

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

ing. Aurora Lia Florea

**CONTRIBUTII LA STUDIUL IMBINARILOR
STRUCTURILOR IN CADRE-DIAFRAGME DIN BETON
ARMAT**

- TEZĂ DE DOCTORAT -

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMISOARA

620.522
366 J.

Conducător științific :

Prof. dr. doc. ing. Ioan Filimon

Prof. dr. ing. Ovidiu Mîrșu

1998

CUPRINS

Cap.1	Introducere.....	6
	Notații.....	9
Cap.2	Comportarea structurilor etajate din beton armat sub acțiunea încărcărilor.....	16
2.1	Generalități.....	16
2.2	Structuri în cadre.....	18
2.2.1	Mecanismul primar de disipare a energiei	22
2.2.2	Cerințe de bază privind comportarea nodurilor.....	27
2.2.3	Dezavantajele structurilor în cadre.....	28
2.3	Structuri în diafragme.....	29
2.3.1	Clasificări.....	29
2.3.2	Diafragme pline	31
2.3.2.1	Diafragme lungi sau de lungime medie	33
2.3.2.2	Diafragme scurte	35
2.3.3	Diafragme cu goluri.....	36
2.3.4	Dezavantajele structurilor în diafragme.....	37
2.4	Structuri cadre - diafragme	38
2.4.1	Interacțiunea cadre - diafragme	39
2.4.2	Considerații privind proiectarea structurilor în cadre-diafragme.....	42
2.5	Prefabricarea structurilor	43
2.5.1	Generalități.....	43
2.5.2	Prefabricarea structurilor antiseismice	44
Cap.3	Considerații generale privind îmbinările structurilor etajate ...	46
3.1	Generalități și clasificări.....	46
3.1.1	Criterii de clasificare a îmbinărilor.....	47
3.1.2	Comportarea statică a îmbinărilor.....	49
3.2	Cerințele îmbinărilor	50
3.3	Imbinările structurilor monolite	52
3.3.1	Mecanisme în noduri	53
3.3.1.1	Noduri interioare.....	55
3.3.1.1.1	Noduri elastice.....	58
3.3.1.1.2	Noduri inelastice.....	59
3.3.1.1.3	Noduri la cadre pe două direcții	63
3.3.1.2	Noduri exterioare	63
3.4	Imbinările structurilor prefabricate	67
Cap.4	Transferul forțelor tăietoare la interfețele îmbinărilor grindă-stâlp	68
4.1	Motivații	68
4.1.1	Comportarea la cutremur a îmbinărilor grindă - stâlp	68

4.1.2	Studii și cercetări experimentale ce pun în evidență problematica enunțată	70
4.2	Mecanisme de transfer ale forței tăietoare	77
4.2.1	Transferul forței tăietoare prin mecanismul angrenajului rugos.....	78
4.2.2	Efectul de dorn.....	81
4.2.3	Transferul forței tăietoare prin frecare în zona comprimată	85
4.3	Luarea în considerare a mecanismelor de transfer ale forței tăietoare în interfața grindă - stîlp la structurile monolite	90
4.3.1	Mecanismul de transfer prin frecare	90
4.3.2	Mecanismul angrenajului rugos	90
4.3.3	Luarea în considerare a efectului de dorn	92
4.3.4	Interdependența mecanismelor angrenajului rugos și al efectului de dorn	95
4.3.4.1	Interdependența capacităților portante ultime	95
4.3.4.2	Interdependența capacităților portante intermediare	96
4.4	Calculul în secțiuni normale pe axa grinzii, solicitate concomitent la moment încovoietor capabil și forță tăietoare asociată	99
4.4.1	Principii de bază și ipoteze de calcul	99
4.4.2	Calculul deplasării s la nivelul armăturii A_{ac}	101
4.4.2.1	Calculul rotirii finale θ_M	102
4.4.2.2	Calculul deplasării s la nivelul armăturii A_{ac}	105
4.4.3	Calculul armăturii centrale A_{ac}	106
4.4.3.1	Dimensionare	106
4.4.3.2	Disponerea armăturii A_{ac} în secțiune	108
4.4.3.3	Exemple de calcul	109
4.5	Luarea în considerare a mecanismelor de transfer ale forței tăietoare în interfața grindă-stîlp, la grinzile prefabricate ce nu reazemă pe consolele stîlpilor	112
Cap.5	Îmbinări cu șuruburi de înaltă rezistență - SIR-uri	114
5.1	Generalități	114
5.1.1	Aspecte privind comportarea și calculul structural	115
5.1.2	Aspecte tehnologice și economice	117
5.1.3	Avantajele îmbinărilor cu SIR-uri	118
5.1.4	Domenii de utilizare în condiții avantajoase a îmbinărilor cu SIR-uri	118
5.2	Cercetări întreprinse în străinătate și în țară	119
5.3	Considerații privind realizarea îmbinărilor cu SIR-uri	123
5.3.1.	Materialele folosite în îmbinările cu SIR-uri	123
5.3.2	Tehnologia de execuție a îmbinărilor cu SIR-uri	126
5.3.2.1	Îmbinări cu rost orizontal	126
5.3.2.2	Îmbinări cu rost vertical	127

5.3.3	Tipuri de îmbinări relizate cu SIR-uri	130
5.4	Considerații privind condițiile tehnice de proiectare a îmbinărilor grindă-stîlp cu SIR-uri	134
5.4.1	Ipoteze generale de calcul și principii de bază	136
5.4.2	Stări de tensiune din precomprimare și din acțiuni exterioare .	137
5.4.3	Starea limită de rezistență	142
5.4.3.1	Calculul la moment încovoietor și forță axială	142
5.4.3.2	Calculul la forță tăietoare	144
5.4.3.3	Determinarea ductilității	146
5.4.4	Stări limită ale exploataării normale (starea limită de fisurare) .	149
5.4.4.1	Inchiderea fisurilor normale	149
5.4.4.2	Deschiderea fisurilor normale	150
5.4.4.3	Momentul de fisurare	152
Cap.6	Programul experimental a îmbinării grindă-stîlp, cu șuruburi de înaltă rezistență - SIR	153
6.1	Incercări experimentale privind modificarea în timp a forței de frecare din rost și aprecierea coeficientului - m_f	154
6.1.1	Prezentarea modelelor experimentale	154
6.1.2	Incercarea modelelor 1A și 2A	155
6.1.2.1	Pretensionarea SIR-urilor	155
6.1.2.2	Metodologia de încercare	155
6.1.2.3	Comportarea modelelor sub încărcări	156
6.1.3	Prelucrarea și interpretarea datelor experimentale	156
6.2	Incercări experimentale privind comportarea sub încărcări a îmbinărilor cu SIR-uri	158
6.2.1	Prezentarea modelelor experimentale	158
6.2.2	Caracteristicile fizico - mecanice ale materialelor componente	160
6.2.3	Standul de încercare	161
6.2.4	Aparatura de măsurare și amplasarea ei	161
6.2.5	Incercarea modelului experimental N1	166
6.2.5.1	Pretensionarea SIR-urilor	162
6.2.5.2	Determinarea curbei etalon dintre momentul de strângere a cheii dinamometrice și efortul unitar de întindere din șurub....	163
6.2.5.3	Modul de aplicare a încărcării	164
6.2.5.4	Calculul teoretic a interfeței grindă-stîlp	165
6.2.5.4.1	Date inițiale	165
6.2.5.4.2	Determinarea capacității portante și verificarea la forță tăietoare.....	166
6.2.5.4.3	Calculul momentului de fisurare și a deschiderii fisurii din rost.....	167
6.2.5.4.4	Calculul ductilității	168
6.2.5.5	Comportarea modelelor experimentale sub încărcări	168
6.2.5.5.1	Model N1	168

6.2.5.5.2	Model N2	169
6.2.5.6	Prelucrarea și interpretarea datelor experimentale	170
6.2.5.6.1	Model N1	171
6.2.5.6.2	Model N2	173
	Figuri și tabele pentru capitolul 6.....	176
Cap.7	Concluzii, contribuții personale și propuneri.....	214
7.1	Concluzii generale.....	214
7.2	Transferul forței tăietoare în interfețele grindă-stilp.....	215
7.2.1	Concluzii și contribuții personale.....	215
7.2.2	Propuneri.....	218
7.3	Imbinări cu șuruburi de înaltă rezistență (SIR).....	219
7.3.1	Concluzii și contribuții personale.....	220
7.3.2	Propuneri.....	221
Cap.8	Bibliografie.....	222

CAPITOLUL 1

INTRODUCERE

Mișcările telurice a zonei geografice europene și în special a României au impus hazardul seismic ca una din componentele principale ale proiectării construcțiilor.

Activitatea seismică a zonei subcrustale (Vrancea) și a celor crustale (Banat și Făgăraș) din ultimii 20 de ani au dus la o mutație importantă în abordarea calculului antiseismic al structurilor : de la abordarea deterministă și neinstrumentală la cea probabilistă - instrumentală, bazată pe accelerograme înregistrate de rețele seismice, pe analize făcute de cercetători asupra construcțiilor avariate și pe experiența acumulată pe plan mondial /A.2, A.13, A.16, B.7, C.2, C.11, I.4, M.15, P.4, P.6, P.7, P.15, P.16, S.3, T.2/. Această mutație se regăsește și în evoluția normelor pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor : STAS 9165-72, P100-78, P100-81, P100-91, P100-92.

Schimbarea de opinie în proiectarea antiseismică a dus la costuri structurale inacceptabil de mari, una din priorități devenind cea economică. Considerațiile economice cer ca energia indusă de cutremur în construcție să fie absorbită prin zone ale structurii cu ductilitate ridicată. Acest mod de comportare este specific structurilor în cadre.

Condițiile de proiectare din ce în ce mai severe impuse de norme a obligat proiectanții să caute soluții structurale cât mai adecvate comportării antiseismice, avînd în vedere că ductilitatea disponibilă a cadrelor nu poate fi utilizată în întregime, datorită avarierii nestructurale excesive și a efectelor de ordinul doi.

Soluția optimă ce satisface proiectanții cît și arhitecții (avantaje funcționale) este cea a structurilor în cadre și diafragme de rigidizare- structuri C/D, cunoscute și sub denumirile de structuri duale sau mixte.

În structurile C/D diafragmele limitează deplasările laterale ale cadrelor, în timp ce la partea superioară cadrele tind să reducă deplasările laterale ale diafragmelor. Limitarea deplasărilor laterale (totale și relative) constituie un obiectiv important al proiectării antiseismice ce duce la reducerea avariilor elementelor nestructurale, la eliminarea efectelor de ordinul doi și la sporirea confortului ocupanților.

Comportarea sub încărcări a structurilor de rezistență a clădirilor civile și industriale este analizată în capitolele 2 și 3, cu referiri la normele românești, europene, neozeelandeze, americane și canadiene.

Deși o mare parte a problematicii comportării structurilor C/D este comună cu a structurilor în cadre (comportarea elementelor orizontale de rezistență - rigle de cadru, planșee) concepția și metodologia de proiectare specifică acestora este rămasă în urmă în raport cu celelalte tipuri de structuri. Din acest motiv în proiectarea antiseismică structurile în cadre ocupă încă un loc important, în paralel cu preocuparea crescîndă a specialiștilor către investigarea

detaliată a comportării structurilor C/D la acțiuni seismice și folosirea lor pe scară tot mai largă în practica realizării construcțiilor etajate /A.9, A.15, C.5, F.7, G.1, I.7, M.3, M.14, N.1, S.2/.

Numărul mare de încercări experimentale privind comportarea structurilor antiseismice în cadre și C/D, cât și observațiile asupra avariilor produse de seisme au pus în evidență noi fenomene ce trebuie luate în considerare. Unul din aceste fenomene este transmiterea forței tăietoare din zona plasticizată adiacentă nodului prin interfața grindă-stîlp.

La începutul capitolului 4 autoarea prezintă încercări experimentale selectate din bibliografie /A.14, D.1, P.7, C.22/ ce demonstrează necesitatea abordării și studierii acestui fenomen. Se continuă cu o profundă analiză a mecanismelor de transfer ale forței tăietoare și a coeficientului de frecare în interfața beton-beton, bazată pe cercetări experimentale efectuate în acest domeniu pînă în anul 1990 /C.3, C.12, C.14, F.19, T.1, V.1/, se elaborează o nouă concepție de armare și o metodă de dimensionare la forță tăietoare a secțiunilor normale plasticizate, secundată de schema logică și de exemple de calcul.

Această parte a tezei are ca scop aducerea unor contribuții în vederea minimalizării efectelor distructive ale seismelor severe prin îmbunătățirea metodelor existente de proiectare antiseismică a structurilor în general și a îmbinărilor grindă-stîlp în particular.

A doua parte a tezei, extinsă în capitolele 5 și 6, se referă la un nou tip de îmbinare între grinzi prefabricate de beton armat și stîlpi monoliți fără console și anume îmbinările cu șuruburi de înaltă rezistență.

Aceste îmbinări sunt o combinație între îmbinările precomprimate cu armături postîntinse cu ancoraje active și îmbinările cu șuruburi de înaltă rezistență practicate în construcții metalice. Se înlocuiește tehnologia clasică de precomprimare a barelor cu o tehnologie simplă de strîngere a piulițelor șuruburilor cu cheia dinamometrică, renunțîndu-se la ancorajele active. Transmiterea forței tăietoare prin interfața grindă-stîlp se face exclusiv prin forța de frecare din rostul precomprimat al îmbinării.

Cea mai avantajoasă utilizare a acestor îmbinări este în structurile prefabricate C/D, precum și în realizarea consolidărilor și a structurilor provizorii (demonabile).

Prefabricarea structurilor C/D și în cadre a fost și rămîne o problemă de actualitate pe plan mondial, deși la noi a fost diminuată după 1989. Abandonul s-a datorat lipsei tehnologiilor performante, prefabricarea vizînd detalii de îmbinări și execuție de mare precizie pentru a fi competitivă.

Problematika îmbinărilor structurilor în cadre și C/D a fost abordată în ultimii ani de specialiștii europeni în cadrul primului workshop COST C1 "Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections" la Strasburg în 1992 și la colocviul IABSE de la Istanbul din 1996.

Elliot K. S. și Tovey A. K. prezentînd avantajele prefabricării, în /E.4/ redau un studiu de cost structural făcut la clădiri comerciale cu 5 niveluri. Costul

structurilor în cadre și planșee prefabricate din beton armat este cu 21 % mai mic decât la structuri în cadre de oțel avînd și structura de rezistență a planșeelor din oțel și cu 14 % mai mic decât la structurile în cadre din oțel și planșee prefabricate din beton armat. Este adevărat că aceste economii nu se pot realiza la costul total al clădirii ce depinde de designul impus de arhitect, dar în multe proiecte s-au obținut reduceri de pînă la 10 % față de clădiri proiectate cu alte tipuri de cadre (concepute pentru o performanță structurală egală), folosind ideea proiectării standardizate a detaliilor și repetarea lor. Astfel se pot realiza clădiri prefabricate moderne cu un design economic și cu planuri orizontale și fațade variate, pentru elevații mai mici de 50 m /E.4/.

În concepția economiei de piață costul unei investiții nu se reduce numai la costul structurii în sine ci și la costul terenului dependent de rata de interes a zonei, la uzura managerială și la recuperarea costului investit ce depind de viteza de construcție.

În acest context, deși costul clădirii este important de multe ori viteza de construcție depășește importanța costului.

În capitolul 5 se prezintă concepția structurală și tehnologică a noului tip de îmbinare, cercetări experimentale întreprinse în străinătate în acest domeniu /K.2, E.3, H.3/ și aspecte ce au constituit obiective ale propriului program experimental.

Capitolul 6 este dedicat programului experimental și anume încercărilor experimentale făcute în cadrul contractelor cu INCERC - Filiala Timișoara în colaborare cu IPCT - S.A. București, vizînd comportarea modelelor experimentale la încărcări statice și dinamice și transmiterea forței tăietoare prin interfața grindă-stîlp a îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență.

În prima etapă a programului experimental s-au încercat două modele fiecare înglobînd o suprafață de forfecare precomprimată cu șuruburi de înaltă rezistență, urmărindu-se modificarea forței de frecare în timp datorită proceselor reologice din îmbinare. Alcătuirea modelelor și metodologia de încărcare au fost identice, al doilea model fiind încercat după un an față de primul.

În a doua etapă a programului experimental s-au încercat două îmbinări grindă-stîlp la scară 1:1, urmărindu-se comportarea acestora la încărcări statice și dinamice.

Această parte a tezei are ca scop furnizarea de date în vederea promovării acestor îmbinări, ele fiind și o bază de pornire pentru continuarea cercetărilor printr-un program avînd ca finalizare întocmirea instrucțiunilor de folosire a îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență la elemente prefabricate din beton armat.

NOTATII

PENTRU CAPITOLELE 2, 3 și 4

A_a	aria armăturilor întinse din secțiunea solicitată la încovoiere ;
A'_a	aria armăturilor comprimate din secțiunea solicitată la încovoiere ;
A_{ac}	aria armăturilor centrale tip dorn ;
A_e	aria barei din care se realizează etrierii ;
A_i	aria îmbinării ;
A_s	aria secțiunii transversale a barei ce lucrează ca dorn ;
a	distanța din centrul de greutate a armăturilor întinse, pînă la fibra cea mai întinsă a secțiunii solicitată la încovoiere ;
a'	distanța din centrul de greutate a armăturilor comprimate, pînă la fibra cea mai comprimată a secțiunii solicitată la încovoiere ;
a_e	distanța dintre etrieri ;
b_n	lățimea secțiunii orizontale a nodului ;
C_{as}, C'_{as}	forța de compresiune în armăturile din dreapta, respectiv din stînga stîlpului ;
C_{ag}, C'_{ag}	forța de compresiune în armăturile superioare, respectiv inferioare ale grinzii ;
C_{bs}, C'_{bs}	forța de compresiune în zona de beton comprimat a stîlpului superior, respectiv inferior ;
C_{bg}, C'_{bg}	forța de compresiune în zona de beton comprimat superioară, respectiv inferioară a grinzilor ;
c	coeficient de multiplicare a rezistenței de calcul R_a ;
D	forța de compresiune pe direcția diagonalei comprimate a nodului ;
D_a	forța de compresiune pe direcția diagonalei comprimate a nodului, aferentă mecanismului de grindă cu zăbrele ;
D_b	forța de compresiune pe direcția diagonalei comprimate a nodului, aferentă mecanismului de bielă ;
D_{Δ}	factorul ductilității de deplasare ;
D_{ϕ}	factorul ductilității de curbură ;
D_{θ}	factorul ductilității de rotire ;
E_a	modulul de elasticitate al oțelului ;
E_{sec}	modulul de elasticitate secant al betonului ;
e	excentricitatea forței Q_d (efectul de dorn) față de axa verticală de simetrie a secțiunii ;
h_o	înălțimea utilă a secțiunii ;
h_g	înălțimea secțiunii grinzii ;
h_n	înălțimea secțiunii orizontale a nodului ;
h_s	înălțimea secțiunii stîlpului ;

K	termenul capacității portante Q_{df} ;
k	termenul de reducere a capacității portante maxime Q_{du} ; $k_1 \dots k_3$ coeficienți în rel. 2.1 ;
L_{cap}	capacitatea la lunecare a unei îmbinări prevăzută cu conectori ;
l_a	lungimea de ancoraj a armăturilor în zona întinsă ;
M	moment de calcul ;
M_g	momentul dat de încărcările gravitaționale ;
M_{gr}	momentul de calcul la capetele grinzilor ;
M_g^n	momentul în interfața grindă-nod, în gruparea fundamentală (valoare normată) ;
$M_g^{s.cod}$	momentul în interfața grindă-nod, cu încărcări seismice de cod ;
M_s	momentul din gruparea specială de încărcări ;
M_{st}	momentul de calcul de la capetele stîlpilor ;
M_{cap}	momentul capabil al secțiunii ;
M_p	momentul de plasticizare sau curgere ;
M_u	momentul încovoietor în starea limită de rezistență ;
N	forța axială de calcul ;
N_{gr}	forța axială de calcul de la capetele grinzilor ;
N_{st}	forța axială de calcul de la capetele stîlpilor ;
N_b	forța axială din zona comprimată de înălțime x a secțiunii ;
n	numărul de bare de același diametru, cuprins în aria A_{ac} ;
n_{med}	coeficientul mediu al acțiunilor verticale ;
n_{med}^d	coeficientul mediu de lungă durată al acțiunilor verticale ;
P_{gr}	forța de precomprimare după axa longitudinală a grinzilor ;
P_r	forța de rupere (a modelelor experimentale) ;
Q_{asoc}	forța tăietoare de calcul asociată momentului capabil ;
Q_{eb}	forța tăietoare de calcul preluată de etrieri și beton ;
Q_{gr}	forța tăietoare de calcul de la capetele grinzilor ;
Q_{st}	forța tăietoare de calcul de la capetele stîlpilor ;
Q_h	forța tăietoare de calcul orizontală ce soliciată nodul ;
Q_{ha}	forța tăietoare capabilă orizontală a mecanismului de grindă cu zăbrele ;
Q_{hb}	forța tăietoare capabilă orizontală a bielei ;
Q_v	forța tăietoare de calcul verticală ce soliciată nodul ;
Q_{va}	forța tăietoare capabilă verticală a mecanismului de grindă cu zăbrele ;
Q_{vb}	forța tăietoare capabilă verticală a bielei ;
Q_b	forța tăietoare preluată prin frecare în zona comprimată a secțiunii ;
Q_d	forța tăietoare preluată prin efectul de dorn ;
$Q_{d,el}$	forța tăietoare elastică preluată prin efectul de dorn ;
Q_{du}	forța tăietoare maximă (ultimă) preluată prin efectul de dorn ;
Q_f	forța tăietoare preluată prin frecarea dintre proeminențele fisurilor ;
Q_{df}	capacitatea la lunecare a unei secțiuni fisurate din efectul de dorn și

	a angrenajului rugos în interfețele fisurilor ;
R_a	rezistența de calcul a armăturii ;
R_{at}	rezistența de calcul a armăturii înclinate sau verticale, conform STAS 10 107/0-90 ;
R_b^*	rezistența la compresiune triaxială a betonului ;
R_c	rezistența de calcul la compresiune a betonului ;
R_i	rezistența la compresiune din încovoiere a betonului ;
R_t	rezistența de calcul la întindere a betonului ;
s	lunecarea transversală în interfața grindă-stîlp ;
s_{el}	lunecarea transversală în dreptul armăturilor de tip dorn corespun - zătoare valorii $Q_{d,el}$;
s_u	lunecarea transversală în dreptul armăturilor de tip dorn corespun - zătoare valorii Q_{du} ;
s_{uf}	lunecarea maximă pînă la care o fisură poate prelua forțe tăietoare prin frecarea dintre proeminențele ei ;
T_{ag}, T'_{ag}	forța de întindere din armăturile superioare, respectiv inferioare ale grinzilor ;
T_{as}, T'_{as}	forța de întindere în armăturile din dreapta, respectiv din stînga stîlpului ;
w	deschiderea medie a fisurilor din interfața grindă - stîlp ;
x	înălțimea zonei comprimate de beton ;
α	unghiul făcut de diagonala comprimată a nodului cu orizontala (coeficient în relația 2.2) ;
β	unghiul de înclinație a fisurii cu direcția ei de propagare (coeficient în relația 2.2) ;
Δ_c	deplasarea la intrarea încurgere a armăturilor întinse ;
Δ_u	deplasarea la epuizarea capacității portante a elementului ;
ε_a	deformația specifică a armăturii întinse ;
ε'_a	deformația specifică a armăturii comprimate ;
ε_{au}	deformația specifică maximă a oțelului, admisă de norme ;
ε_b	deformația specifică a betonului comprimat ;
ε_{bu}	deformația specifică maximă a betonului comprimat admisă de norme ;
ε_c	deformația specifică a armăturilor la intrarea în curgere a oțelului ;
ϕ	diametrul armăturilor ;
ϕ_i	diametrul armăturilor inferioare din zona de reazem a grinzilor ;
ϕ_s	diametrul armăturilor superioare din zona de reazem a grinzilor ;
ϕ_{med}	diametrul mediu a armăturilor de tip dorn de arie A_{ac} ;
ϕ_c	curbura la intrarea în curgere a armăturilor întinse ;
ϕ_M	curbura asociată momentelor capabile ;
ϕ_p	curbura plastică ($\phi_p = \phi_u - \phi_c$) ;
ϕ_u	curbura la epuizarea capacității portante a secțiunii (pt. $\varepsilon_a=50\%$) ;

γ_a	coeficientul de reducere a rezistenței caracteristice a oțelului ;
γ_{Rd}	coeficient al condițiilor de lucru, notație conformă cu /C.3/ ;
μ	coeficient de frecare (coeficient de armare în rel.2.7);
θ_c	rotirea secțiunii la intrarea în curgere a armăturilor întinse ;
θ_p	rotirea capabilă (plastică) a unei articulații plastice ;
θ_M	rotirea secțiunii asociată momentului capabil ;
θ_u	rotirea secțiunii la epuizarea capacității portante (pt. $\epsilon_a=50\%$) ;
ρ	coeficient de armare egal cu A_{ac} / A_i ;
σ_a	efort unitar în armăturile întinse ;
σ'_a	efort unitar în armăturile comprimate sau mai puțin întinse ;
σ_b	efort unitar de compresiune în beton ;
σ_c	efortul unitar de curgere a oțelului ;
σ_{cm}	feortul unitar mediu de compresiune perpendicular pe fisură din cea mai defavorabilă grupare de încărcări;
σ_s	efortul unitar de întindere în armăturile de tip dorn din alte solicitări decît efectul de dorn ;
τ_f	efort unitar tangențial preluat prin frecare ;
τ_{fu}	efortul de calcul unitar tangențial maxim preluat prin frecare ;
τ_h	efortul unitar tangențial orizontal ce se dezvoltă în noduri ;
ξ	înălțimea relativă a zonei de beton comprimat ;
ξ_c	înălțimea relativă a zonei de beton comprimat la intrarea în curgere a armăturilor întinse ;
ξ_M	înălțimea relativă a zonei de beton comprimat asociată momentului capabil a secțiunii ;
ψ	factor de reducere a încărcării seismice ;
ζ	nivelul de solicitare a armăturii de tip dorn la efort $\zeta = \sigma_s / R_a$;

PENTRU CAPITOLELE 5 și 6

A_i	aria secțiunii ideale din beton ;
A_s	aria armăturilor pretensionate (SIR) din zona întinsă la rupere ;
A'_s	aria armăturilor pretensionate din zona comprimată la rupere ;
a_s, a'_s	distanța din centrul de greutate al armăturilor A_s , respectiv A'_s , pînă la marginea alăturată a secțiunii din beton ;
b	lățimea secțiunii interfeței grindă-stîlp ;
E_p	modulul de elasticitate a armăturilor pretensionate ;
h	înălțimea secțiunii interfeței grindă-stîlp ;
I_i	momentul de inerție al secțiunii ideale ;
k_s	coeficient ce ține cont de torsionarea tijei șurubului ca efect al rotirii piuliței în timpul strîngerii ;
L_s	suma grosimii pieselor prefabricate ce se îmbinîină în dreptul axei șuruburilor ;

M_f	moment de fisurare ;
M_c, N_c	solicitări exterioare corespunzătoare intrării în curgere convențională a armăturilor A_s ;
M_g, N_g	solicitări exterioare de exploatare în secțiunea nefisurată ;
M_g^o, N_g^o	solicitări exterioare de exploatare la decompresiune ;
\overline{M}_p	momentul încovoietor produs de forța de precomprimare \overline{N}_o ;
M_q, N_q	solicitări exterioare de exploatare în secțiunea fisurată ;
M_r, N_r	solicitări exterioare corespunzătoare stării limită de rezistență ;
m	coeficient de corecție a pierderilor de tensiune în SIR-uri ;
m_f	coeficient de modificare în timp a forței de frecare din rosturile precomprimate cu SIR-uri ;
\overline{N}_o	forța totală de precomprimare din secțiune în fază finală ;
$\overline{N}_s, \overline{N}'_s$	forța de precomprimare produsă de armăturile A_s , respectiv A'_s ;
n_p	coeficient de echivalență al armăturii pretensionate ;
n_{pII}	coeficient de echivalență al armăturii pretensionate în secțiunea fisurată ;
Q	forța tăietoare de calcul ;
\overline{R}_c	rezistența medie la compresiune a betonului ;
R_p	rezistența de calcul a armăturii pretensionate ;
\overline{R}_p	rezistența medie la întindere a armăturii pretensionate ;
$R_{p0.2}$	rezistența minimă convențională de curgere dată în standardele de produs ;
r_s	distanța de la limita simbului central pînă la centrul de greutate a secțiunii ;
x_c, x_u	înălțimea zonei din beton comprimat a secțiunii la curgere, respectiv la epuizarea capacității portante ;
y_{sup}, y_{inf}	distanța de la centrul de greutate al secțiunii pînă la fibra superioară, respectiv inferioară ;
α_f	deschiderea fisurii normale din rost ;
$\varepsilon_{bp}, \varepsilon'_{bp}$	deformația specifică în fibra din beton alăturată armăturii A_s , respectiv A'_s , din solicitările exterioare M_q, N_q ;
$\varepsilon_1, \varepsilon'_1$	deformația specifică în armătura A_s , respectiv A'_s , în starea limită de rezistență ;
$\Delta\varepsilon_1, \Delta\varepsilon'_1$	variația deformației specifice în armătura A_s , respectiv A'_s , față de $\overline{\varepsilon}_o$, respectiv $\overline{\varepsilon}'_o$, sub acțiunea solicitărilor exterioare M_q, N_q ;
$\overline{\varepsilon}_1$	deformația specifică limită de calcul a armăturii A_s ;
ε_o	deformația specifică convențională elastică a betonului ;
$\overline{\varepsilon}_o, \overline{\varepsilon}'_o$	deformația specifică în armătura A_s , respectiv A'_s , corespunzătoare feortului unitar $\overline{\sigma}_{po}$, respectiv $\overline{\sigma}'_{po}$;
$\Delta\varepsilon_{pc}, \Delta\varepsilon'_{pc}$	variația deformației specifice în armătura A_s , respectiv A'_s , față de

	$\bar{\varepsilon}_0$, pînă la intrarea în curgere convențională a armăturii A_s ;
$\varepsilon_{pu} = \varepsilon_r$	deformația specifică ultimă admisă de norme în armăturile pretensionate ;
$\Delta\varepsilon_{pu}, \Delta\varepsilon'_{pu}$	variația deformației specifice în armătura A_s , respectiv A'_s , față de $\bar{\varepsilon}_0$, respectiv $\bar{\varepsilon}'_0$, pînă la ductilizarea admisă a secțiunii ;
γ_p	coeficient de reducere a rezistenței caracteristice ;
$\sigma_{bp}, \sigma'_{bp}$	efortul unitar în beton la nivelul armăturii A_s , respectiv A'_s ;
$\sigma_{bp,e}, \sigma'_{bp,e}$	efortul unitar de exploatare în beton la nivelul armăturii A_s , respectiv A'_s , în secțiunea nefisurată ;
$\sigma_{bp,g}, \sigma'_{bp,g}$	efortul unitar în beton la nivelul armăturii A_s , respectiv A'_s , din solicitările exterioare M_g, N_g ;
$\sigma_{bp,o}, \sigma'_{bp,o}$	efortul unitar în beton la nivelul armăturii A_s , respectiv A'_s , la decompresione ($\sigma_{bp,o} = 0$) ;
$\sigma_{bp,p}, \sigma'_{bp,p}$	efortul unitar în beton la nivelul armăturii A_s , respectiv A'_s , din precomprimare ;
$\sigma'_{bp,q}$	efortul unitar în beton la nivelul armăturii A_s , din solicitările exterioare M_q, N_q ;
$\bar{\sigma}_p, \bar{\sigma}'_p$	efortul unitar în armăturile A_s , respectiv A'_s , la decompresione ;
$\bar{\sigma}_{p,e}, \bar{\sigma}'_{p,e}$	efortul unitar în armăturile A_s , respectiv A'_s , în exploatare ;
σ_{pk}	efortul unitar de control în armăturile A_s ;
σ'_{pk}	efortul unitar de control în armăturile A'_s ;
$\sigma_{pl}, \sigma'_{pl}$	efortul unitar în armăturile A_s , respectiv A'_s , în starea limită de rezistență ;
$\sigma_{po}, \bar{\sigma}_{po}$	efortul unitar în armătura A_s corespunzător efortului unitar nul în beton la nivelul armăturii A_s , în faza inițială, respectiv finală ;
$\sigma'_{po}, \bar{\sigma}'_{po}$	efortul unitar în armătura A'_s corespunzător efortului unitar σ_{po} în fază inițială, respectiv efortului unitar $\bar{\sigma}_{po}$ în fază finală ;
$\sigma_{pp}, \sigma'_{pp}$	efortul unitar în armăturile A_s , respectiv A'_s , din precomprimare în fază inițială ;
$\bar{\sigma}_{pp}, \bar{\sigma}'_{pp}$	efortul unitar în armăturile A_s , respectiv A'_s , din precomprimare în fază finală ;
$\Delta\sigma_p$	creșterea efortului unitar în armătura A_s în exploatare (secțiune fisurată), față de $\bar{\sigma}_{po}$;
$\Delta\sigma'_p$	creșterea efortului unitar în armătura A'_s în exploatare (secțiune fisurată), față de $\bar{\sigma}'_{po}$;
$\Delta\sigma_r$	pierderea de tensiune din relaxarea armăturilor pretensionate ;
$\Delta\sigma_\phi$	pierderea de tensiune din contracția și curgerea lentă a betonului ;

ξ_c, ξ_r înălțimea relativă a zonei comprimate din beton la curgerea convențională a armăturii A_s , respectiv la ieșirea din lucru a secțiunii ;
 ξ_{lim} înălțimea relativă maximă a zonei comprimate din beton admisă de norme pentru grinzi ductilizate.

Notă

Semnificațiile notațiilor : D_ϕ , Q_{asoc} , R_c , ϵ_{bu} , ϕ_c , ϕ_u , μ , σ_b , sunt cele de la capitolele 2, 3 și 4.

CAPITOLUL 2

COMPORTAREA STRUCTURILOR ETAJATE DIN BETON ARMAT SUB ACTIUNEA INCARCARILOR

2.1 Generalități

Comportarea structurilor de rezistență a construcțiilor, la acțiunea încărcărilor exterioare, reprezintă un fenomen complex. De modul în care este intuit și interpretat fenomenul și de modul în care este evaluat răspunsul structurii la acțiunile ce se exercită asupra sa, depinde buna comportare în exploatare a construcției.

În acest context o construcție rezistă acțiunilor exterioare ca un ansamblu solidar, răspunsul său fiind rezultatul conlucrării tuturor elementelor structurale și nestructurale. Dacă interacțiunea elementelor nestructurale cu structura de rezistență este luată în considerare în proiectare în cazuri restrânse (analiza postelastă a structurilor antisismice cu programe performante de calcul), conlucrarea ansamblurilor structurale nu mai poate fi neglijată, o structură avînd o dimensiune spațială /A.12, D.4 /.

Structura spațială rezultă, în principiu, din conlucrarea a trei categorii de ansambluri structurale plane, dispuse de obicei ortogonal :

- ansambluri structurale verticale transversale ;
- ansambluri structurale verticale longitudinale ;
- ansambluri structurale orizontale (planșee).

Ansamblurile structurale verticale sunt alcătuite din elemente liniare (grinzi, stâlpi, cadre) și plane (diafragme).

După ponderea acestora structurile se pot clasifica în :

- structuri în cadre (C) ;
- structuri în cadre și diafragme, care pot fi împărțite în :
 - cadre cu diafragme rare sau cadre - diafragme (C/D) în care cadrele și diafragmele cooperează în proporții cuprinse între 30 % - 60 % la preluarea solicitărilor orizontale ;
 - diafragme cu cadre (D/C) la care aportul cadrelor la preluarea încărcărilor orizontale este mic, putînd fi neglijat (diafragme sistem “celular”) ;
- structuri în diafragme sau sistem “fagure” (D).

O bună parte a teritoriului țării noastre este supus activității seismice, motiv pentru care proiectarea construcțiilor în aceste zone trebuie să se facă nu numai pe baza criteriilor de rezistență și stabilitate la încărcări statice, ci și pe baza comportării lor dinamice.

La construcțiile la care solicitările produse de încărcările orizontale sunt moderate, astfel că se poate conta că sub acțiunea lor structura de rezistență lucrează în general în stadiul elastic, criteriile determinante la dimensionarea și armarea structurii se rezumă la asigurarea capacității portante și a rigidității necesare, la încărcările de calcul.

În cazul construcțiilor supuse la solicitări seismice importante, sub acțiunea cărora incursiunile în domeniul plastic a elementelor structurale ale construcției sunt inevitabile, în condițiile unei dimensionări economice, intervine în plus și cerința de a se conferi structurii o capacitate de deformare postelastă suficientă pentru ca energia indusă de seism să poată fi absorbită fără riscul de cedare. Fiind vorba de consumul unei energii, trebuie să se țină seama de ambele componente ale acesteia (fig. 2.1) :

- capacitatea portantă, caracterizată prin forța orizontală capabilă maximă P_{\max} - pentru încărcările gravitaționale ;
- capacitatea de deformare elasto - plastică, caracterizată prin deplasarea orizontală maximă - Δ_{\max} - la care se atinge stadiul de cedare.

Intr-un calcul mai detaliat, pornind de la condiția ca pe toată durata mișcării seismice energia indusă de cutremur să nu depășească pe cea pe care o poate absorbi structura prin deformare, se poate stabili o corelație între capacitatea portantă și cea de deformare / A.8, C.13 / considerând două variante de dimensionare :

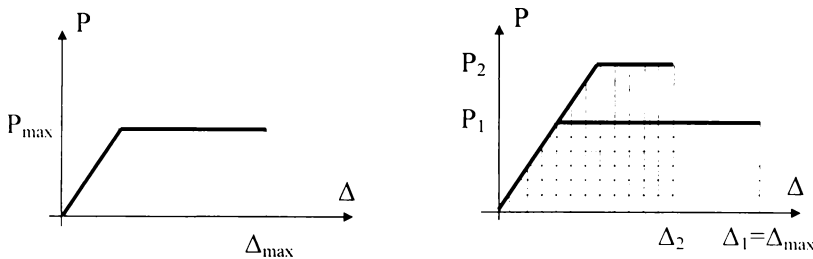


Fig.2.1 Diagrame de absorbție a energiei seismice

- $P_1 - \Delta_1$, ce ia în considerare valoarea Δ_{\max} ;
- $P_2 - \Delta_2$, ce ia în considerare valoarea P_{\max} .

Cele două diagrame de absorbție a energiei seismice sunt prezentate în figura 2.1.

În prescripțiile de proiectare antiseismică destinate calculului uzual, această corelare este abordată în mod simplificat prin stabilirea unor valori convenționale adecvate pentru forțele orizontale seismice de calcul și prin reguli de dimensionare și alcătuire constructivă, prin a căror respectare se admite că este realizată ductilitatea necesară, fără a se cere o verificare a ei prin calcul.

Proiectarea antiseismică a structurilor este reglementată, la noi în țară, prin normativul P 100-92, care abordează acest mod simplificat pentru calculele uzuale ale structurilor antiseismice. Incursiunile postelastice se permit însă cu asigurarea unei rigidități suficiente la deplasări laterale în măsură să limiteze, la valori admisibile, atât deplasările absolute cât și pe cele relative, încât să se producă doar degradări locale (controlate și reparabile) la elementele structurii de rezistență. Degradări mai extinse, dar care nu pun în pericol vieți omenești sau valori materiale importante, se admit la elementele nestructurale.

Acest lucru se obține prin realizarea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei sub acțiuni seismice de intensitate ridicată, oferind o ductilitate adecvată structurii și elementelor componente ale ei.

Ductilitatea unei structuri sau a unui element din beton armat este o caracteristică a comportării în domeniul postelasic și reprezintă aptitudinea de a dezvolta deformații plastice importante înainte de rupere.

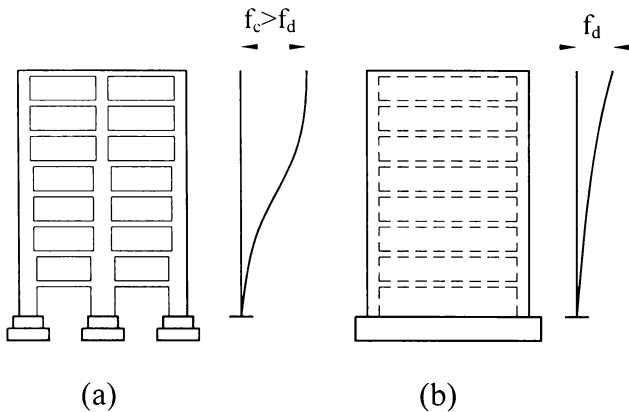


Fig. 2.2 Deformata cadrelor și a diafragmelor

Intrucât la elementele cadrelor și diafragmelor sollicitarea preponderentă este încovoieră ductilitatea se realizează prin deformațiile de curgere ale armăturilor întinse.

Pentru a înzestra structura cu o absorbție mare de energie și capacitate de disipare a ei, concomitent cu

asigurarea ductilității, este necesar să eliminăm sursele potențiale de cedare a construcției: zdrobirea prematură și forfecarea betonului, pierderea bruscă a aderenței și a ancorării armăturilor, precum și posibilitatea apariției instabilității dinamice datorită deplasărilor laterale mari.

2.2 Structuri în cadre

Cadrele structurilor multietajate, sub acțiunea încărcărilor orizontale, au o comportare în domeniul elastic ca a unei console, deformată prezentând un punct de inflexiune așa cum se arată în figura 2.2.a.

Incursiunea postelastică a structurii (odată cu creșterea încărcării orizontale) duce la apariția unor zone critice puternic plasticizate. Momentele de plasticizare, ce caracterizează o astfel de zonă, sunt egale cu momentele încovoietoare corespunzătoare atingerii limitei de curgere ale armăturilor întinse.

620.522
366 J

În schemele simplificate de analiză postelastică, aceste zone ce se dezvoltă pe o lungime echivalentă de calcul l_p , se înlocuiesc printr-o secțiune critică plasticizată numită "articulație plastică". Secțiunea critică este amplasată la mijlocul lungimii l_p .

Starea de solicitare într-o articulație plastică este caracterizată de diagrama moment-curbură (figura 2.3), avînd în vedere că rotirea unei secțiuni este aproximativ egală cu curbura ei.

În figura 2.3 s-au folosit notațiile :

M_u este momentul încovoietor în starea limită de rezistență (ultimă) ;

M_p - momentul de plasticizare sau curgere ;

ϕ_u - curbura ultimă, în starea limită de rezistență ;

ϕ_c - curbura la intrarea în curgere a armăturii ;

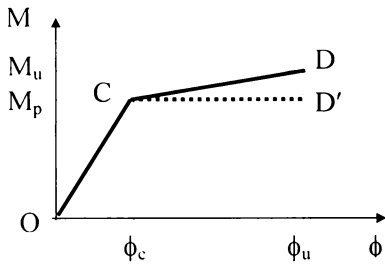


Fig.2.3 Diagrama moment-curbură

În literatura de specialitate /P.12/ se arată că diferența între momentul de rupere M_u și momentul de plasticizare M_p este cuprinsă între 2% și 14%, la secțiunile solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică cu mare excentricitate. În mod convențional deci, se poate admite fără a se comite erori prea mari, că momentul încovoietor crește proporțional cu curbura pînă la valoarea M_p , după care are loc rotirea plastică a secțiunii sub acțiunea

momentelor de rupere sau ultime, a căror valoare se consideră neschimbată pînă la strivirea zonei comprimate a betonului. Diagrama $M - \phi$, ce se obține în urma acestei simplificări, este indicată în fig. 2.3 prin punctele O C D'. Această simplificare permite ca momentele plastice ale acestor secțiuni să se ia egale cu momentele capabile ale secțiunilor.

Capacitatea de rotire a unei articulații plastice este caracterizată de creșterea curburii, în dreptul secțiunii critice respective, de la valoarea ϕ_c la valoarea ϕ_u , adică de curbura plastică ϕ_p . Această capacitate de rotire, de disipare a energiei induse în structură, se extinde pe o zonă plastică de lungime echivalentă l_p .

Dezvoltarea unei articulații plastice și lungimea ei echivalentă este arătată în figura 2.4.

Lungimea l_p a zonei plastice se poate determina prin calcul, pornind de la relațiile efort axial-moment-curbură. Cercetări experimentale au arătat însă că l_p este influențată și de alți factori, ce duc la o dezvoltare a zonei plastice pe o lungime mai mare decît cea rezultată dintr-un astfel de calcul și anume :

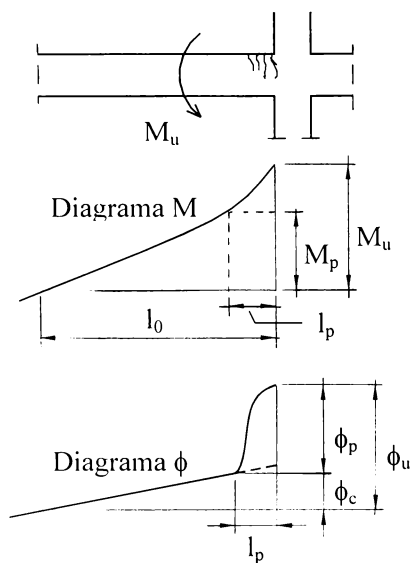


Fig. 2.4 Lungimea plastică echivalentă

$$l_p = k_1 k_2 k_3 h_0 (l_0 / h_0)^{1/4} \cong (0,4 \dots 2,4) h_0 \quad (2.1)$$

unde :

- l_0 este distanța de la secțiunea critică (moment încovoietor maxim) pînă la secțiunea de moment încovoietor nul (vezi fig. 2.4) ;
- h_0 - înălțimea utilă a secțiunii transversale ;
- k_1 - coeficient ce caracterizează calitatea armăturii ;
- k_2 - coeficient ce introduce influența forței axiale ;
- k_3 - coeficient ce caracterizează calitatea betonului ;

- Corley, Mattock și Sawyer /M.4/ dau expresii de forma :

$$l_p = \alpha h + \beta l_0 \quad (2.2)$$

în care :

- h este înălțimea secțiunii din beton ;
- α -coeficient numeric cu valorile 0,5 după Corley, 0,4 după Mattock și 0.25 după Sawyer ;
- β -coeficient numeric cu valorile 0,05 după Corley și Mattock și 0,075 după Sawyer ;
- l_0 cu semnificația de la rel.(2.1).

