțiuni normale ( $\sum M_x = 0$ ) va avea următoarea formă

$$M_{ext} = M \leq R_c [0,5bx^2 + (b_{ef} - b)h_{sl.c}(x - 0,5 h_{sl.c})] + R_s A_s (h_0 - x) + R_{sr} [W_{r.pl} + (r-x)^2 \delta] \quad (11.11)$$

Înălțimea zonei comprimate se determină din condiția  $\sum X_i = 0$  analogic, ca și în pct. 11.4.1

$$N_c + N_{src} = N_s + N_{srt} \quad (11.11a)$$

Aici  $N_c = R_c b x + R_c (b_{ef} - b) h_{sl.c}$ , iar  $N_{src}$ ,  $N_s$  și  $N_{srt}$  se iau din pct.11.5.1.

În finală obținem următoarea formulă

$$x = \frac{R_s A_s + 2R_{sr} \cdot r \cdot \delta - R_c (b_{ef} - b) h_{sl.c}}{R_c \cdot b + 2R_{sr} \cdot \delta} \quad (11.12)$$

La elementele cu secțiunea T nu este necesar de verificat condiția  $x \leq \xi_{cu} h_0$ , fiindcă ea se îndeplinește, practic, în toate cazurile.

### 11.5.3. Calculul la rezistență în secțiuni înclinate

La calculul la rezistență în secțiuni înclinate ale elementelor din beton armat cu armătură rigidă se folosesc aceleași condiții și ipoteze ca și pentru elementele armate, numai cu armătura flexibilă (obișnuită). Rezistența elementului într-o secțiune înclinată va fi asigurată dacă forța tăietoare de la toate sarcinile exterioare de calcul  $V$  (la începutul secțiunii înclinate) nu va depăși valoarea totală a forțelor tăietoare, preluate de armătura transversală obișnuită, de armătura rigidă și de betonul din zona comprimată în limitele fisurii înclinate de calcul (fig.11.4)

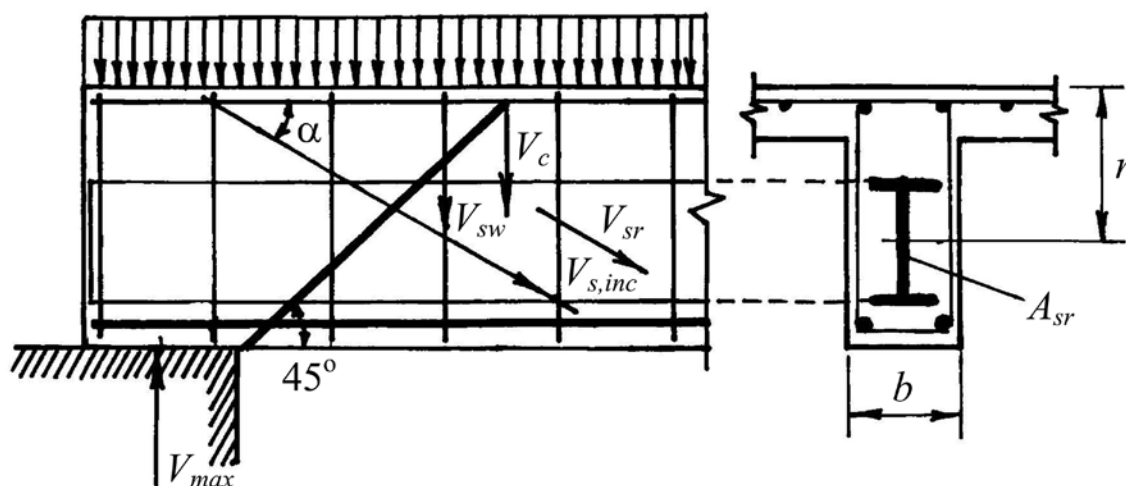
$$V \leq V_{sw} + V_{s,inc} + V_{sr} + V_c \quad (11.13)$$

în care  $V_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$  este forța tăietoare, preluată de etriere;

$V_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha$  – idem, preluată de armătura înclinată sub unghiul  $\alpha$ ;

$V_{sr} = 0,8 R_{sr} A_{sr}$  – idem, preluată de armătura rigidă;

$V_c$  – idem, preluată de betonul din zona comprimată în secțiunea deasupra vârfului fisurii înclinate, care se determină cu formula (7.36) pentru coeficientul  $\varphi_n = 0$ .



**Figura 11.4. Schema de calcul la rezistență în secțiuni înclinate**

După înlocuirea acestor valori în relația (11.13), ea va avea următoarea formă

$$V \leq \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha + 0,8 R_{sr} A_{sr} + \\ + \varphi_{c1} (1 + \varphi_{sl,c}) R_{ct} b h_o^2 / S_{inc} . \quad (11.14)$$

La calculul elementelor cu armătură rigidă se permite de adoptat unghiul de înclinație al secțiunii de calcul  $\theta = 45^\circ$ . Atunci valoarea proiecției secțiunii de calcul  $S_{inc}$  va fi egală aproximativ cu  $0,8 h_o$  ( $S_{inc} = (h_o - x) \operatorname{tg} \theta = (h_o - x) \operatorname{tg} 45^\circ \approx 0,8 h_o$ ).

Afară de aceasta, având în vedere că în elementele cu armătură rigidă, practic, nu se folosește armătură transversală înclinată, iar  $\sum R_{sw} A_{sw} = q_{sw} S_{inc}$  (vezi formula 7.43), relația (11.14) va avea următoarea formă

$$V \leq 0,8 A_{sw} R_{sw} / S + 0,8 R_{sr} A_{sr} + \\ + 1,25 \varphi_{c1} (1 + \varphi_{sl,c}) R_{ct} b h_o . \quad (11.15)$$

Valorile coeficienților  $\varphi_{c1}$  și  $\varphi_{sl,c}$ , pasul etrierelor  $S$  și aria totală a lor într-o secțiune normală  $A_{sw}$  se adopta în conformitate cu recomandările din pct. 7.1 și

7.4.3. Aria secțiunii armăturii rigide  $A_{sr}$  se adopta din tabele în funcție de tipul profilului.

Calculul la rezistență în secțiuni înclinate se efectuează în următoarele locuri pe lungimea elementului:

- în secțiunile la marginea reazemului;
- în secțiunile în care se schimbă brusc înălțimea secțiunii elementului;
- în secțiunile în care se schimbă pasul etrierelor.

Pentru elementele cu secțiunea în forma de  $\perp$  sau T-dublu cu talpa (placa) în zona întinsă se verifică și următoarea condiție

$$V \leq 0.3 R_c b h_o. \quad (7.34)$$

Nu este necesar calculul la rezistență în secțiuni înclinate, dacă se îndeplinește una din următoarele condiții:

$$V \leq R_{ct} b h_o, \quad (11.15)$$

$$V \leq 0,8 R_{sr} A_{sr}. \quad (11.16)$$

## 11.6. Elemente comprimate

În pct.8.1 a fost menționat că la elementele comprimate din beton armat, practic, nu se întâlnește comprimare centrică. De aceea, toate elementele din beton armat se calculează la comprimare excentrică cu excentricitate accidentală  $e_a$  sau de calcul  $e_{cal} = M/N$  (mai detaliat vezi pct.8.1). Aceste reguli (condiții) sunt valabile și pentru elementele din beton armat cu armătură rigidă.

### 11.6.1. Elemente comprimate cu excentricitatea accidentală

În mod general elementele comprimate cu excentricitatea accidentală  $e_a$  se calculează ca și acele comprimate excentric. Însă elementele cu secțiunea dreptunghiulară, armate simetric cu armătură flexibilă și rigidă, cu limita de curgere până la 450 MPa și flexibilitatea  $l_f / h \leq 20$  se permite de calculat ca un element comprimat centric.

Rezistența elementului în secțiuni normale va fi asigurată, dacă forța longitudinală de la sarcinile exterioare de calcul  $N = N_{ext}$  nu va depăși valoarea efortului interior  $N_{int}$ , preluat de armătura rigidă, flexibilă și betonul comprimat

$$N = N_{ext} \leq N_{int} = N_c + N_s + N_{sr}, \quad (11.17)$$

în care  $N_c$ ,  $N_s$  și  $N_{sr}$  sunt corespunzător eforturile, preluate de beton, armătura flexibilă și rigidă.