- Petcu V. /P.11/ apreciază următoarele valori pentru lungimea l_p :

- lunecările inevitabile ale armăturilor întinse ;

• influența forței tăietoare ce se manifestă prin panta diagramei de momente, reflectată și în forma diagramei curburilor și prin apariția fisurilor înclinate ce determină o creștere a lungimii l_p .

Din aceste motive lungimea l_p este dată de diferiți autori prin expresii semiempirice sau empirice. Se precizează în continuare cîteva din aceste expresii.

- A. L. L. Baker /B.1/, inițiatorul calculului în stadiul plastic pentru structurile din beton armat, propune expresia :

$$l_p = 0,0125 l \quad (2.3)$$

dacă pe o deschidere încărcată a elementului articulația plastică se formează de o singură parte a reazemului, l fiind deschiderea de calcul a cîmpului în care se formează articulația plastică ;

$$l_p = 0,025 l \quad (2.4)$$

dacă în situația de mai sus se formează articulații plastice de ambele părți ale reazemului, l fiind în acest caz media deschiderilor adiacente reazemului ;

$$l_p = 0,05 l \quad (2.5)$$

dacă se formează articulații plastice de ambele părți ale reazemului și deschiderile sunt neîncărcate ;

• Bob C. / A.16 / propune pentru solicitarea la încovoiere următoarea relație :

$$l_p = \frac{\xi + 1}{2} \left[1 - 4 \left(\xi - \xi^2 \right) \left(1 - 2 \frac{h_o}{l_o} \right) \right] l_o \cong (1,0 \dots 2,0) h_o \quad (2.5)$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \mu \frac{\sigma_c}{R_i} \quad (2.6) \quad l_o = \beta l \quad (2.7)$$

unde :

- μ este coeficientul de armare ;
- σ_c - limita de curgere a armăturii întinse ;
- R_i - rezistența la compresiune din încovoiere a betonului ;
- l - deschiderea de calcul a elementului ;
- β - coeficient ce depinde de distribuția diagramei de momente încovoietoare, egal cu 1,0 pentru zone de moment constant, cu 0,3 pentru o variație liniară a momentului încovoietor și cuprins între 0,10...0,15 cînd articulația plastică se dezvoltă de o singură parte a secțiunii critice.

• Park R. și Paulay T. /P.7, P.10/ recomandă pentru stîlpilor structurilor în cadre relația :

$$l_p = (0,5 \dots 1,0) h \cong 0,7 h \quad (2.8)$$

unde h este înălțimea secțiunii transversale a stîlpului.

- Normele noastre / S.4 / indică o valoare cel mult egală cu de două ori înălțimea secțiunii grinzii.

Aprecierea ductilității elementelor structurale se poate face prin factorul ductilității de deplasare $D_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_c$, prin factorul ductilității de curbură sau secțional $D_{\phi} = \phi_u / \phi_c$ și prin factorul ductilității de rotire $D_{\theta} = \theta_u / \theta_c$. Cei mai mulți specialiști indică folosirea factorului ductilității de curbură sau rotire, cel de deplasare fiind supus incertitudinii deoarece determinarea lui Δ_c este destul de imprecisă.

În lucrarea /G.1/ se propune controlul ductilității prin factorul de ductilitate de curbură ce poate fi evaluată limitînd înălțimea relativă a secțiunii $\xi = x / h_o$, la o valoare ξ_{lim} .

Apariția succesivă a articulațiilor plastice vor transforma structura la cedare într-un mecanism. În funcție de numărul și succesiunea de apariție a articulațiilor plastice, o structură static nedeterminată, prezintă mai multe mecanisme de cedare. Fiecare mecanism conferă structurii o anumită capacitate de absorbție a energiei indusă de seism și de disipare a ei. Cel mai adecvat dintre aceste mecanisme se alege ca mecanism primar de disipare a energiei și proiectarea structurii se face în concordanță cu acesta.

2.2.1 Mecanismul primar de disipare a energiei

Numeroase studii și cercetări efectuate pînă în prezent au demonstrat că cel mai adecvat mecanism de cedare este acela în care se păstrează o linie finală elastică. În acest sens, este necesar ca poziția articulațiilor plastice să fie controlată prin dimensionarea și armarea elementelor componente ale structurii.

Structurile în cadre au ca elemente componente grinzile, stîlpii și nodurile (elementele de continuitate între grinzi și stîlpi). La realizarea mecanismului de cedare participă grinzile și stîlpii, nodurile fiind elementele de continuitate ce trebuie să asigure redistribuția eforturilor în structură pe parcursul formării articulațiilor plastice. Ele fac parte din linia finală elastică.

Poziția articulațiilor plastice se dirijează spre secțiuni în care este mai ușor de realizat o ductilitate sporită și în care avariile (care însoțesc formarea de articulații plastice) să nu pună în pericol ansamblul structurii.

Grinzile, fiind elemente sollicitate în principal la momente încovoietoare și forțe tăietoare, pot fi ductilizate relativ ușor obținîndu-se fără dificultate grinzi cu factorul ductilității de curbură de 6 - 20. Ductilizarea zonelor de capăt a grinzilor se realizează respectînd următoarele cerințe :

- folosind oțeluri ductile (cu palier de curgere suficient de lung) pentru armăturile din zona întinsă și comprimată ;
- procentele de armare să nu depășească valorile maxime dictate de condiția $\varepsilon_a \leq \varepsilon_{au}$ unde ε_a , respectiv ε_{au} este deformația specifică,

respectiv deformația specifică ultimă prevăzută de norme, a armăturilor;

- zona comprimată să nu cedeze prematur ;
- grinda să nu cedeze în prealabil la forțe tăietoare.

Stâlpii fiind elemente sollicitate, pe lângă momente încovoietoare și forțe tăietoare, la forțe de compresiune mari, sunt mai greu de ductilizat, realizându-se valori ale factorului ductilității de curbură între 2 - 10. Din acest motiv, la cadre articulațiile plastice se dirijează spre o formare succesivă a lor la capetele grinzilor, începînd de jos în sus, stâlpii rămînînd linii finale elastice. Stâlpii se dimensionează astfel, încît să cedeze eventual în final (după formarea tuturor articulațiilor plastice la capetele riglelor) prin formarea de articulații plastice în secțiunile de la bază / P.3 /.

Realizarea acestui mecanism de cedare se face pe principiul “**grinzi slabe - stâlpi puternici**”. Condițiile impuse de norme pentru respectarea acestui principiu sunt diferite. Se dau în continuare cîteva exemple.

- După Mîrșu O. / M.4 /

$$\sum M_{\text{cap. st}} \geq 1.2 \sum M_{\text{cap. gr}} \quad (2.9)$$

unde:

$\sum M_{\text{cap. st}}$, respectiv $\sum M_{\text{cap. gr}}$ este suma momentelor capabile ale secțiunilor de la capetele stîlpilor, respectiv riglelor, ce se întîlnesc într-un nod.

- După Cișmigiu Al. /C.7/

$$M_{\text{cap. gr}} > 1.5 (M_g + M_s) \quad (2.10)$$

$$M_{\text{cap. st}} > 1.6 (M_g + M_s) \quad (2.11)$$

unde:

M_g este momentul dat de încărcarea gravitațională;

M_s - momentul dat de încărcarea seismică.

- După Park R. / P.4 /

Se consideră condițiile de mai sus insuficiente, deoarece pe stâlpi pot să apară, în fazele avansate de deformare corespunzătoare formării articulațiilor plastice în grinzi, diagrame de momente de tip pom, ca în figura 2.5. În acest caz, suma momentelor de la capetele riglelor, se echilibrează prin diferența momentelor de pe stâlpi. Principiul enunțat mai sus se realizează printr-o metodă de calcul adecvată.

•După Anderson J., / A.13 /

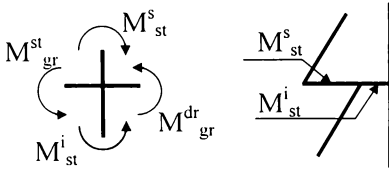


Fig.2.5 Diagramă de momente pom

$$\sum M_{\text{cap, st}} \geq r \sum M_{\text{cap, gr}} \quad (2.12)$$

$$r = 1 / (1 - 0.03 D_{\phi}) \quad (2.13)$$

unde D_{ϕ} este factorul ductilității de curbură a riglelor.

Valoarea coeficientului r crește cu cât factorul de ductilitate de curbură este mai mare, deoarece cu cât ductilitatea riglelor este mai mare, creșterea solicitărilor în stâlpi (prin redistribuirea eforturilor în structură) este și ea mai mare. Cerințele mari de ductilitate ale riglelor conduc la dimensiuni mari ale stâlpilor. Pentru D_{ϕ} cuprins între 6 și 20, raportul r ia valori între 1,22 și 2,50.

• După P 100-92 / P.3 /

În ideea prezentată în / P.4 /, normativul P 100 - 92 mărește momentele și forțele tăietoare de dimensionare, în fiecare secțiune a stâlpilor, în concordanță cu creșterea globală (pe nivel) a momentelor din riglele plasticizate.

$$M = k_m M_s \sum | M_{\text{cap, gr}} | / \sum M_{\text{gr}} \quad (2.14)$$

$$Q = 1.2 Q_s \sum | M_{\text{cap, gr}} | / \sum M_{\text{gr}} \quad (2.15)$$

unde:

M este momentul de dimensionare în secțiunea considerată a stâlpului;

Q -forța tăietoare de dimensionare în secțiunea considerată a stâlpului;

k_m -coeficient supraunitar de corecție seismică, egal cu 1,4 pentru zonele A...D și cu 1,2 pentru zonele E și F ;

M_s -momentul în secțiunea considerată a stâlpului în gruparea specială de încărcări ;

Q_s -forța tăietoare în secțiunea considerată a stâlpului în gruparea specială de încărcări ;

$\sum M_{\text{cap,gr}}$ -suma momentelor capabile de la extremitățile tuturor riglelor de la nivelul considerat, pentru același sens de rotație dat de încărcarea seismică ;

$\sum M_{\text{gr}}$ - suma algebrică a momentelor din calculul static cu încărcările de cod, din toate secțiunile luate în considerare mai sus.

Ductilitatea necesară în zonele plastice potențiale ale riglelor, este impusă prin limitarea înălțimii relative a zonei comprimate $\xi \leq 0,25$. Plasticizarea zonelor de la capetele stâlpilor , nu este luată în considerare de

P100-92, însă este prezăvută prin condiții constructive impuse de STAS 10107/0-92.

- După EC8 /E.1/

Funcție de capacitatea de disipare a energiei induse de seism, elementele structurale se împart în trei categorii de ductilitate : limitată (DC-L), medie (CD-M) și ridicată (CD-H). Fiecărei clase i se indică : ductilitatea de curbură D_ϕ necesară a fi realizată (notată în EC 8 cu μ_r / r) ; limitarea înălțimi relative a zonei comprimate ξ , prin limita nivelului de solicitare la efort axial $n = Nb / (bh R_c) \cong \xi$ (notat în EC8 cu $v_d = N_{sd} / (A_c f_{cd})$) ; coeficientul parțial γ_{Rd} cu care se afectează momentele capabile (calculate în EC8 cu rezistențele R_a) și condițiile constructive impuse :

- DC-H : $D_\phi \geq 13$; $v_d \leq 0,55$; $\gamma_{Rd} = 1,35$;
- DC-M : $D_\phi \geq 7$; $v_d \leq 0,65$; $\gamma_{Rd} = 1,20$;
- DC-L : $D_\phi \geq 4$; $v_d \leq 0,75$. —

Spre deosebire de P100-92, EC8-ul ia în considerare plasticizarea capetelor stîlpilor.

Creșterea momentelor pe stîlpi, datorate plasticizării riglelor, se apreciază printr-un echilibru pe nod. În concordanță cu această creștere, se măresc momentele de dimensionare pe stîlpi (rel.2.16), iar forțele tăietoare de dimensionare ale stîlpilor se consideră cele asociate momentelor capabile de la capetele lor.

$$M_{st} = \alpha_{CD,i} M_s \quad (2.16)$$

cu $\alpha_{CD,i}$ conform relației (2.20).

Cînd probabilitatea de schimbare a semnelor momentelor din gruparea specială față de gruparea fundamentală este mică, momentele de dimensionare pe stîlpi se determină cu relația (2.17), iar forțele tăietoare cu relația (2.19).

$$M_{st} = \left| 1 + (\alpha_{CD,i} - 1) \delta_i \right| M_s \quad (2.17)$$

$$\text{cu limitarea : } 1 + (\alpha_{CD,i} - 1) \delta_i \leq q \quad (2.18)$$

$$Q_{st} = \gamma_n Q_{asoc} = \gamma_n (M_{cap,st}^s + M_{cap,st}^i) / l_{st} \quad (2.19)$$

unde :

$\alpha_{CD,i}$ este raportul sumelor momentelor capabile de la capetele riglelor supra suma momentelor din calculul static de la capetele stîlpilor ; $\alpha_{CD,i}$ se ia conform figurii 2.6.a și a relației (2.20) ;

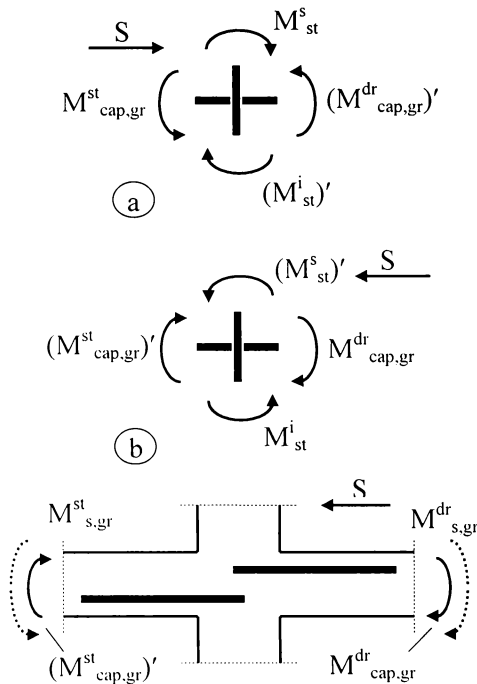


Fig. 2.6 Scheme privind echilibrul pe nod pentru determinarea coeficienților $\alpha_{CD,i}$ și δ_i

$$\alpha_{CD,i} = \frac{|M_{cap,gr}^{st}| + |M_{cap,gr}^{dr}|}{|M_{st}^s - M_{st}^i|} \quad (2.20)$$

$$\delta_i = \frac{|M_{s,gr}^{dr} - M_{s,gr}^{st}|}{|M_{cap,gr}^{dr}| + |M_{cap,gr}^{st}|} \quad (2.21)$$

unde $i = 1;2$ sunt cele două direcții ale seismului.

δ_i -factorul de inversare a momentelor, ce se ia în concordanță cu $\alpha_{CD,i}$, conform figurii 2.6.b și relației (2.21);

q -coeficientul de comportament la seism a structurii, dat funcție de sistemul structural, de clasa de ductilitate a elementului, de clasa de regularitate a structurii și funcție de modul dominant de cedare;

$M_{cap,gr}$ -momentele capabile de la capetele grinzilor cu același sens de rotire, determinate cu rezistențele R_a ;

$M_{cap,st}$ -momentele capabile de la capetele stîlpilor cu același sens de rotire, determinate cu rezistențele R_a ;

$M_{s,gr}$ -momente în grindă, rezultate din calculul static cu încărcările de cod;

Q_{asoc} -forța tăietoare asociată momentelor capabile de la capetele stîlpului, calculate cu R_a ;

γ_n -coeficient egal cu γ_{Rd} al clasei de ductilitate în care se încadrează stîlpu;

l_{st} -înălțimea stîlpului.

2.2.2 Cerințe de bază privind comportarea nodurilor

Deși, conform principiului “grinzi slabe - stâlpi puternici” se alege mecanismul primar de preluare a forțelor laterale și elementele lui componente se proiectează și detaliază corespunzător, tuturor celorlalte elemente structurale ale construcției trebuie să li se asigure rezistențe suficiente, astfel încât mecanismul primar de disipare a energiei să poată fi menținut în timpul seismului.

Aceste elemente structurale sunt formate din nodurile cadrelor și planșeele structurii. Ele trebuie să rămână cu o comportare de ansamblu elastică și să-și mențină rigiditatea în timpul unui seism sever.

Planșeele, prin condițiile impuse de normele noastre privind proiectarea și alcătuirea lor /P.3/, îndeplinesc aceste deziderate.

În ce privește nodurile, îndeplinirea acestor deziderate este discutabilă și discutată și în prezent.

Faptul că seismele ce au avut loc în diferite locuri pe glob pînă în 1980, nu au evidențiat cazuri de avarii grave sau prăbușiri ale structurilor, provocate de ruperi ale nodurilor, se explică prin prevederile neadecvate ale normelor privind proiectarea grinzilor și, în special, prin conformarea incorectă a stîlpilor.

De dată mai recentă, s-a semnalat distrugerii de noduri grindă - stîlp ca urmare a seismului de la El Asnam (Algeria) din 1980.

La nodurile de cadru ale structurilor ce nu sunt solicitate la încărcări orizontale mari, menținerea rigidității și a comportării elastice se realizează prin proiectarea și armarea corectă a grinzilor și a stîlpilor.

La structurile amplasate în zone cu grad mare de seismicitate, menținerea rigidității și a comportării elastice a nodurilor, în condițiile dezvoltării articulațiilor plastice la capetele barelor convergente în nod, necesită o altă abordare a proiectării și a condițiilor constructive de realizare a lor /C.2, M.13/. În caz contrar, controlul redistribuției solicitărilor în barele cadrului devine anevoios dacă nu chiar imposibil.

Menținerea nodurilor în domeniul elastic, pentru toată durata de răspuns inelastic a structurii, se face asigurînd nodurilor o rezistență mai mare decît a articulațiilor plastice de la capetele grinzilor adiacente.

În ce privește menținerea rigidității nodurilor, există opinia cvazi-unanimă că nodurile de cadru antiseismic trebuie să rămână rigide, neparticipînd la disiparea sau acumularea energiei induse de seism, pentru a nu mări deplasările relative de nivel ale cadrelor. În analiza structurilor antiseismice se pleacă de la ipoteza că un nod, proiectat să lucreze elastic pe toată durata incursiunii postelastice a structurii, își păstrează rigiditatea în tot acest timp.

În urma unor analize mai atente a reieșit că ipoteza “nodului rigid” este o simplă ipoteză de calcul, cu o largă abordare și aplicabilitate, dar cu anumite limite. V. V. Bertero arată că sunt două surse de deformare a nodului (vezi fig.2.7) /B.5/ :

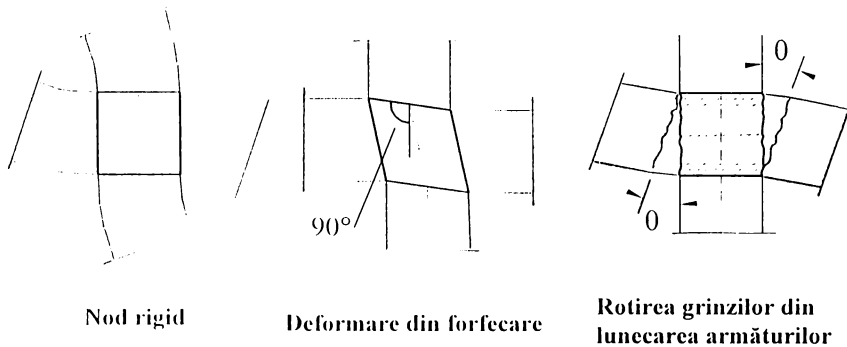


Fig. 2.7 Deformațiile

- deformarea datorită lunecării din forfecare a nodului ;
- rotirea capetelor grinzilor față de stâlp, datorită degradării ancorării armăturilor (sau lunecării armăturilor în ancoraje), dacă ancorarea nu este perfect asigurată.

Ambele deformații generează o rotire a nodului de care nu se ține seama în calculele obișnuite.

Aceste deformații ale nodurilor dau deplasări suplimentare ale nivelurilor cadrelor, putându-se ajunge la cedări excesive și bruște ale elementelor nestructurale ale clădirii, chiar cu respectarea limitărilor deplasărilor maxime ale structurii impuse de norme.

Când baza experimentală va putea pune la dispoziție suficiente date pentru evaluarea acestor deformații, se va putea perfecționa calculul static al structurii, introducând în analiză și deformațiile nodurilor.

2.2.3 Dezavantajele structurilor în cadre

Deși corespund cel mai bine adaptabilității funcționale în spațiu și timp, structurile în cadre ridică unele probleme din punct de vedere economic și din punct de vedere al comportării la încărcări orizontale, ce generează rețineri.

- Din punct de vedere economic, structurile în cadre conduc la un consum de oțel cu cea. 30% mai mare decât al structurilor în diafragme (pentru clădiri de P+4 ...P+10, sporul crescând cu creșterea numărului de niveluri), la un consum mai mare de lemn și manoperă.

• Din punct de vedere al comportării la încărcări orizontale, multă vreme s-a considerat că ductilitatea mare și deci deplasările laterale mari sunt un avantaj pentru structurile în cadre. Însă deformabilitatea mare a structurilor flexibile nu implică și un factor de ductilitate de deplasare efectiv mare.

Dezvoltarea unui factor de ductilitate de deplasare mare duce la o deplasare laterală care poate fi atât de mare încât ductilitatea disponibilă maximă să nu poată fi utilizată datorită avarierii nestructurale excesive și a efectelor de ordinul doi.



Fig.2.8 Avarieri ale închiderilor

Este cunoscut faptul că solicitările seismice au provocat degradări masive ale zidărilor de închidere și de compartimentare (și implicit a finisajelor acestora) la multe construcții în cadre, care altfel nu au avut avarii structurale (fig.2.8). Degradările s-au datorat faptului că zidăria, mai rigidă, nu poate urmări deformațiile relative ale cadrelor. Aceste degradări, deși nu afectează structura, necesită cheltuieli mari pentru repararea și readucerea construcției în stadiul de

funcționare /B.1, C.6, D.7/. Din acest motiv, normativul P100-92 a introdus limitări severe ale deplasărilor relative de nivel la cadre, limitări care conduc (mai ales la construcțiile cu înălțimi mari de nivel) la o mărime sensibilă a secțiunilor stâlpilor, preferându-se structurile cu diafragme sau în cadre-diafragme.

- La structurile în cadre, față de structurile cu diafragme, dirijarea formării articulațiilor plastice cu prioritate spre capetele riglelor reclamă verificări atente prin calcul și se traduce prin măsuri costisitoare la dimensionarea stâlpilor. Acest lucru se realizează aproape de la sine în cadrul diafragmelor cu goluri, riglele având dimensiuni reduse în raport cu montanții.

- Zidăriile de umplutură (dacă sunt bine împănate între cadre), crează o rigiditate suplimentară care poate influența semnificativ starea de eforturi în structură și răspunsul seismic al structurii. Dacă pereții respectivi se introduc sau se suprimă după realizarea construcției, se poate pierde controlul asupra schemei reale de lucru a structurii, apărând suprasolicitări locale care pot avea consecințe defavorabile importante asupra răspunsului seismic al structurii.

2.3 Structuri în diafragme

2.3.1 Clasificări

Diafragmele sunt elemente structurale cu rigiditate mare în planul lor. Așezate la distanțe mici, eforturile din încărcările verticale și orizontale sunt mici și armarea diafragmelor rezultă constructiv. Dispuse la distanțe medii sau mari,

eforturile în diafragme devin importante, iar energia indusă în structură de seisme este disipată în mare parte prin deformații plastice ductile. Se știe că ductilitatea unei zone este influențată în mod pozitiv de preponderența eforturilor din încovoiere față de cele din forțe tăietoare sau compresiune.

Din acest punct de vedere, comportarea diafragmelor sub acțiunea conjugată a încărcărilor verticale și orizontale, depinde de prezența golurilor în planul diafragmei și de conformarea lor geometrică.

Pentru analiza ductilității diafragmelor este necesar a le împărți în două mari grupe :

- diafragme pline ;
- diafragme cu goluri mijlocii ;

În prima categorie sunt incluse și diafragmele cu goluri mici și mari. În cazul diafragmelor cu goluri mari analiza comportării lor se face considerând că fiecare montant lucrează separat ca o diafragmă plină.

Funcție de conformarea lor geometrică, diafragmele se împart după lungimea lor relativă, dată de raportul între înălțimea și lățimea lor H/h (fig.2.9), în

- diafragme lungi, cu raportul $H/h \geq 5$;
- diafragme de lungime medie, cu raportul $2 \leq H/h < 5$;
- diafragme scurte, cu raportul $H/h < 2$.

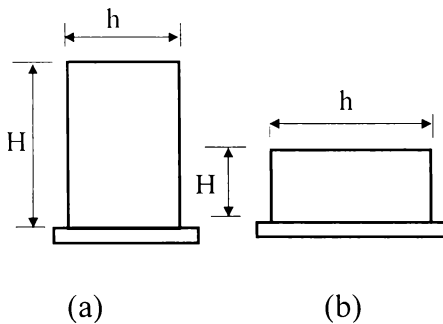


Fig.2.9 Tipuri de diafragme
a - lungi ; b - scurte

Diferențierea lor din acest punct de vedere este necesară deoarece mecanismele lor de cedare sunt diferite și în consecință intervin deosebiri în comportarea lor, atât în domeniul elastic cât și în domeniul plastic.

Toate diafragmele pline , sub acțiunea încărcărilor orizontale se comportă ca niște console verticale încastrate la bază. Cele lungi și de lungime medie se comportă ca niște

console lungi (la care eforturile din încovoiere sunt preponderente și deci ductilitatea lor este mare), iar cele scurte ca niște console scurte (la care eforturile din forțe tăietoare sunt preponderente și ca atare au o ductilitate redusă).

Având în vedere că ponderea deformațiilor de încovoiere (d^M) și cele de lunecare (d^L) determină comportarea diafragmelor lungi sau scurte, un criteriu mai semnificativ de clasificare decât raportul H/h îl reprezintă ponderea de participare a deformațiilor de lunecare.

După Allen C., /A.11/ clasificarea pe acest criteriu se poate face pe baza regulei următoare:

- diafragme lungi sau de lungime medie, când $d^L \leq 0.1 (d^L + d^M)$;
- diafragme scurte, când $d^L > (d^L + d^M)$.

Se considerînd în mod convențional pentru d^L și d^M valorile în domeniul elastic, deși este de remarcat faptul că în domeniul postelastice raportul se modifică, în sensul că prin fisurare rigiditatea la lunecare se reduce în proporție mai mare decît cea la încovoiere /P.7/.

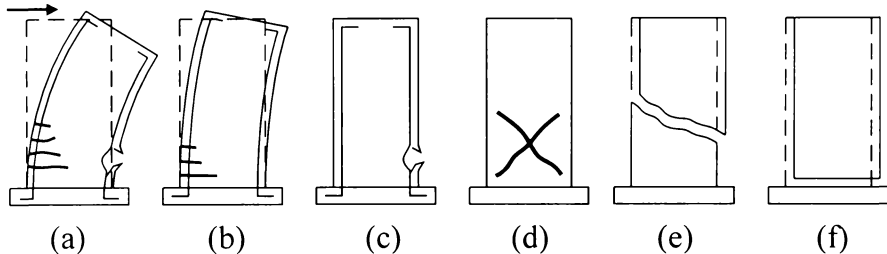


Fig. 2.10 Moduri de cedare ale diafragmelor pline

2.3.2 Diafragme pline

Modurile în care se poate produce avarierea sau cedarea diafragmelor este arătat în figura 2.10.

- Avariere fără cedare, prin fisurarea betonului din zona întinsă ;
- Cedare cu atingerea limitei de curgere atât în armătura întinsă cât și în cea comprimată și zdrobirea betonului în zona comprimată. Acest mod de cedare apare la procente mici de armare (fig.2.10.a) ;
- Cedare cu formarea în prealabil a unei articulații (zone) plastice la bază. În armătura întinsă se atinge limita de curgere a oțelului și se dezvoltă deformății plastice mari înainte de zdrobirea betonului în zona comprimată. Ruperea este însoțită de deformații (săgeți laterale) importante ale diafragmei, indicînd o cedare ductilă (fig.2.10.b) ;
- Cedare prin zdrobirea betonului în zona comprimată, fără ca în armătura întinsă să se atingă limita de curgere - cedare casantă (fig.2.10.c) ;
- Avariere, în general fără cedare, prin apariția de fisuri înclinate în inima diafragmei, produse de eforturile principale de întindere, din acțiunea forțelor tăietoare. Astfel de avarieri se întîmplă cînd nivelul de asigurare la forțe tăietoare a diafragmelor este inferior celui la compresiune excentrică (fig.2.10.d);

- Cedare prin zdrobirea betonului după o secțiune înclinată, cedare casantă. Acest mod de cedare survine în situația când grosimea diafragmei este insuficientă (fig.2.10.e) ;
- Cedare prin dislocare orizontală într-un rost de turnare (între fundație și baza diafragmei sau deasupra unui planșeu). Această cedare se produce în cazul unor rosturi de turnare defectuoase sau la solicitări ciclice alternante mari /P.9/ (fig.2.10.f).

2.3.2.1 Diafragme lungi sau de lungime medie

Sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și seismice aceste diafragme sunt solicitate la compresiune excentrică. Până la cedare comportarea lor este ca a unei console încastrată la bază, la care dominante sunt efectele din încovoiere. Deformata diafragmelor este prezentată în figura 2.2.b.

Caracteristicile de capacitate portantă și de deformabilitate ale elementelor solicitate la compresiune excentrică, se pun în evidență în mod sugestiv prin reprezentarea grafică a curbelor de interacțiune $N - M$ și $N - \phi_u$, prezentate în figura 2.11 ($n = N / bhR_c$ și $m = M / bh^2 R_c$).

Curbele de interacțiune evidențiază patru zone cu comportare distinctă /A.8/ și anume :

a) Zona I a în care cedarea se produce prin atingerea deformației limită a armăturii întinse ($\epsilon_a = \epsilon_{au}$).

b) Zona I b în care cedarea se produce prin intrarea în curgere atât a armăturii întinse cât și a celei comprimate ($\epsilon_c < \epsilon_a < \epsilon_{au}$) și zdrobirea betonului comprimat ca în figura 2.10.a.

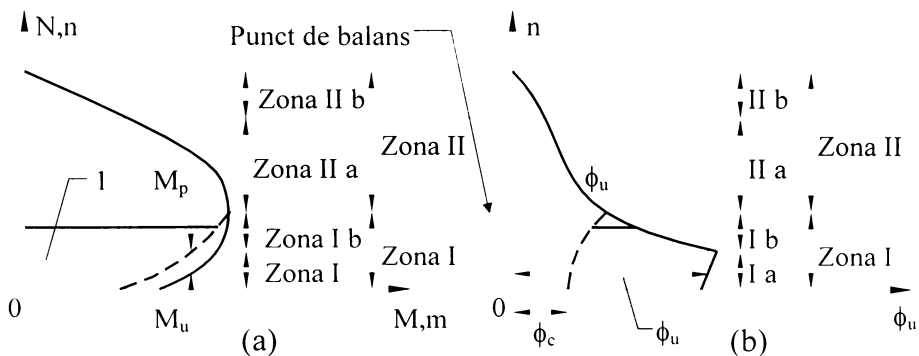


Fig. 2.11 Curbe de interacțiune

c) Zona II a, (deasupra punctului de balans) în care cedarea se produce prin atingerea deformației de rupere în betonul comprimat și a deformației de curgere în armătura comprimată, armătura întinsă rămânând în domeniul elastic, ca în figura 2.10.c.

d) Zona II b, în care cedarea se produce prin zdrobirea betonului comprimat fără să apară întinderi în armături (toată secțiunea fiind comprimată).

În cadrul zonei I, dacă se ține seama de diferența dintre momentul de plasticizare M_p și momentul ultim M_u , curbele capătă formele din figura 2.11, în care curba N - M_p s-a reprezentat cu linie punctată. În această zonă solicitarea este de compresiune excentrică cu mare excentricitate, iar zona hașurată 1 este zona unde ductilitatea diafragmelor se asigură ușor, fără prea multe măsuri speciale de ductilizare.

Din acest motiv, diafragmele ce participă la preluarea încărcărilor seismice se recomandă să fie solicitate cu preponderență la încovoiere (avînd raportul $H/h > 4$), alcătuite în așa fel încît în zona de bază să fie solicitate la compresiune cu mare excentricitate. Într-un calcul postelastice se poate interveni pe parcurs, schimbînd rigiditatea diafragmelor, astfel ca această condiție să fie îndeplinită.

Mecanismul cel mai favorabil de cedare sub acțiunea încărcărilor orizontale, acceptat de toate normele inclusiv normele noastre P100-92, este prin formarea unei zone plastice la baza diafragmei. Acestei zone trebuie să i se asigure ductilitatea necesară.

Expresii pentru determinarea lungimii plastice l_p la diafragmele pline și montanții diafragmelor cu goluri, sunt multiple, date de diferiți autori /A.8, I.3, P.10, P.14/.

În lucrarea /G.1/, Goodsir W. J. propune controlul ductilității diafragmelor prin factorul ductilității de curbura D_ϕ . Se admite o ductilitate satisfăcătoare dacă $\xi = x/h_0 \leq 0.15$, pentru care rezultă la limită $D_\phi = 6.6$.

Normele noastre /P.3/ asigură ductilitatea necesară diafragmelor prin mărirea momentelor de dimensionare din secțiunile situate deasupra primului nivel considerat deformabil (de regulă, parterul), conform relației :

$$M = 1.3 M_s M_{o, \text{cap}} / M_o \quad (2.22)$$

unde :

M_s este momentul încovoiitor în secțiunea considerată, din încărcările seismice de calcul ;

M_o - momentul de răsturnare la bază, din încărcările seismice de calcul;

$M_{o, \text{cap}}$ - momentul de răsturnare asociat momentelor capabile din secțiunea de la bază și de la extremitățile riglelor de cuplare, în cazul diafragmelor cu goluri mijloci.

Protecția împotriva cedării la forțe tăietoare este asigurată prin adoptarea unei forțe tăietoare sporite pe toată înălțimea diafragmei (inclusiv primul nivel considerat deformabil), conform relației :

$$1,5 Q_s \leq Q = k_Q \cdot Q_s \frac{M_{o, \text{cap}}}{M_o} \leq 4 Q_s \quad (2.23)$$

$$k_Q = 1 + 0.03n \leq 1.5 \quad (2.24)$$

unde :

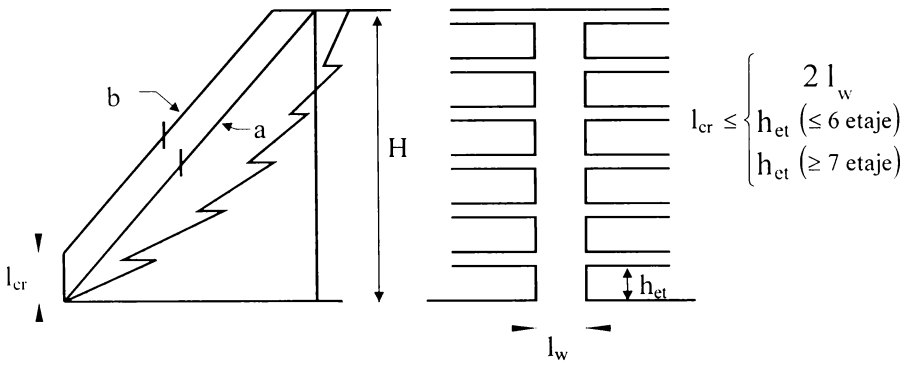


Fig. 2.12 Diagrama momentelor de dimensionare la diafragme : a-diagramă de calcul ; b-diagramă de dimensionare (majorată)

Q_s este forța tăietoare din încărcările seismice de calcul din secțiunea considerată ;

n -numărul de niveluri ale clădirii.

În EC8, mărimea momentelor de dimensionare, deasupra primului nivel considerat deformabil, se determină prin deplasarea pe verticală a diagramei acoperitoare a momentelor de calcul, pe o distanță egală cu l_{cr} , ca în figura 2.12.

Forța tăietoare de dimensionare se obține prin majorarea forței tăietoare rezultată din calculul static cu încărcările de cod, cu un coeficient ε , conform relației de mai jos :

$$Q = \varepsilon Q_s \quad (2.25)$$

unde pentru clasa de ductilitate DC-L, $\varepsilon = 1,3$; pentru DC-M și DC-H, ε este dat de relația :

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{\text{cap}}}{M_s} \right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_l)} \right)^2} \leq q \quad (2.26)$$

unde :

- q este coeficientul de comportament la seism (vezi rel. 2.18) ;
 M_{cap} -momentul capabil la baza diafragmei (calculat cu R_a) ;
 M_s -momentul din calculul static în aceeași secțiune ;
 γ_{Rd} -coeficient egal cu 1,25 pentru clasa (DC-H) și cu 1,15 pentru (DC-M) ;
 $S_e(T)$ -caracteristica spectrului elastic de răspuns, funcție de perioada de vibrație ;
 T_1 -perioada fundamentală de vibrație a construcției ;
 T_c -perioada de colț.

Pentru diafragme pline, EC8-ul indică realizarea unui factor de ductilitate de curbură $\geq 1,2 q^2$, q avînd semnificația din relația (2.18). Aceste ductilități se indică structurilor ce respectă cerințele de proiectare și alcătuire cerute de EC8.

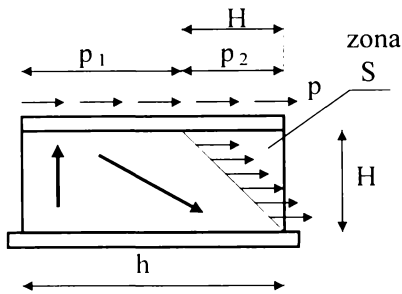


Fig.2.13 Diafragme scurte

2.3.2.2 Diafragme scurte

Diafragmele scurte apar la clădirile cu puține niveluri sau la unele diafragme longitudinale ale clădirilor înalte de tip bară. Comportarea în ansamblu a acestor diafragme este similară cu a consolelor scurte, la care starea de solicitare este sensibil influențată, ca și la grinzile pereți, de modul de distribuție a încărcărilor verticale și

orizontale pe înălțimea h a secțiunii.

De regulă, încărcările orizontale fiind transmise diafragmelor prin planșee, sunt distribuite practic uniform pe înălțimea h a secțiunii, (figura 2.13).

În general, aceste diafragme se armeză la compresiune excentrică, constructiv (din condiții de procent minim de armare). Momentul capabil în secțiunea de la bază rezultă mult majorat față de capacitatea portantă la încovoiere, necesară pentru preluarea forțelor seismice convenționale /A.8, P.9/.

Și comportarea la forțe tăietoare este mai favorabilă, avînd în vedere că o parte din încărcarea orizontală se transmite direct fundației prin mecanismul de grindă cu zăbrele (talpă superioară întinsă - diagonală comprimată) așa cum se exemplifică în figura 2.13.

Armăturile orizontale ale inimii vor fi solicitate la întindere din forțele tăietoare produse numai de încărcările p_2 , din zona S de lungime și înălțime H .

Ca atare, diafragmele scurte pot rămîne în domeniul elastic chiar și sub acțiunea unui cutremur puternic, nefiind necesare măsuri speciale pentru asigurarea unei ductilități ridicate.

Pentru că la diafragmele scurte este dificil de realizat o ductilitate mai ridicată într-un mecanism de cedare la compresiune excentrică (avînd în vedere situațiile speciale cînd pot totuși să ajungă în stadiul postelastic), li se asigură o capacitate sporită în domeniul elastic, luîndu-se pentru forțele seismice convenționale valori mărite.

De pildă, în normale neo-zeelandeze /A.8/ se majorează forțele seismice de calcul cu pînă la 60 %. În P100-81, sporul era mai mic și anume: pentru structurile cu diafragme ale clădirilor cu pînă la P + 4 niveluri, coeficientul ψ care intră în expresia forțelor seismice orizontale se lua egal cu 0,30 față de 0,25 cît se lua la clădirile cu peste P + 4 niveluri, deci un spor de 20 %.

P100-92 adoptă la diafragme un singur coeficient $\psi = 0,25$, avînd în vedere că momentul de plasticizare al secțiunii de bază este mai mare celui asociat momentului capabil al tălpii fundației. Capacitatea portantă este dictată astfel de fundație, nu de diafragmă.

În EC8 nu se prevăd condiții speciale pentru calculul momentelor în zone seismice. Forța tăietoare se consideră cea asociată momentului capabil la baza diafragmei, ca mai jos ;

$$Q = \gamma_{Rd} \cdot Q_s \frac{M_{cap}}{M_s} \leq q Q_s \quad (2.27)$$

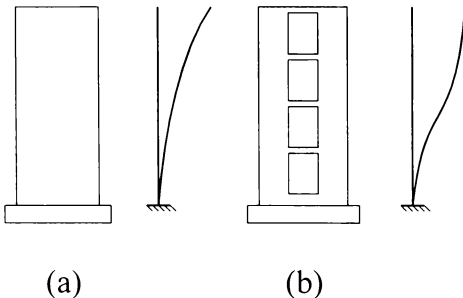


Fig.2.14 Deformata diafragmelor : (a) - pline
(b) - cu goluri regulate

Coeficientul γ_{Rd} se ia ca la diafragmele lungi. Semnificațiile celorlalți termeni sunt cele de la relațiile (2.25) și (2.26).

2.3.3 Diafragme cu goluri

Atît în domeniul elastic cît și în domeniul plastic, o diafragmă cu goluri suprapuse se comportă ca un cadru etajat, avînd o deformată ca a unei console solicitată cu preponderență la forțe tăietoare.

În comparație cu deformată unei diafragme pline (fig.2.14.a), deformată unei diafragme cu goluri regulate prezintă un punct de inflexiune (fig.2.14.b).

Mecanismul cel mai favorabil de cedare este cel descris la cadre, cu precizarea că apariția articulațiilor plastice la capetele riglelor de cuplare și la baza montanților se produce concomitent.

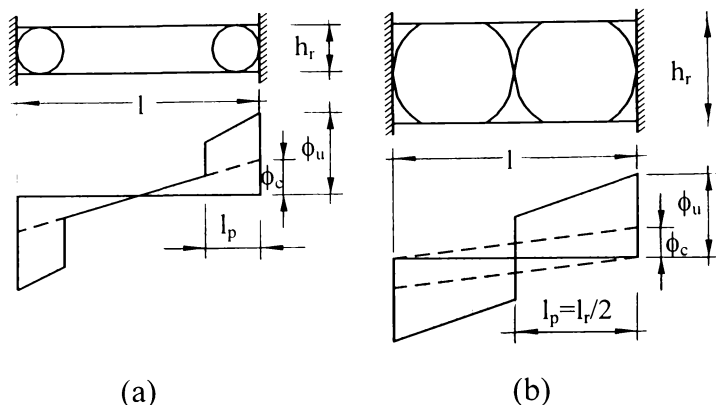


Fig. 2.15 Plasticizarea riglelor : a - de cadru ; b - de cuplare

Realizarea lui pe baza principiului “stâlpi puternici - rigle slabe” se produce de la sine avînd în vedere rigiditatea mare a montanților față de a riglelor de cuplare.

Ductilizarea montanților, în condițiile de proiectare și alcătuire cerute de EC8, este asigurată printr-un factor de ductilitate de curbură mai mare sau egal cu q , calculat conform relația (2.18) luată ca o egalitate. Valoarea lui q se limitează între $2 \div 4,5$.

Daca la cadre ipoteza apariției articulațiilor plastice la capetele tuturor riglelor înaintea cedării stîlpilor și cedarea stîlpilor în secțiunile lor de bază nu este într-un tot conformă cu realitatea, experimentările făcute la Timișoara /I.3/ pe diafragme cu goluri au arătat că plasticizarea concomitentă a secțiunilor de la baza montanților cu cele de la capetele riglelor de cuplare este un caz real, chiar dacă pe verticală, riglele de cuplare intră eșalonat în lucru.

În riglele de cuplare articulațiile plastice apar numai în secțiunile adiacente montanților, așa cum se arată în figura 2.15 și nu se mai pune problema controlării și dirijării articulațiilor plastice spre capetele lor.

Față de riglele cadrelor, care sunt rigle lungi caracterizate prin $h_r \leq 0.7 l_r$ (figura 2.15.a), riglele de cuplare sunt rigle scurte cu $h_r > 0.7 l_r$ (figura 2.15.b).

Plasticizarea riglelor scurte se produce mult mai repede și mult mai extins decît la cele lungi /P.8/. Solicitățile produse de momentele de la cele două capete ale riglei se întrepătrund, eforturile de întindere din armături propagîndu-se prin lungimea de ancoraj pe toată lungimea l_r . Intreaga riglă de cuplare se plasticizează, astfel că pentru fiecare capăt $l_p = 0.5 l_r$.

2.3.4 Dezavantajele structurilor în diafragme

Structurile în diafragme în comparație cu cadrele, printr-o conformare și

o alcătuire corectă, au o bună comportare sub acțiunea încărcărilor și un consum mai redus în ce privește oțelul beton, materialul lemnos și manopera.

Cu toate acestea au marele dezavantaj al compartimentării spațiilor, nepermițând schimbări de funcționalitate prea mari. Structurile în sistem celular aduc o oarecare mobilitate în plan orizontal, dar compartimentarea se menține în plan vertical.

Schimbarea funcționalității parterului fața de restul nivelurilor se poate realiza cu ajutorul grinzilor pereți. Aceste elemente de rezistență, fiind greu de ductilizat și de controlat într-o incursiune postelastice, nu se recomandă a fi folosite în structuri antiseismice. Cea mai fericită soluționare a problemei, atât din punct de vedere a funcționalității cât și din punct de vedere a rezistenței antiseismice a structurii, s-a găsit în dispunerea de diafragme rare în structura în cadre, realizându-se structuri în C/D.

2.4 Structuri cadre - diafragme

Asocierea cadrelor cu diafragmele, pentru formarea structurilor de rezistență verticale, a dus la realizarea structurilor în cadre - diafragme (structuri C/D). Realizarea, în acest mod, a unor spații suficient de largi în condițiile existenței unor pereți ficiși relativ rari, amplasați mai ales acolo unde prezența lor este oricum obligatorie (casa scării, frontoane, etc.) rezolvă favorabil multe din dezavantajele semnalate la structurile în cadre și în diafragme.

Pe lângă aceste avantaje funcționale și economice, structurile C/D au o bună comportare în timpul seismelor, fiind suficient de rigide pentru a asigura protecția elementelor nestructurale.

Răspunsul seismic al structurilor în cadre și diafragme, deci comportarea lor elasto - plastică, depinde într-o măsură importantă de filozofia de proiectare (concepția de alegere a structurii verticale de rezistență, concepția de proiectare, prevederile de calcul și alcătuire) și condițiile de execuție.

Una din condițiile de bază ca diafragmele să conlucreze cu cadrele este realizarea prin execuție a planșeelor, astfel încât să lucreze ca șaibe rigide.

Dacă această conlucrare este asigurată, orice diafragmă introdusă în ansamblul structurii de rezistență, diminuează participarea cadrelor la preluarea încărcărilor orizontale. În consecință, comportarea în ansamblu a structurilor C/D la încărcări orizontale, depinde de raportul dintre rigiditatea totală a diafragmelor și a cadrelor din structură.

În continuare ne vom referi la comportarea sub încărcări a structurilor în cadre - diafragme, la care răspunsul seismic al structurii este dat de participarea atât a diafragmelor, cât și a cadrelor (numite uneori și structuri duale sau structuri în cadre cu diafragme rare). La aceste structuri apare fenomenul de interacțiune între cadre și diafragme.

Dacă rigiditatea totală a cadrelor din ansamblul structural, este neglijabilă (mai mică de 15 - 20 % din rigiditatea totală a structurii la încărcări orizontale), incursiunile postelastice a cadrelor sunt nesemnificative și energia indusă de seism este aproape în totalitate preluată și disipată de diafragme. Cadrele vor prelua doar încărcările gravitaționale.

2.4.1 Interacțiunea cadre - diafragme

Răspunsul celor două substructuri ce alcătuiesc structurile C/D este diferit la acțiunea încărcărilor orizontale și ca atare și deformațiile lor diferă față de deformațiile cadrelor sau a diafragmelor luate singular (vezi figura 2.16).

Acțiunea de șabla rigidă a planșeelor orizontale obligă diafragmele și cadrele, dintr-o structură C/D, să lucreze împreună și să adopte aceeași deformată comună pentru o încărcare orizontală dată. Din acest motiv, deformațiile pe care le-ar avea fiecare substructură în parte, cea din figura 2.16.a, cu un punct de inflexiune specific unei console solicitată în

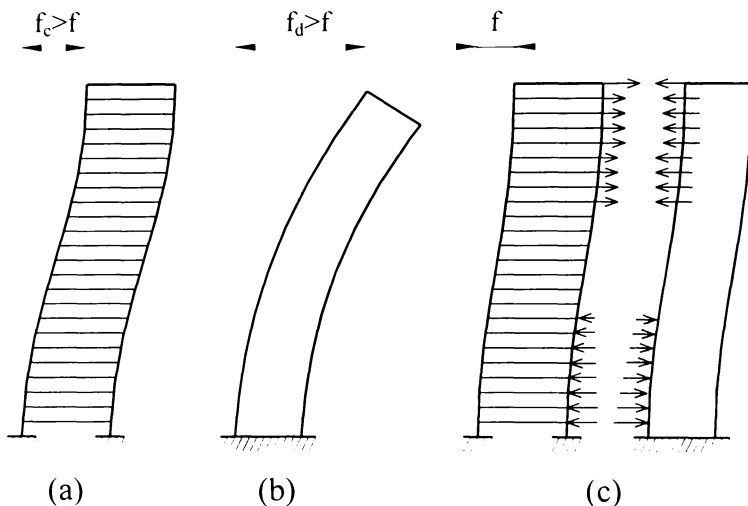


Fig. 2.16 Forțe de interacțiune la structuri în cadre-diafragme

preponderență la forțele tăietoare (pentru cadre) și cea din figura 2.16.b, specifică unei console solicitată în preponderență la momentele încovoietoare (pentru diafragme), sunt modificate ca în figura 2.16.c.

Diafragma, cu zona superioară mai flexibilă și cu săgeata la vîrf mai mare decît a cadrului, mărește deformată cadrului la partea superioară și o diminuează la partea inferioară. Din punct de vedere teoretic încărcarea la care este supus cadrul la partea superioară se mărește, cumulîndu-se cu forțele de interacțiune ce au același semn (vezi fig. 2.16.c).

Cadrul, suficient de rigid, împiedică deplasările zonei superioare ale diafragmei. Apare astfel un punct de înflecșiune în deformata diafragmei și schimbarea sensului forțelor tăietoare preluate de diafragmă deasupra acestui punct. În consecință, diafragma nu se mai comportă ca o consolă ci asemănător cu o grindă încastrată la capătul inferior și avînd un reazem articulat și tasabil la partea superioară.

Acest aspect de bază al interacțiunii este de importanță majoră în analiza comportării sub încărcări a structurilor C/D.

Unele din primele încercări experimentale pe plan mondial, privind comportarea structurilor C/D, s-au realizat în anii 60 de un colectiv de cercetători și cadre didactice din Facultatea de Construcții din Timișoara / A.14, A.15 /. Încercările modelelor experimentale, realizate la scara 1:10, cuprinse în acest program (diafragmă, cadru - scară și un cadru diafragmă) pun în evidență foarte clar fenomenul de interacțiune între cadre și diafragme și comportarea descrisă mai sus . Cele trei modele au fost solicitate la încărcări statice de scurtă durată.

În figura 2.17 sunt prezentate cele trei modelele după încercare.

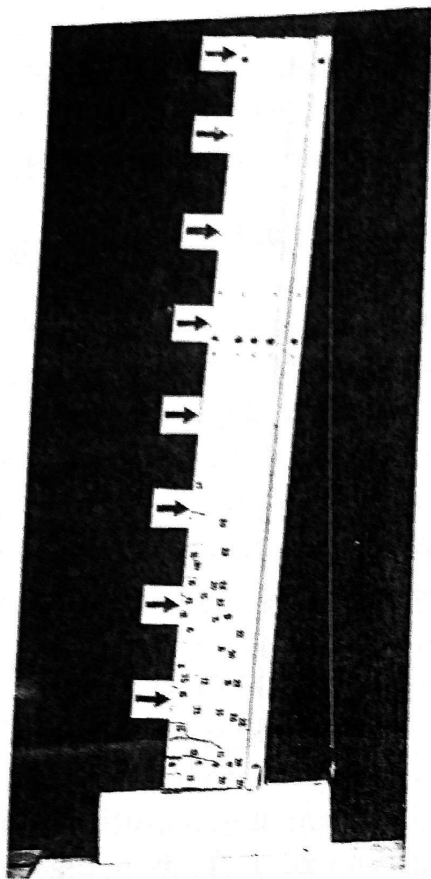
Fisurarea diafragmei din ansamblu cadru-diafragmă (fig 2.17.c) reproduce cu fidelitate diagramele de momente încovoietoare și de forțe tăietoare corespunzătoare unei grinzi încastrata la un capăt și simplu rezemată la celălalt capăt (fisuri înclinate la 45° la cele două capete și fisuri perpendiculare pe axa barei în zona momentelor încovoietoare pozitive). Acest mod de fisurare pune clar în evidență prezența forțelor de sens contrar încărcărilor orizontale, ce acționează la partea superioară a diafragmei, ca urmare a interacțiunii sale cu cadrul.

Comparînd deformatele celor trei tipuri de structuri (diafragmă, cadru scară și cadru-diafragmă), se observă că modul de deformare a structurii celei mai rigide (cadru sau diafragmă) impune tipul de deformată a structurii compuse.

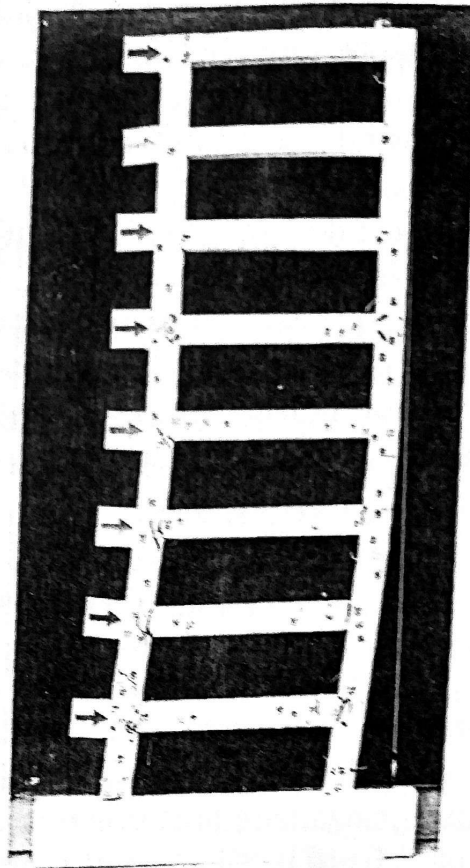
La modelul experimental prezentat, diafragma fiind elementul cel mai flexibil, deformata ansamblului a rezultat de tip cadru atenuat.

Cercetările analitice și experimentale, din ce în ce mai numeroase, realizate în străinătate și în țară /A.1, A.9, B.6, I.7, M.3, S.2/ au scos în evidență următoarele aspecte privind comportarea structurilor C/D la încărcări orizontale:

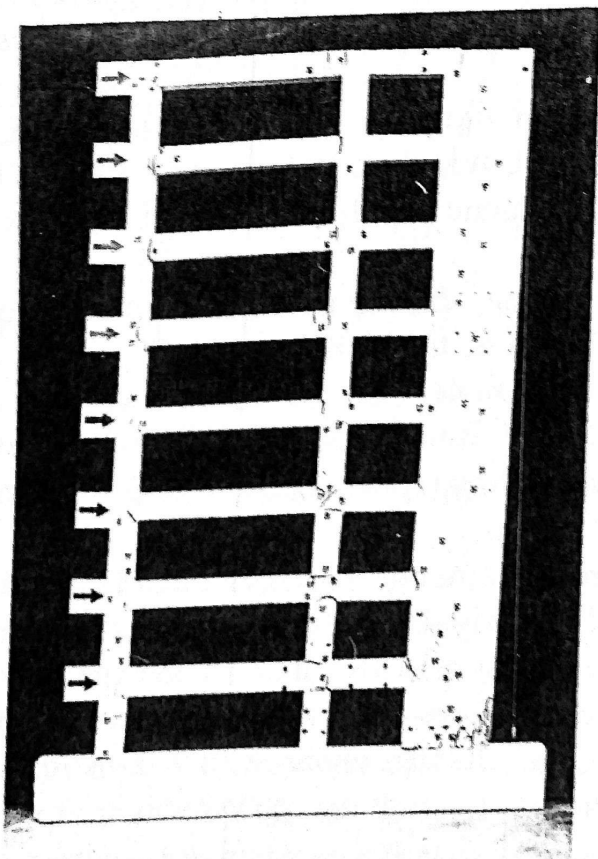
- comportarea plastică apare și se manifestă în principal în diafragme și grinzi (funcție de raportul între rigiditățile cadrelor și a diafragmelor) ; în încercările duse pînă la colaps, pentru a se forma mecanismul de cedare a stru forțele tăietoare sunt diminuate la partea inferioară a cadrelor și mărite eturii, plasticizarea apare și la baza stîlpilor, fiind însă limitată datorită diafragmelor mult mai puternice ;



(a)



(b)



(c)

Fig.2.17 Aspecte ale cedării :
 a - cadru
 b - diafragmă
 c - cadru - diafragmă

- forțele tăietoare sunt diminuate la partea inferioară a cadrelor și mărite la partea lor superioară ;
- pe diafragme acționează simultan momente și forțe tăietoare cu valori ridicate ;
- capacitatea portantă a diafragmei se atinge prin cedarea armăturilor întinse și zdrobirea betonului comprimat ;
- variația în timp a momentului la baza diafragmelor este dominată de răspunsul în modul fundamental de vibrație ;
- variația în timp a forțelor tăietoare la baza diafragmelor indică o participare semnificativă a modurilor superioare de vibrație ;
- capacitatea portantă a structurii în ansamblu rămâne ridicată, chiar și la deplasări laterale mari ;
- pe terenuri slabe, care permit rotiri ale fundațiilor diafragmelor, se produce un transfer de forțe laterale de la diafragme la cadre de pînă la (20 - 30) %, funcție de rigiditatea diafragmelor /M.2/ ; din acest motiv, se impune luarea în considerație a interacțiunii cu terenul de fundație la structurile amplasate pe terenuri slabe.

2.4.2 Considerații privind proiectarea structurilor cadre - diafragme

În prezent, literatura de specialitate, pune în evidență trei criterii de proiectare a structurilor C/D, care încearcă să definească o concepție de evaluare a cerințelor maxime necesare unei structuri în C/D și de realizare a capacităților minime ale elementelor structurale.

În concordanță cu Uniform Building Codes /1.4/, cele trei criterii de proiectare a structurilor C/D sunt :

- (1) O proiectare fără a se ține cont de aportul cadrelor la preluarea seismului. Diafragmele lucrînd independent față de cadre, trebuie să poată prelua întreaga forță laterală cerută de cod (UBC - 73). Acest mod de abordare a proiectării se apropie de o comportare reală numai la structurile D/C (diafragme - cadre), la care rigiditatea cadrelor reprezintă (15 - 20)% din rigiditatea totală a structurii. De altfel codul UBC - 91 a renunțat la acest criteriu ;
- (2) O proiectare conținînd pe conlucrarea dintre cadre și diafragme, cadrele fiind înzestrate cu ductilitatea necesară pentru a prelua cel puțin 25% din forța laterală totală cerută de cod (UBC - 73; UBC - 91) ;
- (3) O proiectare considerînd interacțiunea între cadre și diafragme, cadrele și diafragmele preluînd întreaga forță laterală cerută de cod, în acord cu rigiditățile relative ale lor (UBC - 73; UBC - 91).

De regulă, proiectarea structurilor C/D se face conform criteriului (1) sau (2). Normele unor țări ce abordează proiectarea conform criteriului (3), se afiliează la o metodologie de proiectare bazată pe filozofia corelării capacităților portante, dezvoltată în Noua Zeelandă, pentru structuri în cadre sau diafragme adaptată cu puține modificări și la structurile în C/D.

Irescu R. în teza sa de doctorat /1.7/, consideră că această metodologie este valabilă numai pentru sistemele structurale regulate și simple. În aceeași lucrare se arată că cele mai avansate coduri de proiectare antiseismică includ încă, în prevederile lor, numai date cu caracter general privind răspunsul seismic al structurilor C/D.

Considerarea, de către toate normele, a unei valori unice pentru coeficientul de reducere seismic ψ pentru toate clădirile în care se includ orice tipuri de diafragme, precum și măsurile constructive prevăzute a se aplica uniform, fără a se ține seama de valorile reale ale ductilității utilizate în cadrul structurilor C/D, arată o abordare a proiectării acestor structuri neconformă cu criteriul (3), prezentat mai sus.

În consecință, se consideră că este necesar ca baza de prevederi normative să fie îmbunătățită în sensul utilizării adecvate a noțiunilor de deformabilitate, ductilitate și factori de ductilitate la structurile C/D.

2.5 Prefabricarea structurilor

2.5.1 Generalități

Idea fundamentală a construcțiilor prefabricate constă în a le fragmenta în elemente realizabile în mod industrial și a le asambla apoi pe șantier, redând structurii un caracter unitar. Aceste două aspecte se intercondiționează reciproc.

Astfel, o asamblare dificilă sau discutabilă poate fi evitată adoptând o altă fragmentare și invers, dacă din fragmentare a rezultat o piesă cu dificultăți de execuție, aceasta poate fi simplificată prin redistribuția îmbinărilor. În concluzie, problema fundamentală este amplasarea îmbinărilor având în vedere interdependența celor două probleme amintite.

Ansamblul elementelor structurii prefabricate formează un sistem, în care există o intercondiționare directă între proprietățile globale ale sistemului și proprietățile locale ale fiecărui element. Este normal ca rezolvarea sistemului să primeze și să condiționeze rezolvările locale, astfel ca structura în ansamblu să nu fie afectată de unele rezolvări ale detaliilor.

Pentru structurile prefabricate, deși îmbinările au o importanță deosebită, aparent de prim rang, ele sunt și trebuie să rămână probleme locale, subordonate rezolvării conforme a întregii structuri / N.2 /. Este de preferat deci, amplasarea îmbinărilor în afara zonelor de maximă solicitare.

Acest lucru, de cele mai multe ori, complică forma și geometria elementelor, preferându-se îmbinările în nodurile cadrelor. Nodurile sunt însă

elemente ce trebuie să fie protejate în mod deosebit, pentru a putea asigura redistribuția solicitărilor în elementele structurii. Din acest motiv, la cadre, a apărut tendința logică de înglobare a nodului într-un element prefabricat sau folosind un sistem mixt, într-un element monolit turnat în situ.

De cele mai multe ori se folosesc stâlpi monoliți (cu sau fără console), caz aproape generalizat în cazul structurilor multietajate. În felul acesta unele îmbinări se reduc la un rost între elementul prefabricat și betonul monolit.

Multitudinea sistemelor de prefabricare este întrecută numai de multitudinea tipurilor de îmbinări, care sunt larg tratate și exemplificate în literatura de specialitate.

2.5.2 Prefabricarea structurilor antiseismice

În mod logic, proiectarea corectă a construcțiilor prefabricate în zone seismice trebuie să respecte toate cerințele proprii structurilor antiseismice monolite, precum și cerințele suplimentare specifice prefabricării, iar în cazul unor particularități favorabile, acestea să fie exploatate la maximum.

Nu există o teorie generală a fragmentării structurilor, cu atât mai puțin, a structurilor prefabricate amplasate în zone seismice. Este normal însă că aceste structuri trebuie să respecte atât condițiile de capacitate portantă, execuție și exploatare ale oricărei structuri de rezistență, cât și condițiile specifice pentru zone seismice și anume :

- realizarea continuității în noduri, pentru a obține structuri cu suficiente rezerve postelastice ;
- să suporte șocuri și cicluri de solicitări alternante, aplicate pe direcții diferite ;
- deoarece solicitările seismice au valori similare după oricare din direcțiile de acționare, condițiile de conformare sunt valabile atât pe direcțiile transversale cât și longitudinale ;
- plasarea unei îmbinări într-o zonă plastică potențială să nu împiedice plasticizarea, pentru a asigura ductilitatea necesară în cazul solicitărilor ciclice alternante ;
- degradările inerente produse de plasticizare să nu afecteze capacitatea portantă a secțiunii la celelalte tipuri de solicitări (forțe axiale și forțe tăietoare) ;
- eventuala cedare a unei îmbinări să nu ducă la colapsul structurii ;
- realizarea unor condiții superioare de calitate ale execuției.

Prefabricarea structurilor C/D cuprinde toate sistemele de prefabricare a structurilor în cadre. În plus, pe lângă îmbinările elementelor liniare ale cadrelor, structurile C/D au și îmbinări continue orizontale și verticale, pe conturul panourilor mari, cu care se închid golurile unor cadre realizându-se diafragme de rigidizare sau panouri de forfecare.

Dacă îmbinările pe conturul panourilor mari sunt de continuitate și se poate conta pe realizarea unor diafragme cu bulbi (bulbii fiind constituiți din stâlpii ce mărginesc aceste panouri), structura intră în categoria structurilor C/D cu diafragme de rigidizare. Dacă aceste îmbinări nu realizează continuitatea pe conturul panourilor mari, structura intră în categoria structurilor C/D cu panouri de forfecare.

CAPITOLUL 3

CONSIDERATII GENERALE PRIVIND ÎMBINĂRILE GRINDA-STILP LA STRUCTURILE ETAJATE

3.1 Generalități și clasificări

De regulă, studiul îmbinărilor s-a canalizat pe trei mari categorii distincte : îmbinările elementelor liniare (specifice structurilor în cadre), îmbinările panourilor mari (specifice structurilor din panouri mari) și îmbinările elementelor de suprafață sau a semipanourilor ce formează planșeele.

Intr-o sferă foarte largă de percepere, structurile în cadre-diafragme cuprind toate îmbinările celor trei categorii enumerate mai sus. Intr-o viziune mai restrânsă, în concordanță cu tema dizertației, vom lua în discuție doar îmbinările elementelor liniare, specifice structurilor în cadre și cadre-diafragme.

Intr-un mod personal de a privi noțiunea de îmbinare, se definește ca îmbinare **zona de intersecție** între două sau mai multe elemente distincte, iar elementele distincte includ două categorii :

(1) elemente de rezistență solicitate diferit (grinzi, stâlpi, diafragme, plăci, panouri, fundații), ce pot fi cuprinse într-un ansamblu monolit sau prefabricat ;

(2) fragmente ce se asociază pentru a forma elemente prefabricate de rezistență (fragmente de grinzi, de stâlpi sau de panouri).

În acest concept, îmbinările sunt proprii atât structurilor prefabricate cât și celor monolite. În conceptele mai vechi, îmbinările structurilor în cadre monolite se numeau noduri (îmbinări între elemente liniare), iar ale structurilor în diafragme, intersecții (îmbinări între elemente plane). Denumirea de îmbinare era specifică numai structurilor prefabricate.

Îmbinările elementelor din categoria a doua au o doză mai redusă de dificultate în concepție și realizare, putând fi amplasate în zone cu solicitări reduse.

Îmbinările între elementele primei categorii (atât la structurile monolite cât și la structurile prefabricate), din condiții tehnologice, se amplasează în zone cu solicitări maxime, mărind exigențele impuse la conceperea, proiectarea și realizarea lor. În plus, la structurile prefabricate antisismice este necesară realizarea de îmbinări cu continuitate totală, care să asigure mecanismul primar de disipare a energiei. Îmbinările fără continuitate (articulații) se utilizează când sunt cerute de condiții speciale, cum ar fi tasarea diferită a fundațiilor, precomprimarea ulterioară a elementelor etc.

Concepția de proiectare și realizare a îmbinărilor structurilor etajate prefabricate, depinde de gradul de prefabricare a structurii, de tipul elementelor de beton îmbinate, de sistemul de armare a legăturilor dintre elemente, de modul

de asigurare a continuității, de modul de transmitere a sarcinilor, de unele aspecte tehnologice etc.

În continuare se propune o schemă de clasificare a îmbinărilor în cadre sau cadre diafragme, integral sau parțial prefabricate.

3.1.1 Criterii de clasificare a îmbinărilor

Intr-o abordare cu caracter general, îmbinările se pot clasifica în trei grupe mari.

1) După geometria și tipul elementelor îmbinate :

- îmbinări între elemente liniare (grindă-stîlp, grindă-grindă, stîlp-stîlp) ;
- îmbinări între elemente liniare și plane (panou-grindă, panou-stîlp, panou-fundație continuă), specifice structurilor C/D ;
- îmbinări între elemente liniare și masive (stîlp-fundație) ;
- îmbinări orizontale între elemente plane (semipanouri de planșeu) ;
- îmbinările orizontale și verticale ale panourilor mari.

2) După modul de execuție sau soluția constructivă aleasă :

- îmbinările structurilor monolite :
 - noduri de cadre ;
 - intersecții de diafragme ;
- îmbinările structurilor prefabricate :
 - îmbinări umede, prin betonare la fața locului ;
 - îmbinări uscate, prin sudarea unor piese metalice ;
 - îmbinări mixte ;
 - îmbinări prin bulonare ;
 - îmbinări tip baionetă, specifice pentru îmbinarea fragmentelor de stîlpi sau a stîlpilor cu fundațiile ;
 - îmbinări precomprimate ;
 - îmbinări cu șuruburi de înaltă rezistență - SIR ;
 - îmbinări cu rășini epoxidice.

3) După comportarea statică :

- îmbinări cu continuitate parțială (articulații plastice) ;
- îmbinări cu articulație temporară ;
- îmbinări cu continuitate totală ;
- îmbinări fără continuitate (articulații).

O clasificare mai detaliată a îmbinărilor trebuie să admită anumite criterii inițiale de distingere. Din mulțimea criteriilor ce pot fi luate în considerare se prezintă cele mai importante :

- modul de realizare a stîlpilor :
 - cu stîlpi monoliți ;
 - cu stîlpi prefabricați pe un nivel ;
 - cu stîlpi prefabricați pe două sau trei niveluri.
- modul de realizare a planșeelor :
 - cu grinzi și plăci integral prefabricate ;
 - cu grinzi și plăci parțial prefabricate (predală) ;
 - cu plăci prefabricate tip dală ce reazemă direct pe stîlpi (vezi fig.5.1, sistem SPAP).
- modul de rezemare a grinzilor pe stîlpi :
 - pe consolele stîlpilor, ce pot fi :
 - din beton armat ;
 - metalice ;
 - prin console lăsate din grindă, ce pot fi :
 - din beton armat ;
 - din oțel beton ;
 - metalice ;
 - pe coliere metalice prinse în jurul stîlpilor ;
 - pe popi provizorii, pînă la intrarea în lucru a îmbinării.
- modul de realizare a legăturii între capetele grinzilor și stîlpi :
 - cu oțel beton și monolitizare ;
 - cu oțel beton, piese metalice și monolitizare ;
 - cu piese metalice.
- modul de realizare a capătului de grindă :
 - sub formă de pană ;
 - sub formă de zimți ;
 - sub formă de alveole, amprente etc.;
 - față plană, verticală.
- poziția capătului de grindă față de stîlp :
 - în interiorul stîlpului ;
 - la fața stîlpului ;
 - în exteriorul stîlpului.
- nivelul de realizare a continuității prin armături :
 - prin armăturile din grinda prefabricată ;
 - prin armăturile din grinda prefabricată și suprabetonare ;
 - prin armături nepretensionate sau pretensionate în zone monolite (sistem SPAP, vezi fig.5.1).

- modul de realizare a continuității armăturilor :
 - armături continue ;
 - armături continue și sudate ;
 - armături sudate ;
 - armături petrecute ;
 - armături petrecute și sudate.
- modul de a trata fenomenul de contracție diferită :
 - în suprabetonare contracția diferită se poate prelua prin :
 - etrieri de legătură ;
 - etrieri de legătură și alveole ;
 - în nod contracția diferită se preia :
 - fără măsuri speciale ;
 - sisteme speciale de armare ;
 - forme speciale ale capetelor de grindă ;
 - betoane speciale.
- nivelul de asigurare a continuității la diferite sarcini :
 - continuitate totală ;
 - continuitate parțială.

3.1.2 Comportarea statică a îmbinilor

Imbinările cu continuitate parțială pot prelua în exploatare un moment de valoare limitată. La solicitări ce depășesc momentele capabile a acestor legături constructive, îmbinările prin plasticizarea lor, se comportă în continuare ca articulații plastice. Acest tip de îmbinări are următoarele avantaje :

- o schemă statică clară a structurii ;
- tehnologii simple de montaj și execuție ;
- siguranța construcției la încărcări verticale și orizontale nu depinde, în mod esențial, de calitatea execuției îmbinărilor pe șantier.

Trebuie amintite însă și dezavantajele acestor îmbinări :

- rezerve de capacitate portantă a structurii reduse față de o structură cu un grad mai mare de nedeterminare statică ;
- distribuția mai dezavantajoasă a solicitărilor în grinzile static determinate față de cele cu o schemă statică de grindă continuă ;
- lungimi mari de flambaj pentru stâlpi, ce pot impune secțiunile stâlpilor din condiții de sveltețe, nu de rezistență.

Imbinările cu articulație temporară realizează, indiferent de soluția constructivă aleasă, o continuitate totală la încărcările ce apar după intrarea în lucru a îmbinării (încărcări de exploatare și extraordinare).

Îmbinarea se comportă ca o articulație numai pentru încărcări specifice fazei de montaj (greutatea proprie a grinzilor, a elementelor de planșeu montate, încărcarea utilă de montaj etc.), fază în care grinzile se comportă ca elemente simplu rezemate. După realizarea continuității armăturilor și monolitizării îmbinării, zona prezintă o continuitate totală.

Îmbinările cu continuitate totală, sunt similare unor legături monolite, care transmit integral eforturile, inclusiv pentru încărcările din faza de montaj.

Aceste îmbinări se realizează numai la îmbinările cu șuruburi de înaltă rezistență sau precomprimate.

În structurile C / D, monolite sau prefabricate, se regăsesc toate aceste tipuri de îmbinări.

3.2 Cerințele îmbinărilor

O îmbinare trebuie astfel realizată încât să fie capabilă în ansamblul structurii să-și îndeplinească rolul static, să corespundă cerințelor de rezistență, tehnologice și economice.

1) Cerințe de rezistență :

- preluarea, transmiterea și redistribuirea eforturilor din solicitările exterioare M , N , T , M_t pentru asigurarea continuității elementelor și a omogenității sistemului ;
- asigurarea stabilității generale și locale a structurii, înainte cât și după formarea zonelor plastice potențiale (asigurarea mecanismului de disipare a energiei dorit, prin controlul absorbției de energie și a degradării rigidității în îmbinări) ;
- asigurarea ductilității adecvate a elementelor îmbinate : grinzi, stâlpi, diafragme ;
- evitarea cedării bruște a îmbinării, prin asigurarea incursiunilor postelastice a zonei îmbinate, dacă îmbinarea este plasată într-o zonă plastică potențială ;
- evitarea concentrării de eforturi în anumite zone ;
- asigurarea comportării în exploatare a îmbinărilor prin :
 - intrarea în lucru a îmbinărilor la încărcări oricât de mici ;
 - formarea, distribuția și dezvoltarea avantajoasă de fisuri ;
 - asigurarea unei bune aderențe (evitarea lunecării barelor) ;
 - asigurarea durabilității zonei îmbinate ;
- asigurarea rezervelor de siguranță printr-o :
 - comportare elastică la încărcările grupării fundamentale ;
 - comportare fără avarii structurale și nestructurale la cutremure de intensitate redusă ;

- comportare fără avarii structurale la cutremure de intensitate moderată ;
- comportare fără prăbușiri la cutremure de intensitate mare ;
- asigurarea unei comportări sub încărcări, cel puțin egală cu a elementelor îmbinate ;
- comportarea îmbinării să nu împiedice dezvoltarea rezistenței totale a elementelor îmbinate ;
- asigurarea posibilităților de eventuale remedieri.

2) Cerințe tehnologice :

- realizarea de operații simple în ce privește fabricarea, transportul și depozitarea elementelor prefabricate ;
- asigurarea primelor legături și a stabilității elementelor prefabricate ;
- asigurarea de lucrări pregătitoare reduse (armări în situ și cofrări) ;
- asigurarea unui volum de beton monolit redus și ușor de turnat ;
- posibilitatea vibrării în totalitate a îmbinării ;
- toleranțele din proiect să fie în concordanță cu posibilitățile reale de execuție.

3) Cerințe economice :

- evitarea utilizării unor materiale deficitare ;
- realizarea toleranțelor admise în condiții economice avantajoase ;
- posibilități de realizare a remedierilor în condiții economice avantajoase;
- să existe la îndemână utilaje și personal corespunzător pentru realizarea lucrărilor de înaltă calificare.

Aceste cerințe sunt necesare deoarece, de comportarea îmbinărilor elementelor într-o structură, depinde în cea mai mare măsură gradul de rezistență precum și economicitatea acesteia.

Realizarea comportării în exploatare a îmbinării, la nivelul static considerat în proiectare, trebuie urmărită în mod deosebit la îmbinările elementelor prefabricate, participante la preluarea solicitărilor induse de seism.

În structurile antiseismice, disiparea energiei sub acțiunea unui cutremur, se produce pe seama deformațiilor plastice, deformații ce apar în zonele cu concentrări de eforturi. La structurile monolite zonele în care apar aceste deformații plastice sunt mai întinse decât la structurile alcătuite din elemente prefabricate. La acestea din urmă, fisurile se concentrează, în general, în zonele de legătură beton prefabricat - beton monolit. Este evident că pentru încărcări dinamice, îmbinările sunt absorbatorii și disipatorii principali de energie ai structurii. Din acest motiv trebuie acordată o atenție deosebită proiectării și realizării îmbinărilor între elementele prefabricate.

Structurile alcătuite din elemente prefabricate avînd îmbinări cu continuitate se calculează ca structuri monolite. Unde este cazul se ține seama de condițiile dificile de execuție a îmbinărilor, reducînd rezistențele de calcul a betonului din monolitizări (cu $\sim 20\%$ /M.1/.), precum și rezistența de calcul a oțelului, în cazul cînd innădirea barelor se face prin sudură

Pentru a avea însă certitudinea realizării unei îmbinări de continuitate și pentru a cunoaște comportarea ei în domeniul elastic și plastic, orice tip nou de îmbinare prefabricată trebuie studiată într-un program teoretic și experimental.

3.3 Imbinările structurilor monolite

În structurile monolite, îmbinările se realizează între grinzi și stîlpi, între diafragme și între diafragme și spîlpii adiacenți (la structurile în cadre diafragme).

Îmbinările între diafragmele monolite nu pun probleme deosebite de proiectare. Realizarea lor, de regulă, se conformează condițiilor constructive impuse de norme /P.2/.

Ansamblul diafragmă-stîlpi adiacenți este tratat ca o diafragmă monolită cu bulbi, nefăcînd obiectul acestui capitol.

Îmbinările ce pun probleme complexe, din punct de vedere al proiectării, sunt îmbinările între grinzi și stîlpi. Elementele constitutive ale îmbinărilor grindă-stîlp, într-o concepție personală, sunt :

- **nodul**, ce reprezintă elementul de continuitate al grinzilor și stîlpilor, delimitat în spațiu de fețele de capăt ale acestora ;
- **interfețele nod-grindă** și **nod-stîlp**, ce reprezintă secțiunile delimitative dintre nod și elementele adiacente nodului ;
- **zonele adiacente nodului** din grinzi și stîlpi.

În faza elastică de solicitare există o strînsă conlucrare între nod și zonele adiacente nodului. Secțiunile de interfață, neavînd o comportare aparte față de zonele adiacente nodului, sunt incluse în aceste zone.

Definirea explicită a noțiunii de interfață nod-grindă și nod-stîplă este necesară și concludentă pentru studiul în domeniul postelastice al structurii și deci a îmbinării.

Remarcăm faptul că, pînă în jurul anilor 70, în concepția de proiectare a structurilor în cadre și cadre-diafragme (monolite sau prefabricate) se acorda o mică importanță proiectării nodurilor din îmbinările grindă - stîlp. Atenția era focalizată spre zonele grinzilor și stîlpilor adiacente nodurilor, nodurile considerîndu-se zone cu rezerve sporite de rezistență și capacitate portantă.

Această ipoteză este valabilă la structurile nesituate în zone seismice, unde prescripțiile de alcătuire ale nodurilor cerute de STAS 10107/0-90 asigură conlucrarea și redistribuția eforturilor în structurile ce lucrează în gruparea fundamentală de încărcări.

Cutremurele care au avut loc anterior acestor ani și trecerea treptată la conceptul de analiză postelastice a structurilor situate în zone seismice, au arătat că nodurile sunt adesea limite de minimă rezistență într-un sistem constructiv.

În ultimele două decenii s-a cristalizat o nouă concepție de proiectare care acordă un loc aparte proiectării și verificării nodurilor, din necesitatea ca nodurile, în structurile antiseismice, să nu governeze rezistența structurii și să nu împiedice dezvoltarea rezistenței totale a elementelor îmbinate. Ca urmare, structurile în cadre pot fi considerate ca fiind formate din trei elemente de rezistență distincte și anume : grinzi, stâlpi și noduri, nodurile impunând un concept de proiectare și verificare propriu.

3.3.1 Mecanisme în noduri

Nodurile se împart, de regulă, funcție de configurația lor geometrică și de comportarea lor în structură.

Funcție de configurația lor geometrică, datorită diferenței fundamentale în ceea ce privește asigurarea ancorajului barelor de armătură, nodurile se împart în **noduri interioare** și **noduri exterioare**.

În funcție de comportarea lor în structură, nodurile se împart în **noduri inelastice** și **noduri elastice**, după cum plasticizarea armăturilor orizontale ale grinzilor ce străbat nodul, pătrunde sau nu în nod.

Pentru realizarea mecanismului primar de disipare a energiei induse de un seism în structurile în cadre, de regulă, se prevede ca articulațiile plastice să apară și să se dezvolte la extremitățile grinzilor, în imediata apropiere a nodului. Când zonele adiacente nodului se plasticizează, barele intră în domeniul de consolidare al deformațiilor. Deformații de curgere pătrund de-a lungul armăturilor în nod, provocând plasticizarea anumitor zone ale nodului, în special după câteva incursiuni în domeniul postelastice. Aceste noduri sunt **nodurile inelastice**.

Când în vecinătatea nodului (în zonele de capăt ale grinzilor și stâlpilor) nu se produc deformații inelastice, iar în nod este prevăzută armătură suficientă, nodul va rămâne în domeniul elastic chiar și după un mare număr de deplasări ciclice alternante. Aceste noduri, denumite **noduri elastice**, au o comportare diferită și superioară față de nodurile inelastice.

Comportarea elastică este specifică nodurilor din structurile cu solicitări seismice reduse. Proiectanții pot asigura răspunsul elastic al nodului și la structurile antiseismice, prin absența pătrunderii curgerii armăturilor în nod de-a lungul barelor grinzii. Din cauza interacțiunii între beton și armătură, transmiterea eforturilor din zonele adiacente nodului în nod este dependentă de

mecanismul de aderență. Acest mecanism se alterează la nodurile cu o comportare inelastică, eforturile unitare de aderență neputînd urmări eforturile unitare de curgere, în prezența alungirilor cuprinse între (10÷ 50) ‰.

Pentru aprecierea răspunsului elastic sau inelastic la unui nod, în /M.12/ se propune următorul criteriu :

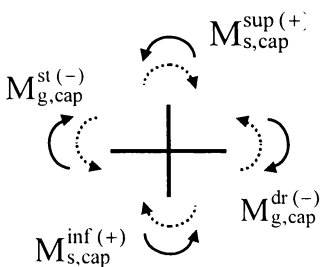
- pentru noduri inelastice :

$$\frac{\left| M_{s,\text{cap}}^{\text{sup}(+)} + M_{s,\text{cap}}^{\text{inf}(+)} \right|}{\left| M_{g,\text{cap}}^{\text{st}(-)} + M_{g,\text{cap}}^{\text{dr}(-)} \right|} \geq 1,20 \quad (3.1)$$

$$\frac{\left| M_{s,\text{cap}}^{\text{sup}(-)} + M_{s,\text{cap}}^{\text{inf}(-)} \right|}{\left| M_{g,\text{cap}}^{\text{st}(+)} + M_{g,\text{cap}}^{\text{dr}(+)} \right|} \geq 1,20 \quad (3.2)$$

Se precizează că valorile + sau - ale momentelor, se stabilesc funcție de o convenție de semne dependentă de sensul orar.

Condițiile (3.1) și (3.2) se pot aplica direct momentelor rezultate din calculul static elastic cu încărcările seismice de cod (gruparea specială), admițînd faptul că armarea elementelor structurale se va face astfel încît :



$$M_s^{\text{sup}(\text{inf})} \leq M_{s,\text{cap}}^{\text{sup}(\text{inf})}$$

$$M_g^{\text{st}(\text{dr})} \leq M_{g,\text{cap}}^{\text{st}(\text{dr})}$$

- pentru noduri elastice :

$$n_{\text{med}} M_g^n \geq n_{\text{med}}^d M_g^n + \frac{M_g^{\text{s.cod}}}{1,15 \cdot \psi} \quad (3.3)$$

unde:

n_{med} este coeficientul mediu a acțiunilor verticale (în general este cuprins între 1,22 și 1,25) ;

n_{med}^d - coeficientul mediu de lungă durată a acțiunilor verticale (fracțiunea de lungă durată a încărcărilor) ;

M_g^n - valoarea normată a momentului de la interfața grindă - nod, în gruparea fundamentală;

$M_g^{\text{s.cod}}$ - valoarea momentului de la interfața grindă - nod, dat de

încărcarea seismică de cod ;

ψ - factorul de reducere a încărcării seismice ;

1,15 - coeficient ce ține cont de contribuția elementelor nestructurale la preluarea forțelor seismice și de efectul amortizării datorită terenului de fundare.

Rel. (3.3) se verifică pentru fiecare interfață grindă-nod.

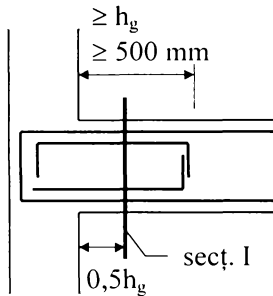
Una din modalitățile de asigurare a răspunsului elastic al nodului este de a deplasa zona plastică potențială de la fața stîlpului, la o distanță convenabilă, așa cum se arată în figura 3.1 /C.21, M.12/.

Pentru analiza comportării ei, orice structură trebuie redusă la un model matematic relativ simplu, folosit apoi pentru a determina în mod ingineresc răspunsul ei la diferite solicitări.

În formularea modelelor matematice pentru noduri, trebuie făcute compromisuri între simplitate și exactitate, fiind de o deosebită importanță

estimarea veridicității modelării matematice prin raționament și metode experimentale riguroase stabilite.

În următoarele două paragrafe se prezintă o sinteză a rezultatelor privind modelele de comportare și de calcul a nodurilor, propuse pînă în anul 1986 în Noua Zeelandă, S.U.A., U.R.S.S., Japonia și în cadrul Comisiei Europene de Beton /C.12, M.4, P.7/.



sect. I - secțiunea de unde începe plasticizarea grinzii

Fig.3.1 Deplasarea articulației plastice de lângă nod

3.3.1.1 Noduri interioare

Nodurile, atît cele elastice cît și cele inelastice, transmit eforturile secționale între elementele îmbinate prin eforturile unitare principale, a căror traiectorie se dezvoltă între diagonalele nodului. Acest mod de lucru le solicită la eforturi tangențiale mari. Eforturile exterioare ce solicită nodurile sunt prezentate în figura 3.2.

Betonul din miezul nodului își aduce aportul la preluarea eforturilor principale prin așa numit **mecanism de bielă**, prezentat în figura 3.3.a. În cadrul acestui mecanism, se formează în nod o diagonală comprimată (solicitată la forța de compresiune D_b) și una întinsă.

Eforturile în diagonala comprimată se introduc direct prin zonele comprimate de pe interfețele nod-grindă, nod-stîlp. Întinderile se introduc prin barele întinse ale grinzilor și stîlpilor, transmițîndu-se miezului nodului prin

aderență. O mică parte a întinderilor, datorită aderenței, se transmit ca și compresiuni la diagonala comprimată.

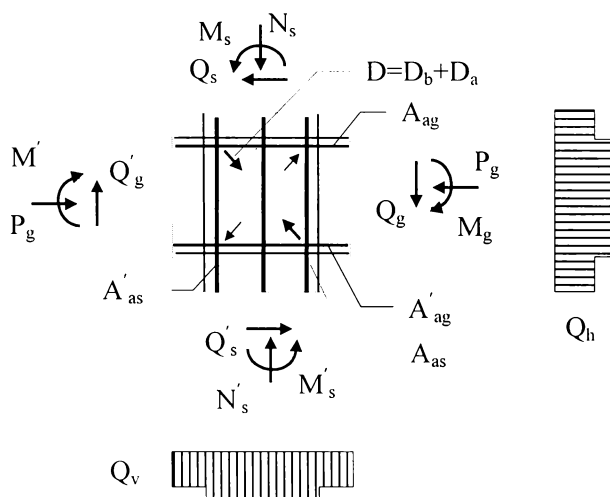


Fig.3.2 Eforturile secționale și forțele tăietoare ce solicită nodul

Diagonala întinsă va rămâne nefisurată numai în cazul unor grinzi foarte slab armate sau a unor stâlpi cu lățimi neobișnuit de mari.

După fisurarea betonului întins, nu va mai fi posibilă transmiterea eforturilor principale de întindere. Nodul se segmentează în mai multe prisme diagonale paralele, ce pot prelua în continuare eforturi de compresiune. Ele pot fi menținute în contact (putînd transmite și eforturile principale de întindere), prin dispunerea de armături verticale intermediare în stîlp și de etrieri orizontali în nod. Se crează astfel al doi-lea mecanism, ce-l va completa pe primul, **mecanismul de grindă cu zăbrele**, prezentat în figura 3.3 b.

Grinda cu zăbrele preia eforturile principale de întindere prin armăturile orizontale și verticale, aducîndu-și aportul și la preluarea celor de compresiune. Prismele diagonale dau o forță rezultantă de compresiune pe direcția bielei din primul mecanism, notată cu D_a în figura 3.3 b.

Ponderea celor două mecanisme, a forțelor D_b și D_a , definesc comportarea elastică sau inelastică a nodului. Mecanismul de bielă este un mecanism ce imprimă o comportare elastică sistemului. Mărirea capacității portante a acestui mecanism se poate realiza prin forțe de compresiune, aplicate perpendicular pe fețele nodului : forțe axiale în stâlpi și forțe de precomprimare orizontale în rigle, (notate cu P_g în fig.3.2).

Prin urmare, în concordanță cu aceste două mecanisme descrise mai sus, eforturile secționale aferente nodului sunt transmise miezului din beton prin

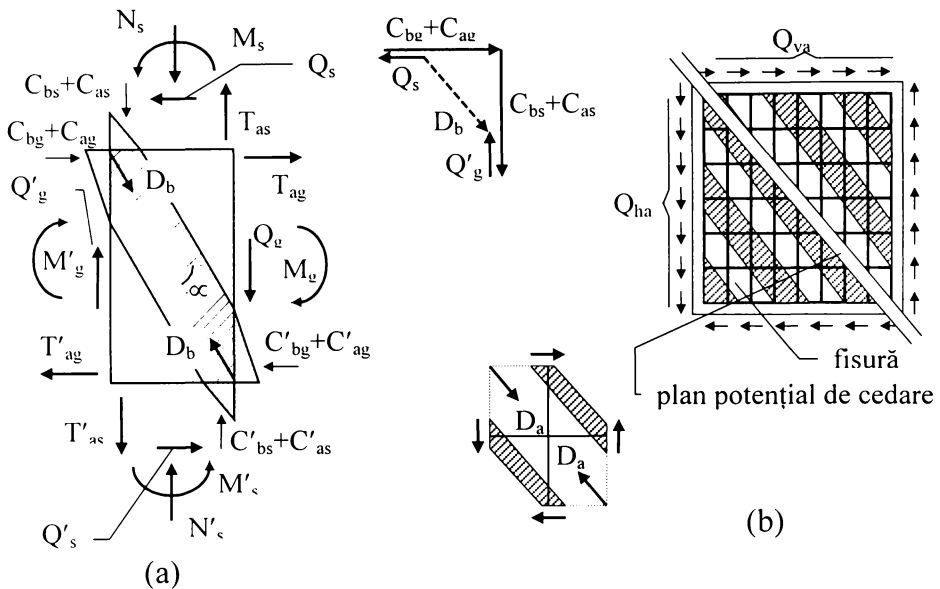


Fig.3.3 Mecanisme în nod : a - mecanismul de bielă ; b - mecanismul de grindă cu zăbrele

intermediul diagonalei comprimate (mecanismul de bielă) și a armăturii de forfecare (mecanismul de grindă cu zăbrele).