Forma finală a formulei (11.17) depinde de procentul de armare al elementului:

1) pentru procentul total de armare  $\rho_l \leq 3\%$

$$N \leq \varphi (R_c bh + R_{sc} A_{sc} + R_{sr} A_{sr}); \quad (11.18)$$

2) pentru  $\rho_l > 3\%$  (cu evidența ariei ocupate de armături)

$$N \leq \varphi [R_c bh + (R_{sc} - R_c) A_{sc} + (R_{sr} - R_c) A_{sr}]. \quad (11.19)$$

Valoarea coeficientului de flambaj  $\varphi$  se determină cu formulele (8.5) și (8.6) din pct. 8.2.

Având în vedere că la etapa de exploatare a construcției aria armăturii rigide deja este cunoscută, din relațiile (11.18) și (11.19) obținem următoarele formule pentru determinarea ariei necesare a armăturii flexibile  $A_{sc}$ :

1) pentru  $\rho_l \leq 3\%$

$$A_{sc} = \frac{N / \varphi - R_c bh - R_{sr} A_{sr}}{R_{sc}}; \quad (11.20)$$

2) pentru  $\rho_l > 3\%$

$$A_{sc} = \frac{N / \varphi - R_c bh - (R_{sr} - R_c) A_{sr}}{R_{sc} - R_c}. \quad (11.21)$$

Din anexa A.14 alegem cel puțin 4 bare cu diametrul nu mai mare de 40 mm.

## 11.7. Elemente comprimate excentric

La calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor comprimate excentric pot fi două cazuri de lucru:

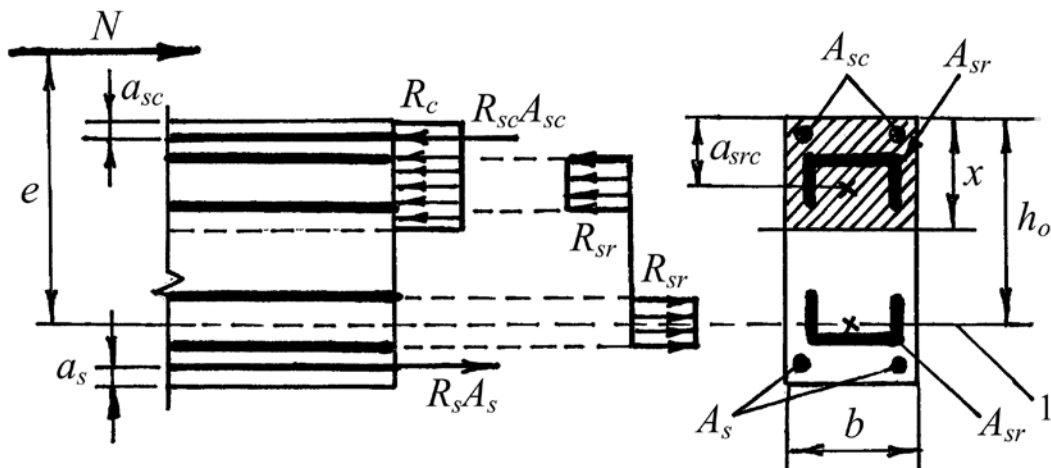
Cazul 1 – excentricitate mare ;

Cazul 2 – excentricitate mică.

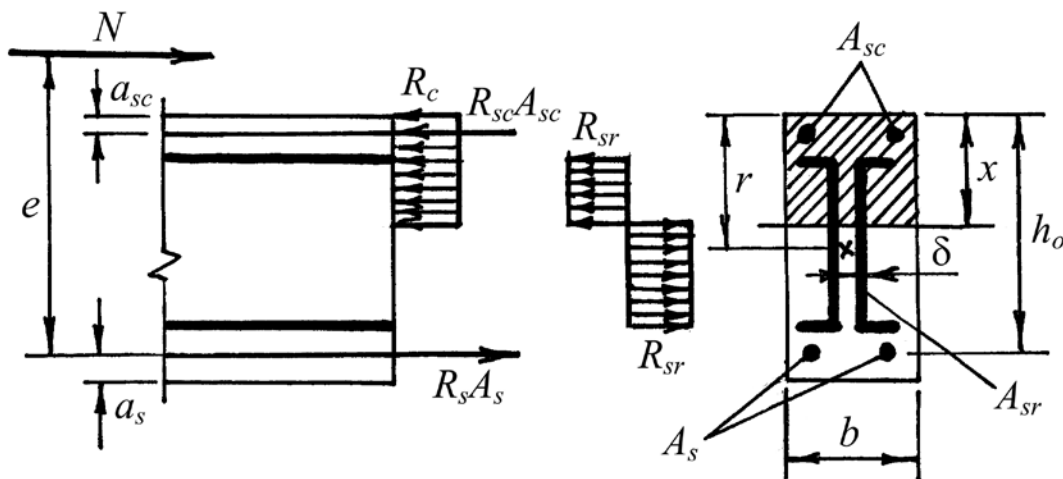
Afara de aceasta, pot fi diferite variante de amplasare a armăturii rigide și diferite profile ( vezi fig.11.1 a și altele).

În prezentul manual vom examina două variante de armătură rigidă, care mai frecvent se folosesc la elementele comprimate excentric (fig.11.5).

a)



b)



**Figura 11.5. Schemele de calcul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor comprimate excentric cu excentricitatea mare**  
1 – axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii flexibile și rigide

### 11.7.1. Elementele comprimate cu excentricitatea mare

**Varianta 1.** Elementul este armat cu doua profile de oțel laminat de forma U: unul în zona comprimată a secțiunii și al doilea – în zona întinsă (fig.11.5 a).

Rezistența elementului în secțiuni normale va fi asigurată dacă valoarea momentului încovoiator de la forța exterioară de calcul  $N$  ( $M_{ext} = Ne$ ) nu va depăși valoarea momentului încovoiator de la eforturile interioare în raport cu orice axă. Aici folosim suma tuturor momentelor încovoiatoare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii rigide și flexibile din zona întinsă  $\sum M_{A_s + A_{sr}} = 0$

$$\begin{aligned}
 Ne \leq & R_c bx(h_0 - x/2) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + \\
 & + (R_{sr} - R_c)A_{src} (h_0 - a_{src}).
 \end{aligned}
 \tag{11.22}$$



Înălțimea zonei comprimate se determina din suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și interioare pe axa elementului  $\sum X_i = 0$

$$N = R_c b x + R_{sc} A_{sc} + (R_{sr} - R_c) A_{src} - A_s R_s - A_{srt} R_{sr}. \quad (11.23)$$

Aici  $A_{src}$  este aria armăturii rigide din zona comprimata, iar  $A_{srt}$  – din zona întinsă

$$x = \frac{N + A_s R_s + A_{srt} R_{sr} - R_{sc} A_{sc} - (R_{sr} - R_c) A_{src}}{R_c b}, \quad (11.24)$$

$e$  ste distanta de la centrul de greutate al armăturii întinse ( $A_s$  si  $A_{sr}$ ) până la forța exterioara  $N$

$$e = \eta e_0 + h/2 - a_s = \eta \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - a_s, \quad (11.25)$$

în care  $\eta$  este un coeficient, care ia în considerație flambajul și durata de acțiune a sarcinii, care se determina cu relația (8.16), în care  $N_{cr}$  este forța longitudinală critică

$$N_{cr} = \frac{6,5 E_c}{l_f^2} \left[ \frac{I_c}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right) + \frac{E_{sr}}{E_c} I_{sr} + \frac{E_{sc}}{E_c} \cdot I_{sc} \right], \quad (11.26)$$

în care  $E_c$ ,  $E_{sc}$  și  $E_{sr}$  sunt modulii de elasticitate ai betonului, armăturii flexibile și armăturii rigide;

$l_f$  – lungimea de flambaj (de calcul) al elementului, care se determină în conformitate cu recomandațiile din fig.8.3;

$I_c$  – este momentul de inerție al secțiunii betonului în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al secțiunii ideale (reduse):

$I_{sc}$  și  $I_{sr}$  – idem, pentru armătura flexibilă si rigidă în raport cu aceeași axă;

coeficientul  $t = e_0/h$ , dar nu mai mic de  $t_{min} = 0,5 - 0,01 l_f/h - 0,001 R_c$ ;

$\varphi_l$  – un coeficient, care ia în considerație influența acțiunii sarcinii de lungă durată asupra excentricității forței exterioare; se determină conform recomandațiilor din pct. 8.4.