Prezența forțelor axiale în stâlpi duce la creșterea înălțimii zonelor comprimate de pe interfețele nod -stâlp, măbind unghiul α , ce-l face biela comprimată cu orizontala. Aceasta presupune, că un procent mai mare din forțele de întindere a armăturilor este transferat prin aderență prismului comprimat. In acest mod, contribuția betonului la capacitatea nodului de preluare a forfecării va crește. In consecință, crește ponderea forței D_b față de D_a , ceea ce duce la o comportare a nodului mai apropiată de cea elastică sau la reducerea armăturilor suplimentare dispuse în nod.

Încărcările ciclice cu forțe tăietoare mari, provoacă apariția fisurilor după ambele diagonale ale nodului. In acest caz, rezistența nodului depinde, în mai mare măsură, de rezistența prismului de beton comprimat, decît de rezistența armăturii de forfecare din nod.

Pentru a evita zdrobirea nodului pe diagonală, este necesară limitarea forței tăietoare orizontale din nod, dată de armăturile efectiv plasticizate ale grinzilor. La evaluarea acestei valori limită trebuie avute în vedere următoarele trei aspecte :

- 1) Teoria cîmpului de compresiuni cu unghiul α , variabil. Această teorie a fost formulată, printre alții, de Collins și Mitchell. Valoarea unghiului depinde

de forța axială din stîlp (după cum s-a arătat mai sus) și de proporțiile alese între dimensiunile stîlpilor și grinzilor.

- 2) Comportarea elastică sau inelastică a nodului ; o comportare elastică a armăturilor orizontale dau o mai bună confinare miezului de beton, sporind rezistența la compresiune diagonală a nodului.
- 3) Apariția fisurilor diagonale pe ambele direcții și mărimea deschiderii lor, din cauza curgerii premature a armăturilor din nod. În acest caz, încărcările alternante duc la măcinarea și zdrobirea betonului pe interfețele fisurilor, scăzînd rezistența la compresiune diagonală a nodului.

Prescripțiile noastre /G.2, M.12, S.6/, apreciază gradul de solicitare la forțe tăietoare a nodului funcție de efortul unitar tangențial, dat de relația (3.4) :

$$\tau_h = \frac{Q_h}{b_n h_n} \quad (3.4)$$

unde:

- Q_h este forța tăietoare orizontală de calcul, din nod ;
- b_n - lățimea secțiunii orizontale a nodului, recomandată de norme funcție de lățimea grinzilor și a stîlpului ;
- h_n - înălțimea secțiunii orizontale a nodului, egală cu cea a secțiunii stîlpului.

Limitarea efortului unitar tangențial se face la $4 R_t / G.2/$ sau la $5,5 R_t$, în concordanță cu valoarea eforturilor unitare în armătură σ_a , luată în considerare la verificarea nodului.

Numeroase coduri evaluează efortul unitar tangențial funcție de $\sqrt{R_c}$, radical ce exprimă rezistența la întindere a betonului. De exemplu, normele Neo Zeelandeze limitează efortul unitar tangențial dat de relația (3.4) astfel :

$$\tau_h \leq 1,5 \sqrt{R_c} \quad (3.5)$$

3.3.1.1.1 Noduri elastice

Răspunsul elastic al unui nod este specific cazurilor în care zonele adiacente nodului (capete de grinzi sau stîlpi) nu se plasticizează.

În aceste cazuri, pe interfețele adiacente nodului, zonele comprimate au o comportare elastică, iar eforturile în armăturile întinse sunt mai mici sau cel mult egale cu limita de curgere, avînd o deformație specifică unitară $\varepsilon_{au} \leq 10 \text{‰}$.

Comportarea specifică nodurilor elastice și poligonul forțelor în jurul nodului sunt prezentate în figura 3.4.

Intr-o comportare elastică a nodului, înălțimile zonelor comprimate de pe interfețe sunt mari, comparativ cu o comportare inelastică. De asemenea și lățimea prismului de beton comprimat și în consecință aportul forței D_b este preponderent față de D_a , așa cum se indică în figura 3.4.b. În același context, componentele preluate de beton din forțele tăietoare orizontale și verticale Q_{hb} și Q_{vb} sunt preponderente față de cele preluate prin mecanismul de grindă cu zăbrele: Q_{ha} și Q_{va} .

Nodurile elastice, armate corespunzător prevederilor și normelor în vigoare /M.12, S.6/, s-au comportat mai mult decât satisfăcător în încercările experimentale efectuate în țară sau în străinătate. Pentru sarcini axiale mari, procentul necesar de armătură orizontală din nod este dat de alte criterii decât preluarea forțelor tăietoare, prin confinarea zonelor de capăt ale stîlpilor, etc.

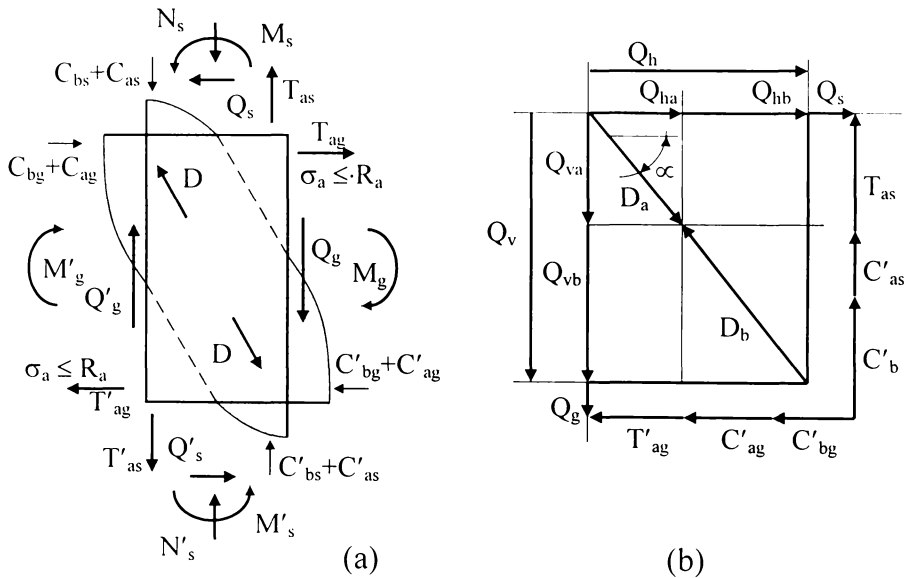


Fig.3.4 Noduri elastice : a - starea de eforturi ; b - poligonul forțelor

3.3.1.1.2 Noduri inelastice

Prin definiție, nodurile inelastice sunt cele la care grinzile ce concură în nod formează articulații plastice adiacente nodurilor, articulații ce nu pot fi evitate decât luându-se măsuri speciale. Comportarea acestor noduri, precum și poligonul forțelor sunt prezentate în figura 3.5.

La determinarea forțelor tăietoare ce solicită nodul, se ia în considerare suprarezistența la încovoiere a articulațiilor plastice, prin multiplicarea rezistenței de calcul a armăturii întinse cu un coeficient supraunitar c . Se ia astfel în considerare posibilitatea unor deformații de consolidare a oțelului la apariția ductilității critice /M.12, P.16, S.3, S.6/.

Valoarea coeficientului c este funcție de calitatea oțelului folosit și de gradul de plasticizare a zonei.

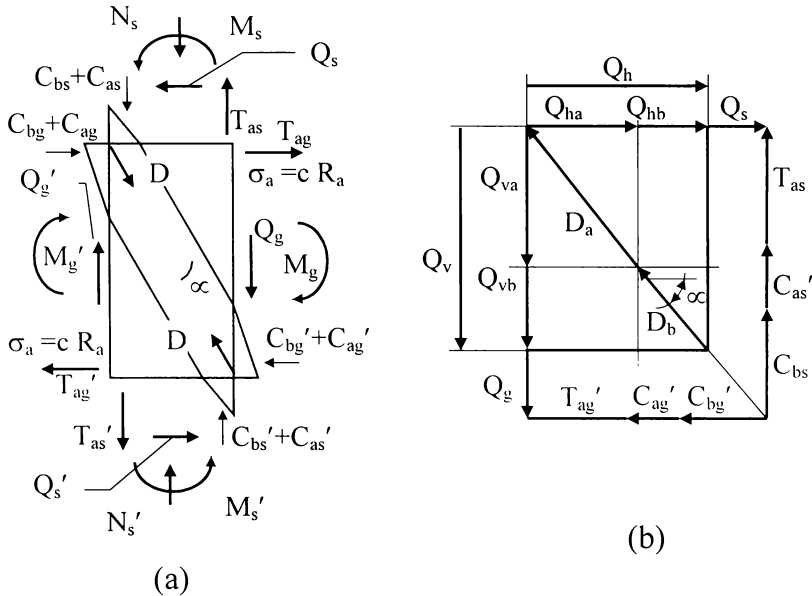


Fig.3.5 Noduri inelastice : a - starea de eforturi ; b - poligonul forțelor

Proiectele noastre de normative au poziții diferite în aprecierea coeficientului c , dar corelează această poziție cu limitarea efortului unitar τ_h dat de relația (3.4) :

- după /G.2/, determinarea forței tăietoare ce solicită nodul se face cu rezistențele caracteristice, apreciind $c=\gamma_a=1,15$ (coeficientul de reducere a rezistenței caracteristice). τ_h se limitează la valoarea $4R_t$. Aceiași valoare a efortului $\sigma_a=1,15 R_a$ se ia în considerare și la determinarea capacității la forfecare a nodului (etrieri orizontali și armături verticale intermediare în stîlp). Acest mod de abordare, de fapt, nu ține cont de posibila consolidare a oțelului la apariția ductilității critice ;

- după /S.8/, σ_a și τ_h se consideră astfel :

$$\sigma_a = c R_a = 1,15 \cdot 1,22 R_a = 1,40 R_a \quad (3.6)$$

$$\tau_h \leq 5,5 R_t \quad (3.7)$$

unde:

1,15 este γ_a - coeficientul de reducere a rezistenței caracteristice ;
 1,22 - efectul consolidării eforturilor în armătura întinsă în timpul
 parcurgerii deformațiilor $\epsilon_{au} \leq 50 \text{ ‰}$.

La determinarea capacității portante de forfecare a nodului consideră $c = 1,15$.

În Noua Zeelandă, $c = 1,25 \div 1,40$, pentru oțeluri avînd rezistența de curgere garantată între 275 ÷ 380 MPa.

Această posibilă consolidare a armăturilor întinse și ajungerea la eforturile cR_a , duce la diferența de comportare a nodurilor inelastice de cele elastice, comportare descrisă în continuare.

În timpul primei incursiuni postelastice a structurii, transmiterea încărcării de la grinzii la nod va fi apropiată de a nodurilor elastice. O mare parte a forței orizontale din nod va fi introdusă direct prin forțele de compresiune $C_{b,g}$ și $C'_{b,g}$. Armătura comprimată, în care eforturile de compresiune sunt relativ mici, nu ajunge la curgere. Aportul prismului din beton comprimat în realizarea forței D este mare (vezi fig. 3.4).

În această fază, în zonele întinse de la capetele grinzilor apar primele fisuri și în armăturile acestor zone eforturile ajung la valorile cR_a . După schimbarea sensului momentului, armăturile care în prealabil au fost solicitate la eforturile cR_a , au deformații remanente deloc neglijabile. Fisurile se vor închide numai după anihilarea acestor deformații, timp în care compresiunile vor fi transmise miezului, în mare parte, de armăturile comprimate ce ajung la curgere.

Dacă $A_a^{inf} \ll A_a^{sup}$, zona de beton comprimat este neglijabilă. În această situație, compresiunile din încovoiere vor fi transmise miezului doar de armături, prin forțele $C_{a,g}$ și $C'_{a,g}$. Lățimea prismului din beton comprimat și unghiul α se va reduce, mecanismul de grindă cu zăbrele preluînd majoritatea eforturilor din diagonala comprimată. Ca urmare, forța de compresiune D_b se va reduce considerabil sau poate fi chiar zero.

Poligonul forțelor la o comportare inelastică este prezentat în figura 3.5.b. Aprecierea relativă a mărimilor D_b , D_a , Q_{hb} și Q_{ha} , se poate face comparînd figura 3.4.b cu figura 3.5.b

Redistribuția rezistenței la forfecare orizontală de la mecanismul de bielă la cel de grindă cu zăbrele se face treptat, pînă la atingerea nivelului din figura 3.5.b. Încercările experimentale efectuate la noi și în străinătate au confirmat cele afirmate mai sus. În cazul subaprecierii rezistenței necesare în mecanismul de grindă cu zăbrele, nodul poate ceda la întindere diagonală.

O altă problemă de comportare, ce apare la nodurile inelastice, este deteriorarea aderenței de-a lungul armăturilor din grindă. Curgerea armăturilor pătrunde spre miezul nodului, ducând la deteriorarea aderenței și în această zonă. În consecință, lungimea de ancorare a barelor întinse se va micșora, iar efortul de aderență din nod va crește concentrându-se în special în zona centrală a nodului, așa cum se arată în figura 3.6.

Nemaiavând ancorare suficientă, este posibil ca barele să lungească în miez, provocând nu numai o reducere a rigidității îmbinării ci și o transformare a barelor comprimate în bare întinse. Acest lucru poate să apară la barele inferioare, unde probabilitatea deteriorării aderenței este mai mare, zona nefiind protejată de existența plăcii, straturilor de pardosea etc.

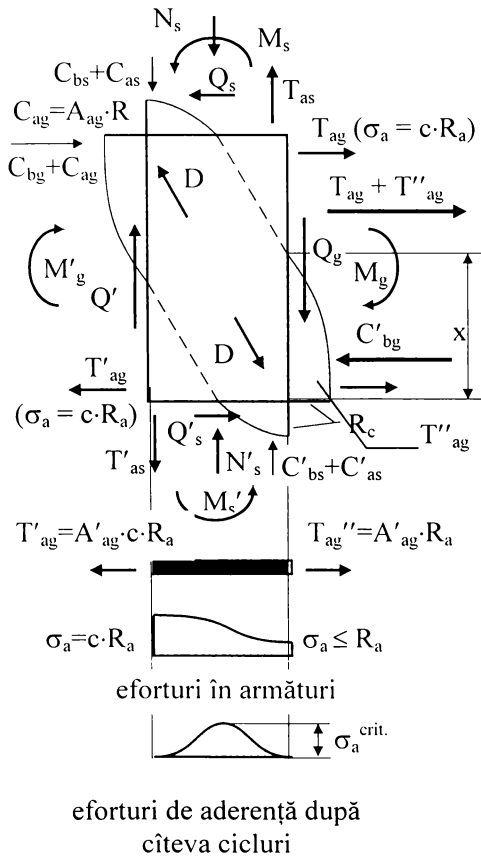


Fig.3.6 Deteriorarea aderenței la nodurile inelastice

Așa cum se arată în fig. 3.6, pe una din fețele nodului atât armătura superioară (T_{ag}) cât și cea inferioară (T'_{ag}) va fi întinsă. Contribuția vitală a armăturii comprimate pentru dezvoltarea unei ductilități adecvate (cerută de normele de proiectare) dispare. Ductilitatea acestei secțiuni neputând fi guvernată de deformațiile și rezistențele betonului, diminuarea aderenței va duce la o reducere severă a rigidității și a energiei disipate în cadru.

În plus, transformarea forței T'_{ag} din compresie în întindere va dezvolta o forță de compresie în beton $C'_{b,g}$ ce va trebui să echilibreze suma forțele T_{ag} și T'_{ag} , ducând la creșterea considerabilă a înălțimii zonei comprimate. Reducerea brațului de pârghie a cuplului interior va duce la diminuarea capacității portante a interfeței grindă-nod, putând să apară o cedare din încovoieră a capătului de grindă datorită zdrobirii

betonului.

În /M.12/ autorii, bazându-se pe rezultatele încercărilor experimentale efectuate în țară și în străinătate, apreciază că dacă s-a prevăzut suficientă armătură pentru preluarea forței tăietoare orizontale, nodul, prin mărirea prismului din beton comprimat, are rezerve să absoarbă creșterile compresiunilor de pe interfețele grindă-nod și cedările de la capetele grinzilor nu se vor produce.

Pentru a evita, totuși, pierderea aderenței la partea inferioară a grinzilor, barele inferioare se întrerup și se ancorează numai în miezul nodului.

3.3.1.1.3 Noduri la cadre pe două direcții

Aceleași mecanisme descrise la nodurile plane participă la preluarea forțelor tăietoare și în cazul nodurilor spațiale. Prismul din beton comprimat se formează aproximativ după diagonala colțurilor opuse. Mecanismul de grindă cu zăbrele este un mecanism spațial, format din două mecanisme de grindă cu zăbrele plane perpendiculare una față de alta.

În urma unor încercări experimentale, efectuate pe noduri spațiale cu grinzi scurte neîncărcate dispuse într-un plan perpendicular pe cel de solicitare, a apărut ideea că nodurile spațiale beneficiază mult de compresiunea triaxială a miezului, dată de confinarea realizată de prezența grinzilor pe cea de a doua direcție. Astfel, normele americane /A.2/ și Comitetul 352-ACI-ASCE, recomandă o reducere a procentului de armare la forfecare a nodurilor spațiale față de nodurile plane.

În Noua Zeelandă însă, încercările experimentale efectuate pe noduri spațiale cu grinzi încărcate pe ambele direcții /B.4/, au dus la alte concluzii. În cazul când articulațiile plastice apar în toate cele patru capete de grindă, nu numai efectul de confinare orizontală dispăre în întregime, dar pătrunderea curgerii armăturilor în nod pe cele patru direcții, va agrava condițiile de ancorare a barelor întinse din nod. Nodurile spațiale astfel încercate, au dus la performanțe inferioare comparativ cu cele plane.

Literatura de specialitate și recomandile noastre /M.12, S.6/ neglijează rolul pozitiv (în ipoteza că el există) a grinzilor perpendiculare pe planul de solicitare luat în considerare.

3.3.1.2 Noduri exterioare

În figura 3.7 sunt prezentate diferite tipuri de noduri exterioare și de colț, plane sau spațiale.

S-a arătat în paragraful precedent că grinzile plasticizate, transversale pe planul de solicitare considerat, nu aduc o contribuție favorabilă.

Ca urmare, pentru analiza comportării acestor noduri este suficientă analiza unui nod plan, verificarea nodului făcându-se separat pe fiecare direcție.

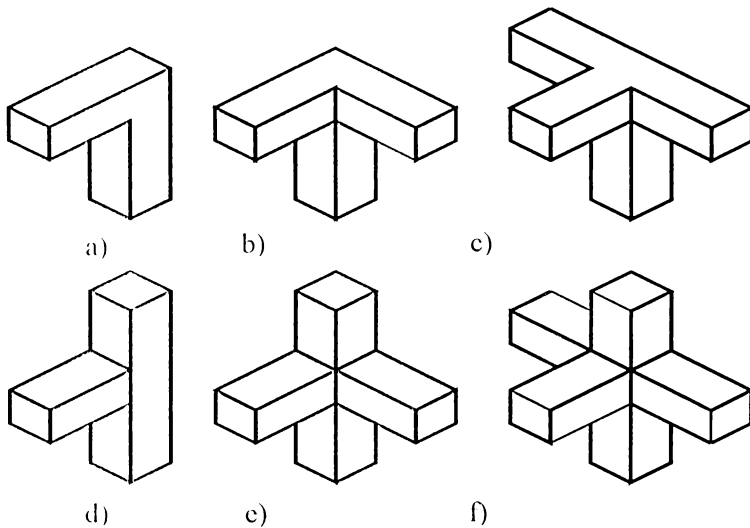


Fig.3.7 Noduri exterioare

Preluarea forțelor tăietoare orizontale și verticale de către nod, se face prin aceleași două mecanisme prezentate la nodurile interioare elastice și inelastice.

Starea de eforturi a nodurilor exterioare este dată în figura 3.8.

În continuare vor fi prezentate diferențele ce apar datorită ancorării diferite a barelor din grindă, a modului specific de lucru al armăturilor din stîlp și a influenței forței axiale a stîlpului asupra nodului.

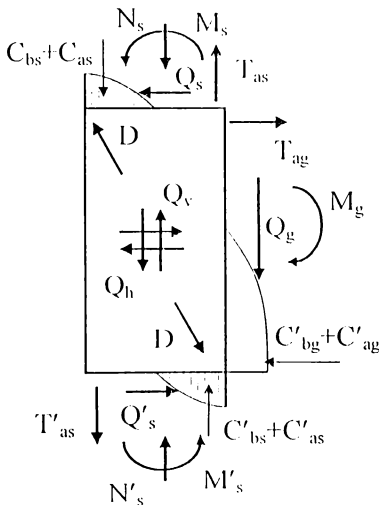


Fig.3.8 Nod exterior : starea de eforturi

1) Comportarea armăturii verticale din stîlp

Așa cum s-a arătat, armăturile de încovoiere din grinzi și stîlpi transmit eforturile miezului de nod prin aderență. Barele verticale ale stîlpului amplasate spre fața grinzii, au o comportare similară cu cea a nodurilor interioare. Barele amplasate spre fața exterioră a nodului, transmit prin aderență o mare parte a eforturilor stratului exterior de acoperire cu beton, dar în nod nu există nici un mecanism care să predea aceste eforturi miezului. Ca urmare, la încărcări alternante intense, betonul de acoperire se va separa de miez.

La o posibilă curgere a ramurilor etrierilor orizontali, umflarea laterală a miezului fiind mai mare decât a zonei inferioare și superioare a stîlpului, se poate produce o forfecare orizontală a betonului de acoperire.

În consecință stratul de acoperire lateral, de pe înălțimea nodului, se va separa de restul stîlpului și de structură, așa cum se poate vedea în figura 3.9.

Desprinderea betonului de acoperire pe înălțimea nodului va reduce nu numai rigiditatea la forfecare a nodului, dar și capacitatea la încovoiere a zonelor de capăt ale stîlpilor.

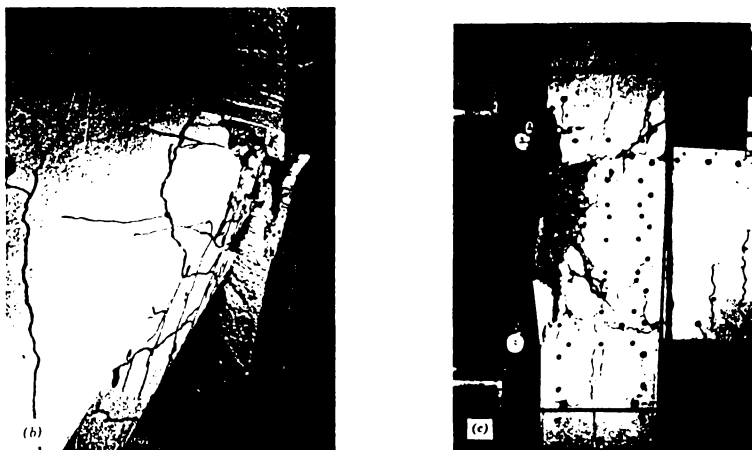


Fig.3.9 Cedări ale nodurilor exterioare și de colț

2) Comportarea armăturilor de încovoiere din grinzi

Barele longitudinale ale grinzii se termină pe fața opusă a nodului, fasonate la capete sub formă de L. Lungimea de ancorare a acestor bare dată de norme și recomandări (începînd de la fața interioară a stîlpului sau de la mijlocul nodului /A.2, S.4/) este în concordanță cu comportarea reală numai pentru nodurile elastice, la care $\sigma_a \leq R_a$.

Cînd grinda dezvoltă o articulație plastică în vecinătatea nodului ($\sigma_a = cR_a$), pătrunderea curgerii și deteriorarea simultană a aderenței dincolo de miezul nodului este inevitabilă. Deteriorarea aderenței pînă foarte aproape de îndoitura în L, a fost observată în încercările experimentale efectuate la Universitatea din Cantenbury și Detroit /M.12/.

Dacă deteriorarea aderenței în nodurile interioare poate fi suportată de capacitatea de absorbție a nodului, ducînd numai la o pierdere importantă de rigiditate, pierderea aderenței de-a lungul barelor orizontale ale nodurilor exterioare, ducе la cedaera totală a nodului. Ca atare, ancorarea corespunzătoare a acestor armături la nodurile inelastice este vitală.

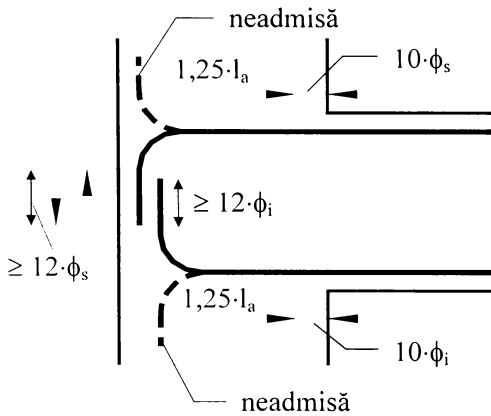


Fig.3.10 Ancorarea armăturilor în nodurile exterioare

Dacă ancoraera impusă de norme sau recomandări, prezentată în figura 3.10, nu se poate realiza, se recomandă adoptarea următoarelor soluții :

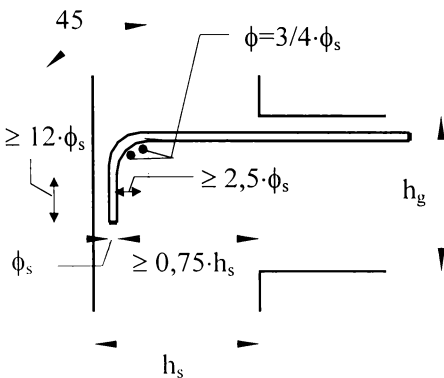


Fig. 3.11 Reducerea porțiunii de ancoraj a barelor /M12/

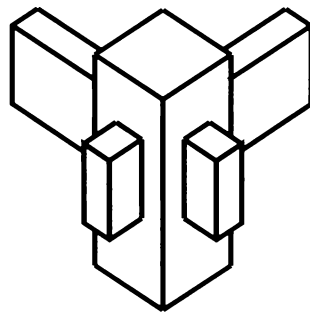


Fig.3.12 Prevederea de console scurte

- folosirea de bare cu diametre mai mici în grinzi ;
- folosirea plăcilor de ancorare de care se vor suda armăturile grinzii /P.7/;
- reducerea porțiunii verticale de ancoraj prin prevederea unor bare scurte transversale în interiorul îndoiturii, ca în figura 3.11 ;
- de cîte ori cerințele arhitecturale o permit, se pot prevedea console scurte la fața exterioară a stîlpului, ca în figura 3.12.

Adoptarea ultimei soluții permite rezolvarea în cele mai bune condiții a problemelor prezentate la punctul 1 și 2.

3) Influența forței axiale din stîlp

Față de nodurile interioare, forța tăietoare orizontală ce solicită nodul este mai mică. În consecință, prezența compresiunii axiale din stîlp va fi mult mai însemnată, putînd să reducă substanțial necesarul de armătură orizontală din nod (etrieri orizontali). La studiul nodurilor exterioare, trebuie avut în vedere că în unele combinații din gruparea specială de încărcări, forța axială din stîlp poate fi de întindere. În astfel de cazuri, grinda adiacentă nodului este întinsă la partea inferioară, situație în care forfecarea nodului este mai mică. Cu toate acestea, prezența forței de întindere din stîlp scade capacitatea de forfecare a nodului, ducînd la un necesar de armătură pentru forfecare mai mare decît în combinațiile ce dau forțe axiale de compresiune în stîlp ; se impune deci o verificare a nodului pentru ambele posibilități de apariție a forței axiale în stîlp.

3.4 Imbinările structurilor prefabricate

Conform unei anchete prezentată de /M.12/ privind imbinările grindă-stîlp la clădiri de locuit, social-culturale, hale parter și hale etajate parțial și integral prefabricate, practicate la noi în țară, 76 % sunt specifice structurilor parțial prefabricate și 24 % celor integral prefabricate.

Prefabricarea integrală se pretează la structurile hanelor industriale parter, unde secțiunile orizontale au o diversificare mai redusă și arhitectura interioară poate avea forme specifice procesului tehnologic. Folosirea prefabricării integrale duce, de regulă, la realizarea proiectelor tip, ce impun monotonia formelor și rigiditatea în compartimentare.

Din punct de vedere a concepției arhitecturale, a tehnologiei și mai ales a comportării antiseismice (linii verticale de rezistență elastice), pentru realizarea hanelor industriale etajate, a clădirilor de locuit, administrative și social-culturale se preferată prefabricarea parțială. O soluție des folosită este cea cu stîlpi monoliți și grinzi prefabricate.

În ce privește tipurile de imbinări, ele se înscriu într-o paletă amplă și variată. Fiecare tip de imbinare trebuie testată experimental pentru a corespunde cerințelor de exploatare a clădirii și comportării statice ce ia fost conferită în ansamblul structurii.

CAPITOLUL 4

TRANSFERUL FORTELOR TĂIETOARE LA INTERFETELE ÎMBINĂRILOR GRINDA - STÎLP

4.1 Motivații.

Studii teoretice și multe încercări experimentale privind îmbinările grindă-stîlp, efectuate în țară și pe plan mondial, precum și observațiile asupra avariilor produse de cutremurul din 4 martie 1977 /B.1, C.20/, au pus în evidență necesitatea abordării unei noi probleme privind comportarea îmbinărilor grindă-stîlp a structurilor antiseismice, la solicitări ciclice alternante (momente și forțe tăietoare).

Problema ce se pune este preluarea și transmiterea forțelor tăietoare asociate momentelor capabile ale grinzilor ce se dezvoltă în timpul incursiunilor postelastice în zonele adiacente nodurilor, prin interfața grindă-stîlp.

Ca atare, este necesar calculul riglelor de cadru la forțe tăietoare nu numai în secțiuni înclinate, ci și în **secțiuni normale** și anume, teoretic, la interfața grindă-stîlp.

Pînă acum nu există norme care să prevadă calculul riglelor cadrelor monolite antiseismice, la momente încovoietoare și forțe tăietoare în secțiuni normale pe axa grinzii.

Acest calcul afectează atît zonele de reazem ale structurilor monolite, cît și a structurilor cu grinzii prefabricate ce nu reazemă pe console scurte ale stîlpilor.

4.1.1 Comportarea la cutremur a îmbinărilor grindă - stîlp

În cele ce urmează ne vom referi la cîteva din studiile /B.3, C.13, F.7, N.1/ care au analizat comportarea construcțiilor la cutremurele din 1977 și 1986, privind avariile îmbinărilor grindă - stîlp ale structurilor monolite sau prefabricate.

Distrugerile la capetele grinzilor au fost aproape generale, diferind doar deschiderea și distribuția fisurilor.

La grinzile prefabricate rezemate pe stîlpi prefabricați sau monoliți, s-au înregistrat avarii produse de o singură fisură puternic marcată, localizată la fața de contact a grinzii sau la interfața grindă-stîlp (pe lățimea rostului de monolitizare).

Fisura verticală se întinde, de regulă, pe întreaga înălțime a grinzii, avariile fiind mai puternice fie la fața inferioară, fie la fața superioară (mai puțin vizibile din cauza plăcii, pardoselii, etc). Exemple de astfel de avarii sunt prezentate în figura 4.1 /C.22/.

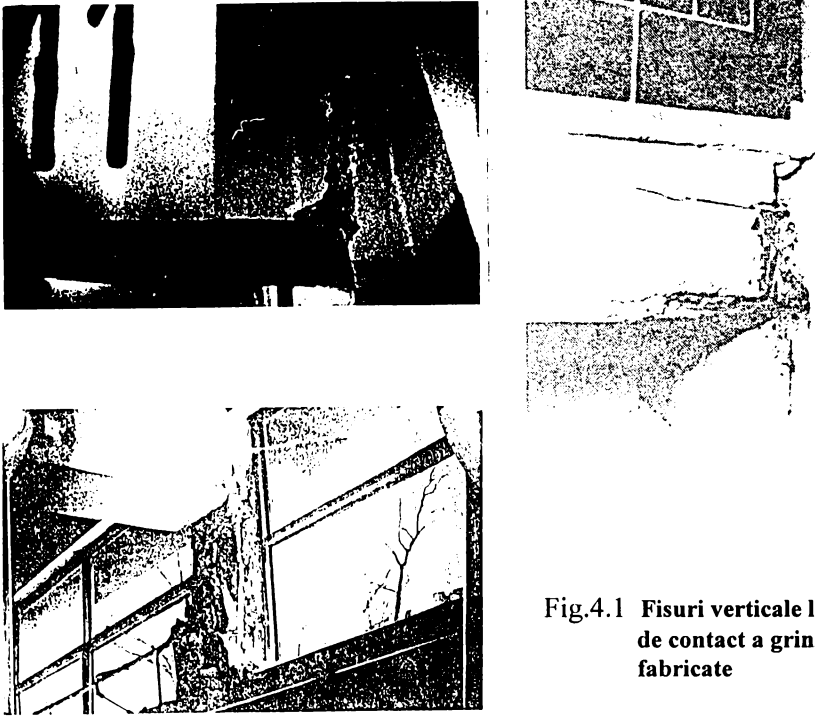


Fig.4.1 Fisuri verticale la fața de contact a grinzii prefabricate

La grinzile monolite cedările sau produs de obicei, pe o anumită zonă adiacentă nodului prin epuizarea capacității portante la forțe tăietoare într-o fisură înclinată. În aceste zone, în timpul unui seism, gradul de solicitare este mare alături la moment încovoietor cât și la forțe tăietoare.

Până la oficializarea normativului P100-78, verificarea la forțe tăietoare în aceste zone se făcea ca la orice grindă din beton armat, pe baza unui calcul static în domeniul elastic la valoarea încărcării seismice redusă prin intermediul coeficientului seismic $/S_4/$.

Reducerea se baza pe faptul că structurile din beton armat sunt ductile și au rezerve suficiente pentru a prelua energia indusă de seismul real, prin incursiuni postelastice a anumitor zone și redistribuirea eforturilor la zonele rămase cu o comportare elastică. Dar pentru ca structura să profite de zonele sale ductile, aceste zone trebuie protejate împotriva cedărilor la forțe tăietoare, cedări casante cu o evoluție scurtă în timp. Cedările din forțe tăietoare survin înaintea cedărilor din încovoiere, care sunt ductile și cu o evoluție lentă în timp. Această protecție nu era asigurată, la capetele grinzilor, pe durata unui seism.

Abia după 1977 prin P100-78 se introduce o oarecare protecție a zonelor plastice potențiale de la capetele grinzilor (pe o lungime egală cu de

două ori înălțimea grinzii) prin impunerea unui procent de armare pentru etrieri mai mare de 0,2 % și a unei distanțe maxime $a_e = 20$ cm.

Modul deficitar de protecție la forțe tăietoare a zonelor plastice potențiale de la capetele grinzilor a dus, în mod curent, la cedări din forțe tăietoare în secțiuni înclinate. Asemenea avarii sunt prezentate în figura 4.2 /C.22/.

4.1.2 Studii și cercetări experimentale ce pun în evidență problematica enunțată



Fig.4.2 Cedări la forțe tăietoare în secțiuni înclinate

Pe plan mondial încă din anii 70, s-au efectuat studii teoretice și mai ales experimentale pentru a stabili și a realiza mecanismul de cedare cel mai favorabil la structurile antiseismice.

Toate aceste experimentări au scos în evidență obligativitatea protejării zonelor plastice potențiale ale structurii împotriva cedărilor casante la forțe tăietoare în secțiuni înclinate.

Această protecție se asigură prin calculul grinzilor în secțiuni înclinate, la forța tăietoare asociată momentelor capabile din zonele plastice potențiale, calcul oficializat la noi în țară prin normativul P100-81.

În urma impunerii acestui calcul, în încercările experimentale a îmbinărilor grindă-stîlp, avariile de tipul celor arătate în figura 4.2 sunt evitate, punîndu-se în evidență comportarea zonelor adiacente nodurilor la momente încovoietoare plastice, rezultînd fisuri verticale în secțiuni normale, perpendiculare pe axa grinzii.

În aceste încercări se evidențiază clar faptul că incursiunea postelastică a zonei adiacentă nodului, se soldează cu deschiderea pronunțată a fisurii verticale la interfața grindă-stîlp.

În continuare se dau, spre exemplificare cîteva încercări experimentale.

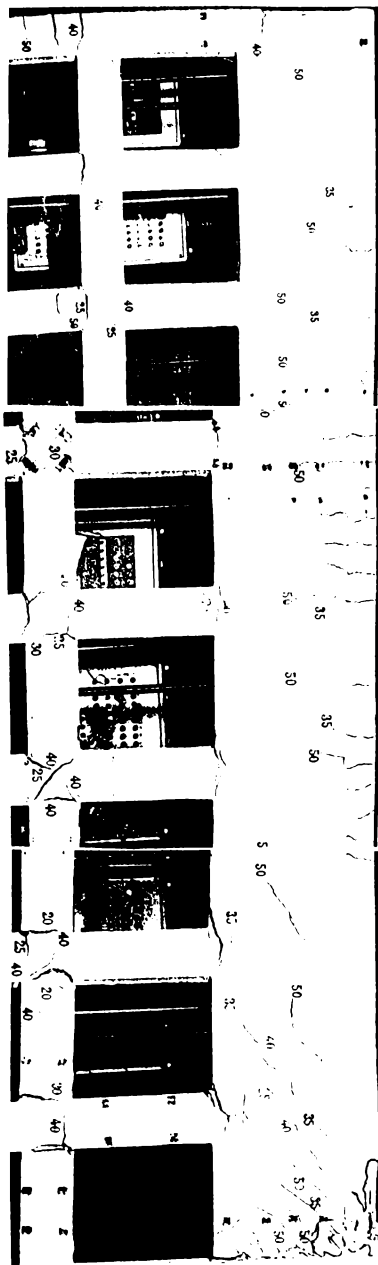


Fig.4.3 Model cadru-diafragmă : releveul fisurilor

(1) Încercarea experimentală prezentată în cap. 2 /A.14/, efectuată pe un model cadru - diafragmă cu 8 niveluri, realizat la scara 1:10. Raportul rigidităților diafragmei și stîlpilor, respectiv riglelor și stîlpilor a fost ales astfel încît modelul să se situeze în domeniul cadrelor - diafragme flexibile adică stîlpii să participe la preluarea încărcărilor orizontale.

Modelul a fost realizat din beton B250 și armat cu OL 38 (o armătură ductilă). Armarea riglelor este simetrică, sus și jos cîte 2 ϕ 6. Etrierii ϕ 4 la 5 cm au asigurat protecția împotriva cedărilor la forțe tăietoare a riglelor. Încărcarea orizontală aplicată în nodurile cadrului în trepte, a fost monotonă (de scurtă durată) parcurgînd următorul ciclu : încărcare pînă la fisurare, descărcare și încărcare pînă la rupere.

Releveul fisurilor este prezentat în figura 4.3.

Se observă că cedările riglelor s-au produs la momentul încovoietor printr-o fisură verticală, teoretic la interfața grindă-element vertical (stîlp, montant).

(2) Un alt exemplu edificator, preluat din /D.1/, se referă la încercarea unui nod central de cadru, solicitat la momente ciclice. În figura 4.4 se arată elementul după încercare.

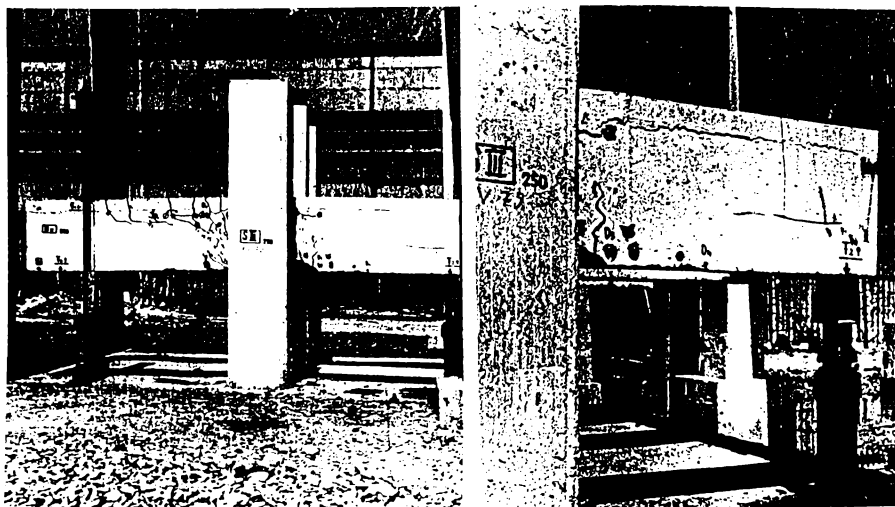


Fig.4.4 Nod de cadru : modul de cedare și releveul fisurilor

Modelul a fost executat la scara 1/1, din beton B250, armat cu bare longitudinale din PC52 și etrieri din OB37.

Schema statică și de încărcare este prezentată în figura 4.5. Încărcarea s-a aplicat alternant consolei din stânga - P și consolei din dreapta - P' .

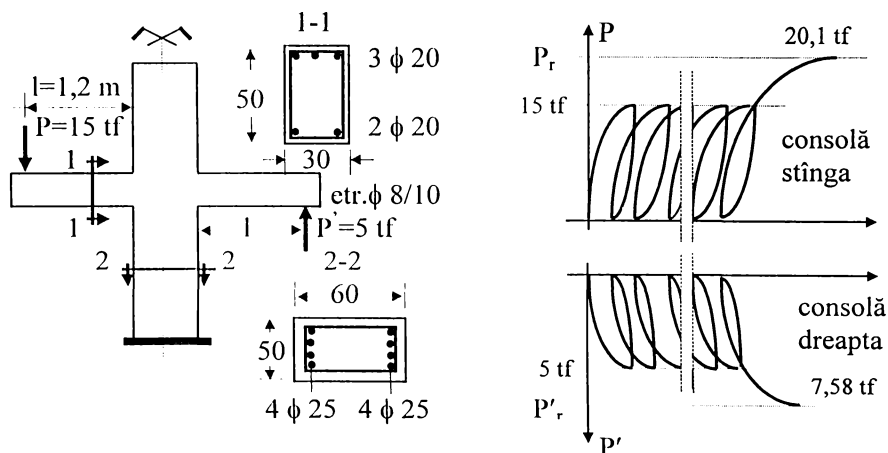


Fig.4.5 Schema statică și de încărcare

Ciclul de rupere s-a aplicat după efectuarea a 80 de cicluri.

În această încercare, exceptînd ultimul ciclu de rupere, cele două niveluri maxime de solicitare a ciclurilor sunt sub nivelul de plasticizare a zonelor adiacente nodurilor ($P = 15 \text{ tf} \cong 0,75 P_r$; $P' = 5 \text{ tf} \cong 0,65 P'_r$). Din acest motiv plasticizarea acestor zone s-a produs doar în ciclul ultim de rupere.

Etrierii $\phi 8$ la 10 cm au fost dispuși în mod identic pe consola din stînga și din dreapta stîlpului. În aceste condiții, față de schema de încărcare arătată în fig.4.5, protecția la forțele tăietoare asociate momentelor capabile în cele două console este asigurată în felul următor :

- consola din stînga

pentru $A_a = 18,48 \text{ cm}^2$; $A'_a = 6,28 \text{ cm}^2$; $a = a' = 4 \text{ cm}$; $R_a = 1,15 R_a = 345 \text{ MPa}$;
 $x = 9,76 \text{ cm}$; $l = 120 \text{ cm}$, rezultă:

$$M_{\text{cap}} = 241,49 \text{ KN m}; \quad Q_{\text{asoc}} = P_r = M_{\text{cap}} / l = 241,49 / 1,2 = 201 \text{ KN}$$

pentru $A_e = 0,503 \text{ cm}^2$; $a_e = 10 \text{ cm}$; $\sqrt{p} = 1,157$, rezultă :

$$Q_{\text{eb}} = 200,3 \text{ KN} \cong Q_{\text{asoc}} = 201 \text{ KN}$$

- consola din dreapta

pentru $A_a = 6,28 \text{ cm}^2$; $R_a = 345 \text{ MPa}$; $x < 2 a'$, rezultă :

$$M'_{\text{cap}} = 90,99 \text{ KN m}; \quad Q'_{\text{asoc}} = P'_r = M'_{\text{cap}} / l = 90,99 / 1,2 = 75,82 \text{ KN}$$

pentru $A_e = 0,503 \text{ cm}^2$; $a_e = 10 \text{ cm}$; $\sqrt{p} = 0,674$, rezultă :

$$Q'_{\text{eb}} = 148,93 \text{ KN} \gg Q'_{\text{asoc}} = 75,82 \text{ KN}; \quad \Delta \cong 49 \%$$

În consola din stînga Q_{eb} fiind practic egal cu Q_{asoc} , cedarea s-a produs simultan la moment încovoietor și forțe tăietoare. Traseul fisurilor din figura 4.4 indică clar acest lucru.

În consola din dreapta, unde protecția la forțe tăietoare este asigurată în proporție de 49 %, relevul fisurilor indică deschiderea unei fisuri verticale la interfața grindă - stîlp, datorită formării unei articulații plastice în zona adiacentă nodului. Această comportare este similară cu a intersecțiilor grindă-stîlp ale structurilor în cadre în timpul unui seism, conformă modului de abordare a calculului structurilor antiseismice prevăzut de norme /P.3/. Q_{asoc} se determină considerînd rezistența armăturilor pentru determinarea momentelor capabile la valoarea $(1,1 \div 1,25) R_a$, Q_{eb} se calculează cu rezistența etrierilor egală cu $0,8 R_a$. În plus, dimensionarea etrierilor nu se face, de regulă, din egalitatea $Q_{\text{eb}} = Q_{\text{asoc}}$, ci prin verificarea inegalității $Q_{\text{eb}} \geq Q_{\text{asoc}}$, după respectarea condițiilor constructive impuse de norme etrierilor ($p\% \geq 0,2\%$; $a_e \geq 20 \text{ cm}$ etc.).

În comportarea reală a structurilor antiseismice în timpul unui cutremur, amplitudinile maxime și minime a momentelor alternante (în zonele adiacente nodurilor), depășesc nivelul de plasticizare a acestor zone. Fisura verticală (pusă în evidență pînă acum) se deschide alternant sus și jos. Acest lucru se evidențiază foarte clar în încercările experimentale ce modelează real

comportarea îmbinărilor în timpul unui seism, când amplitudinile maxime și minime ale ciclurilor alternante duc la atingerea nivelului de plasticizare a zonelor adiacente nodurilor.