În toate cazurile trebuie sa se îndeplinească condiția  $N \leq N_{cr}$ .

**Varianta 2.** Elementul este armat cu 2 profile de forma U, instalate pe înălțimea secțiunii elementului (fig.11.5 b).

Rezistența elementului în secțiuni normale va fi asigurată dacă  $M_{ext} \leq M_{int}$ . Aici folosim suma momentelor încovoietoare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii întinse flexibile  $\sum A_s = 0$

$$Ne \leq R_c b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A_{sc} (h_o - a_{sc}) + R_{sr} [W_{sr,pl} + 2(h_o - r)^2 \delta]. \quad (11.27)$$

Înălțimea zonei comprimate  $x$  se determină din suma proiecțiilor tuturor forțelor pe axa elementului  $\sum X_i = 0$

$$N = (R_c b + 4R_{sr} \delta)x + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s - 4R_{sr} r \delta. \quad (11.28)$$

De aici obținem

$$x = \frac{N + R_s A_s + 4R_{sr} \cdot r \cdot \delta - R_{sc} A_{sc}}{R_c b + 4R_{sr} \cdot \delta}. \quad (11.29)$$

După determinarea înălțimii zonei comprimate  $x$  (pentru ambele variante de armare și altele), verificăm condiția  $x \leq x_{cu} = \xi_{cu} h_o$ .

Dacă această condiție se îndeplinește, această înseamnă că avem comprimare cu excentricitate mare și prelungim calculul cu formulele (11.22 – 11.24, 11.27 – 11.29). Dacă  $x > x_{cu}$ , avem comprimare excentrică cu excentricitate mică și elementul se calculează în conformitate cu recomandările din pct. 11.7.2.

### 11.7.2. Elementele comprimate cu excentricitate mică

Comprimare excentrică cu excentricitate mică are loc, când  $x > x_{cu} = \xi_{cu} h_o$  (vezi pct. 11.7.1). În acest caz avem cazul 2 de rupere (vezi pct.4.1), tensiunile în armatura din zona întinsă (sau mai puțin întinsă) nu ating limita de curgere a oțelului ( $\sigma_s < \sigma_y$ ) la stadiul de rupere al elementului și ruperea are loc în urma strivirii betonului din zona comprimată și în același timp nu se folosește pe deplin rezistența armăturii din zona întinsă (mai detaliat vezi și pct.8.5.2).

Acest caz de lucru al elementului este economic dezavantajos, iar, din punct de vedere tehnic, este nedorit, deoarece ruperea elementului parcurge fragil și momentan. De aceea, pentru excluderea acestui caz de lucru al elementului se examinează două variante marginale:

$$1) x = x_{cu} = \xi_{cu} h_o;$$

$$2) x = h_0 \approx h.$$

Din analiza caracterului de lucru al elementelor comprimate excentric cu excentricitatea mică, în funcție de valoarea înălțimii zonei comprimate  $x$  (efectuată în pct.8.5.2), a fost stabilit că în cazul  $x = x_{cu} = \xi_{cu} h_0$  tensiunile în armătura ( $A_s$ ) mai îndepărtată de la axa acțiunii forței exterioare  $N$  (vezi fig.11.5) la stadiul de rupere ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_s = \sigma_y$ . Elementul lucrează ca un element comprimat cu excentricitatea mare  $x \leq x_{cu}$ . Atunci formulele de calcul vor avea următoarele forme (pentru  $x_{cu} = \xi_{cu} h_0$ ):

**Varianta 1.** Elementul este armat cu două profile de oțel laminat de forma U (vezi fig.11.5 a și formulele 11.22 și 11.23)

$$Ne \leq R_c b h_0^2 \xi_{cu} (1 - 0,5 \xi_{cu}) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + (R_{sr} - R_c) A_{sr} (h_0 - a_{src}) \quad ; \quad (11.30)$$

$$N = \xi_{cu} R_c b h_0 + R_{sc} A_{sc} + (R_{sr} - R_c) A_{src} - A_s R_s - R_{sr} A_{srt} \quad . \quad (11.31)$$

**Varianta 2.** Elementul este armat cu 2 profile de forma U, instalate pe înălțimea secțiunii (fig.11.5 b și formulele 11.27 și 11.28).

$$Ne \leq R_c b h_0^2 \xi_{cu} (1 - 0,5 \xi_{cu}) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + R_{sr} [W_{sr,pl} + 2(h_0 - r)^2 \delta] \quad ; \quad (11.32)$$

$$N = \xi_{cu} h_0 (R_c b + 4R_{sr} \delta) + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s - 4R_{sr} \cdot r \cdot \delta \quad . \quad (11.33)$$

În cazul când  $x_{cu} = h_0$ , în armătura mai îndepărtată de la axa de acțiune a forței exterioare  $N$  apar tensiuni de comprimare, care la stadiul de rupere ating limita de curgere a oțelului  $\sigma_s = \sigma_y$ .

Din formula (6.18) avem

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x_{cu}/h}{1 - \xi_{cu}} - 1\right) R_s = \left(2 \frac{1 - h_0/h_0}{1 - \xi_{cu}} - 1\right) R_s = -R_s = R_{sc}. \quad (11.34)$$

După cum se vede din această formulă, pentru  $x = x_{cu} = h_0$  în armătura mai îndepărtată de la forța exterioară  $N$  avem tensiuni de comprimare  $R_{sc}$ . Atunci relațiile de calcul vor avea următoarele forme:

**Varianta 1.** (vezi armarea în fig. 11.5 a)

Suma momentelor forțelor exterioare și eforturilor interioare în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate al armăturii mai îndepărtate de la axa de acțiune a forței exterioare (fig.11.6 a)  $\sum M_{A_s} = 0$