Spre exemplificare, în figurile 4.6, 4.7, 4.8 se redau releveele fisurilor a



Fig.4.6 Nod exterior

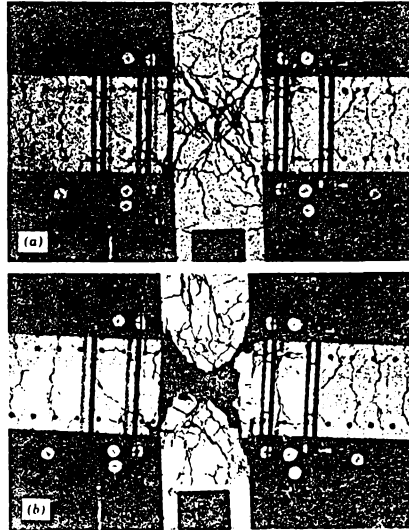


Fig.4.7 Nod interior : a - după primul ciclu la momente capabile alternante ; b - după 12 cicluri



Fig.4.8 Nod de colț : a - fisură verticală de cedare la interfața grindă-stîlp; b - desprinderea betonului de acoperire pe înălțimea nodului

trei încercări experimentale prezentate de Paulay și Park în /P.7/, făcând parte din studii privind comportarea nodurilor structurilor monolite la încărcări ciclice alternante.

În urmărirea unui ciclu de solicitare alternantă, zonele adiacente nodurilor

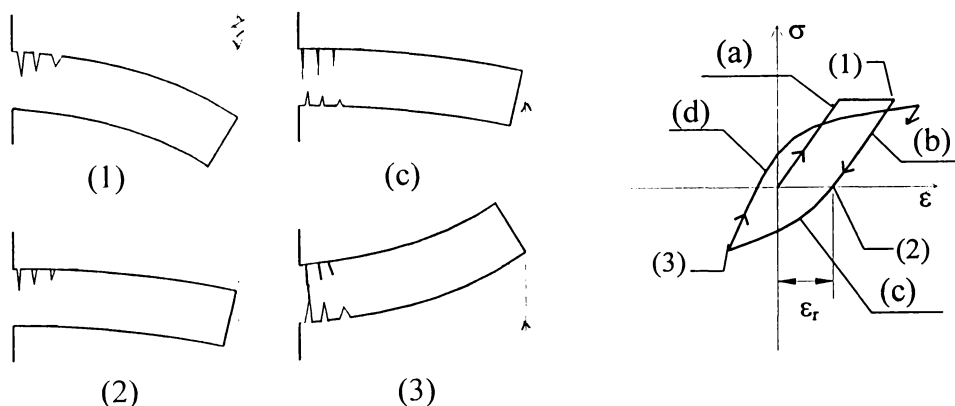


Fig. 4.9 Formarea fisurii normale sub încărcări alternante /P.7/

se plasticizează pe rând, sus și jos.

Având în vedere că în aceste zone $\xi \leq 0,25$, fisurile alternante se deschid pînă dincolo de mijlocul secțiunii. După primul ciclu alternant la care amplitudinea maximă și minimă atinge nivelul de plasticizare secțiunea verticală este complet fisurată, fisura verticală deschizându-se alternant sus și jos.

Există momente cînd secțiunea transversală este fisurată atît la partea superioară cît și la cea inferioară, situație prezentată în figura 4.9.c. Este adevărat că aceste situații nu apar la amplitudinile maxime ale ciclurilor alternante (punctele 1 și 3), cînd fisurile din zona comprimată se închid. Ele apar la amplitudini intermediare, pe ramura c a diagramei $\sigma - \epsilon$, cînd datorită deformațiilor remanente ϵ_r fisurile de la partea superioară nu ajung să se închidă pînă la deschiderea fisurilor de la partea inferioară.

Aciași situație a fisurilor verticale ce străbat toată secțiunea transversală, se remarcă și în figura 4.10. La structuri solicitate la încărcări laterale ciclice de amplitudine ridicată, așa cum se arată în figura 4.10.c, datorită rotirilor mari ale capetelor de grindă, sub acțiunea momentelor ciclice există posibilitatea ca fisurile să rămîină deschise atît la partea inferioară cît și la partea superioară a interfețelor grindă-stîlp. Figura 4.10 este reproducă după Buletinul 161 din august 1983 a C.E.B-ului, integrată în studiile referitoare la comportarea nodurilor interioare a structurilor antiseismice.

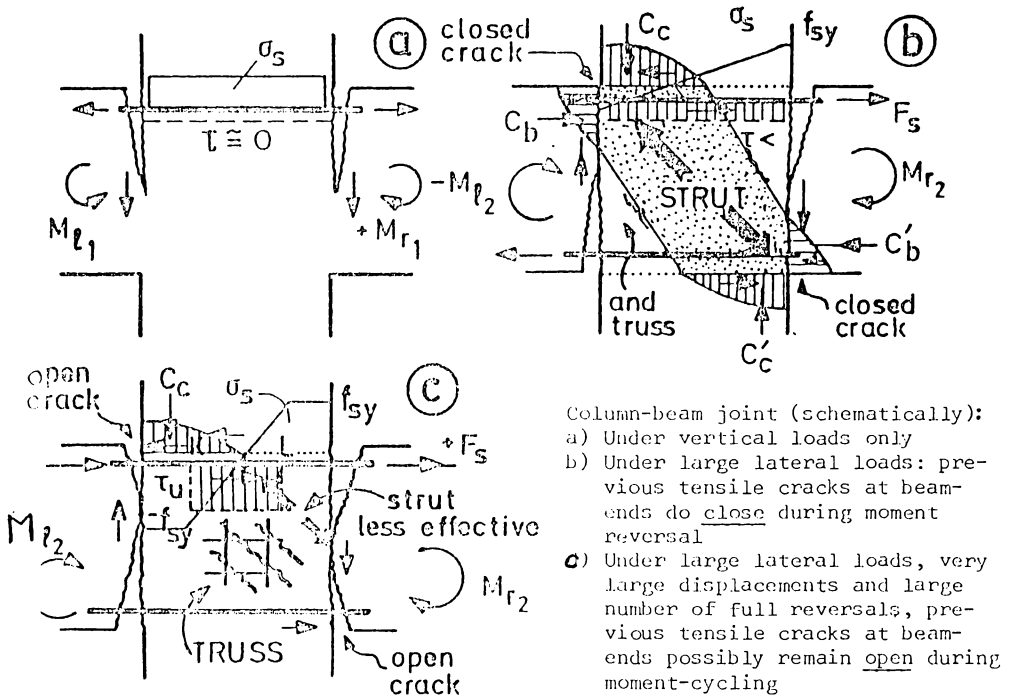


Fig.4.10 Fisurarea interfețelor grindă-stîlp în timpul momentelor alternante de intensitate ridicată, după /C.12/

Modul de lucru cu o fisură verticală deschisă pe toată înălțimea secțiunii transversale este specific unui nivel intermediar de solicitare la încovoiere și forță tăietoare și de altfel nu reprezintă o fază obligatorie în evoluția ciclică alternantă a fisurii. Exemplificările aduse arată însă, că secțiunea transversală este fisurată în timpul ciclurilor alternante. Acest fapt are importanță la evaluarea coeficientului de frecare pe zona din beton comprimat a secțiunii. Coeficientul de frecare se va lua pentru suprafețe rugoase, cum sunt considerate fețele fisurilor închise, nu pentru suprafețe ce fac parte din secțiuni nefisurate.

În concluzie, se poate afirma că la o dimensionare rațională a zonelor adiacente nodurilor la moment negativ și pozitiv (respectînd condiția de ductilitate $\xi \leq 0,25$) și la forțele tăietoare asociate momentelor capabile, secțiunea interfeței grindă - stîlp este complet fisurată, lucrînd cu fisurile din zona comprimată închise. Acest lucru se întîmplă după primul ciclu alternant în care se realizează plasticizarea în ambele sensuri a zonei adiacentă nodului.

În acest context, în interfața grindă - stîlp este necesar un calcul la moment încovoietor și forță tăietoare în secțiuni normale pe axa longitudinală, considerîndu-se interfața osecțiune fisurată la structurile monolite sau un rost deschis în cadrul grinzilor prefabricate.

4.2 Mecanisme de transfer ale forței tăietoare

Într-o secțiune transversală (încălinată sau normală) solicitată la încovoiere cu sau fără forță axială, ce prezintă o fisură deschisă pe o anumită înălțime a secțiunii, forța tăietoare - Q - se transmite prin trei mecanisme sau efecte (figura 4.12) :

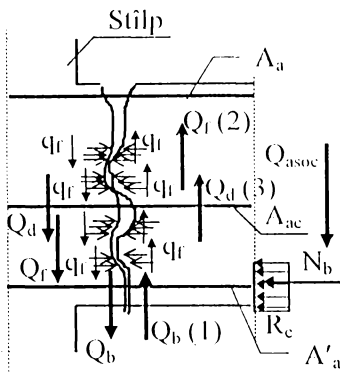


Fig.4.12 Mecanisme de transfer ale forței tăietoare

(1) transferul prin frecare în zona comprimată a secțiunii - forța Q_b ;

(2) transferul prin frecare între proeminentele de pe fețele fisurii rămase în contact - forța Q_f - numit în literatura de specialitate și "mecanismul angrenajului rugos" ce depinde de rugozitatea celor două fețe ale fisurii;

(3) transferul prin efectul de dorn - forța Q_d - la nivelul armăturilor întinse ce traversează fisura, datorită forfecării acestora.

Între anii 1965-1980 mulți cercetători și-au îndreptat atenția asupra comportării elementelor din beton armat la forțe tăietoare, fiind

efectuate un număr mare de încercări în țară și străinătate.

Mecanismele de transfer ale forței tăietoare au fost puse în evidență la transmiterea lunecărilor în rosturile de turnare sau în îmbinările panourilor mari, unde se prevăd armături tip conectori, dimensionate numai pentru preluarea lunecărilor.

În aceste secțiuni însă, lunecările (forțele tăietoare) nu sunt asociate cu un nivel ridicat de solicitare la moment încovoietor, asociere ce impune o altă matrice a ipotezelor de bază ce modifică raportul de participare a celor trei mecanisme la preluarea forțelor tăietoare.

Cei mai mulți cercetători s-au bazat pe conceptul că secțiunile solicitate la forțe tăietoare sunt traversate de armături longitudinale, transversale sau înclinate ce lucrează în domeniul elastic ($\sigma_a < \sigma_c$) pînă la epuizarea capacității portante a elementului.

În interfețele grindă - stîlp a structurile antiseismice însă, eforturile în armăturile întinse din zonele plasticizate se situează pe palierul de curgere, ceea

ce schimbă esențial modul de comportare a secțiunilor solicate la forțe tăietoare mari.

După anii 80, analizele și cercetările în acest domeniu au fost canalizate spre studierea mecanismelor de transfer a forțelor tăietoare în secțiunile fisurate solicate la încărcări ciclice repetate cu amplitudini mari ca rigle de cuplare, stâlpi și rigle scurte /C.12/.

4.2.1 Transferul forței tăietoare prin mecanismul angrenajului rugos

Mecanismul angrenajului rugos transmite forța tăietoare, prin frecarea dintre zonele fisurii rămase în contact.

Frecarea ce apare între două suprafețe în contact, depinde prin μ de natura suprafețelor, de rugozitatea lor. Din acest punct de vedere, în structurile din beton armat, suprafețele se clasifică în trei categorii după CEB-161/1983 /C.12/ :

- netede (fisurile din rosturile între beton și mortar, beton și metal etc.) ;
- micro-rugoase (fețele fisurilor apărute în betonul monolit) ;
- macro-rugoase (rugozități geometrice create prin tehnologii anume - îmbinările panourilor mari, etc), ultima categorie nefăcînd subiectul acestui capitol.

Codul model CEB-FIP/1990 clasifică suprafețele doar în două categorii : suprafețe netede și rugoase.

Suprafețele netede sunt considerate suprafețele betonului turnat în cofraje de lemn sau metal, suprafețele libere netezite după turnare cu ajutorul mistriei sau cu alt finisaj și fisurile din rosturile între beton și mortar sau metal.

Suprafețele rugoase sunt considerate suprafețele neincluse în prima categorie, precum și **interfețele fisurilor**. Suprafețele rugoase includ suprafețele micro și macro rugoase din prima clasificare.

Studiul acestui mecanism de transfer se poate face luînd în considerare un algoritm ce cuprinde, pe lîngă coeficientul de frecare, cel puțin trei mărimi dependente una de alta : efortul tangențial τ_r (sau forța Q_r) datorat frecării între asperități, lunecarea s între fețele fisurii și deschiderea medie a fisurii w .

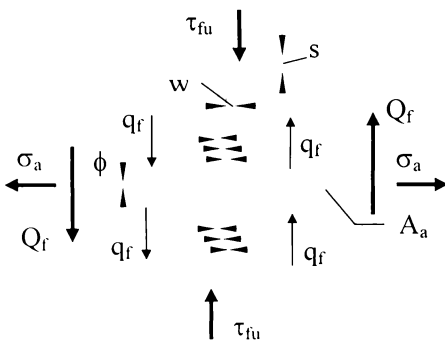


Fig.4.13 Mecanismul angrenajului rugos

Lunecarea s apare la orice secțiune solicitată la încovoiere, întindere sau compresiune cu mare excentricitate, la care fisurarea și deschiderea unei fisurii implică rotirea unei fețe a fisurii față de cealaltă. Rotirea are o componentă de deplasare verticală (lunecarea s) și una orizontală (deschiderea fisurii w). Modul de preluare al forțelor tăietoare în acest mecanism este prezentat intuitiv în figura 4.13.

Atîta timp cît deschiderea, respectiv lunecarea în fisură rămîn mai mici decît valorile limită w_u , respectiv s_{uf} , interfețele fisurii se consideră încă în contact la nivelul asperităților date de rugozitatea lor.

Local, în aceste zone, se dezvoltă eforturi de compresiune în beton σ_b , echilibrate de eforturile de întindere σ_a , ce iau naștere în armăturile ce străbat fisura. Dependența între aceste două eforturi se poate scrie prin intermediul coeficientului de armare ρ .

Deși capacitatea la lunecare sau forfecare a interfețelor este dată de eforturile active pe zonele în contact, toate normele apreciază această capacitate, printr-un efort tangențial luat ca o rezistență medie la forfecare, pe toată aria considerată a interfețelor.

Conform /C.3/ efortul tangențial de calcul ultim τ_{fu} , pentru o suprafață netedă, este dat de relația (4.1) iar pentru o suprafață rugoasă de relația (4.2):

$$\tau_{fu} = 0,4 \sigma_{cm} \quad (4.1)$$

$$\tau_{fu} = 0,4 R_c^{2/3} (\sigma_{cm} + \rho R_a)^{1/3} \quad (4.2)$$

unde:

R_c - este rezistența de calcul a betonului la compresiune ;

σ_{cm} - efortul unitar mediu de compresiune perpendicular pe fisură din cea mai defavorabilă grupare de încărcări ;

R_a - rezistența de calcul a conectorilor ;

ρ - coeficient de armare egal cu A_{ac} / A_i ;

A_{ac} - aria conectorilor pe zona considerată ;

A_i - aria îmbinării pe zona considerată.

Valoarea τ_{fu} se atinge pentru o lunecare $s_{uf} = 0,15 \sqrt{\sigma_{cm}}$ în cazul suprafețelor netede și $s_{uf} \cong 2$ mm în cazul suprafețelor rugoase. Interfețele grindă - stîlp fisurate se consideră suprafețe rugoase. În continuare se vor prezenta fenomenele transferului forței tăietoare și relațiile specifice acestor suprafețe.

Pentru o lunecare ce depășește valoarea ultimă de 2 mm, fețele fisurii nu mai sunt în contact iar mecanismul de transfer a forței tăietoare prin frecare nu mai are loc.

Se estimează că relațiile (4.1) și (4.2) sunt destul de aproximative, având în vedere faptul că se bazează pe încercări experimentale efectuate pe îmbinări cu suprafețe restrînse, izolate, la care deplasarea s , între fețele fisurii, este impusă și ca atare deschiderea fisurii w are o valoare practic constantă pe toată

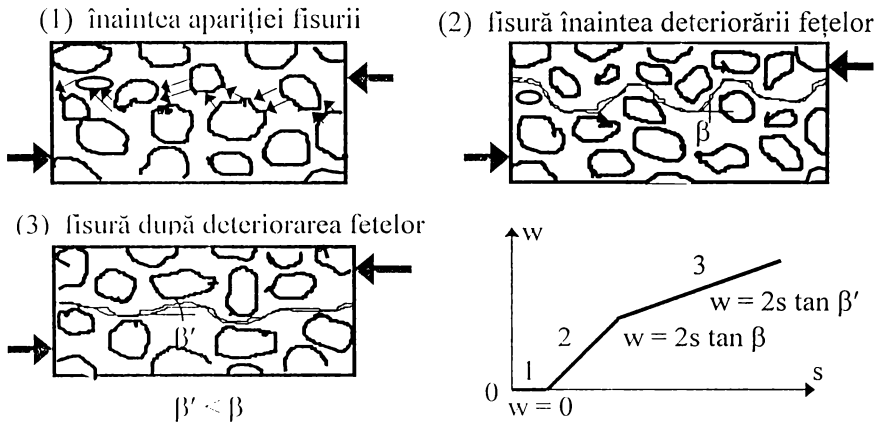


Fig.4.15 Deteriorarea fețelor fisurii sub încărcări ciclice alternante

lungimea fisurii.

În cazul interfețelor grindă-stîlp, w provine dintr-o rotire a interfețelor fisurii, nu dintr-o forfecare impusă. Rotirea interfețelor este dată de acțiunea momentului încovoiator și de plasticizarea zonei adiacente nodului. De asemenea nu se ține cont de deteriorarea fețelor fisurii sub acțiunea încărcărilor ciclice alternante.

Deteriorarea fețelor fisurii și diagrama $w - s$ sunt prezentate în figura 4.15 /C11/.

O evaluare mai certă a capacității portante ultime a acestui mecanism este dată tot în /C.3/, conform relației de mai jos:

$$Q_{fu} = \mu (A_{ac} R_a + N) \quad (4.3)$$

unde:

N este efortul secțional de compresiune;

μ - coeficientul de frecare.

Ceilați termeni au semnificațiile din rel.(4.2).

În /C.3/, valoarea Q_{fu} de calcul se reduce cu un coeficient al condițiilor de lucru γ_{Rd} , ce se poate lua egal cu 1.3 pentru rosturi deschise s-au secțiuni fisurate.

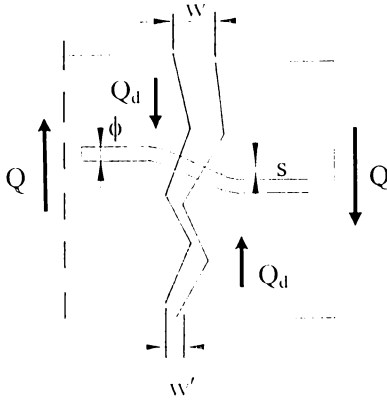


Fig.4.16 Efectul de dorn

Dacă efortul unitar de compresiune mediu σ_{cm} , respectiv forța axială N lipsește (cazul riglelor de cadru monolite sau prefabricate, unde forța axială este neglijabilă sau poate fi chiar de întindere) sau nu sunt prevăzute armături tip conectori, după depășirea stadiului de exploatare fețele fisurii nu mai rămân în contact decât pe o suprafață neglijabilă. În acest caz mecanismul nu mai este veridic și concludent și nu poate fi luat în considerare.

4.2.2 Efectul de dorn

Mecanismul de dorn sub efectul încărcărilor ciclice alternante a fost studiat în special de către Tassios T. P. și Vintzeleou E. /C.12/. Acesta este prezentat schematic în figura 4.16.

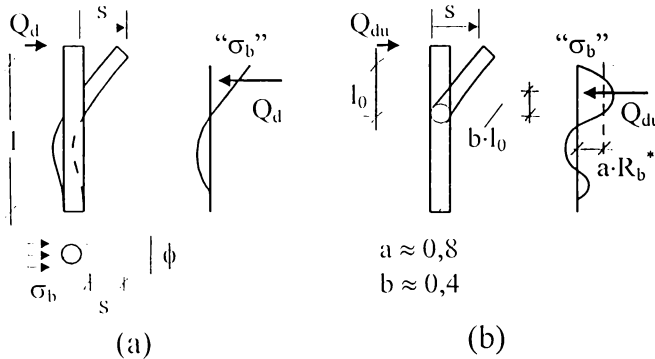


Fig.4.17 Comportarea armăturilor sub efectul de dorn
a - cvazi-elastică ; b - plastic-compresivă

Efectul de dorn într-un ansamblu armătură-beton, unde rezistența la compresiune a betonului influențează în mod direct comportarea de dorn a armăturii, poate fi urmărit în fig.4.17.

La un nivel de solicitare ciclică alternantă scăzută (Q mic) armătura supusă forfecării și betonul comprimat sub efectul acestei forfecări au o comportare **cvazi-elastică** (figura 4.17.a).

În acest stadiu, forța Q_d din efectul de dorn se poate determina cu relația :

$$Q_d = 250 s \phi R_c ; \quad [N] \quad (4.4)$$

unde ϕ este diametrul dornului în mm ; s - lunecarea în mm ; R_c - rezistența de calcul a betonului în N / mm².

Relația (4.4) este determinată pentru un modul de elasticitate secant $E_{sec} \cong 500 R_b$ corespunzător unui efort unitar de compresiune în beton $\sigma_b \cong R_b^* / 2$. Cu R_b^* s-a notat rezistența la compresiune triaxială a betonului, dată de relația (4.5) :

$$R_b^* \cong 5 R_b \quad (4.5)$$

La nivele de solicitare ciclică alternantă ridicate, se distinge un stadiu de comportare (a ansamblului armătură-beton) **plastic-compresiv**, prezentat în figura 4.17.b. La începutul acestui stadiu armătura formează o articulație plastică, dar betonul comprimat rămîne elastic pînă la valoarea $\sigma_b \leq R_b^* / 2$. Acest lucru se întîmplă dacă efortul unitar de întindere în bară σ_s respectă condiția :

$$\sigma_s \leq R_a. \quad (4.6)$$

Peste această valoare a efortului unitar σ_b , betonul se plasticizează pe o anumită zonă în jurul armăturii ce curge. La limita acestui stadiu efortul maxim în betonul comprimat plasticizat se consideră ca fiind rezistența la compresiune triaxială R_b^* (rel. 4.5).

Valoarea maximă a forței Q_d ce se atinge în acest mecanism (pentru situația în care betonul rămîne cu o comportare elastică, $\sigma_b \leq R_b^* / 2$ și $\sigma_s \leq R_a$), notată cu Q_{du} , se poate determina după Rasmussen /C.12/ cu relația :

$$Q_{du} = 1,3 \phi^2 \sqrt{R_c R_a} \quad [N] \quad (4.7)$$

Valorii maxime Q_{du} îi corespunde o lunecare $s=s_u$, în dreptul armăturii ce lucrează ca dorn.

În Buletinul 161/1983 a CEB-ului se prezintă o curbă teoretică de calcul, bazată pe experimentările și studiile proprii ale lui Vintzeleou E. și Tassios T. P. precum și pe studii și experimentări anterioare, ca de exemplu experimentările efectuate de Verdeyen J. și Gillet J. în 1967 pe piloți turnați în terenuri coezive. Piloții aveau în rosturile orizontale de turnare armături pentru transmiterea forțelor tăietoare în timpul încărcărilor ciclice alternante, ce lucrau ca dornuri .

Reproducem în figura 4.18.a diagramele $Q_d / Q_{du} - s / \phi$, trasate de Verdeyen J. și Gillet J. în urma încercărilor experimentale efectuate pe piloți, iar în figura 4.18.b curba teoretică de calcul $Q_d / Q_{du} - s$, dedusă de Vintzeleou E. și

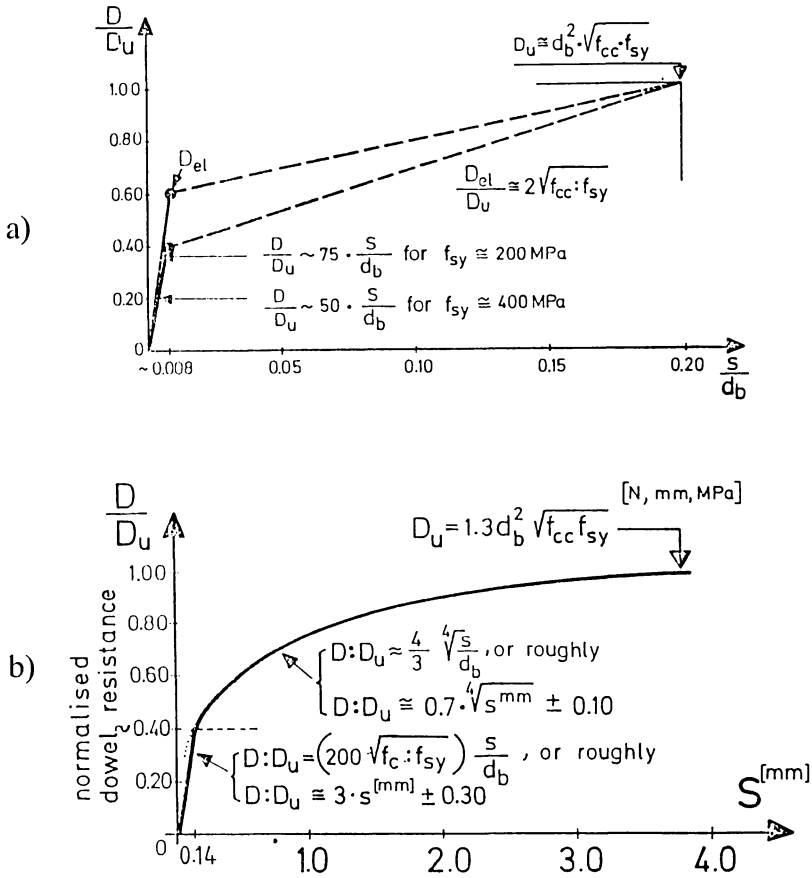


Fig.4.18 Efectul de dorn : a - diagrama $Q_d / Q_{du} - s / \phi$ după Verdeyen J. și Gillet J.
b - diagrama $Q_d / Q_{du} - s$ după Vintzeleou E. și Tassios T. P.

Tassios T. P. În ambele diagrame se pun în evidență cele două stadii de lucru arătate în figura 4.17.

Notațiile echivalente folosite în figura 4.18 sunt :

D	$\rightarrow Q_d$	f_{cc}	$\rightarrow R_c$
D_u	$\rightarrow Q_{du}$	f_{sy}	$\rightarrow R_a$
D_{el}	$\rightarrow Q_{d,el}$	ϕ	$\rightarrow d_b$

Pentru diametrii uzuali folosiți în armarea riglelor cadrelor antiseismice ($\phi 10 \text{ mm} \div 25 \text{ mm}$, $\phi_{med} = 17 \text{ mm}$), luncarea necesară în dreptul dornului pentru ca să obținem forța $Q_{d,el}$ (la limita domeniului elastic) este $s_{el} \approx 0.14 \text{ mm}$ (vezi fig. 4.18.b). Se poate determina raportul $Q_{d,el} / Q_{du}$ folosind relațiile (4.4) și (4.7) :

$$\frac{Q_{d,el}}{Q_{du}} = \frac{250}{1,3} \frac{s_{el}}{\phi_{med}} \sqrt{\frac{R_c}{R_a}} \quad (4.8)$$

$$Q_{d,el} \cong 1,5 \sqrt{\frac{R_c}{R_a}} Q_{du} \quad (4.8.a)$$

Lunecarea în dreptul dornului pentru atingerea valorii $Q_{d,el}$ se mai poate scrie și sub forma de mai jos, considerînd raportul $s_{el} / \phi_{med} = 0,14 / 17 \cong 0.008$:

$$s_{el} \cong 0,008 \phi_{med} \quad (4.9)$$

În Codul model CEB-FIP din 1990 valoarea forței Q_{du} este indicată prin relația (4.10), în care pe lângă parametri din relația (4.7) se mai iau în considerare încă doi parametri ε și ζ :

$$Q_{du} = \phi^2 \left[\sqrt{1 + (1,3 \varepsilon)^2} - 1,3 \varepsilon \right] \sqrt{R_c R_a} \left(1 - \zeta^2 \right) \leq A_s \frac{R_a}{\sqrt{3}} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{\phi} \sqrt{\frac{R_c}{R_a}} \quad (4.11); \quad \zeta = \frac{\sigma_s}{R_a} \quad (4.12)$$

unde:

e este excentricitatea forței Q_d față de axa verticală de simetrie a secțiunii ;

ζ - nivelul de solicitare a barei la efort axial ;

σ_s - efortul unitar axial în bară din alte solicitări, luate simultan ;

A_s - aria secțiunii transversale a barei ce lucrează ca dorn.

În /C.3/, valoarea Q_{du} dată de relația (4.10) se reduce pentru rosturi deschise sau secțiuni fisurate, cu un coeficient al condițiilor de lucru $\gamma_{Rd} = 1,3$.

Valoarea Q_{du} se atinge pentru lunecarea din forță tăietoare s_u :

$$s_u \geq 0.1 \phi \quad (4.10.a)$$

Efectul de dorn se poate lua în considerare dacă sunt îndeplinite următoarele condiții :

(1) să apară o lunecare s între cele două fețe ale secțiunii;

(2) în armătura luată în considerare, efortul unitar axial din alte solicitări cumulate σ_s , să fie mai mic decât efortul unitar de curgere; pentru $\sigma_s = R_a$, Q_{du} este zero ;

(3) aderența între bară și beton, în stînga și în dreapta fisurii, să nu fie diminuată prin degradări ;

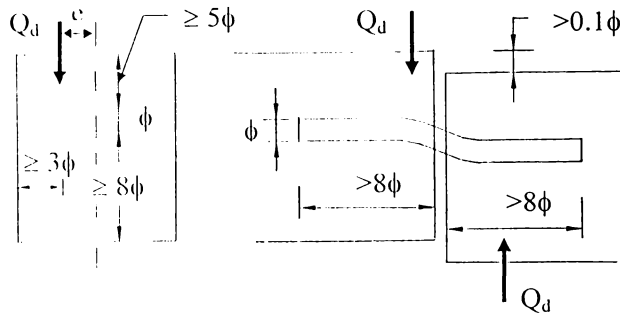


Fig.4.19 Acoperiri și lungimi de ancoraj în efectul de dorn după /C.3/

(4) respectarea acoperirilor și lungimilor de ancoraj indicate în figura 4.19.

Respectarea condiției (3) este obligatorie deoarece echilibrul mecanismelor de transfer a forțelor tăietoare se realizează numai prin intermediul aderenței. Pentru o bună aderență se recomandă ca diametrele barelor de tip dorn să nu fie mai mari de 25 mm.

Dacă nu sunt îndeplinite cerințele condiției (4), capacitatea portantă a barei de tip dorn este neglijabilă, despicarea betonului de acoperire survenind la o valoare foarte mică a lunecării s din tăiere.

4.2.3 Transferul forței tăietoare prin frecare în zona comprimată

Mecanismul transferului forței tăietoare prin frecare în zona comprimată este foarte cunoscut și luat în considerare în toate calculele ce implică preluarea sau transmiterea forței tăietoare. Forța tăietoare preluată prin acest mecanism se determină cu relația:

$$Q_b = \mu N_b \quad (4.13)$$

unde:

N_b este rezultanta forțelor de compresiune din zona comprimată de beton ;

μ - coeficientul de frecare.

Literatura de specialitate cuprinde o gamă largă a modului de apreciere a coeficientului de frecare. Parcurgem mai jos indicațiile date de principalele norme și prescripții.

- Conform CEB nr.161/1983, /C.12/

Aceste norme apreciază coeficientul de frecare doar pentru zone în care frecarea este mobilizată de conectori transversali, ce țin fețele fisurii sau a rostului în contact.

$$\begin{aligned} \mu &= 0,1 \sim 0,8 && \text{pentru } \rho f_y = 10 \text{ MPa ;} \\ \mu &= 0,8 \sim 0,6 && \text{pentru } \rho f_y = 15 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

unde ρ este coeficientul de armare, iar f_y limita de curgere a conectorilor.

- Conform codului neozelandez NZS /S.3/, valorile coeficientului μ sunt :
 - 1,4 - pentru beton monolit (secțiuni nefisurate) ;
 - 1,0 - pentru beton turnat pe beton întărit cu rugozitatea cuprinsă între 2÷5 mm ;
 - 0,7 - pentru beton turnat pe oțel profilat sau pe beton întărit cu rugozitate naturală.
- Conform codului american ACI 318-83, /A.2/, valorile coeficientului μ sunt :
 - 1,4 - pentru beton monolit ;
 - 1,0 - pentru beton turnat pe beton întărit cu suprafața prelucrată ;
 - 0,7 - pentru beton turnat pe suprafețe de beton prevăzute cu conectori ;
 - 0,6 - pentru beton turnat pe beton întărit cu suprafața neprelucrată.
- Conform Codului model CEB-FIP/1990, /C.3/, μ se consideră astfel :
 - 0,5 sau 0,6 - pentru suprafețe netede ;
 - 0,9 - pentru suprafețe rugoase (în care se includ și fisurile închise).
- După Fouré B. /F.19/ μ se consideră :
 - 0,70 - pentru suprafețe netede (cofrate) ;
 - 0,70 ÷ 1,0 - pentru suprafețe cu striuri ;
 - 1,05 - pentru suprafețe brute sau buciardate.
- Conform normativului P 101 - 79, valorile coeficientului μ sunt :
 - 0,2 - la contactul beton - mortar ;
 - 0,35 - la contactul beton - beton.

De altfel și Agent R. /A.8/, la verificarea preluării lunecărilor în rosturile orizontale de turnare ale diafragmelor, recomandă coeficientul de frecare egal cu 0,2.

În același context, Park R. și Paulay T. /P.7/ propune valoarea de 0,8. Profesorul Lewicki B. /C.12/ recomandă chiar valoarea 1, pentru îmbinările panourilor mari.

- Conform STAS 10 107/0-90, /S.4/, μ ia valorile :

- 1,4 - pentru beton turnat pe beton întărit cu asperități realizate artificial, ce depășesc 5 mm ;
- 1,0 - pentru beton turnat pe beton întărit cu asperități ce au adâncimea între 2 ÷ 5 mm ;
- 0,7 - pentru beton turnat pe beton întărit cu suprafețe neprelucrate sau pe plăci metalice.

Toate aceste valori sunt recomandate în zone unde există o distribuție uniformă a conectorilor sau a armăturilor tip conectori. În cadrul diafragmelor, armăturile tip conector sunt formate din armăturile verticale de pe zona întinsă.

/S.4/ include o secvență de verificare la lunecare, într-un plan potențial perpendicular pe axa elementului. Pentru elementele făcând parte din structuri antiseismice, în zonele A...E, se indică înmulțirea efortului secțional de compresiune cu coeficientul 0,6 μ rămânând însă același ca la verificările în rosturile structurilor obișnuite.

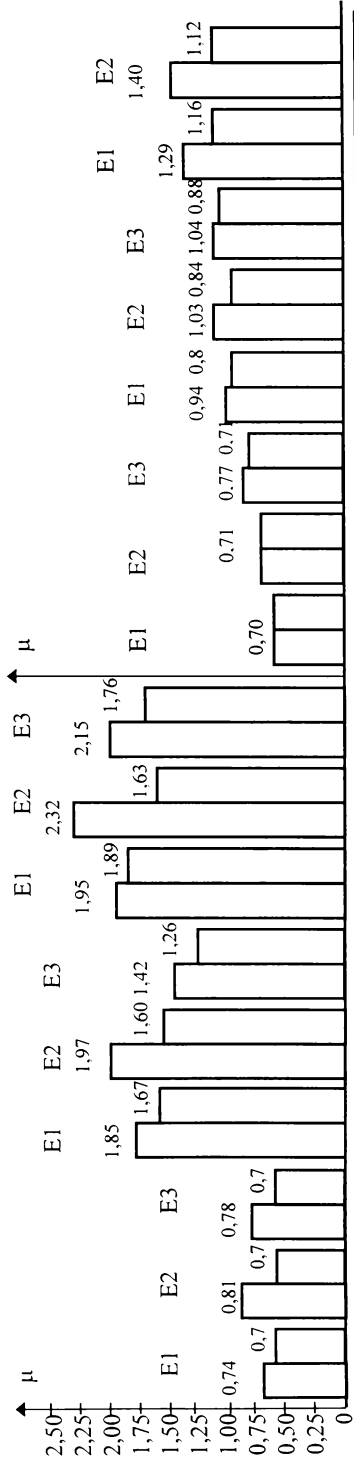
- Conform EC8, /E.1/ și /E.2/, coeficientul de frecare se consideră :

/E.2/, în relația de verificare a rosturilor de turnare de la baza diafragmelor, ia în considerație valoarea minimă a coeficientului de frecare egală cu 0,333 (vezi rel. 4.22).

/E.1/, în aceeași verificare, amintită mai sus, cu o relație scrisă în altă componentă, consideră $\mu = 1$.

- Conform /C.14/

Puține norme țin cont de scăderea coeficientului de frecare, între fețele fisurilor, în timpul ciclurilor alternante. Deteriorarea fețelor fisurii se produce datorită închiderii și deschiderii repetate a fisurii, concomitent cu rotirile alternante ale secțiunii, ceea ce produce o aplatizare a asperităților de pe fețele fisurii. Acest lucru este pus în evidență în studiile și încercările experimentale, efectuate de un colectiv de cercetare al ICCPDC-ului - Filiala Cluj-Napoca,



Δ [mm]	0,20	0,50	1,00	0,20	0,50	1,00	0,20	0,50	1,00	0,20	0,50							
ϵ %	5,40	13,58	10,25	9,70	18,80	11,26	3,23	30,00	18,00	0,00	0,00	4,00	14,80	18,44	15,38	10,00	20,00	
μ_{\min}	0,70	0,70	0,70	1,67	1,60	1,26	1,89	1,63	1,26	0,70	0,71	0,74	0,80	0,84	0,88	1,16	1,12	
σ [MPa]	SN			SP			SB			SN			SP			SB		
				0,80									2,00					

Notă: - în E1 sunt incluse primul și ultimul ciclu din etapa corespunzătoare deplasării impuse $\Delta = 0,20$ mm; - E2 - idem, pentru deplasarea impusă $\Delta = 0,50$ mm; - E3 - idem, pentru deplasarea impusă $\Delta = 1,00$ mm; - ϵ % reprezintă diferența procentuală între valoarea maximă și minimă a frecării cauze E.

Fig.4.20 Coeficientul de frecare μ pentru suprafețe netede, prelucrate și brute /C.14/

pentru stabilirea coeficientului de frecare între betoane de diferite calități, la încărcări monotone și alternante.

În încercările efectuate s-a studiat frecarea pe elemente cu diferite suprafețe de alunecare.

Spre exemplificare s-au reținut elementele cu suprafața de forfecare netedă (SN) obținută prin cofrare, prelucrată (SP) și brută (SB).

În cadrul elementelor (SP) prelucrarea interfeței s-a realizat prin stropire cu apă și periere cu bidineaua după începutul prizei. A doua zi s-a reluat operația perierii făcându-se cu peria de sîrmă. Aspectul acestei suprafețe este cel mai apropiat de interfețele fisurilor în betonul monolit.

După montarea în mecanismul de încercare suprafețele de forfecare au fost prefisurate prin întindere, modelîndu-se o secțiune fisurată sau un rost deschis.

Încercările s-au făcut pentru două valori ale efortului normal $\sigma_n = 0,8 \text{ MPa}$ (SN8, SP8, SB8) și $\sigma_n = 2 \text{ MPa}$ (SN20, SP20, SB20). Forfecarea s-a realizat în trei etape cu deplasări impuse de 0,50 mm, 1,00 mm și 5 mm. În fiecare etapă s-au efectuat 3, 4 cicluri alternante la aceeași deplasare impusă, pînă la stabilizarea relativă a încărcării orizontale.

În graficul din figura 4.20, se indică valorile coeficienților de frecare μ pentru cele trei tipuri de suprafețe și scăderea lor procentuală în timpul fiecărei etape.

La suprafețele netede μ este practic constant și egal cu 0.7, în toate fazele încercării.

La cele prelucrate și brute scăderile între primul și ultimul ciclu (la aceeași deplasare impusă) sunt cuprinse între (9,70 ÷ 18,80) % la suprafețele prelucrate și între (3,23 ÷ 30) % la cele brute. La aceste suprafețe μ depinde pe lîngă numărul de cicluri aferente unei deplasări impuse și de mărimea efortului normal pe suprafață. Pentru $\sigma_n = 0,8 \text{ MPa}$, $\mu_{\min} = 1,26$ pentru suprafețele prelucrate și 1,63 pentru cele brute. Pentru $\sigma_n = 2 \text{ MPa}$, $\mu_{\min} = 0,8$ pentru suprafețele prelucrate și 1,12 pentru cele brute. În /C.14/ se propun pentru μ valorile :

- 0,70 pentru suprafețe netede (cofrate) ;
- 0,80 pentru suprafețe prelucrate ca mai sus ;
- 1,12 pentru suprafețe brute.

Trebuie avut în vedere faptul că la o creștere a efortului unitar normal de la 0,8 MPa la 2 MPa, μ_{\min} are o scădere de 36% (de la 1,25 la 0,8), iar pe parcursul plasticizării zonelor adiacente nodurilor efortul normal σ ajunge la valori apropiate rezistenței la compresiune a betonului, valori mult mai mari decît 2 MPa.

Avînd în vedere încadrările posibile în norme (1 ÷ 0,2) și scăderea acestor valori la încărcări ciclice alternante, cît și indicațiile de mai sus, se va considera în continuare coeficientul de frecare pentru transmiterea forței tăietoare în zonele

plastice potențiale $\mu=0,6$ pentru structurilor monolite și $\mu=0,7$ pentru îmbinările structurilor prefabricate.

Nici o normă nu specifică direct coeficientul de frecare pentru fisurile deschise sau închise din betonul monolit.

În mod indirect, Codul model CEB - FIP/1990 include fețele fisurilor în cadrul suprafețelor rugoase, indicându-se relații diferite de calcul a eforturilor unitare de forfecare, pentru suprafețe netede și rugoase.

4.3 Luarea în considerare a mecanismelor de transfer ale forței tăietoare în interfața grindă - stîlp la structurile monolite

4.3.1 Mecanismul de transfer prin frecare

Transferul forței tăietoare prin zona comprimată a secțiunii se poate lua în considerare la valoarea dată de relația (4.13). Aportul acestuia este însă redus în zonele plasticizate, înălțimea zonei comprimate fiind mică ($\xi \ll 0,25$).

4.3.2 Mecanismul angrenajului rugos

De regulă, normele prevăd verificări la lunecare în :

- secțiuni horizontale, la fața de contact între un element prefabricat sau o grindă metalică și suprabetonarea monolită ;
- secțiuni normale pe axa elementului, în rosturile de turnare ale diafragmelor verticale monolite;
- rosturile horizontale și verticale ale panourilor mari.

În toate aceste situații se prevede amplasarea de conectori cât mai uniform distribuiți, în lungul planului de lunecare /S.4/.

În cazul diafragmelor rolul de conectori îl au armăturile verticale din inimă. De regulă, aceste armături distribuite constructiv la un procent minim de armare, nu se iau în considerare la dimensionarea diafragmelor la compresiune excentrică.

Bazîndu-se pe existența conectorilor normele iau în considerare numai mecanismul angrenajului rugos. Conectorii sunt dimensionați pentru păstrarea fețelor fisurii în contact și realizarea în acest fel a frecării necesare preluării forțelor de lunecare.

Codul model CEB-FIP/90 exprimă valoarea de calcul a efortului unitar tangențial, în îmbinările solicitate la lunecare prin relația :

$$\tau_{Rd} = \beta f_{ctd} + \mu (\rho f_{yd} + \sigma_{cd}) \leq 0,25 f_{cd} \quad (4.14)$$

unde :

f_{ctd} este rezistența de calcul redusă a betonului la întindere ;

β - coeficient avînd valorile 0,1 sau 0,2 pentru suprafețe netede și 0,4

pentru cele rugoase.

- ρ - coeficientul de armare, pentru armăturile tip conectori ;
 f_{yd} - rezistența de calcul a armăturii (R_a) ;
 f_{cd} - rezistența de calcul a betonului la compresiune (R_c) ;
 σ_{cd} - efortul unitar de calcul de compresiune din încărcările exterioare, calculat pentru cea mai defavorabilă grupare de încărcări.

Termenul βf_{ctd} reprezintă coeziunea betonului înainte de fisurare. Aportul acestui termen este nul în cazul secțiunilor complet fisurate. De regulă, la verificările în rosturile de turnare sau între elemente prefabricate, rosturile se consideră fisurate.

În același mod abordează problema și STAS-ul 10107/0-90, exprimând valoarea forței capabile la lunecare a unei îmbinări prevăzută cu conectori prin relația :

$$L_{cap} = \mu (A_{ac} R_{at} + N) + A_{ai} R_{at} (\cos \alpha + \mu \sin \alpha) \quad (4.15)$$

unde :

- N este efortul secțional de compresiune ;
 A_{ac} - conectori transversali pe îmbinare ;
 A_{ai} - conectori înclinați ;
 α - unghiul de înclinare a conectorilor A_{ai} ;
 μ - coeficientul de frecare egal cu 0,7.

EC8/1993 /E.1/, determină forța capabilă la lunecare $V_{Rd,s}$ în rosturile de turnare a diafragmelor (vezi figura 4.21), luînd în considerare efectul de dorn cu relația :

$$V_{rd} = V_{dd} + V_{fd} + V_{id} \quad (4.16)$$

în care :

$$V_{dd} = 1,3 A_{sj} \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \leq 0,25 A_{sj} f_{yd}$$

$$V_{id} = A_{si} f_{yd} \cos \varphi$$

$$V_{fd} = \mu (A_{sj} f_{yd} + N_s) \xi + M_s / z$$

$$\leq 0,25 f_{cd} \xi l_w b_w$$

unde :

ξ este înălțimea relativă a zonei comprimate ;

$\mu=1$ - pentru suprafețe de beton turnat pe suprafețe rugoase fără lapte de ciment ;

z - brațul de pîrghie a cuplului interior.