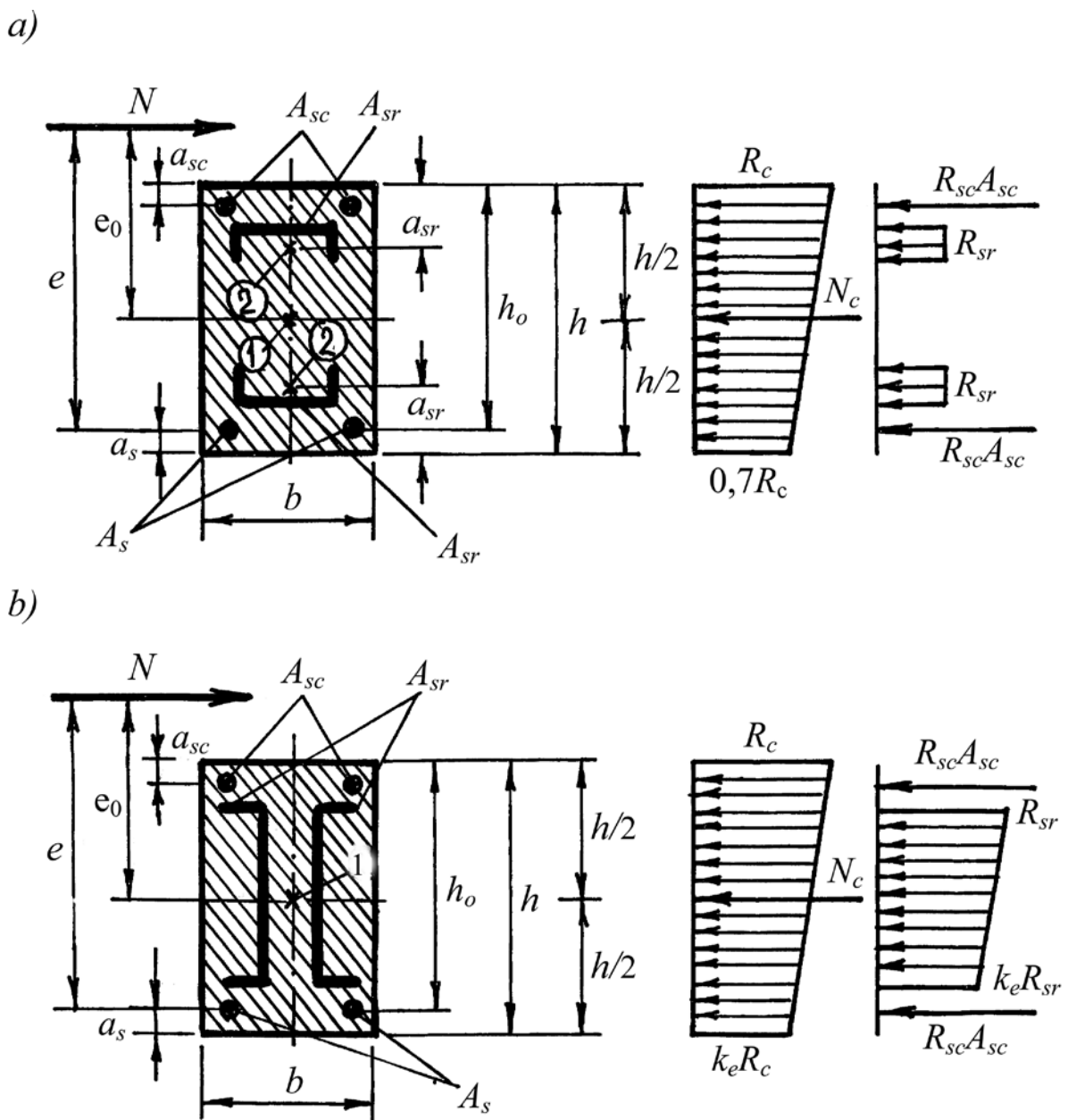


Figura 11.6. Schemele de calcul la rezistență în secțiuni normale ale

### elementelor comprimate excentric cu excentricitatea mică

1 – centrul de greutate al secțiunii; 2 – idem, al armăturilor rigide

$$Ne \leq K_e R_c b h (0,5h_0 - a_s) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + K_e (R_{sr} - R_c) A_{sr} h_0, \quad (11.35)$$

în care  $K_e$  este un coeficient, care depinde de valoarea excentricității  $e_0$  în raport cu distanța de la centrul de greutate al secțiunii până la punctul de sus al nucleului  $r_{sup}$  (vezi pct.5.5)

$$K_e = \frac{1}{1 + \frac{e_0}{r_{sup}}}. \quad (11.36)$$

Suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa elementului

$$N = K_e R_c b h + R_{sc} (A_{sc} + A_s) + 2K_e (R_{sr} - R_c) A_{sr}. \quad (11.37)$$

**Varianta 2.** (Armarea în fig.11.5 b)

Suma momentelor încovoietoare  $\sum M_{As} = 0$

$$Ne \leq K_e R_c b h (0,5h - a_s) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a_{sc}) + 2K_e [W_{sr,pl} + A_{sr} (0,5h - a_s)] \quad (11.38)$$

Suma proiecțiilor tuturor forțelor exterioare și eforturilor interioare pe axa elementului  $\sum X_i = 0$

$$N = K_e R_c b h + R_{sc} (A_{sc} + A_s) + 2K_e (R_{sr} - R_c) A_{sr}. \quad (11.39)$$

# A n e x e

## **Coeficientul de variație a rezistenței betonului la compresiune**

Coeficientul de variație al rezistenței betonului la compresiune  $v_c$  (vezi pct.2.6) este nu numai o valoare statistică, dar este și o pârghie economică, care permite producătorilor de beton să micșoreze (să dirijeze) consumul cimentului la 1 m<sup>3</sup> de beton. Valoarea acestui coeficient, în prezent, este adoptată egală cu 13,5 % independent de calitatea materialelor pentru beton, de precizia dozajului lor, de gradul de compactare a betonului și multe altele.

Din formula (2.32) se vede, că clasa betonului depinde de rezistența medie a lui  $R_{cm}$  și de valoarea parantezei  $(1 - n_c v_c)$ , care, la rîndul său, depinde numai de coeficientul  $v_c$ , fiindcă numărul de standarde  $n_c = 1,645$  pentru probabilitatea de 95 % nu poate fi schimbat. Cu cât valoarea  $(1 - n_c v_c)$  este mai mare (pentru un coeficient  $v_c$  mai mic), cu atît și clasa betonului va fi mai mare pentru aceeași valoare a rezistenței  $R_{cm}$ . Pentru a obține o clasă concretă a betonului putem să avem o valoare mai mică a rezistenței medie  $R_{cm}$  și va fi necesar și de un consum mai mic de ciment.

Dacă producătorul de beton folosește materiale calitative și le dozează cu o precizie mare, el poate reduce coeficientul de variație a rezistenței  $v_c$  până la 8-9 % și mai mult (pentru întreprinderea sa), atunci el va avea posibilitatea să micșoreze consumul de ciment cu circa 10 % pentru aceeași clasă a betonului și același consum de agregate, iar dacă coeficientul  $v_c$  va fi micșorat până la 5-7 %, se va micșora consumul cimentului până la 15 %.

În așa mod, coeficientul de variație a rezistenței betonului  $v_c$  este o pârghie de dirijare a consumului de ciment la o unitate de volum a betonului pentru aceeași clasă a betonului la compresiune.

## Corelația între clasele și mărcile betonului la rezistență la compresiune

Până în anul 1986 caracteristica principală a betonului era *marca la compresiune centrică*, care apoi a fost înlocuită cu *clasa la compresiune* (SNiP 2.03.01-84).

De aceea, în toate proiectele și documentele tehnice, elaborate până în anul 1986 se indica **marca** betonului la compresiune, iar după anul 1986 – **clasa** la compresiune.

La expertizarea construcțiilor confecționate până în anul 1986 pentru diferite scopuri (verificarea rezistenței la o sarcină nouă, consolidarea construcțiilor, restaurarea lor etc.) este necesar de stabilit clasa betonului, fiindcă în normativele în vigoare nu sunt date caracteristicile betonului în funcție de marcă, dar în funcție de clasa lui.

Se știe, că marca betonului la compresiune este o valoare matematică, iar clasa – o altă valoare (vezi pct.2.6). Pentru a trece de la marca betonului la compresiune la clasa betonului este necesar de stabilit o corelație dintre ele.

În calitate de marcă a betonului se adopta valoarea medie a rezistenței la compresiune  $M = R_{cm}$  (vezi formula 2.23), determinată la încercarea cubului standard (150x150x150 mm) la vârsta de 28 zile cu probabilitatea de 50 % (vezi fig.2.13). Marca betonului la compresiune se nota în modul următor: M50, M75, M100, M150...M500. Aici cu litera **M** este notată marca betonului la compresiune, iar cifra ne arată valoarea medie a rezistenței, în  $\text{kg/cm}^2$ .

În calitate de clasă a betonului se adoptă o valoare caracteristică a rezistenței  $R_{ck}$  mai mică, decât care pot fi nu mai mult de 5 % din toate rezultatele experimentale. Clasa betonului are probabilitatea de 95 % și se determină cu următoarea formulă (vezi formula 2.32)

$$C(R_{ck,cyl} / R_{ck,cub}) = R_{cm} (1 - n_c v_c),$$

în care  $n_c$  este numărul de standarde (vezi pct.2.6) sau coeficientul lui Student, care se adoptă în funcție de probabilitatea, stabilită ( $n_c = 1,645$  - pentru probabilitatea de 95 %), iar  $V_c$  – coeficientul de variație posibilă a rezistenței betonului, care, în mod general, în prezent se adoptă egal cu 0,135 (13,5 %) și atunci

$$C(R_{ck,cyl} / R_{ck,cub}) = R_{cm} (1 - 1,645 \cdot 0,135) = 0,778 \cdot R_{cm} = 0,778 \cdot M$$

Această formulă și este corelația dintre marca și clasa betonului la compresiune centrică, care este prezentată mai jos în formă de tabel.