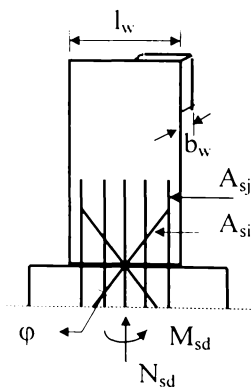


Fig.4.21

Notă : - notațiile din rel. (4.15) sunt în conformitate cu STAS 10107/0-90 ;
 - notațiile din rel. (4.16) și fig. 4.21 sunt în conformitate cu EC8/1993.

Semnificațiile celorlalți termeni sunt cele date în rel. (4.14) și în fig. 4.21.

Cu excepția lui /E.1/, normele neglijează efectul de dorn în favoarea mecanismului angrenajului rugos. Cele două mecanisme sunt interdependente, neputându-se conta pe ambele capacități portante ultime Q_{fu} și Q_{du} . Conectorii participă la realizarea ambelor mecanisme în același timp. Păstrînd fețele fisurii în contact realizează atît efectul angranjului rugos (pentru $s \leq 2$ mm), cît și efectul de dorn.

Relațiile pentru calculul efectului de dorn conțin explicit lunecarea s între fețele fisurii. Aceste valori (w și s) sunt greu de controlat printr-un calcul direct, în cazurile enumerate mai sus. Luînd în considerare doar mecanismul angrenajului rugos, controlul acestor două valori se face indirect prin determinarea ariei necesare a conectorilor, pentru a ține fețele rostului în contact. Aria conectorilor se determină cu valoarea R_a , epuizînd capacitatea lor portantă în acest mecanism.

În cazul zonelor plastice potențiale ale riglelor de cadru, deschiderea fisurii din interfața grindă-stîlp (și funcție de ea valoarea s) se poate determina din condițiile impuse de plasticizarea zonei. În plus, în aceste zone deschiderea fisurii nu mai este controlată de armături dispuse uniform pe secțiune, ci de curgerea armăturilor din zona întinsă plasticizată.

Forța tăietoare preluată prin mecanismul angrenajului rugos poate fi evaluată cu rel. 4.3. Dacă armăturile tip conector participă și în alt mod la preluarea solicitărilor din secțiune, rezistența de calcul R_a luată în considerare în relația (4.3), se va afecta cu coeficientul de reducere ζ , dat de rel. (4.12), și relația (4.3) devine :

$$Q_{fu} = \mu (A_{ac} \zeta R_a + N) \quad (4.17)$$

4.3.3 Luarea în considerare a efectului de dorn

Pe baza studiului parametric al relației (4.10), /C.3/ și a diagramei din figura 4.17.a /C.12/, se fac în continuare următoarele constatări și propuneri:

(a) Avînd în vedere termenul $(1 - \zeta^2)$ al relației (4.10), unde $\zeta = \sigma_s / R_a$, pentru $\sigma_s = R_a$ rezultă $Q_{du} = 0$. Se regăsește condiția (2) de la punctul 4.2.2, adică faptul că efectul de dorn se poate lua în considerare numai pentru armături ce nu lucrează pe palierul de curgere în timpul acțiunii seismice.

În incursiunea postelastice a interfeței grindă-stîlp armătura întinsă A_a lucrează pe palierul de curgere ($\sigma_a = \sigma_s \geq R_a$) și ca urmare nu participă la transmiterea forței tăietoare prin efectul de dorn.

(b) În armătura comprimată A'_a se ia efortul unitar $\sigma'_a \geq R_a$ din motivele arătate în continuare. Secțiunile de reazem ale riglelor se proiectează ca secțiuni dublu

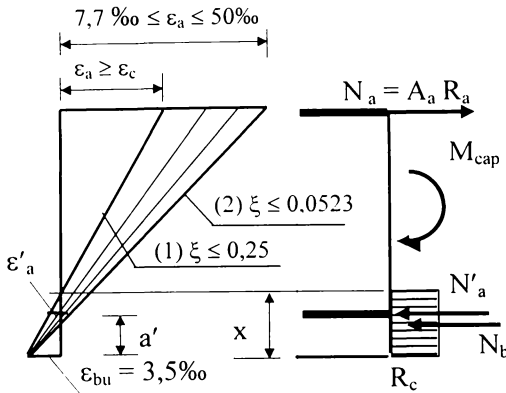


Fig.4.21.a Starea de solicitare într-o articulație plastică activă

armate cu armătura A'_a comprimată cunoscută, determinată din calculul la momentul pozitiv (ce întinde fibra inferioară) sau din condiții de armare a cîmpului. Determinarea armăturii A_a din zona întinsă se face considerînd în armătura comprimată efortul unitar egal cu R_a .

Considerarea valorii R_a în armătura comprimată este reală chiar și cînd la verificarea secțiunii (cu ariile efective) condiția dată de

STAS 10107/0-90 $x \geq 2 a'$ nu este îndeplinită. Această condiție este valabilă pentru structuri proiectate în gruparea fundamentală cînd deformația specifică în armătura întinsă $\varepsilon_a \leq 10 \%$.

În aceste condiții eforturile unitare din armătura comprimată pot fi relativ mici, armătura neajungînd la curgere.

Cu totul alta este situația într-o articulație plastică activă după prima incursiune postelastice alternantă, cînd rigiditatea la compresiune a betonului este diminuată atît la partea superioară cît și la cea inferioară.

În incursiunile postelastice următoare deformația specifică ε_a în armătura superioară întinsă crește pînă la limita de 50‰. Această creștere va duce la scăderea înălțimii x a zonei comprimate de beton și implicit a forței N_b , avînd în vedere și rigiditatea erodată a betonului comprimat (vezi fig.4.21.a).

C-tin C. Mihai, V. D. Hobjilă și N. S. Mihalache în lucrarea "Noduri grindă-stîlp pentru structuri de beton armat" /M.12/ afirmă (pe baza încercărilor experimentale) că datorită deformațiilor remanente de întindere din zona inferioară și a reducerii rigidității la compresiune a betonului forțele de compresiune din beton se vor reduce considerabil sau chiar pot deveni egale cu zero. Momentul capabil al secțiunii și forța $N_a = N_b + N'_a$ rămînd practic constante, scăderea forței N_b impunînd creșterea forței N'_a și a efortului unitar σ'_a din armătura A'_a . Deoarece σ'_a are o valoare apropiată de R_a la începutul incursiunii postelastice, această creștere presupune curgerea armăturii comprimate într-o articulație plastică activă.

În consecință nici armăturile comprimate A'_a nu participă la transmiterea forței tăietoare prin efectul de dorn.

Problema ipotezei secțiunilor plane, a compatibilității deformațiilor și a evaluării forței N_b într-o articulație plastică activă rămîne o problemă deschisă și o propunere de studiu teoretic și experimental în viitor.

În cele mai multe cazuri, forța tăietoare asociată momentelor capabile (ce se dezvoltă în zonele plasticizate adiacente nodurilor) nu poate fi transmisă numai prin zona comprimată de beton. Se impune dispunerea unor armături suplimentare de tip conectori (cu aria transversală notată A_{ac}).

(c) Armăturile suplimentare trebuie amplasate în zona centrală, în așa fel încât să fie cît mai puțin solicitate din acțiunea momentului încovoiător. În aceste condiții putem neglija aportul lor la evaluarea momentului capabil al secțiunii. Pentru calcul, armătura A_{ac} este suficient de bine definită dacă o amplasăm cu

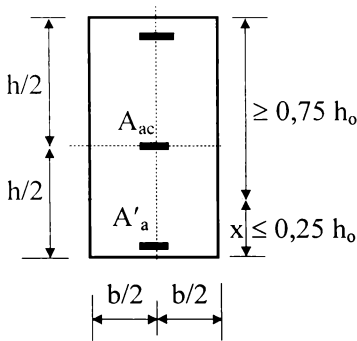


Fig.4.22 Amplasarea armăturii de tip conectori

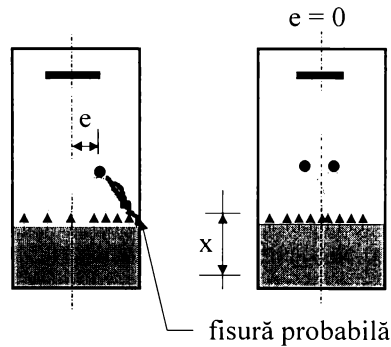


Fig.4.23 Influența dispunerii nesimetrice a armăturilor de tip conectori

centrul de greutate în centrul de simetrie a secțiunii, ca în figura 4.22.

Această amplasare simplifică mult concepția proiectantului de armare și alcătuire a grinzii.

(d) Concentrarea armăturii A_{ac} în centrul de simetrie a secțiunii, permite considerarea în calcule a excentricității $e = 0$. Dispunerea efectivă a barelor se va face simetric față de axa verticală a secțiunii și va trebui să îndeplinească prevederile condiției (4) de la punctul 4.2.2 (vezi fig. 4.19).

O dispunere nesimetrică a armăturilor A_{ac} , duce la scăderea efectului de dorn, prin intermediul termenului ε al rel. (4.10). Scăderea apare datorită modificării stării de eforturi în betonul comprimat din jurul armăturilor, situație indicată în figura 4.23.

(e) Dacă deplasarea s la nivelul armăturii A_{as} , este cuprinsă între $s_{el} < s < s_u$, valoarea efortului Q_d se deduce din relația (4.18) sau pentru un $\phi_{med} = 17$ mm din relația (4.18.a).

Dacă $s \leq s_{el}$, Q_d se determină cu relația (4.19) sau pentru ϕ_{med} cu relația (4.19.a). Pentru $s \geq s_u$, $Q_d = Q_{du}$ dat de relația (4.10). Relațiile de mai jos sunt în concordanță cu figura 4.17.a.

- pentru $s_{el} < s < s_u$:

$$Q_d = \frac{4}{3} \sqrt[4]{\frac{s}{\phi}} Q_{du} \quad [N] \quad (4.18)$$

$$Q_d = [0,655 \sqrt[4]{s}] Q_{du} \quad [N] \quad (4.18a)$$

- pentru $s \leq s_{el}$:

$$Q_d = 200 \frac{s}{\phi} \sqrt{\frac{R_c}{R_a}} Q_{du} \quad [N] \quad (4.19)$$

$$Q_d = 11 s \sqrt{\frac{R_c}{R_a}} Q_{du} \quad [N] \quad (4.19a)$$

În relațiile 4.18...4.19 valorile termenilor se introduc în N și mm.

4.3.4 Interdependența mecanismelor angrenajului rugos și al efectului de dorn

4.3.4.1 Interdependența capacităților portante ultime

Se propune în continuare o relație cumulată a capacităților ultime a efectului de dorn și a angrenajului rugos- Q_{df} . Exprimarea capacității de forfecare prin efectul de dorn și prin efectul angrenajului rugos, cu relația (4.10) și (4.17), face explicită interdependența celor două efecte prin intermediul coeficientului $\zeta = \sigma_s/R_a$ (vezi rel. 4.12).

Dacă forța Q_{du} , dată de relația (4.10), se exprimă funcție de $A_{ac} = \pi \phi^2/4$, pentru $e = 0$ se obține relația (4.20), valabilă când $s \geq s_u$

$$Q_{du} = 1,3 \frac{4 A_{ac}}{\pi} \sqrt{R_c R_a (1 - \zeta^2)} = 1,65 A_{ac} \sqrt{R_c R_a (1 - \zeta^2)} \quad (4.20)$$

Cumulînd relația (4.20) cu relația (4.17), se obține capacitatea portantă maximă la forfecare a celor două efecte- Q_{df} -valabilă pentru $s_u \leq s \leq s_{uf}$.

$$Q_{df} = Q_{du} + Q_f = \left[1,65 \sqrt{R_c R_a (1 - \zeta^2)} + \mu \zeta R_a \right] A_{ac} \quad (4.21)$$

Odată cu creșterea raportului ζ scade Q_{du} , crește Q_f și Q_{df} . Din acest motiv, normele în verificările rosturilor la lunecare, renunță la efectul de dorn în favoarea efectului angrenajului rugos. O altă motivație a renunțării, este și faptul că valoarea Q_{du} se obține pentru $s \geq s_u$, pe cînd o dimensionare a armăturii A_{ac} la R_a , conduce la atingerea valorii Q_f la orice deplasare din tăiere $s \leq s_{uf} = 2$ mm.

Argumentele sunt plauzibile pentru zonele care nu lucrează în domeniul plastic, avînd o suprafață întinsă suficient de mare, controlată de conectori.

În interfețele grindă-stîlp, zona întinsă controlată de conectori (armătura A_{ac}) este redusă și lunecarea s , în evoluția plasticizării, depășește valoarea limită $s_{uf} = 2$ mm.

Dependența celor trei forțe (Q_{du} , Q_f și Q_{df}) față de ζ este prezentată în diagrama din figura 4.24.

4.3.4.2 Interdependența capacităților portante intermediare

În zonele plastice potențiale adiacente nodurilor se definesc de către autoare, două limite între care trebuie preluată forța tăietoare:

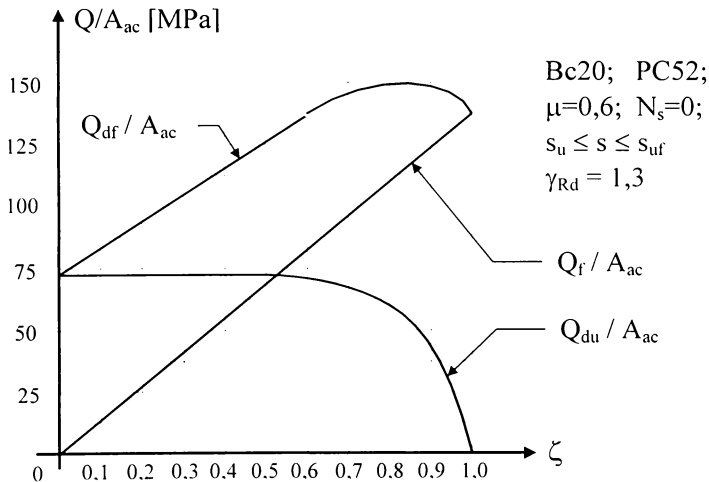


Fig.4.24 Dependența forțelor Q_{du} , Q_f , Q_{df} de ζ

caz (1) - Q_{max} și s_{min} , situație ce se poate aprecia a fi la atingerea momentului capabil, în stadiul III ($\epsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$; $\epsilon_a > \epsilon_c$; $\zeta \leq 0,25$);

caz (2) - Q_{\max} și s_{\max} , situație ce se poate aprecia a fi la limita rotirii capabile a articulației plastice ($\epsilon_{au} = 50 \%$).

În cazul (1), la limită pentru $\xi = 0,25$, matricea valorilor dependente va fi următoarea: $w \cong 0,008 h_o$, $s \cong 0,32 h_o/10^4$ (s fiind deplasarea în dreptul centrului de greutate a armăturilor A_{ac} , la nivelul $h/2$). Pentru un $h_o = (350 \div 1000)$ mm rezultă o deplasare $s = (0,0112 \div 0,032)$ mm.

La $\xi = 0,2$ rezultă: $w \cong 0,02 h_o$, $s \cong 1,59 h_o / 10^4$. Pentru $h_o = (350 \div 1000)$ mm rezultă o deplasare $s = (0,055 \div 0,159)$ mm. Calculul valorilor w și s este prezentat în subcapitolul 4.4.2.

În această situație efectul de dorn este destul de redus ($s < s_{el} = 0,14$, vezi fig.4.18.a și rel. 4.8), ponderea avînd-o efectul angrenajului rugos. La valori ale lui ξ cuprinse între $0,2 \div 0,5$ se poate renunța la efectul de dorn, considerînd conectorii participanți doar la realizarea efectului angrenajului rugos. De regulă însă, în zonele plastice potențiale $\xi < 0,2$.

În evoluția plastică spre cazul (2), ponderea efectului de dorn crește: ca urmare rezistența R_a a conectorilor nu mai poate fi considerată ca fiind consumată în întregime la realizarea angrenajului rugos.

În cazul (2) $w \cong 0,1 h_o$ și $s \cong 0,005 h_o$. Pentru un $h_o = (350 \div 1000)$ mm, deplasarea $s = (1,75 \div 5)$ mm. s fiind mai mare decît $s_u = 0,1\phi = (1,0 \div 2,5)$ mm (pentru $10 \leq \phi \leq 25$ mm), efectul de dorn poate fi considerat la capacitatea maximă Q_{du} . Efectul angrenajului rugos, practic nu mai poate fi luat în considerare s fiind mai mare decît $s_{ur} = 2$ mm, deoarece fețele fisurii rămîn în contact pe o zonă foarte redusă.

EC8/1988 /E.2/, determină forța capabilă la lunecare ($V_{Rd,s}$) în rosturile de la baza diafragmelor, considerînd efectul de dorn (V_{dd}), aportul armăturilor înclinate (V_{id}), aportul forței axiale de compresiune din gruparea specială (N_{sd}), neglijînd frecarea în zona comprimată de beton, datorată încovoierii și efectul angrenajului rugos (vezi fig. 4.21).

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + \mu_{f,\min} N_{sd} \quad (4.22)$$

unde:

$$V_{dd} = 1,5 A_{sj} \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

$$V_{id} = A_{si} f_{yd} \cos \varphi$$

$$\mu_{f,\min} = 0,333$$

Semnificația termenilor este dată la rel.(4.16) și în fig. 4.21.

EC8/1993 /E.1/ determină aceiași forță capabilă la lunecare ($V_{Rd,s}$) luînd în considerare aceleași trei componente, în modul următor (vezi rel. 4.16 și fig. 4.21):

- se reduce efectul de dorn cu 14 % (V_{dd});

- se ia în considerare și efectul angrenajului rugos redus prin intermediul lui ξ și frecarea în zona comprimată datorată încovoierii (V_{id});
- coeficientul de frecare se mărește de la 0,333 la 1;
- aportul armăturilor înclinate rămâne neschimbat (V_{id}).

Avînd în vedere argumentele de mai sus, în concordanță cu diagrama din fig. 4.24, se propune luarea în considerare a celor două efecte împreună conform relației :

$$Q_{df} = K A_{ac} \quad (4.23)$$

$$K = k(s) D + \mu \zeta R_{at} \quad (4.24)$$

$$D = 1,65 \sqrt{R_c R_a (1 - \zeta^2)} \quad (4.25)$$

unde :

$k(s)$ este termen adimensional de reducere a forței ultime Q_{du} , ce depinde de deplasarea s ;

ζ - conform rel. (4.12);

R_{at} - rezistența redusă a armăturii, definită conform /S.4/ (pentru armături OB37 și PC52 egală cu $0,8 R_a$).

K și $k(s)$ se consideră după cum urmează :

(1) Pentru $s \leq s_{el} \cong 0,14$ mm, aportul efectului de dorn este redus ($Q_{d,el} \cong 0,4Q_{du}$) și se neglijează ($\zeta = 1$; $k = 0$) :

$$K = \mu R_{at} \quad (4.24.a)$$

(2) Pentru $s_{el} < s < s_u = 0,1\phi$ efectul angrenajului rugos nu se mai ia în considerare, la preluarea forței tăietoare participînd doar efectul de dorn ($\zeta = 0$) :

$$K = k D \quad (4.24.b)$$

- dacă se impune diametrul ϕ al armăturilor A_{ac} , K se determină în acord cu rel. (4.18) și termenul k este :

$$k = \frac{3}{4} \sqrt[4]{\frac{s}{\phi}} \quad (4.26)$$

- dacă se consideră un $\phi_{med} = 17$ mm (pentru $\phi 10 \div \phi 25$) K se determină în acord cu rel. (4.18.a) și termenul k este :

$$k = 0,655 \sqrt[3]{s} \quad (s \text{ în mm}) \quad (4.27)$$

(3) Pentru $s \geq s_u$, efectul de dorn lucrează la capacitatea portantă ultimă ($\zeta = 0$; $k = 1$):

$$K = D \quad (4.24.c)$$

O valoare intermediară a lui ζ (între 0 și 1) va putea fi luată în considerare numai pe baza unor cercetări teoretice și experimentale viitoare, la ora actuală neputîndu-se delimita participarea procentuală a armăturilor de tip conectori în preluarea forței tăietoare prin efectul de dorn și prin efectul angrenajului rugos.

4.4 Calculul în secțiuni normale pe axa grinzii, solicitate concomitent la moment încovoietor capabil și forță tăietoare asociată

În acest subcapitol autoarea propune o metodologie de calcul pentru preluarea forței tăietoare asociată momentelor capabile în interfața grindă-stîlp, sub încărcări ciclice alternante de nivel ridicat, la structuri monolite.

Starea de solicitare a secțiunii este arătată în figura 4.25.a și b. Capacitatea portantă la tăiere a secțiunii normale este dată de forța Q_b (frecarea pe zona comprimată de beton) și forța Q_{dr} (efectul de dorn și a angrenajului rugos) produsă de armătura A_{ac} .

O noutate este luarea în considerare a efectului de dorn nu la valoarea ultimă Q_{du} ci funcție de deplasarea s . Una din contribuțiile acestei lucrări este calculul deplasării s la nivelul armăturilor A_{ac} , funcție de înălțimea relativă a zonei comprimate de beton, asociată momentului capabil.

4.4.1 Principii de bază și ipoteze de calcul

(1) Calculul se efectuează în secțiunea considerată teoretic articulația plastică a zonei plasticizate. În mod obișnuit, la structurile monolite articulațiile plastice apar la interfețele grindă-stîlp. Excepție fac situațiile în care se dorește un nod elastic și articulația plastică se depărtează de fața stîlpului.

(2) Calculul se efectuează în starea limită de rezistență, pe secțiunea plasticizată solicitată la M_{cap} , Q_{asoc} și N_s , figura 4.25. În acest stadiu în dreptul centrului de greutate a armăturii A_{ac} se dezvoltă deplasarea transversală s (vezi fig. 4.25.c).

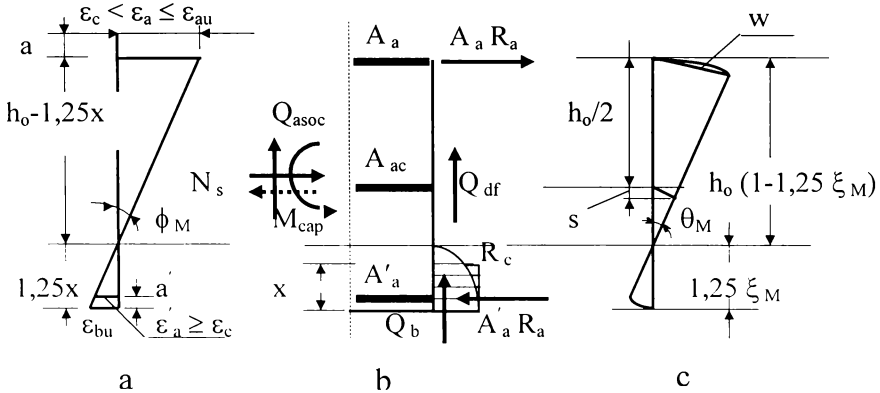


Fig.4.25 Principii de bază și ipoteze de calcul : a - curbura secțiunii ; b - starea de eforturi ; c - rotirea secțiunii

În figura 4.25 notațiile sunt :

- ϵ_{bu} - este deformația specifică maximă, în zona comprimată din beton ;
- ϵ_{au} - deformația specifică maximă admisă în armătură ;
- ϵ_a - deformația specifică în armătura A_a , asociată momentului capabil;
- ϵ_c - deformația specifică în armătură la intrarea în curgere ;
- ϵ'_a - deformația specifică în armătura comprimată ;
- x - înălțimea zonei comprimate, asociată momentului capabil ;
- ξ_M - înălțimea relativă a zonei comprimate, asociată momentului capabil ;
- ϕ_M - curbura asociată momentului capabil ;
- R_a - rezistența de calcul a armăturii;
- Q_d - efectul de dorn ;
- Q_b - forța tăietoare transmisă prin zona de beton comprimat ;
- θ_M - rotirea asociată momentului capabil ;
- w - deschiderea fisurii, în dreptul armăturii întinse A_a ;
- s - deplasarea în sens transversal la nivelul $h_o/2$;
- Q_{asoc} - forța tăietoare asociată momentului capabil în conformitate cu P100-92.

(3) Pentru a lua în calcul situația cea mai defavorabilă (capacitate portantă minimă și solicitare de calcul maximă) la determinarea capacității portante la tăiere a secțiunii normale fisurate variația efortului unitar σ_a în armăturile A_a , A'_a și A_{ac} se ia conform diagramei biliniare OAB din figura 4.26 (R_a cu valoare minimă), iar pentru calculul forței tăietoare asociate Q_{asoc} , diagrama biliniară cu consolidare OAC în concordanță cu normativul P100-92 (R_a cu valoare mărită).

(4) Deformația specifică maximă în fibra cea mai comprimată, în stadiul de rupere și pe tot parcursul plasticizării, $\varepsilon_{bu} = 3,5 \%$.

(5) Secțiunile plane înainte de deformare rămân plane și după deformare (ipoteza lui Bernoulli); în diagrama deformațiilor specifice ε , înălțimea zonei comprimate se consideră $1,25 x$.

(6) Eforturile unitare în zona comprimată de beton, sunt distribuite uniform pe înălțimea x și au mărimea R_c .

(7) Contribuția betonului la preluarea eforturilor de întindere este neglijată.

(8) Armăturile centrale, de arie A_{ac} , se consideră concentrate în axul vertical de simetrie al secțiunii, la nivelul $h_o/2$; rezistența de calcul a acestor armături este R_a (curba OAB a diagramei din fig.4.26).

(9) Se respectă toate prevederile cerute de norme /S.4, P.3/ pentru dimensionarea și armarea riglelor de cadru ale structurilor antiseismice.

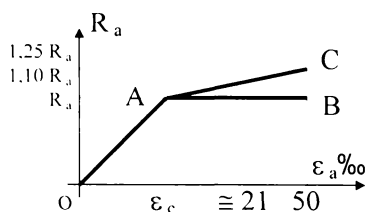


Fig.4.26 **Diagrame de calcul pentru oțel**

(10) Eforturile secționale de compresiune din gruparea specială N_s se pot neglija dacă $N_s \leq 0,05 bh R_c$.

4.4.2 Calculul deplasării s la nivelul armăturii A_{ac}

Deplasarea s este dependentă de deschiderea fisurii w , în dreptul centrului de greutate a armăturii întinse A_a . Sub încărcări ciclice alternante, deschiderea w a fisurii este controlată de rotirea secțiunii, corespunzătoare momentului capabil, rotire ce crește în evoluția plasticizării, sub moment și forță tăietoare constante.

Așa cum s-a arătat în subcapitolul 4.3.3.3, situația cea mai defavorabilă în transmiterea forței tăietoare asociate, este pentru Q_{max} și s_{min} (w_{min}), deci pentru stadiul III asociat lui ξ_M , corespunzător momentului capabil la activarea articulației plastice și nu deformației specifice ultime $\varepsilon_{qu} = 50 \%$ (la care corespunde s și w maxim). Acestui stadiu de lucru îi corespunde o rotire asociată momentului capabil, notată cu θ_M .

4.4.2.1 Calculul rotirii finale θ_M

Deschiderea fisurilor se realizează, în evoluția stării de deformare a secțiunii între stadiul Ia și III. Se poate considera că și rotirea finală θ_M a secțiunii se produce în același interval, deoarece rotirea secțiunii, între încărcarea zero și fisurare, este neglijabilă față de rotirea finală. Componenta rotirii θ_M este arătată în figura 4.27.

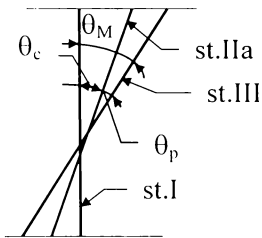


Fig.4.27 Componenta rotirii θ_M

$$\theta_M = \theta_c + \theta_p \quad (4.28)$$

$$\theta_p = (\phi_M - \phi_c) l_p \quad (4.29)$$

$$l_p = 2 h \cong 2 h_o \quad (4.30)$$

unde :

θ_p este rotirea capabilă (plastică) a articulației plastice, între stadiul IIa și stadiul III asociat momentului capabil ;

θ_c - rotirea secțiunii, la intrarea în curgere a armăturii (stadiul IIa) ;

ϕ_M - curbura asociată momentului capabil ;

ϕ_c - curbura la intrarea în curgere a armăturii întinse ;

l_p - lungimea echivalentă a articulației plastice.

Relația (4.29) este folosită în literatura de specialitate pentru evaluarea ductilității elementelor din beton armat. Relația (4.30) este cea recomandată de /S.4/.

Calculul curburii ϕ_c se face funcție de înălțimea relativă a zonei comprimate ξ_c , în stadiul IIa (vezi figura 4.28) cu relația :

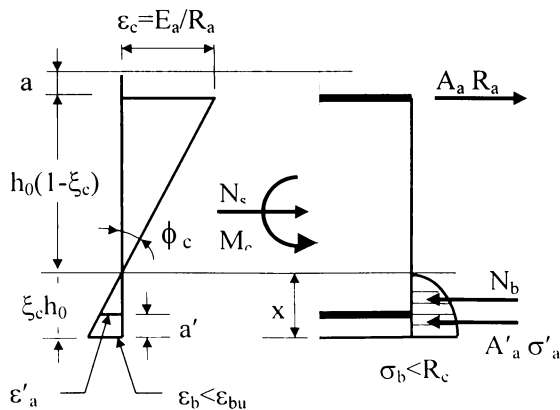


Fig. 4.28 Curbura la curgerea armăturii A_a (st. II a)

$$\phi_c = \frac{\varepsilon_c}{h_0(1 - \xi_c)} = \frac{R_a}{h_0 E_a(1 - \xi_c)} \quad [\text{rad}] \quad (4.31)$$

Agent R. și Postelnicu T. /A.8/ consideră că pentru oțelul PC52 și PC60 curbura la intrarea în curgere a armăturii întinse (curbura plastică) se înscrie în valorile (0,0025...0,0035) / h₀ și se poate lua o curbura medie :

$$\phi_c \cong \frac{0,003}{h_0} \quad (4.31.a)$$

Curbura finală ϕ_M , funcție de înălțimea relativă ξ_M (vezi fig. 4.25), are expresia :

$$\phi_M = \frac{\varepsilon_{bu}}{1,25 \cdot \xi_M \cdot h_0} \quad [\text{rad}] \quad (4.32)$$

Semnificația termenilor este dată în fig. 4.25.

Bob C. /A.16/, pe baza unor studii teoretice și experimentale proprii, propune pentru determinarea curburii finale ϕ_{lim} o expresie funcție de înălțimea relativă a zonei comprimate de beton în starea limită ultimă ξ , de înălțimea utilă h₀ și de deformația specifică limită a betonului ε_l :

$$\phi_{lim} = \frac{(1,9 - \xi^2) \varepsilon_l}{(0,3 \xi + \xi^2) h_0} \quad (4.32.a)$$

unde :

$$\varepsilon_l = (8,5 R_{pr} - 0,009 R_{pr}^2) \cdot 10^{-6} \quad (R_{pr} \text{ în daN / cm}^2)$$

Rotirea capabilă se determină din rel. (4.29) printr-un calcul exact folosind rel. (4.31) și (4.32) :

$$\theta_p = 2 \left[\frac{\varepsilon_{bu}}{1,25 \xi_M} - \frac{\varepsilon_c}{1 - \xi_c} \right] \quad [\text{rad}] \quad (4.33)$$

sau printr-un calcul simplificat cu rel. (4.31.a) și (4.32) :

$$\theta_p = 2 \left[\frac{\varepsilon_{bu}}{1,25 \xi_M} - 0,003 \right] \quad [\text{rad}] \quad (4.33.a)$$

Pentru $\varepsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$, rel. (4.33.a) devine :

$$\theta_p = 5,6 \frac{1 - 1,07 \xi_M}{\xi_M \cdot 10^3} \quad [\text{rad}] \quad (4.33.b)$$

Se acceptă faptul că rotirile sunt proporționale cu curburile :

$$\theta_c = \theta_M \frac{\phi_c}{\phi_M} \quad (4.34)$$

Apelînd la relația (4.34), relația (4.28) se scrie :

$$\theta_M = \theta_p + \theta_M \frac{\phi_c}{\phi_M} \quad \text{sau} \quad \theta_M = \frac{\theta_p}{(1 - \phi_c / \phi_M)} \quad (4.35)$$

Introducînd în relația (4.35) relațiile (4.31.a), (4.32), (4.33.b) și luînd $\varepsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$ rotirea finală este :

$$\theta_M = 5,6 \frac{1 - 1,07 \xi_M}{\xi_M \cdot 10^3} \cdot \frac{1}{1 - 1,07 \xi_M} = \frac{5,6}{\xi_M \cdot 10^3} \quad [\text{rad}] \quad (4.36)$$

Exemplu de calcul pentru determinarea valorii θ_p

Pentru a justifica folosirea relației simplificate (4.31.a) se dă un calcul cu datele inițiale corespunzătoare exemplului 10.4.1 din lucrarea “Proiectarea betonului armat” /T.4/.

- Date inițiale :

secțiune dreptunghiulară : $b / h / h_o = 500 / 600 / 564 \text{ mm}$;

materiale : $\bar{R}_c / \bar{R}_a / E_a = 21,25 / 405 / 210000 \text{ MPa}$;

armături : $A_a / A'_a = 2660 / 1140 \text{ mm}^2$;

deformații specifice : $\varepsilon_o / \varepsilon_{bu} = 2,2 / 3,5 \text{ ‰}$; $\varepsilon_c = \frac{\bar{R}_a}{E_a} = 1,92 \text{ ‰}$;

înălțimi relative ale zonei comprimate : $\xi_c / \xi_M = 0,355 / 0,136$

- Calculul exact

$$\phi_c = \frac{\bar{R}_a}{h_o E_a (1 - \xi_c)} = \frac{0,00297}{h_o} \quad \text{cu rel. (4.31)}$$

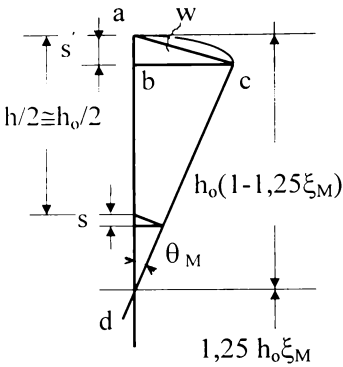


Fig.4.30 Dependența geometrică a deplasării s

$$\phi_M = \frac{\varepsilon_{bu}}{1,25 \cdot \xi_M \cdot h_o} = \frac{0,0206}{h_o}$$

cu rel.(4.32)

$$\theta_p = 2 (\phi_M - \phi_c) h_o = 0,03526 \text{ rad}$$

cu rel.(4.29)

• Calculul simplificat

$$\theta_p = 5,6 \frac{1 - 1,07 \xi_M}{\xi_M \cdot 10^3} = 0,03518 \text{ rad}$$

cu rel. (4.33.b)

Diferența între cele două valori este de 0,227 %.

4.4.2.2 Calculul deplasării s la nivelul armăturii A_{ac}

Conform relației între o coardă și unghiul ei la centru deschiderea w a fisurii în stadiul III asociat momentului capabil este (fig. 4.30) :

$$w = 2R \sin \frac{\theta_M}{2} = 2 h_o (1 - 1,25 \xi_M) \sin \frac{2,8}{\xi_M \cdot 10^3} \quad (4.37)$$

Din triunghiul abc rezultă în dreptul armăturilor A_a deplasarea s' .

$$(s')^2 = w^2 - (\overline{bc})^2 \quad (4.38)$$

Din asemănarea triunghiurilor abc și bcd se scrie proporționalitatea :

$$\frac{S'}{\overline{bc}} = \frac{\overline{bc}}{h_o (1 - 1,25 \xi_M) - S'} \quad (4.39)$$

sau

$$(\overline{bc})^2 = S' [h_o (1 - 1,25 \xi_M) - S'] \quad (4.40)$$

Cu relația (4.40), relația (4.38) devine :

$$S' = \frac{w^2}{h_o (1 - 1,25 \xi_M)} \quad (4.41)$$

Deplasarea s în dreptul armăturii A_{ac} rezultă :

$$S = S' \frac{0,5 - 1,25 \xi_M}{1 - 1,25 \xi_M} \quad (4.42)$$

Introducînd în relația (4.42) relațiile (4.41) și (4.37), vom obține pentru deplasarea s în dreptul centrului de greutate a armăturilor A_{ac} relația :

$$S = h_o (2 - 5 \xi_M) \sin^2 \left(\frac{2,8}{\xi_M \cdot 10^3} \right)^{\text{rad}} \quad (4.43)$$

sau

$$S = h_o (2 - 5 \xi_M) \sin^2 \left(\frac{0,16}{\xi_M} \right)^{\text{grade}} \quad (4.43.a)$$

4.4.3 Calculul armăturii centrale A_{ac}

Riglele de cadru sunt elemente solicitate la compresiune sau întindere excentrică cu mare excentricitate și forță tăietoare.

4.4.3.1 Dimensionare

Dimensionarea la momente încovoietoare pozitive și negative se face conform STAS-ului 10107/0-90 și a normativului P100-92.

Gradul de solicitare la forță tăietoare \bar{Q} se limitează la valoarea $2 / S_4$.

$$\bar{Q} = \frac{Q_{asoc}}{b h_o R_t} \leq 2 \quad (4.44)$$

Verificarea la forță tăietoare se face conform principiului la stări limită :

$$Q \leq Q_{cap.min} \quad (4.45)$$

Din ecuațiile de echilibru static, conform figurii 4.31, se rețin ecuațiile de proiecții după axa grinzii și cea perpendiculară pe axa grinzii :

$$\pm N_s = N_b + N'_a - N_a = b \times R_c + A'_a \sigma'_a - A_a R_a \quad (4.46)$$

în care N_s se ia pozitiv pentru compresiune și negativ pentru întindere,

$$Q_{asoc} = Q_b + Q_{df} \quad (4.45.a)$$

Conform rel. (4.23) $Q_{df} = K A_{ac}$, valoare K rezultînd din relațiile (4.24.a)...(4.24.c), în care deplasarea s se determină cu relația (4.44). Valoarea $Q_b = \mu N_{b,min}$ se determină considerînd cea mai defavorabilă situație ce apare pe

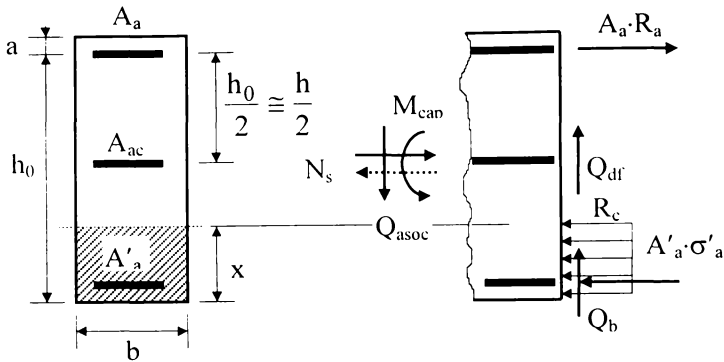


Fig.4.31 Starea de solicitare în secțiunea interfeței grindă-stîlp

tot parcursul incursiunii postelastice a secțiunii. Avînd în vedere argumentele de la cap. 4.3.3 punctul (b) σ'_a se poate lua egal cu R_a , pentru a obține valoarea $N_{b,min}$ cu relațiile :

- pentru N_s compresiune

$$Q_b = \mu N_{b,min} = \mu [(A_a - A'_a) R_a + N_s] = \mu (A_{al} R_a + N_s) \quad (4.47)$$

- pentru N_s întindere

$$Q_b = \mu (A_a - A'_a) R_a - N_s = \mu A_{al} R_a - N_s \quad (4.48)$$

unde μ este egal cu 0,6 pentru elemente monolite și 0,7 pentru îmbinările elementelor prefabricate.

Se calculează :

$$\Delta Q = Q_{asoc} - Q_b \quad (4.49)$$

Dacă ΔQ rezultă negativ nu este necesară dispunerea de armături centrale.

A_{ac} se determină din relația (4.46) sub forma :

- pentru N_s compresiune

$$A_{ac} = \frac{Q_{asoc} - \mu (A_{al} R_a + N_s)}{K} \quad (4.50)$$

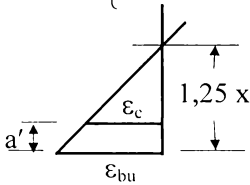
- pentru N_s întindere

$$A_{ac} = \frac{Q_{asoc} + N_s - \mu A_{al} R_a}{K} \quad (4.51)$$

La riglele la care din încărcări seismice, nivelul de solicitare la forță tăietoare (vezi rel. 4.44) $\bar{Q} > 1$ în ambele sensuri, la evaluarea valorii Q_{cap} nu se ia în considerare aportul betonului - $Q_b/S.4/$ și în consecință $A_{ac} = Q_{asoc} / K$.

Pentru a determina valoarea minimă a deplasării s , înălțimea relativă a zonei comprimate de beton ξ_M se poate determina acceptînd ipoteza lui Bernoulli și apelînd la condiția de compatibilitate a deformațiilor în stadiul III de lucru (fig 4.32) :

$$\varepsilon'_a \geq \varepsilon_c \text{ pt. } \begin{cases} x \geq 1,35 a' & (\text{PC52}) \\ x \geq 1,53 a' & (\text{PC60}) \end{cases}$$



$$\xi_M = \frac{x}{h_o} = \frac{\varepsilon_{bu} \cdot a'}{1,25 h_o (\varepsilon_{bu} - \varepsilon_c)} \quad (4.52)$$

În fig. 4.32 se dă domeniul de curgere a armăturii A'_a calculat pentru $\varepsilon_{bu} = 3.5 \text{ ‰}$, $\varepsilon_c = 1,43 \text{ ‰}$ (PC52), respectiv $\varepsilon_c = 1,67 \text{ ‰}$ (PC60). Pentru acest domeniu ξ_M se determină cu rel. (4.45) luînd $\sigma'_a = R_a$.

Fig.4.32 Domeniul de curgere a armăturii comprimate A'_a

Pentru x mai mic decît aceste valori ξ_M se calculează dintr-o ecuație de gradul doi de forma : $A \xi_M^2 + B \xi_M = C$. Cei trei coeficienți deduși din ecuația de proiecții după axa grinzii (vezi fig.4.31) și conform fig. 4.32 au expresiile :

$$A = b R_c ; \quad (4.53)$$

$$B = \varepsilon_{bu} A'_a E_a - A_a R_a \pm N_s ; \quad (4.54)$$

$$C = \varepsilon_{bu} A'_a E_a / 1,25 ; \quad (4.55)$$

N_s se ia cu semnul minus pentru compresiune și plus pentru întindere.

4.4.3.2 Dispunerea armăturii A_{ac} în secțiune

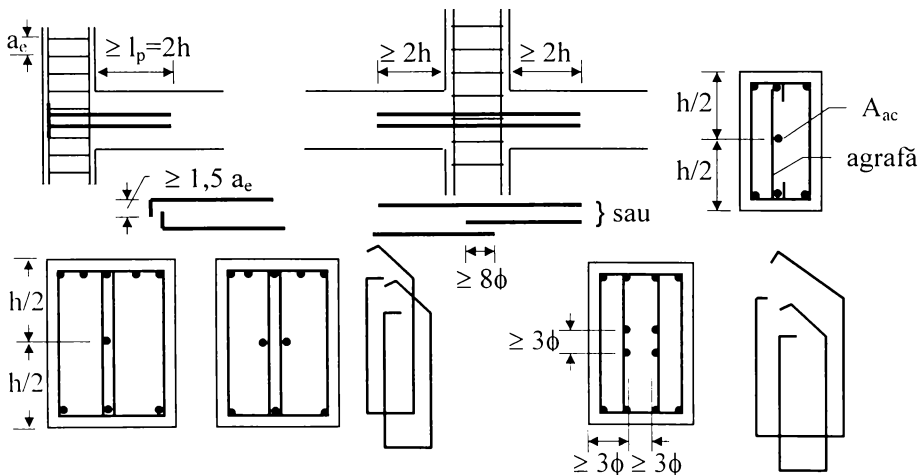


Fig.4.33 Dispunerea armăturii A_{ac} în secțiune

Pentru dispunerea optimă a armăturilor centrale în secțiune, zonele adiacente secțiunii de calcul se vor arma cu etrieri dubli sau etrieri simpli și agrafe verticale. Cîteva modele de armare sunt prezentate în figura 4.33. În aceeași figură se indică lungimea și ancorarea armăturilor centrale în noduri și în zonele adiacente lor.

Diametrele barelor folosite pentru armătura centrală se vor alege între 10 și 25 mm, iar acoperirea laterală și distanța dintre ele va fi \geq decît 3ϕ (vezi punctul 4.2.2).

4.4.3.3 Eemple de calcul

S-a considerat spre exemplificare, rigla primului nivel a unui cadru cu trei deschideri inegale, P + 4E. Clădirea este situată în zona seismică D și deservește un centru de recoltare a singelui și laboratoare.

Armarea riglei, conform STAS - 10107/0 - 90 și a normativului P100 - 92, este prezentată în figura 4.35.

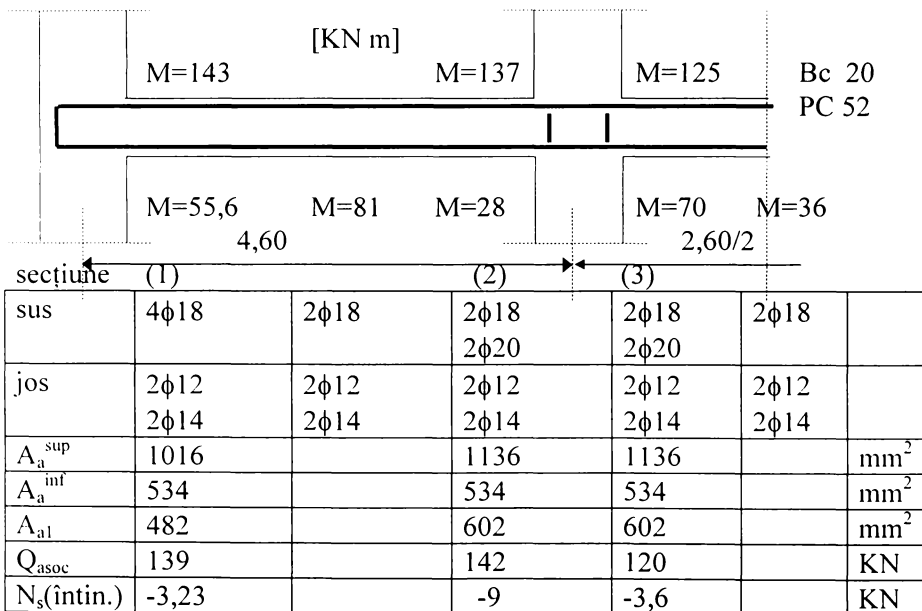


Fig.4.35 Exemple de calcul

Date initiale

- secțiune dreptunghiulară : $b/h/a/h_o/a' = 250/ 550/ 34/ 516/ 32$ mm
- rezistente : $R_c/R_a = 12,5/ 300$ MPa

Sectiunea (1)1. Se determină x și ξ_M

$$x = \frac{A_{a1} R_a - N_s}{b R_c} = \frac{482 \cdot 300 - 3230}{250 \cdot 12,5} = 45,24 \text{ mm}$$

$$x > 1,35 a' = 43,20 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \sigma'_a = R_a \quad (\text{vezi fig. 4.32})$$

$$\xi_M = x/h_o = 45,24 / 516 = 0,0878$$

2. Se determină Q_b cu rel. (4.48)

$$Q_b = \mu A_{a1} R_a - N_s = 0,6 \cdot 482 \cdot 300 - 3230 = 83\,530 \text{ N}$$

3. Se determină ΔQ cu rel. (4.49)

$$\Delta Q = Q_{\text{asoc}} - Q_b = 139\,000 - 83\,530 = 55\,470 \text{ N}$$

4. Se determină s cu rel. (4.44)

$$s = h_o (2 - 5\xi) \sin^2 \left(\frac{0,16}{\xi_M} \right)^{\text{grade}} = 516 (2 - 5 \cdot 0,0878) \sin^2 \frac{0,16}{0,0878} = 0,817 \text{ mm}$$

$$s_{cl} \cong 0,14 \text{ mm} < s < s_u \cong 0,1 \phi_{\text{med}} \cong 1,7 \text{ mm} \quad (\text{pentru } \phi = 10 \dots 25 \text{ mm})$$

5. Se determină D cu rel. (4.25), k cu rel. (4.27) și K cu rel. (4.24.b)

$$D = 1,65 \sqrt{R_c R_a} = 1,65 \sqrt{12,5 \cdot 300} = 101 \text{ MPa}$$

$$k = 0,655 \sqrt[4]{s} = 0,655 \sqrt[4]{0,817} = 0,623$$

$$K = k \cdot D = 0,623 \cdot 101 = 62,89 \text{ MPa}$$

6. Se determină A_{ac} cu rel. (4.51)

$$A_{ac} = \frac{\Delta Q}{K} = \frac{55470}{62,89} = 881 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow 4 \phi 18$$

Sectiunea (2)1. $x = 51,712 \text{ mm}$;

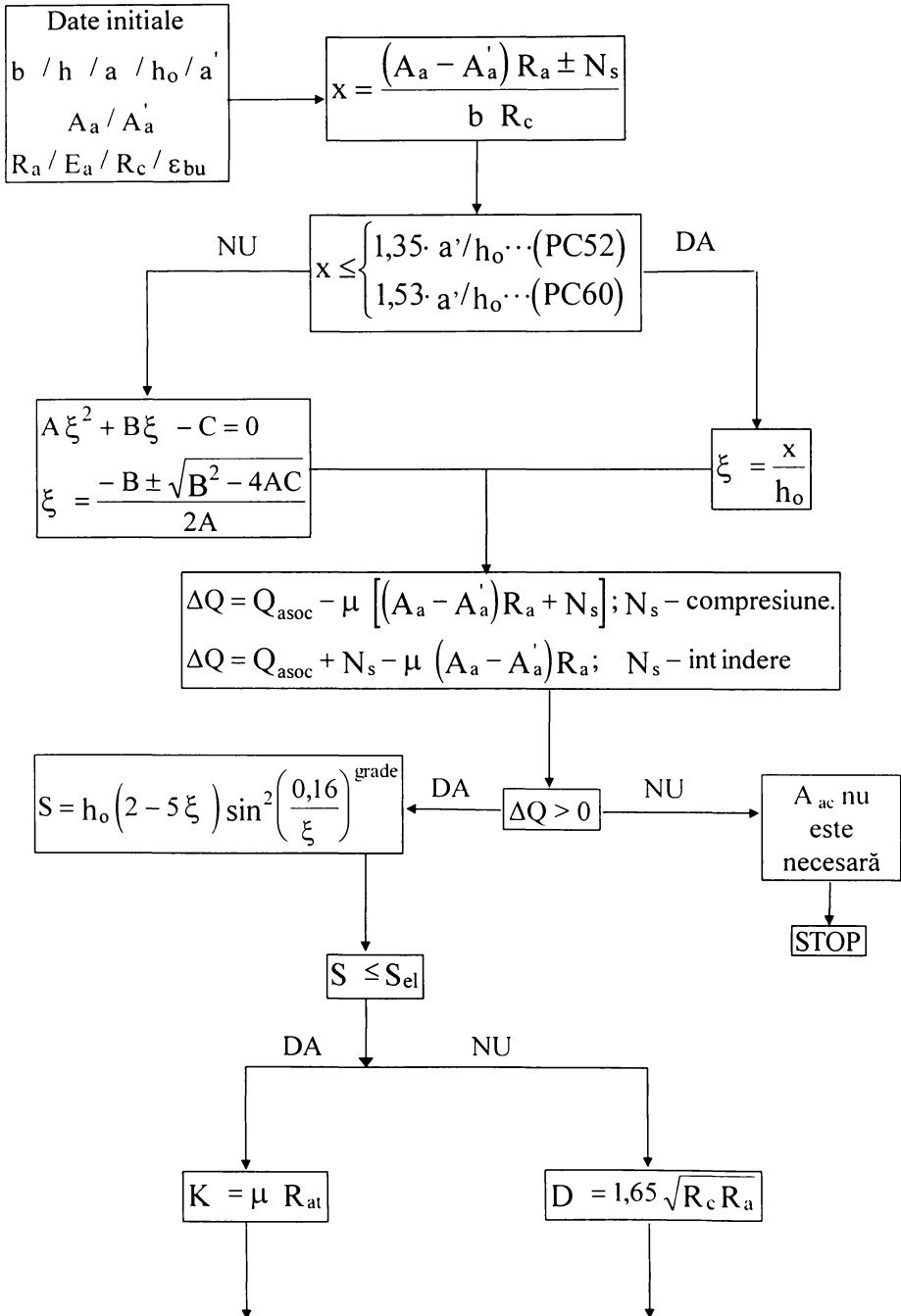
$$\sigma'_a = R_a ; \quad \xi_M = 0,1 ;$$

2. $Q_b = 99\,360 \text{ N}$;3. $\Delta Q = 42\,640 \text{ N}$;4. $s = 0,6 \text{ mm}$;5. $k = 0,576$; $D = 101 \text{ MPa}$;6. $K = k D = 58,22 \text{ MPa}$;7. $A_{ac} = 732 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$ Sectiunea (3)1. $x = 56,64 \text{ mm}$;

$$\sigma'_a = R_a ; \quad \xi_M = 0,109 ;$$

2. $Q_b = 104\,760 \text{ N}$;3. $\Delta Q = 15\,240 \text{ N}$;4. $s = 0,399 \text{ mm}$;5. $k = 0,521$; $D = 101 \text{ MPa}$;6. $K = k D = 52,58 \text{ MPa}$;7. $A_{ac} = 290 \text{ mm}^2 \rightarrow 2 \phi 14$

În figura 4.34 este prezentată schema logică de calcul pentru determinarea ariei necesare A_{ac} .



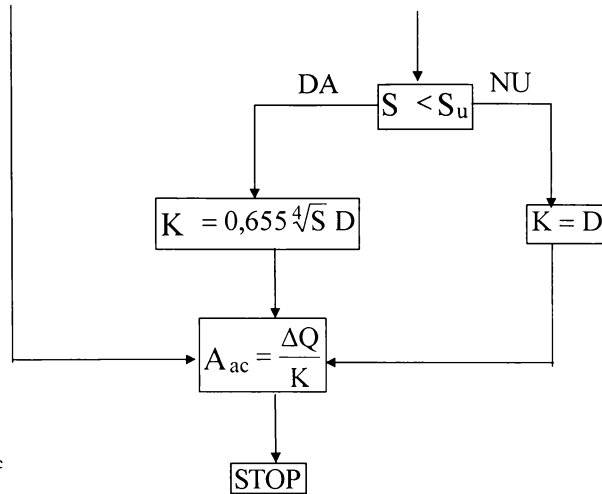


Fig.4.34
Schema logică pentru
determinarea ariei A_{ac}

Coeficienții A , B și C , din ecuația de gradul 2 în ξ , au următoarele expresii :

$A = b R_c$; $B = \varepsilon_{bu} A'_a E_a - A_a R_a \pm N_s$; $C = \varepsilon_{bu} A'_a E_a / 1,25$;
 N_s se ia cu semnul $-$ pentru compresiune și $+$ pentru întindere.

4.5 Luarea în considerare a mecanismelor de transfer ale forței tăietoare în interfața grindă-stilp, la grinzile prefabricate ce nu reazemă pe consolele stîlpilor

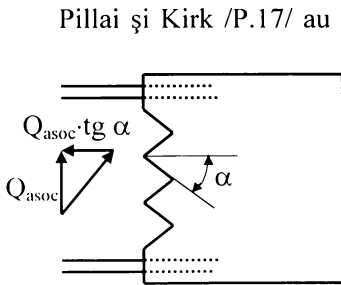


Fig.4.36 Capăt de grindă profilat

Pillai și Kirk /P.17/ au demonstrat, pe baza unor încercări experimentale minuțioase, că rezistența, rigiditatea, ductilitatea și capacitatea de disipare a energiei la îmbinările elementelor prefabricate sunt comparabile cu cele ale îmbinărilor monolite. Diferența de comportare se datorează scăderii rigidității zonei de beton comprimat a grinzii. Această zonă se deteriorează, în oarecare măsură, în fazele când devine zonă întinsă a secțiunii plasticizate.

După cum s-a văzut în subcapitolul 4.1, plasticizările zonelor adiacente nodurilor duc la deschiderea rosturilor verticale între grinda prefabricată și betonul din monolitizare. Se crează o secțiune normală complet fisurată, ce va trebui să transmită forța tăietoare prin cele trei mecanisme de transfer ca la structurile monolite. Aportul fiecărui mecanism va fi apreciat pentru fiecare tip de îmbinare în parte.

În general, la încărcări ce produc plasticizarea alternantă a secțiunii, mecanismul angrenajului rugos nu este luat în considerare. Amplasarea armăturilor centrale ce străbat secțiunea nu este agreată, fiind dificil de realizat. În consecință, nu se dezvoltă nici mecanismul de dorn. În această situație, singurul mecanism ce poate fi luat în considerare este cel de transmitere a forței tăietoare prin frecare în zona comprimată, de regulă insuficient.

Recomandările /S.6/ sugerează realizarea fețelor de capăt ale grinzilor cu profilaturi astfel proporționate încât transmiterea forței tăietoare asociate momentelor capabile să se poată face în bune condiții (figura 4.36).

În această manieră de realizare a capetelor grinzii, la dimensionarea armăturilor superioare și inferioare, pe lângă eforturile ce revin din încărcările permanente și seismice se vor considera și componentele de întindere ce apar datorită compresiunilor de pe pragurile profilaturii $Q_{asoc} \cdot \operatorname{tg} \alpha$ (fig. 4.36).

Una din modalitățile cele mai eficiente de transmitere a forței tăietoare este realizarea de îmbinări ce produc precomprimarea zonei îmbinate. Prin controlul precomprimării se realizează zona din beton comprimat, necesară transmiterii forței tăietoare prin frecare.

Una din aceste soluții și anume îmbinările cu șuruburi de înaltă rezistență, va fi prezentată și analizată teoretic și experimental în capitolele 5 și 6.

CAPITOLUL 5

IMBINARI CU SURUBURI DE INALTA REZISTENTA - SIR-uri

Studiul îmbinărilor cu SIR-uri a fost propus ca temă de cercetare științifică de către INCERC-Filiala Timișoara în colaborare cu IPCT-SA la MLPAT, constituind contractul de cercetare nr. 1510/1990, ce s-a extins pe 4 ani. În cadrul acestui contract a colaborat și catedra CCIA a Facultății de Construcții din Timișoara.

5.1 Generalități

Restabilirea continuității structurilor din elemente prefabricate din beton armat sau precomprimat se obține, în modul cel mai sigur, prin precomprimare. Aceasta asigură intrarea în lucru a îmbinărilor la cele mai mici încărcări. Folosirea armăturilor cu rezistențe ridicate permite și reducerea consumului de oțel. Introducerea precomprimării a fost multă vreme frînată de problemele complexe de execuție ale precomprimării. Complexitatea execuției se reduce prin folosirea îmbinărilor cu SIR-uri.

Imbinările cu SIR-uri sunt îmbinări precomprimate cu armături preîntinse, la care foța de precomprimare se realizează prin întinderea tijeii odată cu strângerea piuliței cu cheia dinamometrică. De fapt acestea constituie o combinație între îmbinările precomprimate și îmbinările cu șuruburi sau buloane.

Diametrul canalelor este cu (4...8) mm mai mare decât diametrul tijeii SIR-urilor, dar spre deosebire de îmbinările cu șuruburi sau cele precomprimate, golul dintre canal și tija șurubului nu se matează sau injectează cu mortar de ciment. Acest lucru simplifică mult tehnologia de execuție a îmbinării.

Protecția anticorozivă a șuruburilor se realizează prin zincare, acoperire cu pelicule de polimeri sau vopsea. Se poate aplica și o protecție cu vaselină specială ce umple golul dintre canal și tije.

Imbinările precomprimate pot cuprinde strict nodul (care odată cu îmbinarea acoperă și momentele de la capetele grinzilor) sau precomprimări generale cu armături ce parcurg întreaga deschidere a grinzii. Comportarea îmbinărilor cu SIR-uri este similară îmbinilor precomprimate. Deoarece soluțiile de precomprimare aplicate pînă acum la noi în țară au avut un caracter experimental, se impune un studiu teoretic și experimental a noului tip de îmbinare propus.

Imbinările cu SIR-uri sunt îmbinări locale, în zona de refacere a continuității, pentru a avea o lungime de șurub cît mai mică. Acest lucru permite, din punct de vedere tehnologic, realizarea forței de precomprimare ca la îmbinările metalice cu șuruburi de înaltă rezistență. Spre deosebire de

îmbinările cu SIR-uri, la îmbinările cu șuruburi predarea solicitărilor se face prin întinderea tijei, prin forfecarea tijei sau prin presiune pe gaură.

Avînd în vedere precizia de execuție relativ redusă a prefabricatelor din beton armat sau precomprimat, găurile pentru șuruburi trebuie să fie suficient de mari pentru a permite asamblarea elementelor. Dacă vrem să activăm presiunea pe gaură (în vederea transmiterii forțelor de lunecare) golul rămas între tija șurubului și gaură trebuie umplut cu un mortar de ciment de marcă ridicată, cu o foarte bună compactare. După cum rezultă din literatura de specialitate, este recomandabil ca în mortarul din gol să se introducă și o fretă din sîrmă. Datorită spațiului redus ce trebuie umplut, compactarea acestui mortar este o operație dificilă devenind o sursă de defecte.

Acest neajuns se elimină prin folosirea șuruburilor de înaltă rezistență. Ele sunt elemente de legătură mecanice cu rol activ, putînd introduce eforturi axiale inițiale.

Forțele axiale inițiale pot fi utilizate pentru a dirija eforturi pe anumite direcții deficitare deci pentru a contracara întinderi în zonele unde acestea nu pot fi preluate de beton sau pentru a realiza o forță de frecare între elementele îmbinate, cu rol de blocare a lunecărilor sau de preluare a forțelor tăietoare.

Forțele tăietoare predate de șuruburile obișnuite prin presiune pe gaură, forfecarea sau încovoierea tijei, în cazul șuruburilor de înaltă rezistență se predau prin frecarea dintre cele două fețe de contact ale prefabricatelor ce se îmbină. Mărimea forței de frecare depinde de întinderea din tijă, realizată prin strîngerea piuliței șurubului ca și la construcțiile metalice, și de natura celor două suprafețe de contact (coeficientul de frecare μ).

Șuruburile de înaltă rezistență sunt executate din oțeluri aliate, cu rezistențe superioare, putînd lucra în domeniul elastic la forțe axiale inițiale mari. Ele au o largă răspundere la construcții metalice, modul de calcul și punere în operă fiind deja legiferate prin acte normative. La construcțiile de beton armat sau precomprimat sunt aplicate foarte puțin, datorită unor aspecte privind comportarea, calculul structural, aspecte tehnologice și economice. Problematika cea mai importantă este legată de comportarea și calculul structural care impun și domeniul de utilizare a îmbinărilor cu SIR-uri.

5.1.1 Aspecte privind comportarea și calculul structural

Alegerea tipului de îmbinare între elementele de rezistență ale unei structuri, precum și realizarea ei sunt elemente strîns legate de calculul structurii.

Din punct de vedere al calculului structurilor din beton, pretensionarea este utilă în situațiile în care o anumită direcție sau zonă a structurii este solicitată preponderent la întindere, din cauze ce țin de modul de rezemare statică sau de tipul de încărcare predominantă (în general încărcare gravitațională). În aceste zone de beton întins, pecomprimarea pe direcția

eforturilor axiale sau principale care să impună o stare de compresiune în locul celei de întindere este foarte utilă

La un element structural, la care datorită legăturilor de continuitate sau solicitărilor dinamice (structurile antiseismice) eforturile axiale sau principale își schimbă sensul sau direcția, un efort suplimentar totdeauna de compresiune, nu este bine venit, complicând proiectarea și ducând la consumuri sporite de beton. În aceste situații folosirea îmbinărilor precomprimate este eficientă la structuri cu niveluri puține (două, trei), cu deschideri mari la care din condiții constructive elementele din beton au secțiuni generoase și solicitările alternante din timpul exploatării sau a seismelor conduc la o stare de eforturi redusă în secțiuni, ce poate fi transformată într-o stare de compresiune permanentă prin suprapunerea cu un efort de compresiune constant. La aceste structuri, din punct de vedere al comportării statice se pot realiza îmbinări cu SIR-uri.

Dacă structura este solicitată la cutremure severe, din condiții de eficiență economică, dimensionarea ei se va face astfel ca la solicitările grupării speciale să poată lucra în domeniul plastic. Plasticizarea anumitor zone de beton disipează o parte importantă din energia cinetică a seismului, producând amortizarea mișcării. Amortizarea se realizează prin disiparea energiei la nivelul micilor cedări, prin plasticizări ale betonului și curgeri ale armăturilor în îmbinări. Ori, armăturile precomprimate se realizează din oțeluri de înaltă rezistență cu o ductilitate redusă ce nu sunt disipatoare de energie, sistemele constructive menținute în stadiul elastic fiind conservatoare de energie.

Având în vedere aspectele prezentate mai sus îmbinările grindă-stîlp precomprimate se pot folosi eficient numai la structurile antiseismice în cadre la care articulațiile plastice se deplasează de la interfața grindă-stîlp spre cîmpul grinzilor cu cel puțin înălțimea grinzii la reazem (vezi fig. 3.1).

Folosirea cea mai adecvată a acestor îmbinări este la structurile antiseismice în cadre-diafragme, unde alternanța momentelor în zonele adiacente nodurilor se poate controla prin rigiditatea diaframelor din structură. În acest caz, precomprimarea poate să transforme starea de eforturi alternantă într-o stare de eforturi ce nu schimbă de semn în zonele îmbinărilor.

Dacă se folosesc oțeluri ce se înscriu în cerințele prescrise de P100-92 (alungirea minimă la rupere $A_5 \%_{\min} \geq 12$), se poate admite și o precomprimare moderată a îmbinii grindă-stîlp, admitînd alternanța controlată a momentelor. Forța de precomprimare, în acest context al structurilor cadre-diafragme, este benefică ea ducînd la mărirea rigidității zonelor de beton comprimat, rigiditate ce prezintă o anumită deteriorare în îmbinările structurilor din beton armat datorită fisurării alternante. Acest efect pozitiv al precomprimării a fost verificat experimental de Park R. și Paulay T. /P.7/.

Alternanța momentelor trebuie controlată prin diafragme de rigidizare, deoarece efectul precomprimării se pierde în urma curgerii armăturii și a formării de articulații plastice. Secțiunile de beton precomprimat lucrează în stadiul postelastice, ca secțiunile de beton armat. Ductilitatea acestor secțiuni

este redusă, oțelurile ce se pot folosi în îmbinările precomprimate avînd alungirea minimă la rupere cuprinsă între 10 și 12 % .

Din punct de vedere structural, în destule situații, se poate renunța la încăstrarea în noduri recurgîndu-se la îmbinări articulate, ce se pot realiza mai ușor și mai repede. În aceste cazuri este posibilă eliminarea grinzilor pe una din direcții sau se pot folosi elemente de planșeu de dimensiuni mari rezemate direct pe stîlpi. Valorificarea acestor avantaje s-a făcut prindiverse soluții, elaborate atît în țara noastră (proiecte tip din seria 5117) cît și în străinătate (R.D.Germană, R.P.Polonă, R.P.Ungară, R.F.Germană, Anglia, Belgia, Italia, SUA, etc.).

5.1.2 Aspecte tehnologice și economice

Din punct de vedere tehnologic și economic , conform analizelor făcute de IPCT, consumurile de metal la îmbinările uscate cu elemente pretensionate, deci și cu SIR-uri, au fost mai mari decît la îmbinările umede. Au contribuit la aceasta realizarea blocajelor și armările constructive necesare preluării solicitărilor de compresiune locală. Avantajele constau însă în capacitățile portante mărite ale îmbinărilor și în conservarea rigidității acestora în domeniul elastic.

Toate considerațiile de pînă acum au în vedere construcțiile noi. Suruburilor de înaltă rezistență pot fi folosite eficient la modificări sau transformări de construcții vechi din beton armat sau precomprimat, fie pentru a corecta o stare de efort locală ce depășește capacitatea de rezistență, fie pentru a consolida o zonă degradată. Aceste aspecte implică prinderea unor elemente prefabricate noi (grinzi, console, etc.) de elemente structurale vechi.

În aceste situații aspectul economic se schimbă. În calcul intră comparația dintre cheltuielile pentru înlocuirea structurii defecte, degradate sau incapabile de efortul cerut de noua situație de încărcare, cu o altă aptă de performanțele necesare și cheltuielile necesare consolidării sau reparării construcției improprii pentru a o aduce la parametrii necesari.

Din toate analizele făcute de IPCT la proiectele de intervenții pentru modificări sau consolidări de elemente și structuri din ultimii 10 ani, a rezultat că adoptarea primei soluții duce la cheltuieli ce depășesc cu mult cheltuielile pentru cea de-a doua soluție.

Cheltuielile necesare schimbării unui element inapt pentru efortul ce i se cere cuprind nu numai prețul noului element (cel vechi fiind, în general, irecuperabil) dar și cheltuielile de demontare, de sprijinire a elementelor de deasupra sau de demontare a lor, de montare a noului element în spații închise și inaccesibile etc. Costul procedurii de consolidare a elementului inapt tehnic este cu mult mai mic decît costul procedurii de înlocuire și uneori consolidarea reprezintă unica posibilitate tehnică de păstrare a construcției în funcțiune.

5.1.3 Avantajele îmbinărilor cu SIR-uri

Printre avantajele îmbinărilor cu SIR-uri se pot enumera :

- în comparație cu alte tipuri de îmbinări ale elementelor prefabricate și mai ales a celor ce folosesc bare postîntinse cu ancoraje active, îmbinările cu SIR-uri prezintă o execuție mai simplă, cu un consum redus de manoperă și timp scurt de execuție ;
- datorită faptului că nu este necesară mătarea sau injectarea golului dintre gaură și șurub, precum și a simplității îmbinării, se elimină o serie de defecte ce facilitează o reală creștere a calității execuției și în consecință a siguranței în exploatare ;
- ca toate îmbinările cu șuruburi și îmbinarea cu SIR-uri a elementelor prefabricate este demontabilă ;
- îmbinările cu SIR-uri permit mărirea după un anumit timp, a forței de precomprimare (prin strângerea piuliței) dînd posibilitatea compensării pierderilor de tensiune din tijele șuruburilor ;
- unul din avantajele cele mai importante ale îmbinărilor cu SIR-uri constă în ușurința cu care se pot atașa la elementele existente, elemente prefabricate noi, necesare ca urmare a unor reparații capitale, consolidări sau modificări ale construcțiilor.

5.1.4 Domenii de utilizare în condiții avantajoase a îmbinărilor cu SIR-uri

În practica mondială structurile prefabricate din beton armat asamblate cu SIR-uri au avut o utilizare limitată. Analiza efectuată în cadrul studiilor teoretice a acestei lucrări a scos în evidență următoarele domenii de utilizare în condiții avantajoase :

- clădiri etajate în cadre P+1, P+2 cu încărcări utile pîna 5 KN/m^2 , amplasate în zonele seismice D...F; În acest sens se propun soluții de îmbinări cu continuitate și de tip articulație parțială ;
- clădiri antiseismice multietajate cu structură în cadre-diafragme, unde se preconizează cea mai largă utilizare; sistemele structurale în cadre-diafragme simplifică în mod substanțial îmbinările ce pot varia de la încastrări parțiale la articulații, permițînd dezvoltarea unor soluții cu multe niveluri ;
- clădiri antiseismice multietajate cu nucleu central și cadre periferice articulate ;
- lucrări de reconstrucție sau reamenajare, care implică prevederea unor console pentru rezemarea noilor grinzi, mărirea capacității unor îmbinări existente etc; practica străină indică rezultate foarte bune la introducerea unor grinzi de rulare și la consolidări de silozuri ;

- clădiri demontabile.

5.2 Cercetări întreprinse în străinătate și în țară

Cercetările și lucrările experimentale realizate pînă în prezent pe plan mondial și național se referă în majoritatea cazurilor la diferite posibilități de utilizare a precomprimării clasice (cu ancoraje active), la asamblarea unor elemente liniare sau a nodurilor grindă-stîlp, în vederea realizării unor structuri în cadre din elemente prefabricate.

Ideea predării forțelor tăietoare prin frecarea dintre suprafețele de contact a două elemente prefabricate din beton armat, a apărut prima dată în R.S.F. Iugoslavia în 1957 pe baza concepției prof. ing. Branko Zezely odată cu conceperea structurii cunoscute pe plan mondial sub denumirea de I.M.S., iar la noi în țară sub denumirea de structură tip SPAP /R.1/. Ideea conceptuală a unei astfel de structuri este prezentată în figura 5.1.

La acest tip de structură, îmbinarea dintre planșee (dale prefabricate) și stîlpi (prefabricați pe mai multe niveluri) se realizează prin frecarea dintre fața laterală a stîlpului și a planșeului, datorită forței de precomprimare, așa cum se poate vedea în figura 5.2.

Primele blocuri de locuințe au fost realizate în orașul Beograd. După 1968 sistemul s-a extins și în alte țări (Cuba, Italia, Ungaria, URSS, Austria, Chile etc.). De menționat faptul că sistemul s-a comportat deosebit de bine la cutremurele puternice de la Scopje (R.S.F. Iugoslavia) și Tașkent (URSS).

La conferința FIP din 1976 s-au prezentat mai multe tipuri de îmbinări grindă-stîlp realizate cu ajutorul precomprimării parțiale cu armături postîntinse scurte cu ancoraje active.

Cercetări experimentale pe subansambluri grindă-stîlp asamblate prin bare precomprimare s-au efectuate de Baleriola J.A., Suetugu, Porta și Blakeley. În aceste încercări precomprimarea s-a realizat prin procedeul clasic a armăturilor postîntinse cu ancoraje active.

În figura 5.3 se redă un exemplu de subansamblu experimentat de Baleriola J.A. Celelalte elemente experimentate de ceilalți autori sunt foarte asemănătoare cu cel prezentat în fig. 5.3.

Spre deosebire de îmbinările precomprimare cu ancoraje active, îmbinările cu SIR-uri au fost, pînă în prezent, mai puțin studiate. În 1978 apare la Dusseldorf, în Konstruktions Atlas /K.2/, o prezentare a unor moduri de fixare cu tije filetate pretensionate a grinzilor de beton pe consolele stîlpilor.

În 1982 Eibel J. și Schürmann U. /E.3/ prezintă experimentarea și calculul îmbinării cu SIR-uri dintre o consolă și un stîlp, ambele din beton armat (figura 5.5 a). Sunt date relațiile de calcul pentru două mecanisme de rupere posibile, la forțe tăietoare (fig.5.5.b) și la încovoiere (fig.5.5.c), măsuri de protecție anticorozivă a șuruburilor și de protecție antifoc.

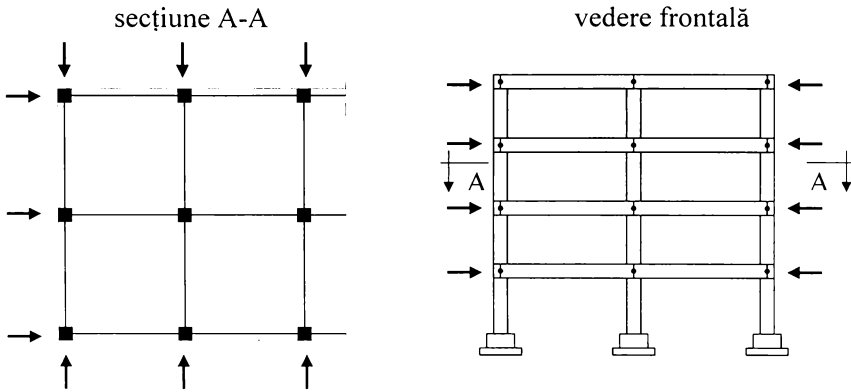


Fig. 5.1 Structură tip SPAP

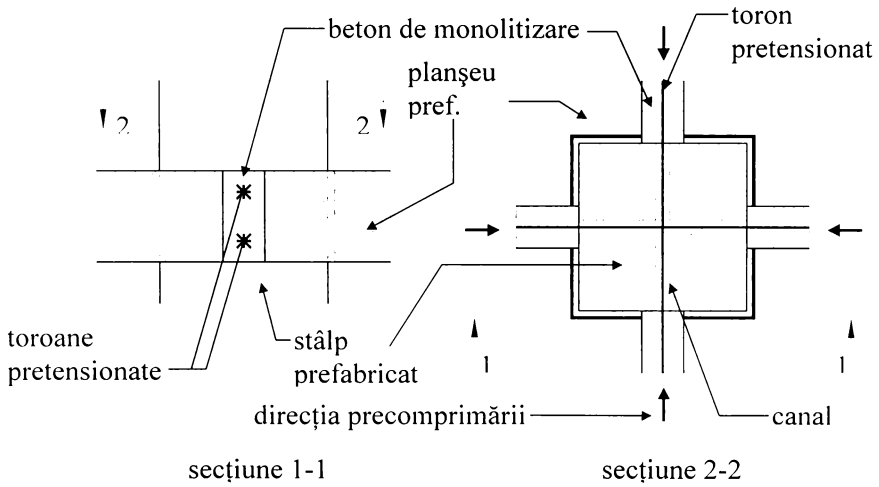


Fig. 5.2 Imbinarea dalelor prefabricate cu stâlpilor (SPAP)

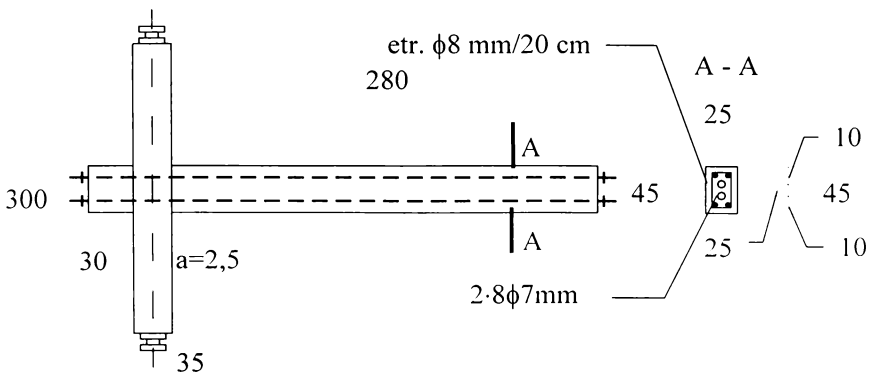


Fig. 5.3 Imbinare cu SIR - uri ; model experimental

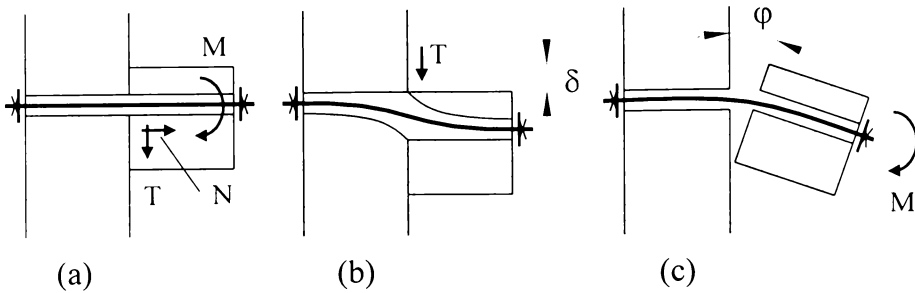


Fig.5.5 Moduri de cedare a îmbinărilor cu SIR-uri : a - solicitările îmbinării ; b - cedare la forță tăietoare ; c - cedare la încovoiere /E.3/

În 1984 Holz K. /H.3/ analizează avantajele folosirii îmbinărilor cu SIR-uri, în cazul modificărilor sau transformărilor impuse unor structuri din beton armat sau precomprimat existente. Astfel se pot atașa console de stâlpi, grinzi secundare de grinzi principale, se pot monta stâlpi de fundații existente, etc.

În majoritatea cazurilor studiate, problematica experimentală s-a redus la prinderea unor console din beton armat de stâlpi prefabricați.

În prescripțiile americane ideea realizării unor îmbinări cu SIR-uri între elemente structurale din beton precomprimat apare în 1978 - PCI design handbook precast prestressed concrete, partea a 5-a "Design of connections". Sunt date exemple de realizare a îmbinărilor cu SIR-uri la diferite elemente de construcții și anume: stâlp-fundație, stâlp-consolă, grindă-stâlp, grindă secundară-grindă principală, etc.

În țară există experiență atât în domeniul introducerii unei stări generale de eforturi inițiale într-un ansamblu structural sau a zonelor de îmbinare a elementelor structurale, cât și în domeniul fixării prin frecare, cu ajutorul șuruburilor de înaltă rezistență, a unor elemente auxiliare în vederea reparării sau a consolidării unor elemente structurale.

Cele mai multe încercări experimentale pentru nodurile de cadru asamblate prin precomprimare au fost realizate pe platforma seismică de la Iași. Încercările s-au efectuat pe subansambluri grindă-stâlp sau pe porțiuni de structură.

Au fost utilizate, cu caracter experimental, pretensionări de noduri la unele clădiri civile și industriale de către specialiști din Institutul Politehnic Iași.

Călin G. și Stănescu I. în lucrarea "Cercetări asupra aplicării precomprimării parțiale a îmbinărilor de continuitate a elementelor prefabricate", prezintă rezultatele cercetărilor efectuate pe subansambluri grindă-stâlp-grindă, asamblate prin precomprimare cu bare curbe postîntinse. S-au folosit trei tipuri de bare postîntinse: sîrme SBP împreună cu armături

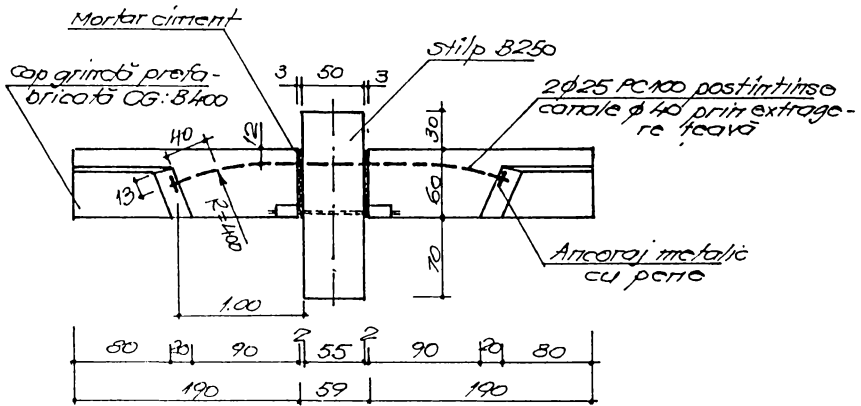


Fig.5.6 Imbinare grindă - stîlp cu armături curbe postîntinse

pasive, fascicole și bare din oțel de înaltă rezistență tip PC100. În figura 5.6 se arată elementul experimental cu bare curbe postîntinse de tip PC100.

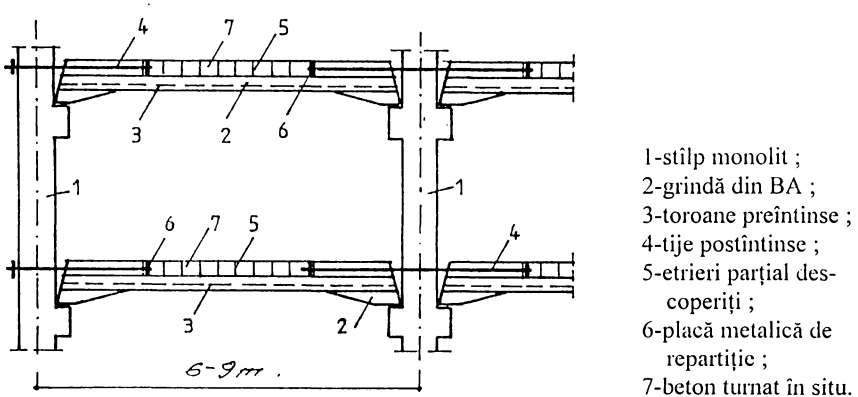


Fig.5.7 Imbinare grindă - stîlp cu armături postîntinse - proiect I P Iași

Mihul A., și Hobjiță V. /M.13/ au studiat o structură industrială în cadre etajate cu deschideri și încărcări relativ mari, care a fost realizată la IATC-Botoani (figura 5.7).

Grinzile de secțiune variabilă sunt elemente precomprimate cu armătură preîntinsă, chertate în zona centrală. Ele reazemă pe consolele stîlpilor

prefabricați. Stâlpii, din beton armat s-au precomprimat, sunt realizați împreună cu consolele dintr-o singură bucată pe întreaga înălțime a structurii. Legătura grinzilor cu stâlpii prefabricați s-a făcut prin intermediul unor tije filetate pretensionate, ancorate în pragurile zonelor chertate. Tijele pretensionate introduc un efort de precomprimare local în nodurile grindă-stâlp.

Autorii acestui proiect considerau că sunt necesare în continuare studii și cercetări experimentale privind comportarea acestor îmbinări din punct de vedere al ductilității precum și protecția anticorozivă a tijelor filetate postîntinse.

5.3 Considerații privind realizarea îmbinărilor cu SIR-uri

Pentru a aborda acest tip de îmbinare în proiectare și execuție sunt necesare date privind materialele folosite în îmbinare, condițiile tehnice de proiectare (relații de calcul, principii constructive) și condițiile tehnice de execuție (tehnologie, verificări etc.).

În urma cercetărilor și a studiilor teoretice efectuate în această lucrare, având ca bază literatura de specialitate și încercările experimentale existente în acest domeniu, se prezintă în continuare propunerile de fundamentare a datelor referitoare la concepția, proiectarea și execuția îmbinărilor cu SIR-uri.

5.3.1 Materialele folosite în îmbinările cu SIR-uri

Elementele prefabricate ce se îmbină cu SIR-uri vor fi realizate din beton de clasă minimă Bc20.

Mortarul din rosturi

Funcție de tipul elementelor îmbinate și poziția lor în structură, îmbinările cu SIR-uri pot avea rostul de îmbinare orizontal sau vertical.

Pentru transmiterea în bune condiții a forței de precomprimare între elementele îmbinate este necesar ca între suprafețele de contact, perpendiculare pe șuruburi, să se prevadă un mortar de ciment cu întărire rapidă având clasa de minimum Bc20. La stabilirea compoziției mortarului se recomandă folosirea cimentului P 45. În cazul în care se consideră necesar se admite ca la prepararea mortarului să se folosească și acceleratori de priză.

La îmbinările cu rost orizontal mortarul va avea o consistență plastic-vîrtoasă, iar la cele cu rost vertical, pentru a se obține o umplere completă a rostului e necesar ca mortarul să fie plastic-moale, fără a curge însă.

Pentru a se realiza continuitatea zonei comprimate a îmbinării, grosimea rosturilor orizontale sau verticale perpendiculare pe șuruburile de înaltă rezistență va fi cuprinsă între 2 și 4 cm, în conformitate cu instrucțiunile de folosire a bolțarilor asamblați prin precomprimare.

Cercetări privind componența și caracteristicile fizico-mecanice a mortarelor folosite în rosturile îmbinărilor precomprimate au fost efectuate la catedra CCIA a Facultății de Construcții din Timișoara și ICCPDC-Filiala Timișoara, în cadrul studiilor teoretice și experimentale privind realizarea și comportarea structurilor prefabricate asamblate prin postcomprimare SPAP /C.18/. În această lucrare se indică rețeta unui beton de marcă B400 cu agregate fine (0...3 mm) în două sorturi, beton ce atinge la trei zile rezistența pe cub de 20 MPa.

Suruburile de înaltă rezistență

Îmbinările elementelor prefabricate (din beton armat sau metalice) se fac cu elemente de legătură care pot fi legături monolite, suduri sau elemente mecanice. În categoria elementelor mecanice de legătură intră șuruburile de înaltă rezistență.

Cerințele necesare șuruburilor de înaltă rezistență folosite în îmbinările elementelor din beton armat sau precomprimat (rezistențe superioare și relaxare redusă pentru a scădea la maximum pierderile de tensiune din țije), sunt satisfăcute de oțelurile din care se confecționează șuruburile de înaltă rezistență folosite în îmbinările construcțiilor metalice.

Caracteristicile acestor șuruburi se pot lua conform instrucțiunilor C133-82 /C.1/ și STAS 791-88 /S.8/. Conform acestora se recomandă pentru organe de asamblare oțelurile 34MoCr11 și 42MoCr11, oțeluri încadrate în clasele de caracteristici mecanice 8.8 și 10.9 din STAS 2700/3-69 /S.7/.

Protecția anticorozivă a șuruburilor s-a abordat în cadrul contractului nr. 1510/1990 faza a VI-a/1992, ce a avut ca obiect experimentări și studii teoretice pentru protecția anticorozivă a șuruburilor de înaltă rezistență prin cromare dură, zincare la cald și zincare electrolitică alcalină necianurică pe suport de oțel /C.16/.

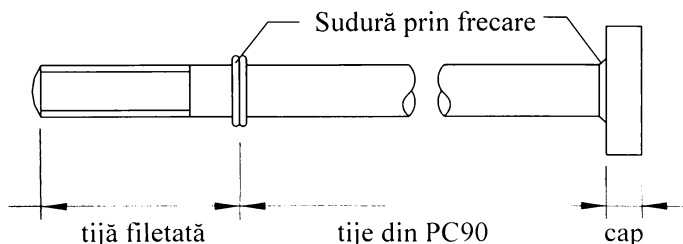


Fig. 5.8 Surub asamblat prin sudură din trei elemente

Suruburile de înaltă rezistență se pot executa în trei variante: dintr-o singură bucată, asamblate din trei bucăți și șuruburi tip prezoane.

Șuruburi dintr-o singură bucată, existente pe piața comercială din țară sau străinătate, se folosesc când lungimea necesară a șuruburilor este relativ scurtă.

Dacă lungimile șuruburilor folosite la îmbinările construcțiilor metalice nu sunt suficiente, se confecționează șuruburi de înaltă rezistență prin asamblarea a trei elemente: un cap hexagonal, o tijă nefiletată și o tijă filetată, ca în figura 5.8.

Tija filetată și capul hexagonal al șurubului se execută uzinat, separat, din oțeluri prevăzute în /C.1/ și /S.7/.

Tija nefiletată, lisă, se poate confecționa din oțel PC90, ale cărui caracteristici mecanice se încadrează în clasa 8.8 (vezi tabelul 5.1). Diametrul tijei nefiletate se alege egal cu diametrul interior (minim) al porțiunii filetate.

Îmbinarea tijei nefiletate cu capul hexagonal și tija filetată se recomandă să se facă cu sudură prin frecare /C.19/.

Folosirea prezoanelor (bare filetate la ambele capete), se justifică în cazul în care capul fix al șuruburilor ar putea împiedica montajul. Ca și în cazul șuruburilor și prezoanelor se pot executa dintr-o singură bucată sau din trei bucăți asamblate prin sudură.

Tabelul 5.1

Caracteristicile mecanice ale oțelurilor românești folosite la realizarea șuruburilor de înaltă rezistență în concordanță cu /S.7/ și /T.5/

denumire oțel	ϕ [mm]	$R_{p\ 0,2\text{-minim}}$ [MPa]	R_m (rupere) [MPa]	$R_m / R_{p\ 0,2}$ (valoare medie)	$A_5\ \%_{\min}$
34MoCr11	≤ 16	800	1000-1200	1,37	11
	16...40	650	900-1100	1,54	12
42MoCr11	≤ 16	900	1100-1300	1,33	10
	16...40	750	1000-1200	1,47	11
PC90	≤ 40	600	900-1100	1,67	12

P100-92 impune oțelurilor folosite pentru armăturile structurilor antiseismice valorile $A_5\ \%_{\min} \geq 12$ și raportul $R_m / R_{p\ 0,2} \leq 1,55$. Aceste valori impuse de P100 situează oțelurile din tabelul 5.1 la limita inferioară a ductilității necesare armăturilor folosite în structuri antiseismice.

Alegerea tehnologiei de fabricație a șuruburilor de înaltă rezistență și a mărcii de oțel se face în baza unor criterii economice, ținându-se seama de prețurile actuale din țară, de tipurile de oțel produse în țară și în străinătate și de dimensiunile șuruburilor de înaltă rezistență.