<b>Marca, kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>M50</b>	<b>M75</b>	<b>M100</b>	<b>M150</b>	<b>M200</b>	<b>M250</b>	<b>M300</b>	<b>M400</b>	<b>M500</b>
-------------------------------------	------------	------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------



Clasa, MPa	C 3,0/3,5	C 4,5/5,5	C 6,0/7,5	C 9,0/11,5	C 12,5/15,5	C 15,5/19,5	C 18,5/23,0	C 25/30	C 30/40
---------------	-----------	-----------	-----------	------------	-------------	-------------	-------------	---------	---------

**Valorile coeficienților  $K_i$  și  $m_i$  pentru determinarea măsurii limite a curgerii lente  $C(\infty, t_0)$  și a deformațiilor de contracție ale betonului**

<b>Factorul și numărul coeficientului</b>	<b>Valorile factorilor și ale coeficienților <math>K_i</math> și <math>m_i</math></b>							
Tipul cimentului	Portland ciment de zgură	Ciment cu căldură redusă de hidratare	Ciment Portland	Ciment Portland cu puzzolană	Ciment rezistent la sulfați	Ciment aluminos	Ciment cu întărire rapidă	-
$K_1$	1,20	1,16	1,00	0,90	0,88	0,76	0,70	
$m_1$	1,25	1,12	1,10	1,00	1,00	0,78	0,52	
Rezistența (marca) cimentului, kg/cm <sup>2</sup>	200	300	400	500	600	700	800	900
$K_2$	1,485	1,180	1,040	1,000	0,965	0,940	0,910	0,910
Tipul agregatului mășcat	Gresie	Pietriș cu nisip	Granit	Bazalt	Calcar	Cuarț	Dolomit	-
$K_3$	2,20	1,10	1,00	1,00	0,89	0,91	-	
$m_2$	1,90	1,00	1,00	1,00	1,00	0,85	0,95	

Fineța de măcinare a cimentului, $\text{cm}^2/\text{gr}$ <b><math>m_3</math></b>	1500	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000
	0,90	0,93	1,00	1,13	1,35	1,68	2,05	2,42
Raportul apă/ciment <b><math>K_4</math></b>	0,20	0,30	0,40	0,50	0,55	0,60	0,80	0,90
<b><math>m_4</math></b>	0,190	0,360	0,585	0,835	1,000	1,170	1,600	2,120
	0,500	0,695	0,845	0,940	1,000	1,060	1,200	1,350
Conținutul pastei de ciment, % <b><math>K_5</math></b>	10	15	20	25	30	35	40	45
<b><math>m_5</math></b>	0,50	0,85	1,00	1,25	1,50	1,70	1,95	2,15
	0,85	0,90	1,00	1,20	1,45	1,75	2,10	2,55
Metoda de compactare a betonului <b><math>K_6</math></b>	Prin vibrație				Manuală			
<b><math>m_6</math></b>	1,0				1,3			
	1,0				1,1			

Condițiile de întărire $K_7$ $m_7$	În condiții normale					Tratare termică					Cu întărire în autoclavă				
	1,00					0,85					0,54				
Vârsta betonului la momentul încărcării, zile $K_8$	1	2	3	5	7	10	14	20	28	40	60	90	180	$\geq 360$	
		<u>2,60</u>	<u>1,80</u>	<u>1,40</u>	<u>1,30</u>	<u>1,25</u>	<u>1,20</u>	<u>1,15</u>	<u>1,69</u>	<u>1,00</u>	<u>0,86</u>	<u>0,77</u>	<u>0,70</u>	<u>0,61</u>	<u>0,50</u>
	-	-	-	1,20	1,15	1,10	1,05	1,02	1,00	0,86	0,77	0,70	0,61	0,50	
Durata păstrării betonului în condiții umede, zile $m_8$	1		2		3		4		5		7		10		$\geq 14$
	<u>1,11</u>	<u>1,11</u>	<u>1,11</u>	<u>1,11</u>	<u>1,09</u>	<u>1,09</u>	<u>1,07</u>	<u>1,07</u>	<u>1,04</u>	<u>1,04</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>0,96</u>	<u>0,96</u>	<u>0,93</u>
	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98	0,98	0,96	0,96	0,94	0,94	0,90	0,90	0,86	0,86	0,84
Rezistența medie cubică $R_{cm}$ , MPa $K_9$	10		20		30		40		50		60		70		80
	1,400		1,210		1,090		1,000		0,935		0,925		0,925		0,925

Umiditatea mediului ambiant, %	30	40	50	60	70	80	90	100
<b><math>K_{10}</math></b>	-	1,19	1,15	1,10	1,00	0,86	0,70	0,54
<b><math>m_9</math></b>	1,60	1,52	1,35	1,20	1,00	0,835	0,60	-
Caracteristica dimensiunilor secțiunii elementului, $R$ (cm <sup>-1</sup> )	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b><math>K_{11}</math></b>	$\frac{0,80}{0,82}$	$\frac{0,85}{0,93}$	$\frac{1,00}{1,00}$	$\frac{1,15}{1,02}$	$\frac{1,24}{1,03}$	$\frac{1,30}{1,03}$	$\frac{1,36}{1,03}$	$\frac{1,41}{1,03}$
<b><math>m_{10}</math></b>	$\frac{0,80}{0,82}$	$\frac{0,76}{0,73}$	$\frac{1,00}{1,00}$	$\frac{1,15}{1,03}$	$\frac{1,28}{1,05}$	$\frac{1,38}{-}$	$\frac{1,44}{-}$	$\frac{1,48}{-}$

- Explicații:**
1. Pentru coeficienții  $K_8$ ,  $K_{11}$ ,  $m_8$  și  $m_{10}$  la numărător sunt date valorile pentru beton întărit în condiții normale și la numitor – pentru beton tratat termic.
  2. Caracteristica dimensiunilor secțiunii elementului  $R = P / A$  (cm<sup>-1</sup>). Aici  $P$  este perimetrul, iar  $A$  – aria secțiunii elementului.
  3. Pentru construcții masive și izolate și pentru betonuri tratate termic coeficientul  $K_{10} = 1,0$ .

## Rezistențele de calcul și modulul de elasticitate ale betonului

Clasele betonului		C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
Rezistențele de calcul ale betonului la stări limită de serviciu SLS	$R_{c,ser}$	$\frac{7,60}{77,5}$	$\frac{11,30}{115,3}$	$\frac{14,90}{152,0}$	$\frac{18,50}{188,7}$	$\frac{22,00}{224,4}$	$\frac{26,80}{273,4}$	$\frac{32,40}{330,5}$	$\frac{36,00}{367,2}$	$\frac{39,60}{403,9}$	$\frac{43,20}{440,6}$
	$R_{ct,ser}$	$\frac{0,90}{9,2}$	$\frac{1,10}{11,2}$	$\frac{1,35}{13,8}$	$\frac{1,55}{15,8}$	$\frac{1,80}{18,4}$	$\frac{2,00}{20,4}$	$\frac{2,25}{23,2}$	$\frac{2,45}{25,0}$	$\frac{2,60}{26,5}$	$\frac{2,80}{28,5}$
Rezistențele de calcul de bază ale betonului la stări limită ultimă SLU	$R_c$	$\frac{5,40}{55,1}$	$\frac{8,00}{81,6}$	$\frac{10,50}{107,1}$	$\frac{13,20}{134,6}$	$\frac{15,70}{160,1}$	$\frac{19,10}{194,8}$	$\frac{23,10}{235,6}$	$\frac{25,70}{262,1}$	$\frac{28,30}{288,7}$	$\frac{30,80}{314,2}$
	$R_{ct}$	$\frac{0,60}{6,15}$	$\frac{0,73}{7,48}$	$\frac{0,90}{9,18}$	$\frac{1,03}{10,54}$	$\frac{1,20}{12,24}$	$\frac{1,33}{13,60}$	$\frac{1,50}{15,30}$	$\frac{1,63}{16,65}$	$\frac{1,73}{17,65}$	$\frac{1,87}{19,05}$
Modulul de elasticitate al betonului la compresiune și întindere	$E_{ce} = E_{cet}$	$\frac{19,04}{194}$	$\frac{24,0}{245}$	$\frac{27,5}{280}$	$\frac{30,0}{306}$	$\frac{32,5}{331}$	$\frac{35,0}{355}$	$\frac{37,0}{377}$	$\frac{38,0}{387}$	$\frac{39,0}{398}$	$\frac{39,5}{403}$

Valorile la numărător sunt date în MPa, iar la numitor – în  $\text{kg/cm}^2$ .

### Clasificarea clădirilor și edificiilor în funcție de clasa lor de importanță

Clasa de importanță a clădirii sau edificiului	Destinația clădirii sau edificiului
I	Clădirile și edificiile principale ale obiectelor de importanță majoră socială și în economia națională: clădirile principale ale stațiilor termo-electrice, stațiile atomice, coșurile de fum cu înălțimea mai mare de 100 m, turnurile de televiziune, rezervoarele pentru petrol și produse petroliere cu volumul mai mare de 10 mii m <sup>3</sup> , clădirile sportive cu tribune acoperite, teatrele, cinematografele, circurile, piețele acoperite, clădirile pentru învățământ, grădinițele de copii, spitalele, muzeele, arhivele de stat, bibliotecile, podurile, traverse de beton armat pentru căile ferate etc.
II	Clădirile și edificiile de mare importanță socială și în economia națională: clădirile industriale, civile, agricole, de locuit și de comunicații, care nu sunt incluse în clasa I și III.
III	Clădirile și edificiile de importanță socială limitată și în economia națională: depozite fără procese de sortare sau de ambalare pentru păstrarea produselor agricole, îngrășămintelor, chimicaterelor, cărbunelui etc., serele, răsadnițele, casele de locuit cu un nivel, stâlpii pentru lumina electrică și comunicații, gardurile, clădirile și edificiile provizorii etc.

**Valorile coeficientului de siguranță  $\gamma_n$  în funcție de gradul de importanță a clădirii (vezi anexa A.5)**

Denumirea elementului sau construcției	Coeficientul de siguranță $\gamma_n$ în funcție de gradul de importanță a clădirii		
	I	II	III
1. Fundațiile și elementele lor	1,15	1,05	0,95
2. Stâlpii portanți	1,15	1,05	0,95
3. Pereții portanți și elementele lor	1,15	1,05	0,95
4. Grinzile acoperișurilor și planșeelor	1,10	1,00	0,90
5. Panourile și plăcile acoperișurilor și planșeelor	1,10	1,00	0,90
6. Elementele scării	1,10	1,00	0,90
7. Grinzile rulante și alte elemente pentru transportul interior	1,10	1,00	0,90
8. Pereții autoportanți și neporanți	1,05	0,95	0,85
9. Pereții despărțitori și elementele lor	1,05	0,95	0,85
10. Alte elemente	1,05	0,95	0,85



**Coefficienții condițiilor de lucru ale betonului pentru calculul elementelor și construcțiilor  
din beton, beton armat și beton precomprimit**

	Factorii, care condiționează includerea coeficientului condițiilor de lucru	Coeficientul condițiilor de lucru ale betonului	
		notația	valoarea
1	La acțiunea numai a sarcinilor permanente și de lungă durată	$\gamma_{c1}$	0,90
2	Betonarea elementelor verticale sau înclinate din beton armat monolit cu înălțimea stratului de turnare mai mare de 1,5 m (stâlpi, diafragme, grinzi, pereți și altele)	$\gamma_{c2}$	0,85
3	Betonarea stâlpilor cu dimensiunea mai mare a secțiunii mai mică de 300 mm	$\gamma_{c3}$	0,85
4	Construcții din beton simplu nearmate	$\gamma_{c4}$	0,9
5	Beton pentru monolitizarea îmbinărilor elementelor prefabricate cu grosimea rostului până la 1/5 din dimensiunea nominală a secțiunii elementului, dar nu mai puțin de 10 cm	$\gamma_{c5}$	1,15
6	Sarcină ciclică (calculul la oboseală)	$\gamma_{c6} = \gamma_{c,fat}$	vezi anexa A.8
7	Îngheț și dezgheț periodic	$\gamma_{c7}$	vezi anexa A.9

8	Etapa de precomprimare a elementelor din beton precomprimat (etapa de transfer al efortului de precomprimare pe beton)		
	a) pentru elemente armate cu bare:		
	- pentru beton ușor	$\gamma_{c8}$	1,35
	- pentru celelalte tipuri de beton	$\gamma_{c8}$	1,20
	b) pentru elemente armate cu sârmă, toroane sau fascicule:		
	- pentru beton ușor	$\gamma_{c8}$	1,25
- pentru celelalte tipuri de beton	$\gamma_{c8}$	1,10	

**Note explicative:**

1. În cazurile corespunzătoare:

-  $R_c$  - se multiplică cu unul, doi sau trei coeficienți de siguranță:  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}, \gamma_{c5}, \gamma_{c6} = \gamma_{c,fat}, \gamma_{c7}$  sau  $\gamma_{c8}$ ;

-  $R_{ct}$  - idem, cu unul, doi sau trei coeficienți de siguranță:  $\gamma_1, \gamma_4, \gamma_{c6} = \gamma_{c,fat}$ , sau  $\gamma_{c7}$ .

2. Pentru elemente și construcții supuse la acțiunea sarcinii ciclice, coeficientul  $\gamma_{c1}$  se include în calculul la rezistența elementelor (stări limită ultime), iar coeficientul  $\gamma_{c6} = \gamma_{c,fat}$  la calculul la oboseală și la formarea fisurilor.

3. Fiecare coeficient al condițiilor de lucru ale betonului se include în calcul independent unul de altul, dar produsul lor nu se ia mai mic de 0,45.

**Coefficientul condițiilor de lucru ale betonului  
pentru sarcină ciclică  $\gamma_{c6} = \gamma_{c,fat}$**

Tipul betonului	Starea betonului după umiditate	Valorile coeficientului $\gamma_{c6} = \gamma_{c,fat}$ pentru coeficientul de asimetrie $\rho_{cycl}$						
		0 - 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
obișnuit	naturală saturat cu apă	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,00
		0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95	1,00
ușor	naturală saturat cu apă	0,60	0,70	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,00

$\rho_{cycl} = \sigma_{c,min} / \sigma_{c,max}$ , unde  $\sigma_{c,min}$  și  $\sigma_{c,max}$  sunt valorile minimale și maxime ale tensiunilor din beton în limitele ciclului de variație a sarcinii, care se determină ca pentru un element elastic (cu caracteristicile secțiunii reduse) de la sarcinile exterioare și efortul de precomprimare  $P$  cu evidența pierderilor totale de tensiuni sau  $\rho_{cycl} = M_{min} / M_{max} \geq 0$ , în care  $M_{min}$  și  $M_{max}$  sunt valorile minimale și maxime ale momentului încovoietor de la sarcinile exterioare.

**Coefficientul condițiilor de lucru ale betonului la îngheț și  
dezgheț periodic  $\gamma_{c7}$**

Condițiile de exploatare a construcțiilor	Temperatura mediului ambiant, °C	Valoarea coeficientului condițiilor de lucru $\gamma_{c7}$ la îngheț și dezgheț periodic pentru beton	
		obișnuit și cu agregate fine	ușor și poros
Saturate episodic cu apă	$\leq - 20$ °C	1,00	1,00
	$> - 20$ °C	1,00	1,00
Saturate cu apă	$\leq - 20$ °C	0,85	0,85
	$> - 20$ °C	0,90	1,00

**Rezistențele de calcul ale armăturii pentru stări limită de serviciu  
și stări limită ultime**

Clasa armăturii	Diametrul, mm	Rezistența de calcul, MPa			
		$R_{s,ser}$	$R_s$	$R_{sc}$	$R_{sw}, R_{s,inc}$
Bare					
PSt 235	6-40	235	215	215	170
RSt 295	10-40	295	270	270	215
RSt 390	6-40	390	355	355	285
RSt 590	10-32	590	490	400	300
RSt 788	6-40	785	655	400	300
RSt 980	6-40	980	815	400	300
RSt T1175	6-40	1175	980	400	300
Sârmă					
RWr 410	3	410	370	370	300
RWr 405	4	405	365	365	295
RWr 395	5	395	360	360	290
PWr 1490	3	1490	1240	400	300
PWr 1410	4	1410	1175	400	300
PWr 1335	5	1335	1110	400	300
PWr 1255	6	1255	1045	400	300
PWr 1175	7	1175	980	400	300
PWr 1100	8	1100	915	400	300
RWr 1460	3	1460	1215	400	300
RWr 1370	4	1370	1140	400	300
RWr 1255	5	1255	1045	400	300
RWr 1175	6	1175	980	400	300
RWr 1100	7	1100	915	400	300
RWr 1020	8	1020	850	400	300
Cabluri (Toroane)					
6CSt7 1450	6	1450	1210		300
9CSt7 1370	9	1370	1140		300
12CSt7 1335	12	1335	1110		300
15CSt7 1295	15	1295	1080		300
14CSt19 1410	14	1410	1175		300

**Valorile caracteristice ale unor sarcini temporare uniform distribuite din SNiP 2.01.07-85\***

Denumirea clădirilor, încăperilor și altor spații	Valoarea caracteristică a sarcinii, KPa (kg/m <sup>2</sup> )	
	superioară	inferioară
1. Apartamentele în casele de locuit; dormitoarele în creșe și grădinițe de copii; dormitoarele în case de odihnă, pansionate, cămine și hoteluri; saloanele în spitale și sanatorii, terasele	1,5 (150)	0,3 (30)
2. Încăperile administrative de serviciu pentru cercetători, ingineri și personalul tehnic; casele în clădirile învățământului public; încăperile uzuale (vestiarele, spălătoriile etc.), întreprinderilor industriale; clădirile și edificiile cu destinație specială	2,0 (200)	0,7 (70)
3. Birourile și laboratoarele din instituțiile de ocrotirea sănătății, laboratoarele din instituțiile de învățământ și de cercetări, încăperile centrelor de calcul, bucătăriile din clădirile cu destinație, socială etajele tehnice, încăperile subsolurilor	nu mai mică de 2,0 (200)	nu mai mică de 1,0 (100)
4. Săli:		
a) de lectură	2,0 (200)	0,7 (70)
b) de prânz (în cafenele, restaurante și ospătării)	3,0 (300)	1,0 (100)
c) de așteptare, de spectacole, de conferințe și sportive	4,0 (400)	1,4 (140)
d) de comerț, de expoziții	nu mai mică de 4,0 (400)	nu mai mică de 1,4 (140)
5. Arhivele de cărți	≥ 5,0 (500)	≥ 5,0 (500)
6. Scenele în sălile de spectacole	≥ 5,0 (500)	≥ 1,8 (180)

7. Tribunele: a) cu scaunele fixate b) pentru spectatori în picioare	4,0 (400) 5,0 (500)	1,4 (140) 1,8 (180)
8. Încăperile la mansarde	0,7 (70)	-
9. Sectoarele de acoperământ: a) aglomerate (la ieșirile din săli, aule și încăperile de producție) b) folosite pentru odihnă c) altele	4,0 (400) 1,5 (150) 0,5 (50)	1,4 (140) 0,5 (50) -
10. Balcoanele și loggiile cu evidența sarcinii: a) sarcină uniform distribuită pe o fâșie cu lățimea de 0,8 m pe lungimea barierei balconului sau a loggiei b) sarcină uniform distribuită pe toată suprafața balconului (loggiei), când este mai defavorabilă decât cea din pct.10 a	4,0 (400) 2,0 (200)	1,4 (140) 0,7 (70)
11. Sectoarele de deservire și de reparație a utilajului în încăperile de producere	$\geq 1,5$ (150)	-
12. Holuri, foaiere și coridoare alăturate la încăperile indicate în punctele: a) 1, 2 și 3 b) 4, 5, 6 și 11 c) 7	3,0 (300) 4,0 (400) 5,0 (500)	1,0 (100) 1,4 (140) 1,8 (180)
13. Peroanele gărilor	4,0 (400)	1,4 (140)
14. Încăperi pentru vite: a) ovine b) cornute	$\geq 2,0$ (200) $\geq 5,0$ (500)	$\geq 0,7$ (70) $\geq 1,8$ (180)

**Note:**

- Sarcina indicată în poz.8 se ia în calcul pe suprafețele fără utilaj și materiale.
- Sarcinile indicate în poz.9 se iau în calcul fără acțiunea de la zăpadă.
- Sarcinile indicate în poz.10 se iau în calcul pentru construcțiile portante ale balcoanelor (loggiilor) și sectoarelor pereților în locurile de întărire (încăstrare) a acestor construcții. La calculul sectoarelor interioare ale pereților, fundațiilor și temeliiilor (talpa fundațiilor) se adoptă aceeași sarcină ca și pentru încăperile alăturate de bază ale clădirilor, micșorate cu un coeficient  $\psi_{n1}$  sau  $\psi_{n2}$  din SNiP 2.01.07-85\*.
- Valorile caracteristice ale sarcinilor pentru clădiri și încăperi indicate în poz.3, 4 d, 5, 6, 11 și 14 pot fi adoptate și din sarcina de proiect în baza soluțiilor tehnologice folosite.

**Valorile înălțimii relative limită ale zonei comprimate a betonului  $\xi_{cu}$  la calculul elementelor încovoiate, comprimate și întinse excentric cu excentricitatea mare**

Tipul armăturii	Clasa betonului	
	$\leq C 30/37$	$\geq C 35/45$
1. Armătură în bare cu limita de curgere $\sigma_{sy} \leq 300$ MPa	0,73	0,70
2. Armătură în bare și sârmă moale cu limita de curgere $300 < \sigma_{sy} \leq 550$	0,64	0,61
3. Armătură în bare cu limita de curgere $550 < \sigma_{sy} \leq 1000$	0,46	0,43
4. Armătură în bare, sârmă și toroane cu rezistența înaltă $1000 < \sigma_{0,2} \leq 1500$	0,35	0,32

Valorile coeficienților  $\xi_c$ ,  $\alpha_0$  și  $\eta$  pentru calculul la rezistență în secțiuni normale ale elementelor încovoiate cu secțiunea dreptunghiulară, armate simplu

$\xi_c$	$\eta$	$\alpha_0$	$\xi_c$	$\eta$	$\alpha_0$
0.01	0.995	0.01	0.36	0.82	0.295
0.02	0.99	0.02	0.37	0.815	0.301
0.03	0.985	0.03	0.38	0.81	0.309
0.04	0.98	0.039	0.39	0.805	0.314
0.05	0.975	0.048	0.4	0.8	0.32
0.06	0.97	0.058	0.41	0.795	0.326
0.07	0.965	0.067	0.42	0.79	0.332
0.08	0.96	0.077	0.43	0.785	0.337
0.09	0.955	0.085	0.44	0.78	0.343
0.10	0.95	0.095	0.45	0.775	0.349
0.11	0.945	0.104	0.46	0.77	0.354
0.12	0.94	0.113	0.47	0.765	0.359
0.13	0.935	0.121	0.48	0.76	0.365
0.14	0.93	0.13	0.49	0.755	0.37
0.15	0.925	0.139	0.50	0.75	0.375
0.16	0.92	0.147	0.51	0.745	0.38
0.17	0.915	0.155	0.52	0.74	0.385
0.18	0.91	0.164	0.53	0.735	0.39
0.19	0.905	0.172	0.54	0.73	0.394
0.20	0.90	0.18	0.55	0.725	0.399
0.21	0.895	0.188	0.56	0.72	0.403
0.22	0.89	0.196	0.57	0.715	0.408
0.23	0.885	0.203	0.58	0.71	0.412
0.24	0.88	0.211	0.59	0.705	0.416
0.25	0.875	0.219	0.60	0.70	0.42
0.26	0.87	0.226	0.61	0.695	0.424
0.27	0.865	0.236	0.62	0.69	0.428
0.28	0.86	0.241	0.63	0.685	0.432
0.29	0.855	0.248	0.64	0.68	0.435
0.30	0.85	0.255	0.65	0.675	0.439
0.31	0.845	0.262	0.66	0.67	0.442
0.32	0.84	0.269	0.67	0.665	0.446
0.33	0.835	0.275	0.68	0.66	0.449
0.34	0.83	0.282	0.69	0.655	0.452
0.35	0.825	0.289	0.70	0.65	0.455



## Ariile secțiunilor ale armăturii și masa ei

Diametrul barei $d_s$ , mm	Aria secțiunii armăturii în funcție de numărul de bare, cm <sup>2</sup>										Masa, kg/m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,53	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,870

**Valorile coeficienților  $\varphi_c$  și  $\varphi_{sc}$  pentru calculul elementelor  
comprimate centric**

$N_l / N$	Coeficientul de zveltețe al elementului $\lambda = l_f / h$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Coeficientul $\varphi_c$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60
	Coeficientul $\varphi_{sc}$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74

Aici:  $N_l$  este forța longitudinală de la sarcinile permanente și de lungă durată;  
 $N$  – forța longitudinală de la sarcina totală.

**Clasele condițiilor de lucru ale elementelor din beton armat și beton precomprimat în funcție de starea mediului ambiant în conformitate cu normele europene EN 206-1**

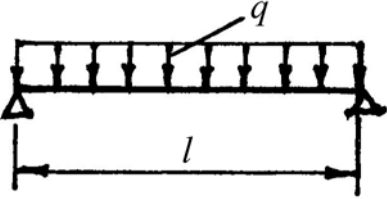
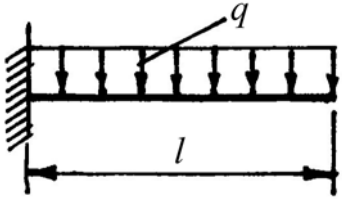
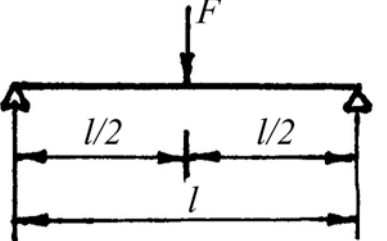
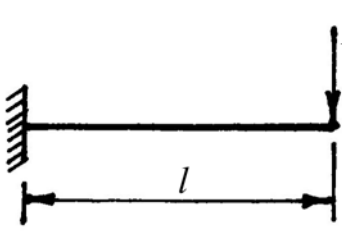
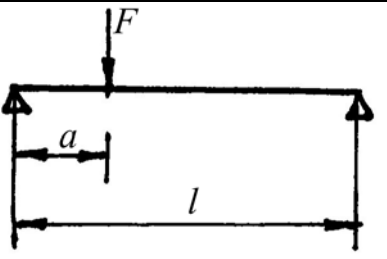
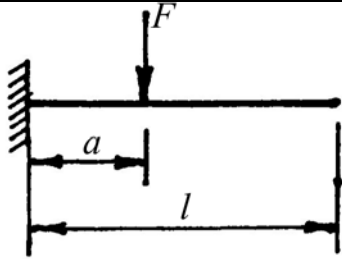
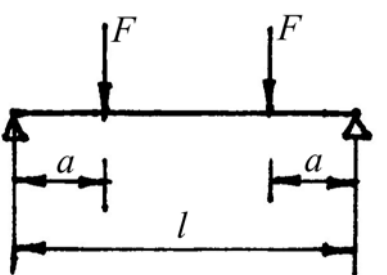
<b>Notarea clasei</b>	<b>Descrierea mediului ambiant</b>	<b>Exemple informative care prezintă alegerea claselor de expunere</b>
<b>1. Nici un risc de coroziune nici de atac</b>		
XO	Beton simplu și fără piese metalice înglobate: orice expunere în afară de îngheț/dezghet , de abraziune și de atac chimic. Beton armat sau cu piese metalice înglobate foarte uscat	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este foarte scăzută
<b>2. Coroziune de la carbonatarea betonului</b>		
XC1	Uscat sau umed în permanență	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este scăzută. Beton imersat în permanență în apă
XC2	Umed, rareori uscat.	Suprafețe de beton supuse la contact de lung termen cu apa. Un mare număr de fundații.
XC3	Umiditate moderată	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este medie sau ridicată. Beton exterior adăpostit de ploaie.
XC4	Alternativ umed și uscat	Suprafețe de beton supuse la contact cu apa dar nu intră în clasa de expunere CX2
<b>3. Coroziunea datorită clorurilor</b>		
XD1	Umiditate moderată	Suprafețe de beton expuse la cloruri transportate pe cale aeriana.
XD2	Umed, rareori uscat	Piscine. Elemente de beton expuse la ape industriale care conțin cloruri

XD3	Alternativ umed și uscat.	Elemente de pod expuse la stropire cu apă care conțin cloruri. Șosele. Dale cu parcaje pentru staționarea vehiculelor.
<b>4. Coroziune de la cloruri în apă de mare</b>		
XS1	Expus la aer vehiculând sare marină dar fără contact direct cu apa de mare.	Structuri pe sau in proximitatea unei coaste.
XS2	Imersat în permanență.	Elemente de structuri marine.
XS3	Zone de mare, zone supuse la stropire sau la brumă.	Elemente de structuri marine.
<b>5. Atac îngheț - dezgheț</b>		
XF1	Saturare moderată în apă, fără agent antipolei.	Suprafețe de beton expuse ploii și înghețului.
XF2	Saturare moderată în apă , cu agent antipolei.	Suprafețe verticale de beton în lucrări rutiere expuse înghețului și aerului vehiculând agenți de dezghețare.
XF3	Saturare puternică în apă, fără agent antipolei.	Suprafețe orizontale de beton expuse la ploaie și îngheț.
XF4	Saturare puternică în apă cu agent antipolei sau apă de mare.	Drumuri și tabliere de pod expuse la agenți de dezgheț. Suprafețe de beton verticale direct expuse la stropirea cu agenți de dezgheț și la îngheț. Zone ale structurilor marine supuse la stropire și expuse la îngheț.
<b>6. Atacuri chimice</b>		
XA1	Mediu cu agresivitate slabă	Soluri naturale și apă în sol
XA2	Mediu cu agresivitate moderată	Soluri naturale și apă în sol
XA3	Mediu cu agresivitate chimică ridicată	Soluri naturale și apă în sol

**Valorile limită ale raportului apă/ciment (A/C), clasei betonului și cantității de ciment ale betonului în funcție de clasele de expunere ale construcțiilor conform normelor europene EN 206-1**

Valorile limită	Clasele de expunere ale construcțiilor																	
	Fără risc	Coroziunea de la carbonatarea betonului				Coroziunea de la acțiunea clorurilor			Coroziunea de la cloruri în apă de mare			Atac îngheț - dezgheț				Atacuri chimice		
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
A/C max	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,55	0,55	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
C beton min.	C 12/15	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 35/45	C 35/45	C 35/45	C 35/45	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 35/45
Dozaj min. de ciment (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	300	320	300	320	340	300	300	320	340	300	320	360

Valoarea coeficientului  $S$  pentru calculul săgeții

Schema de încărcare și de reazem a elementului	Coeficientul $S$	Schema de încărcare și de reazem a elementului	Coeficientul $S$
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{3/4 - (a/l)^2}{12(1 - a/l)}$		$\frac{a}{6l} \left( 3 - \frac{a}{l} \right)$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$		

*Notă.* La încărcarea elementului la mai multe scheme

$$S = \sum S_i M_i / \sum M ,$$

în care  $S_i$  și  $M_i$  - corespunzător, coeficientul pentru schema dată și momentul încovoietor la mijlocul deschiderii sau la încastrare la elementele în consolă.