5.3.2 Tehnologia de execuție a îmbinărilor cu SIR-uri

5.3.2.1 Imbinări cu rost orizontal

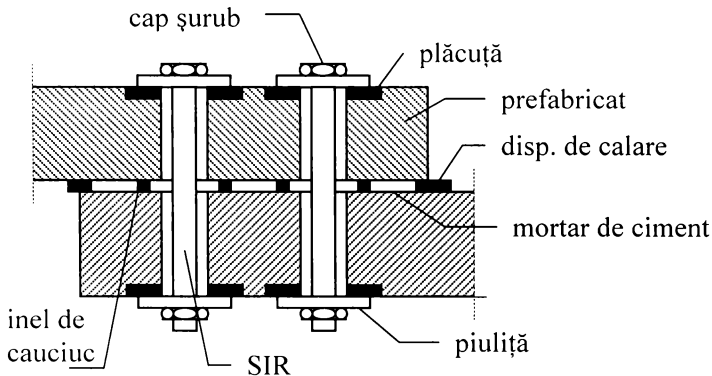


Fig.5.9 Imbinare cu rost orizontal

Imbinările cu rost orizontal trebuie astfel concepute încât să existe un element prefabricat cu rol de susținere, pe care să se sprijine celălalt element. Acest tip de îmbinare este prezentată în figura 5.9.

Tehnologia de execuție cuprinde următoarele faze /H.1/ :

1. Curățirea suprafeței de contact a prefabricatului de susținere. In acest scop se îndepărtează corpurile străine cu un spaclu, perie și/sau suflare cu aer comprimat. In cazul în care apar unele proeminențe, acestea nu se vor îndepărta cu dalta ci prin polizare, pentru a nu deteriora suprafața de rezemare.
2. In jurul găurilor pentru șuruburi se așează câte un inel de cauciuc, pentru a împiedica pătrunderea mortarului în găuri.
3. Pe suprafața de contact a elementului prefabricat de susținere se întinde un strat de mortar plastic vîrtos, cu întărire rapidă, cu marca minimă de 20 MPa.
4. Se amplasează dispozitivele de calare necesare poziționării prefabricatului susținut. In cazul în care nu se dispune de dispozitive speciale, calarea se poate face cu pene din lemn de esență tare sau cu bucăți din tablă de oțel.
5. Concomitent cu operațiile descrise mai sus, se curăță suprafața de contact a elementului ce va fi rezemat urmînd operațiile descrise la punctul 1.
6. Se așează prefabricatul susținut și se calează la poziția cerută în proiect. Mișcările pe verticală a elementului susținut vor fi numai de coborîre, pentru a menține un contact intim cu mortarul de poză.

7. Concomitent cu operațiile de pozare a prefabricatului, se pregătesc șuruburile verificându-se filetele și integritatea stratului de protecție anticorozivă. Nu se admite folosirea șuruburilor cu stratul de protecție anticoroziv deteriorat.
8. Se introduc șuruburile de înaltă rezistență și se face o ușoară strângere a acestora, astfel încât să se producă o tendință de eliminare a mortarului din rost.
9. După ce mortarul din rost a atins rezistența de 20 MPa, se scot dispozitivele de calare și se execută strângerea definitivă a șuruburilor. Strângerea se face cu chei dinamometrice (ca la îmbinările construcțiilor metalice), respectându-se ordinea de strângere a șuruburilor și valorile indicate în fișa tehnologică din proiect.

5.3.2.2 Imbinări cu rost vertical

Se recomandă ca la proiectare structura de rezistență să se conceapă astfel încât în fiecare îmbinare să avem cel puțin un element fix (de regulă stâlpii) de

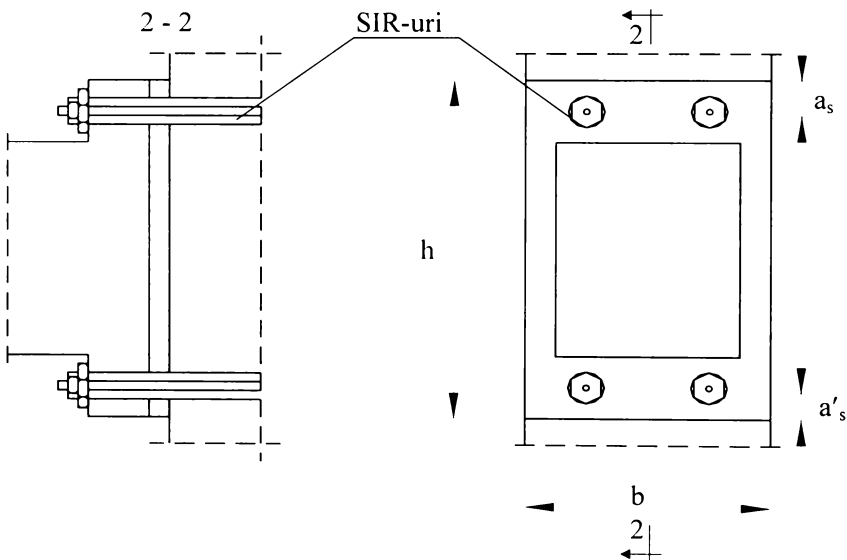


Fig.5.10 Imbinare cu rost vertical

care se fixează consolele de inventar, necesare sprijinirii și calării elementelor ce se îmbină.

Un tip de îmbinare cu rost vertical este prezentat în figura 5.10.

Tehnologia de execuție a îmbinărilor cu rost vertical cuprinde următoarele faze /H.1/ :

1. Curățirea suprafețelor de contact a celor două elemente ce se îmbină. Operația se face ca în cazul îmbinărilor cu rost orizontal (faza 1 de execuție).

2. De elementul prefabricat fix se montează consola de inventar și dispozitivele de calare. În lipsa dispozitivelor, calarea se poate face și cu pene din lemn de esență tare sau cu pachete din tablă de oțel.
3. Se așează prefabricatul mobil pe consolele de inventar și se calează.
4. Concomitent cu operațiile de calare, se pregătesc șuruburile de înaltă rezistență. Operația este similară cu cea de la îmbinările cu rost orizontal (faza a 7-a de execuție).
5. Se introduc în rost inelele de cauciuc care împiedică pătrunderea mortarului în găurile șuruburilor.
6. Se introduc șuruburile de înaltă rezistență și se strâng ușor pentru a fixa prin pesare inelele de cauciuc.
7. Se cofrează rostul.
8. În rost se toarnă un mortar de ciment plastic-moale cu întărire rapidă. Se va avea deosebită grijă ca rostul să fie bine umplut cu mortar. Se admite îndesarea mortarului cu vergele de oțel beton, avându-se grijă să nu se deranjeze inelele de cauciuc.
9. După ce mortarul din rost a atins rezistența de 20 MPa, se execută strângerea definitivă a șuruburilor respectându-se ordinea de strângere și valorile indicate în fișa tehnologică din proiect.

Deoarece șuruburile de înaltă rezistență sunt protejate contra coroziunii, nu este necesară umplerea cu mortar a spațiilor dintre tijele șuruburilor și găuri. În caz că acest lucru se face totuși, umplerea se va face cu un mortar fluid, fără a se impune condiții speciale privind marca acestuia și operațiunea de umplere.

Capul șuruburilor și piulițele pot fi înecate sau aparente. Pentru a mări rezistența la foc a îmbinării, se recomandă înglobarea acestora într-un strat de mortar de ciment, așa cum se arată în figura 5.11 /E.3/.

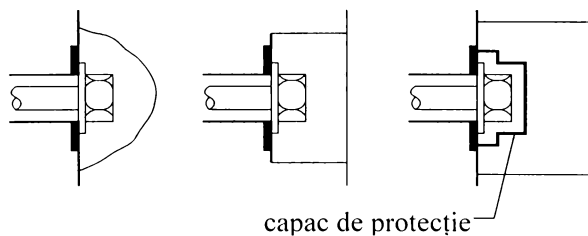


Fig.5.11 Protecția capului de șurub

La îmbinările elementelor prefabricate necesare realizării construcțiilor noi, în majoritatea cazurilor, șuruburile de înaltă rezistență străbat piesele ce se îmbină. În acest caz, ancorarea șuruburilor se face prin intermediul capului și al piuliței pe fețele laterale ale elementelor ce se îmbină (fig. 5.11).

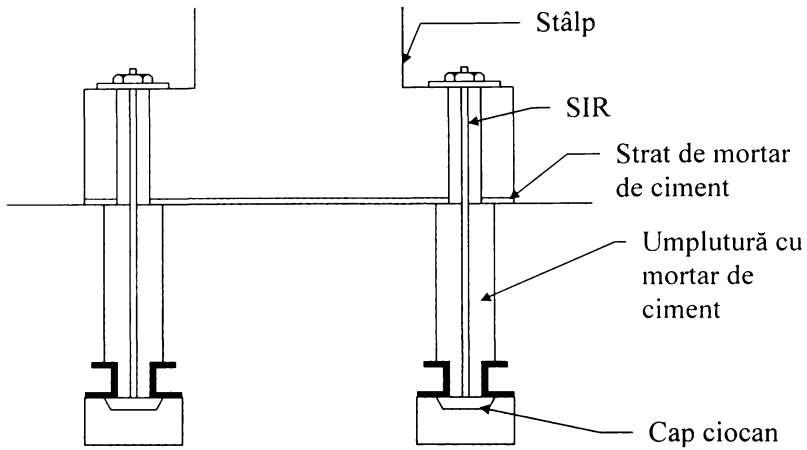


Fig. 5.12 Ancorarea SIR-urilor cu cap ciocan

În cazul îmbinării unor piese masive (fundații, grinzi și stâlpi cu dimensiuni mari, etc.), când străpungerea piesei masive nu este posibilă sau rentabilă, se pot adopta și alte soluții de ancorare mecanică. În figura 5.12 se prezintă un exemplu clasic de ancorare a SIR-urilor într-o fundație cu cap ciocan, soluție des folosită la construcțiile metalice.

În cazul stâlpilor și al grinzilor se pot adopta și soluții de fixare a SIR-urilor în piulițe înglobate la turnarea prefabricatelor, ca în figura 5.13.

Când se necesită prinderea unor elemente prefabricate noi (grinzi, console, etc.) de elemente structurale vechi, canalele pentru fixarea șuruburilor de înaltă rezistență în elementul vechi se execută cu un burghiu rotopercutor.

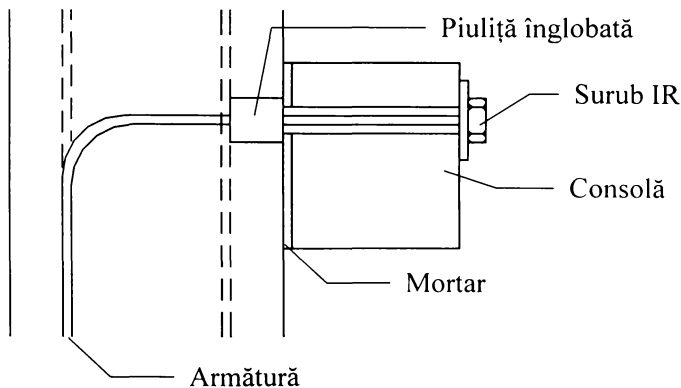


Fig.5.13 Ancorarea SIR-urilor în piulițe înglobate

Dacă piesa are dimensiuni mari, canalul are o adâncime limitată și șuruburile se ancorează în beton prin dibluri expansive (la solicitări reduse) sau prin lipire cu rășini epoxidice (la solicitări mari) /H.3/.

Pentru ca prin strângerea definitivă a șuruburilor în tijă să se realizeze forța de întindere rezultată din calcul, este necesar ca în viitor să se determine pe cale experimentală diagrame care să exprime legătura dintre forța de strângere și efortul unitar din tijă, pentru diferite sortimente de oțel și diferite diametre de șuruburi.

5.3.3 Tipuri de îmbinări realizate cu SIR-uri

Îmbinile cu SIR-uri cuprind o mare diversitate de variante. În cele ce urmează, se prezintă o serie de îmbinări cu SIR-uri, grupate funcție de elementele ce se îmbină.

Îmbinări stâlp-fundație

La îmbinările cu SIR-uri stâlpii prefabricați din beton armat se prevăd cu un cuzinet dezvoltat în plan. Șuruburile de înaltă rezistență se pot introduce în fundația de beton simplu sau armat în timpul execuției acesteia. O altă variantă este de a ancora șuruburile cu cap ciocan în locașuri lăsate în fundație, ca în figura 5.12

Se practică și soluții la care stâlpii au la partea lor inferioară atașat un guler metalic prin intermediul căruia se face prinderea stâlpului de fundație.

Îmbinările stâlp-fundație cu SIR-uri sunt capabile să predea forțe axiale, forțe tăietoare și momente încovoietoare pe ambele direcții.

Îmbinări stâlp-stâlp

Îmbinarea în prelungire a stâlpilor prefabricați cu SIR-uri se face numai în cazul în care stâlpii, în faza de exploatare, pot fi solicitați și la forțe de întindere. Pentru acest fel de îmbinare se pot imagina mai multe soluții.

În figura 5.14 sunt redată două soluții reprezentative: cu reducerea secțiunii stâlpului în dreptul îmbinării (fig.5.14 a) și cu evazarea stâlpului în dreptul îmbinării (fig.5.14 b).

Îmbinările cu reducerea secțiunii stâlpului sunt posibile având în vedere faptul că îmbinările se realizează în secțiuni cu solicitări reduse ; în cazuri freevent întâlnite, din condiții de rigiditate stâlpii au secțiunea transversală mai mare decât cea rezultată din condițiile de rezistență.

În a doua soluție evazările se pot executa imediat sub tavan, putând fi folosite drept console pentru rezemarea elementelor de planșeu.

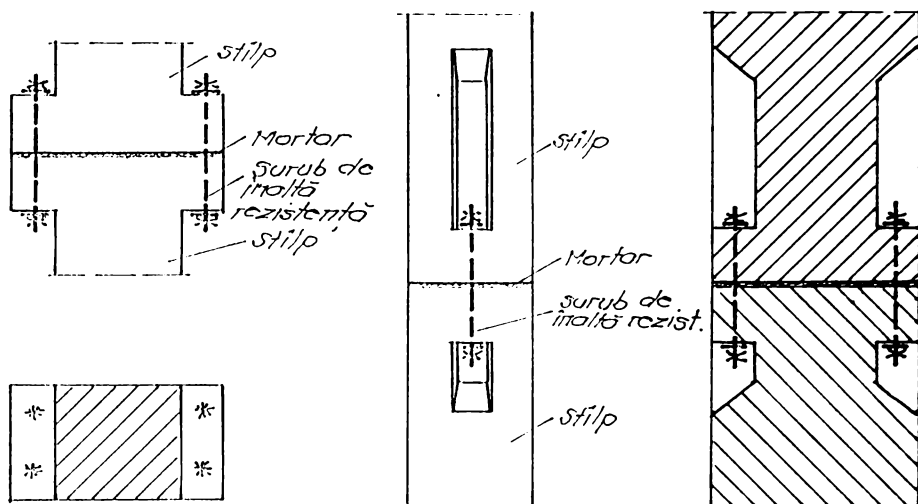


Fig.5.14 Îmbinări stîlp - stîlp : a - cu reducerea secțiunii ; b - cu evazarea secțiunii

Îmbinări grindă-grindă

Se consideră îmbinări grindă-grindă îmbinările prin care se asigură continuitatea unor grinzi prefabricate. În figura 5.15 se dau cîteva soluții de astfel de îmbinări. Acestea sunt foarte asemănătoare cu îmbinările

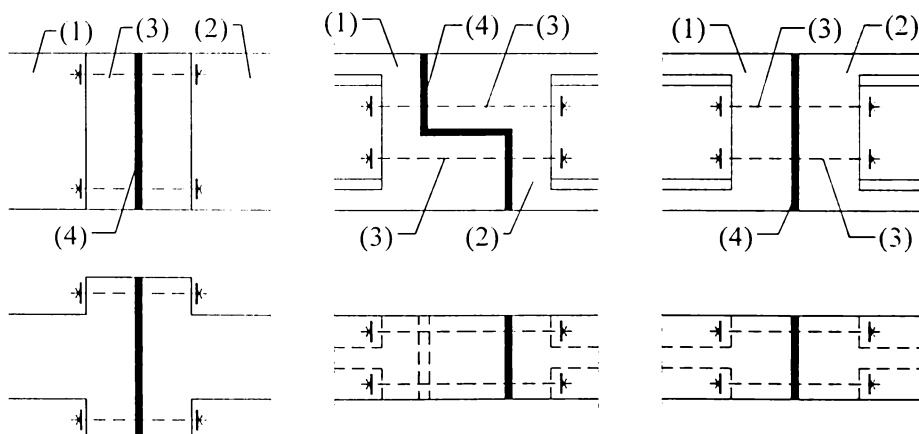


Fig.5.15 Îmbinări grindă - grindă : 1 - grindă stînga; 2 - grindă dreapta ; 3 - SIR-uri ; 4 - mortar.

precomprimate cu bare groase filetate, asigurând în bune condiții continuitatea grinzilor, atât din punct de vedere al solicitărilor cât și a rigidității.

Îmbinări stâlp-consolă

Este îmbinarea cea mai des amintită în literatura de specialitate. La această îmbinare console se atașează ulterior la stâlpi, datorită faptului că structura comportă anumite modificări sau din necesități tehnologice (consolele împiedică montarea anumitor prefabricate). În multe cazuri stâlpii necesită console pe ambele direcții. Stâlpii cu console în cruce sunt greu de executat, preferându-se atașarea ulterioară a consolelor pe una din direcții. În figura 5.16 sunt exemplificate două exemple de atașare a unor console la stâlpi din beton armat.

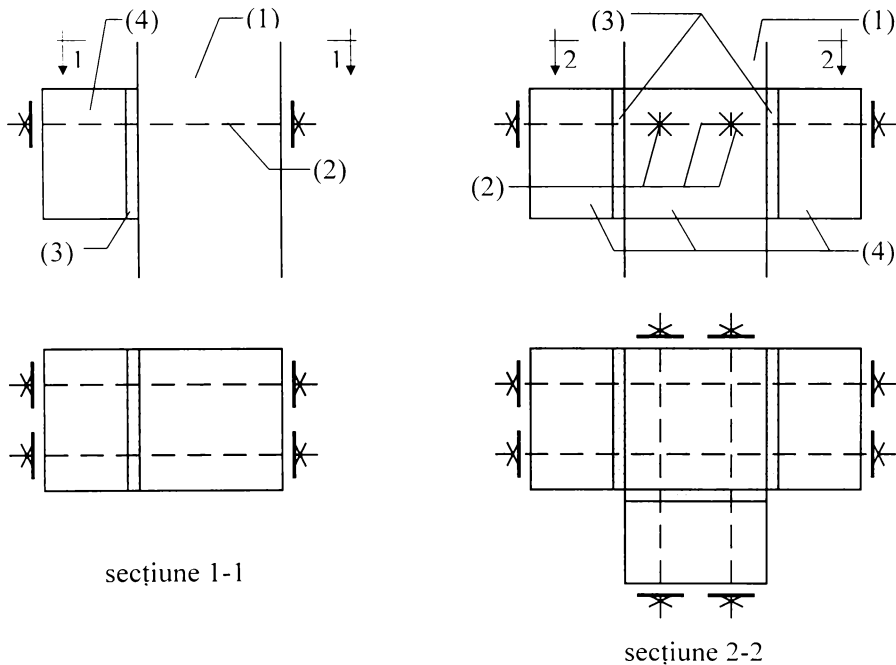


Fig. 5.16. Atașare de console cu SIR-uri : 1 - stâlp; 2 - SIR; 3 - mortar; 4 - consolă

Îmbinări grindă-stîlp

Sunt îmbinările cele mai complexe, folosite la realizarea structurilor în cadre sau cadre-diafragme și practic se deosebesc foarte puțin de îmbinările precomprimate cu tije filetate. Funcție de poziția dintre stîlp și grindă (sau grinzi), a formei stîlpului și a grinzii, se pot imagina o gamă largă de tipuri de îmbinări. După monul de alcătuire și în special de amplasare a SIR-urilor

variază și capacitatea de a prelua diversele solicitări. În figurile 5.17 și 5.18.a sunt date diverse posibilități de realizare a acestor îmbinări. În figura 5.18.b este dată îmbinarea dintre un stâlp cu console și elemente plane de planșeu (dale).

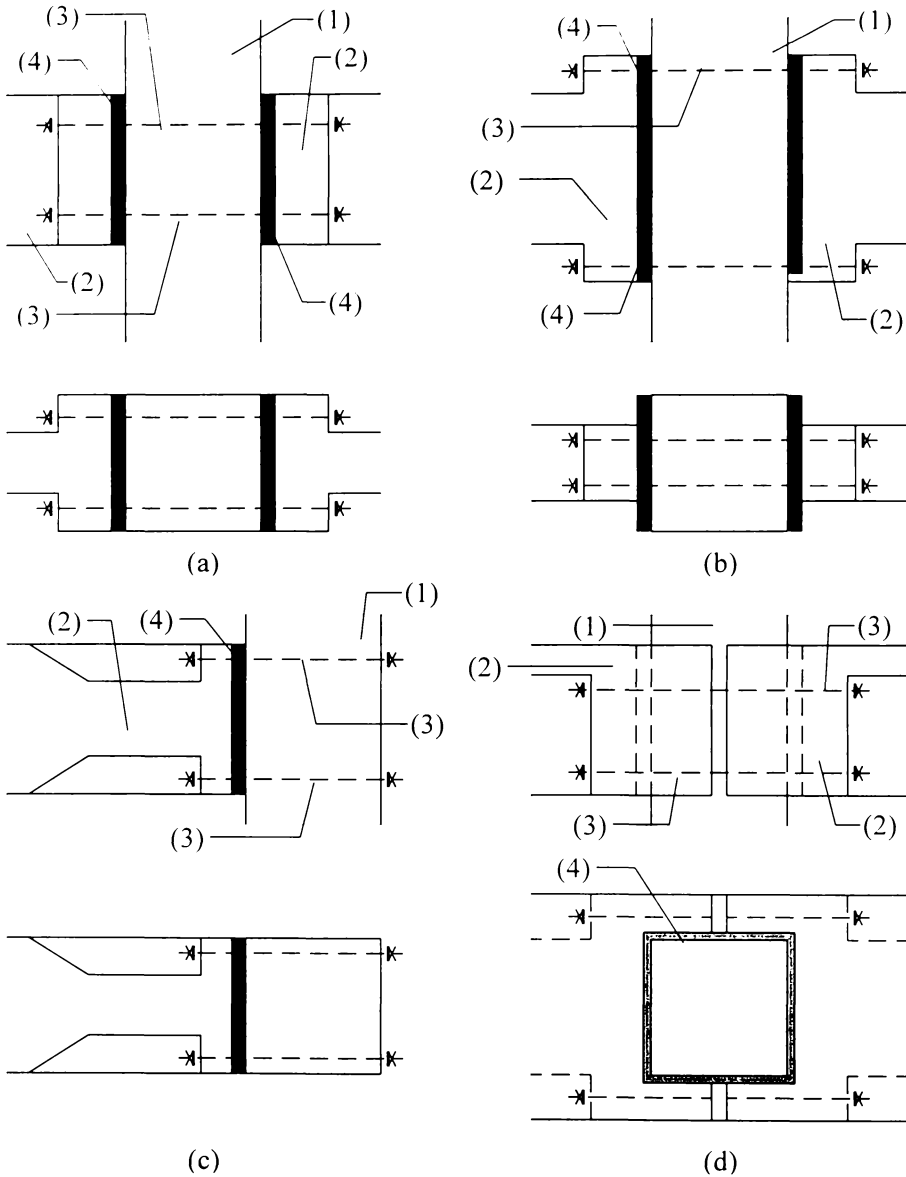


Fig.5.17. Tipuri de îmbinări grindă-stâlp : 1 - stâlp ; 2 - grindă ; 3 - SIR-uri ; 4 - mortar

Îmbinările prezentate în figurile 5.12...5.18, nu epuizează toată gama posibilă de îmbinări, dar reprezintă câteva exemple caracteristice.

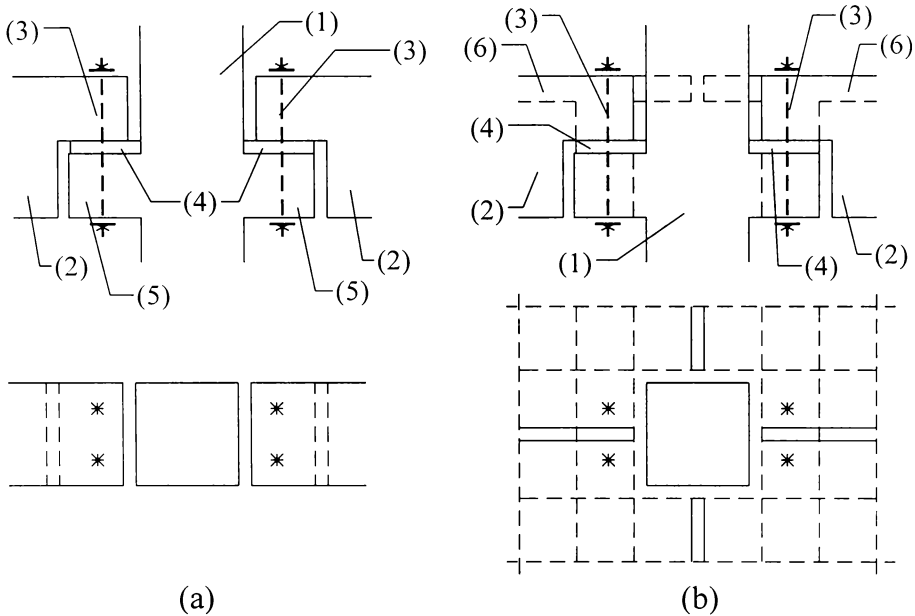


Fig.5.18 Îmbinarea dalelor prefabricate cu stâlpii: 1 - grindă stânga; 2 - grindă dreapta; 3 - SIR-uri; 4 - mortar; 5 - consolă; 6 - planșeu.

5.4 Considerații privind condițiile tehnice de proiectare a îmbinărilor grindă-stîlp cu SIR-uri

Realizarea unei stări inițiale de eforturi într-un ansamblu structural de beton este o problemă de pretensionare și în particular, în cazul noilor îmbinări propuse, o problemă de dimensionare a secțiunilor din beton precomprimat cu armătură postîntinsă. Se pune problema de adaptare a calculului acestor secțiuni, dat de STAS 10 107/0-90, la condițiile particulare de lucru a acestor îmbinări și completarea lor, acolo unde este cazul.

Conceptul enunțat mai sus include:

- stabilirea ipotezelor simplificatoare și a principiilor de bază în stările limită luate în considerare ;
- limitările impuse de comportarea specifică a acestor îmbinări în diferite stadii de lucru ;
- relații de calcul în acord cu principiile și limitările vizate mai sus ;
- ductilitatea îmbinării.

Deși, din punct de vedere a legăturii structurale, îmbinările cu SIR-uri se pot concepe și considera articulații perfecte, din punct de vedere al îmbinării trebuie verificată capacitatea portantă și de rotire a ei, ținându-se cont și de momentele încovoietoare ce pot să apară.

În cazul îmbinărilor cu rost orizontal calculele se fac în mod similar, cu mențiunea că în relațiile de calcul se va înlocui forța axială cu forța tăietoare și invers, forța tăietoare cu cea axială.

În cele ce urmează se vor trata îmbinările încastrate dublu armate, cu rost vertical, ce pot prelua momente încovoietoare alternante, forțe tăietoare și forțe axiale.

Din cele trei elemente specifice îmbinării grindă-stîlp (nod, zone adiacente nodului și interfața grindă-stîlp) elementul ce pune probleme deosebite de proiectare și verificare este secțiunea interfeței grindă-stîlp.

Nodurile îmbinărilor, avînd în vedere domeniile de utilizare a acestor îmbinări (vezi cap. 5.1.4), vor avea o comportare elastică. Această comportare se datorează faptului că plasticizarea zonelor adiacente nodurilor este redusă în structurile cadre-diafragme, iar la structurile în cadre se deplasează articulațiile plastice spre cîmpul grinzilor, dincolo de zona de îmbinare.

Chiar în situația acceptării plasticizării zonelor adiacente nodurilor, rigiditatea acestor noduri se conservă foarte bine, avînd în vedere cel puțin două motive. Primul este faptul că forța de precomprimare pe direcția grinzilor este un factor ce îmbunătățește comportarea nodurilor /M.12/. Al doilea motiv îl constituie faptul că SIR-urile nu au aderență cu betonul și ca urmare, prin interfețele grindă-stîlp nu se introduc eforturi de întindere în nod și nici nu se propagă plasticizarea armăturilor întinse în nod.

Zonele adiacente nodurilor se tratează ca la orice grindă ce participă sau nu la preluarea încărcărilor seismice a structurii. Si în acest caz, confinarea betonului datorită armării zonei la transfer este un factor pozitiv în ce privește comportarea capetelor ce grindă. După cum articulațiile plastice (dacă se preconizează apariția lor) se deplasează sau nu spre cîmpul grinzilor, zonele adiacente nodurilor se verifică sau nu la o comportare postelastă.

În proiectarea secțiunii, la interfața grindă-stîlp, se consideră stările limita ultime și stările limită ale exploatării normale.

Dintre stările limită ultime se ia în considerare starea limită de rezistență, cu gruparea fundamentală și specială de încărcări. În starea limită de rezistență se include calculul în secțiuni normale la momente încovoietoare alternante, forțe axiale și tăietoare, precum și verificarea ductilității secțiunii.

Dintre stările limită ale exploatării normale se ia în considerare starea limită de fisurare ce se referă la fisura din rostul îmbinării. Avîndu-se în vedere faptul că SIR-urile sunt prevăzute cu protecție anticorozivă, se poate realiza o precomprimare moderată a îmbinării (clasa a treia de fisurabilitate) admitîndu-se în exploatare o deschidere limitată a fisurilor de 0.2 mm în mediile fără

agresivitate și 0,15 mm în mediile cu agresivitate slabă, conform STAS 10107/0-90.

5.4.2 Ipoteze generale de calcul și principii de bază

Îmbinarea grindă-stîlp se calculează ca o secțiune dreptunghiulară din beton precomprimat, dublu armată, ce poate prelua momente încovoietoare, forțe axiale și tăietoare.

Capătul de grindă precomprimat va avea o lungime mai mare sau cel puțin egală cu lungimea zonei de transfer (egală cu înălțimea grinzii).

Calculul acestor zone se face pe baza prevederilor din STAS 10 107/0-90 pentru armături postîntinse fără admiterea fisurării rostului (stadiul I de lucru) Pentru determinarea solicitărilor se iau în considerare forțele de rupere din șuruburi N_r , astfel încît pentru orice tip de solicitare să fie satisfăcută relația (5.1).

$$C \geq S \quad (5.1)$$

unde :

C este capacitatea portantă a zonei de transfer la o anumită solicitare produsă de SIR-uri ;

S - solicitarea produsă de SIR-uri ;

Forțele N_r se determină conform relației (5.2).

$$N_r = k_s A_s R_{p0,2} \quad (5.2)$$

în care

k_s este un coeficient ce ține seama de torsionarea tijeii șurubului ca efect al rotirii piuliței în timpul strîngerii ; în funcție de calitatea oțelului, normele de proiectare a îmbinărilor construcțiilor metalice iau următoarele valori :

$$k_s = 0,8 \text{ pentru oțel din clasa 8.8 ;}$$

$$k_s = 0,7 \text{ pentru oțel din clasa 10.9 ;}$$

A_s - aria șuruburilor în zona filetată;

$R_{p0,2}$ - rezistența minimă convențională de curgere, dată în standardele de produs.

Armarea acestor zone se face în mod curent cu bare din oțel beton. Dacă rezultă o cantitate prea mare de armătură, zonele se pot arma și cu armătură rigidă.

Pentru determinarea stării de eforturi necesare calculului îmbinărilor cu SIR-uri se admit următoarele ipoteze generale de calcul :

1) Diagrama $\sigma - \epsilon$ a betonului comprimat corespunde diagramei parabolă dreptunghi, cu limitarea deformației specifice ultime la valoarea $\epsilon_{bu} = 3 \text{ ‰}$.

Deformația specifică elastică convențională a betonului se consideră la valoarea $\varepsilon_0 = 2 \text{ ‰}$.

2) Modulul de elasticitate longitudinal al betonului E_b , se consideră constant pe întreaga înălțime a zonei comprimate.

3) Diagrama $\sigma_p - \varepsilon_p$ pentru oțelul PC90 se consideră o diagramă biliniară, cu palier de curgere orizontal. Deformația specifică ultimă (de rupere), se limitează la valoarea $\varepsilon_r = 30 \text{ ‰}$ /S.4/, iar deformația specifică limită de calcul la valoarea $\varepsilon_l = 20 \text{ ‰}$.

4) Se admite legea lui Bernoulli pînă la rupere, avînd în vedere că STAS 10107/0-90 prescrie, pentru armături postîntinse, valoarea factorului ce ține seama de conlucrarea betonului întins cu armătura între fisuri în starea limită de rezistență $\varphi = 1$.

5) Pentru oțelurile MoCr11 (clasele 8.8 și 10.9) caracteristicile fizico-mecanice ce nu sunt date în standardul de produs /S.7/, se vor considera ca pentru PC90.

6) Pentru simplificarea calculelor în unele stadii de lucru, efortul de precomprimare se poate considera ca o forță exterioară.

7) Se neglijează coeziunea dintre elementele prefabricate și mortarul din rost.

8) În stadiile de lucru fisurate, zonele întinse ale secțiunii de beton nu se iau în considerare.

9) Pentru a asigura o rupere ductilă, prin cedarea betonului comprimat odată cu curgerea convențională a SIR-urilor, se utilizează soluții pentru care $\xi \leq \xi_{lim} = 0.35$. Dacă se admite o plasticizare moderată a secțiunii, $\xi_{lim} = 0.25$ (P100-92).

10) Exceptînd calculul ductilității secțiunii, creșterea deformației specifice $\Delta\varepsilon_l$ în șuruburile din zona întinsă (la rupere), se limitează la valoarea 0,01.

5.4.2 Stări de tensiune din precomprimare și din acțiuni exterioare

Rezistența de calcul în SIR-uri, considerată efortul unitar de control σ_{pk} , se determină ca la SIR-urile folosite în construcții metalice, cu relația:

$$\sigma_{pk} \leq k_s R_p = k_s \frac{R_{pk}}{\gamma_p} \quad (5.3)$$

unde :

- R_{pk} este rezistența caracteristică a oțelului egală cu $R_{p0.2}$;
- γ_p - coeficient de reducere a rezistenței caracteristice egal cu 1,2 ;
- k_s - conform relației (5.2).

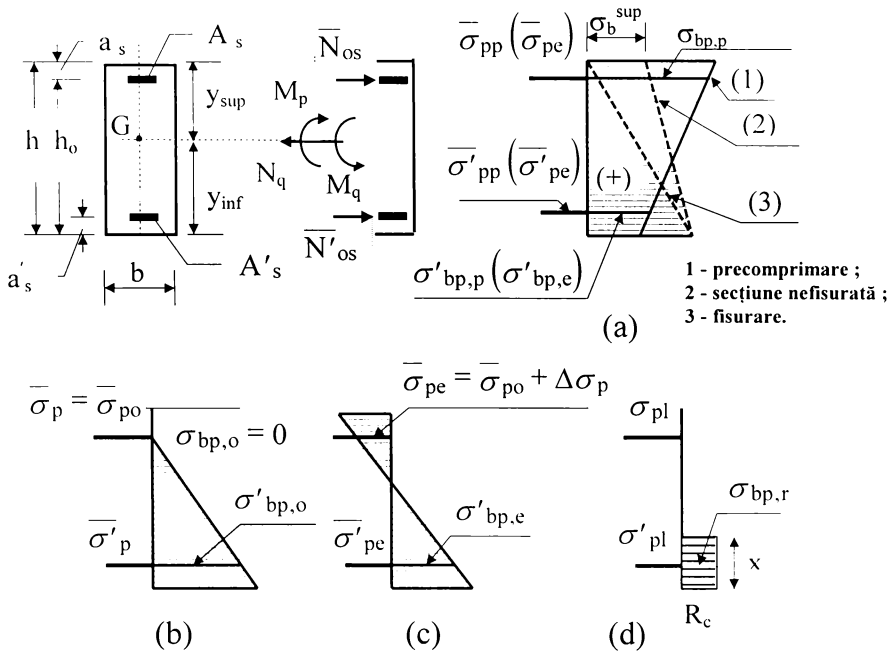
Pierderile de tensiune din SIR-uri apar din contracția și curgerea lente a betonului ($\Delta\sigma_\phi$) și din relaxarea armăturii pretensionate ($\Delta\sigma_r$). Datorită faptului că strîngerea șuruburilor se face în cruce, în trepte mici de strîngere cu

cheia dinamometrică sau prin rotirea piuliței cu unghiuri bine stabilite, pierderile din întinderea succesivă a șuruburilor se compensează și suma lor este neglijabilă.

Pierderile de tensiune datorită contracției și curgerii lente a betonului, precum și datorită relaxării șuruburilor de înaltă rezistență din PC90, se calculează după STAS 10 107/0-90.

Conform normelor pentru construcții metalice relaxările oțelurilor MoCr11 din grupele de caracteristici mecanice 8.8 și 10.9 ($\Delta\sigma_r$) se neglijează.

În literatura de specialitate /E.3, H.3, P.18/ se semnaleză faptul că lungimea redusă a tijelor SIR-urilor contribuie la majorarea pierderilor de tensiune comparativ cu ale elementelor obișnuite din beton precomprimat, la care lungimea armăturilor tensionate este relativ mare. Eibel J. /E.3/ și Holz K. /H.3/ evaluează pierderile de tensiune în SIR-uri la 25 % din efortul unitar în



Notă : în fig.5.19.a notațiile din paranteze pentru eforturile unitare din SIR-uri sunt aferente fazelor (2) și (3)

Fig.5.19. Stări de eforturi în interfața grindă-stîlp : a - precomprimare ; b - decomprimare ; c - exploatare ; d - rupere.

faza inițială σ_{pk} .

Se propune ca suma pierderilor de tensiune calculate după STAS 10107/0-90 să nu se ia mai mică decît $0,25 \sigma_{pk}$.

În figura 5.19 se prezintă stările de eforturi din interfeța grindă-stîlp, secțiune ce în gruparea fundamentală de încărcări are zona întinsă la partea superioară. Se are în vedere secțiunea ideală cu aria A_i , respectiv cu momentul de inerție ideal I_i .

Eforturile unitare de calcul în șurburile de înaltă rezistență, ținînd cont și de pierderile de tensiune, se iau conform următoarelor relații :

1) Secțiune în fază inițială (fără încărcări exterioare) :

$$\sigma_{pp} = \sigma_{pk} \quad (5.4) \quad \sigma'_{pp} = \sigma'_{pk} \quad (5.4a)$$

2) Secțiune în fază finală (fără încărcări exterioare) - fig. 5.19.a, diagrama (1) :

- eforturi unitare în SIR-uri :

$$\bar{\sigma}_{pp} = \sigma_{pk} - \sum \Delta\sigma \leq 0,75 \sigma_{pk} \quad (5.5)$$

$$\bar{\sigma}'_{pp} = \sigma'_{pk} - \sum \Delta\sigma \leq 0,75 \sigma'_{pk} \quad (5.5a)$$

- eforturi unitare de calcul în SIR-uri, ținîndu-se cont și de scurtarea elastică a betonului sub efectul pretensionării (greutatea proprie nu se consideră în această fază, dacă grinda este susținută pînă după strîngerea șuruburilor) :

$$\bar{\sigma}_{po} = \sigma_{pk} - \sum \Delta\sigma + n_p \sigma_{bp,p} \quad (5.6)$$

$$\bar{\sigma}'_{po} = \sigma'_{pk} - \sum \Delta\sigma + n_p \sigma'_{bp,p} \quad (5.7)$$

- eforturi unitare în beton, din precomprimare, în dreptul șuruburilor pretensionate :

$$\sigma_{bp,p} = \frac{\bar{N}_o}{A_i} + \frac{\bar{M}_p - M_g}{I_i} (y_{sup} - a_s) \quad (5.8)$$

$$\sigma'_{bp,p} = \frac{\bar{N}_o}{A_i} - \frac{\bar{M}_p - M_g}{I_i} (y_{inf} - a'_s) \quad (5.9)$$

unde :

$\bar{N}_o = \bar{N}_s + \bar{N}'_s$, este forța totală de precomprimare din secțiune ;

\bar{N}_s - forța de precomprimare produsă de șurburile de arie A_s , din zona întinsă (la rupere) - vezi fig.5.19 ;

\bar{N}'_s - forța de precomprimare produsă de șurburile de arie A'_s , din zona comprimată (la rupere) ;

\bar{M}_p - momentul încovoietor produs de forța de precomprimare \bar{N}_o ;

M_g - momentul încovoietor din greutate proprie ;
 A_i, I_i - aria și momentul de inerție ale secțiunii ideale de beton ;
 y_{sup}, y_{inf} - distanța de la centrul de greutate a sect. pînă la fibra superioară,
 respectiv inferioară ;
 n_p - coeficient de echivalență a armăturii pretensionate .
 Semnificația celorlalți termeni este în concordanță cu fig.5.19.
 Forțele de precomprimare produse de SIR-uri se determină cu relațiile :

- în fază inițială :

$$N_s = \sigma_{pk} A_s \quad (5.10)$$

$$N'_s = \sigma'_{pk} A'_s \quad (5.11)$$

- în fază finală :

$$\bar{N}_s = m \bar{\sigma}_{pp} A_s \quad (5.12)$$

$$\bar{N}'_s = m \bar{\sigma}'_{pp} A'_s \quad (5.13)$$

unde :

m este un coeficient ce ține seama de impreciziile în operațiile de strângere a șuruburilor și de o eventuală imprecizie în considerarea pierderilor de tensiune și a modificării acestora în timp ; pînă la evaluări mai exacte pe bază de încercări experimentale a pierderilor de tensiune se propune $m = 1,10 \dots 1,15$, valoarea maximă luîndu-se cînd precomprimarea se consideră defavorabilă.

3) Secțiune nefisurată în exploatare (solicitări exterioare M_g și N_g) - fig. 5.19.a, diagrama (2) :

- eforturi unitare în beton :

$$\sigma_{bp,e} = (\sigma_{bp,p} + \sigma_{bp,g}) \quad (5.14)$$

$$\sigma'_{bp,e} = (\sigma'_{bp,p} + \sigma'_{bp,g}) \quad (5.15)$$

în care :

- eforturile unitare din precomprimare $\sigma_{bp,p}$ și $\sigma'_{bp,p}$ se iau conform relațiilor (5.8) și (5.9) ;
- eforturile unitare din solicitările exterioare (forța axială N_g pozitivă se consideră de compresiune) se iau conform relațiilor :

$$\sigma_{bp,g} = \pm \frac{N_g}{A_i} - \frac{M_g}{I_i} (y_{sup} - a_s) \quad (5.16)$$

$$\sigma'_{bp,g} = \pm \frac{N_g}{A_i} + \frac{M_g}{I_i} (y_{inf} - a'_s) \quad (5.17)$$

- eforturi unitare în SIR-uri :

$$\bar{\sigma}_{p,e} = \bar{\sigma}_{po} - n_p \sigma_{bp,e} \quad (5.18)$$

$$\bar{\sigma}'_{p,e} = \bar{\sigma}'_{po} - n_p \sigma'_{bp,e} \quad (5.19)$$

4) Decompresiune (solicitări exterioare - M_g^o și N_g^o) - figura 5.19.b :

- eforturi unitare în beton :

$$\sigma_{bp,o} = 0 \quad (5.20)$$

$$\sigma'_{bp,o} = (\sigma'_{bp,p} + \sigma'_{bp,g}) \quad (5.21)$$

în care :

- efortul unitar din precomprimare $\sigma'_{bp,p}$ se ia conform rel. (5.9);
- efortul unitar din solicitări exterioare se ia conform relației :

$$\sigma'_{bp,g} = \pm \frac{N_g^o}{A_i} + \frac{M_g^o}{I_i} (y_{inf} - a'_s) \quad (5.22)$$

- eforturi unitare în SIR-uri :

$$\bar{\sigma}_p = \bar{\sigma}_{po} \quad (5.23)$$

$$\bar{\sigma}'_p = \bar{\sigma}'_{po} - n_p \sigma'_{bp,o} \quad (5.24)$$

5) Secțiune fisurată în exploatare (solicitări exterioare - M_q și N_q) - fig.5.19.c :

- eforturi unitare în betonul comprimat :

$$\sigma'_{bp,e} = (\sigma'_{bp,p} + \sigma'_{bp,q}) \quad (5.25)$$

în care :

- efortul unitar din precomprimare $\sigma'_{bp,p}$ se ia conform rel. (5.9);
- efortul unitar din solicitările exterioare M_q și N_q :

$$\sigma'_{bp,q} = \pm \frac{N_q}{A_i} + \frac{M_q}{I_i} (y_{inf} - a'_s) \quad (5.26)$$

- eforturi unitare în SIR-uri :

$$\bar{\sigma}_{pe} = \bar{\sigma}_{po} + \Delta \sigma_p \quad (5.27)$$

$$\bar{\sigma}'_{pe} = \bar{\sigma}'_{po} - n_{pII} \sigma'_{bp,e} \quad (5.28)$$

cu n_{pII} conform relației :

$$n_{pII} = n_p \left(1 + 0,8 \bar{\varphi} v \right) \quad (5.29)$$

Conform STAS 10 107/0 - 90, se recomandă ca efortul unitar $\bar{\sigma}_{pe}$ să se încadreze între valorile $0,5 R_p \leq \bar{\sigma}_{pe} \leq 1,0 R_p$, iar în evaluarea mărimii $\bar{\varphi}$ se consideră coeficientul $k_1=1$.

6) Secțiune în stadiul III, de rupere - figura 5.19.d :

- eforturi unitare în betonul comprimat - R_c ;
- eforturi unitare în SIR-uri : σ_{pl} în șuruburile din zona întinsă și σ'_{pl} în cele din zona comprimată ; modul de apreciere a lor este expus la punctul 5.4.3.1.

5.4.3 Starea limită de rezistență

5.4.3.1 Calculul la moment încovoietor și forță axială

Calculul se face în concordanță cu ipotezele generale de calcul enunțate la punctul 5.4.2 și cu cele specifice stadiului III de rupere :

a) Pe înălțimea convențională x , a zonei de beton comprimat se admite o distribuție dreptunghiulară a eforturilor unitare cu mărimea R_c (fig.5.19.d); înălțimea reală a zonei comprimate are valoarea $1.25x$;

b) Efortul unitar din șuruburile de arie A_s , din zona întinsă, se consideră cu valoarea $\sigma_{pl} = R_p$. Efortul unitar σ'_{pl} din șuruburile zonei comprimate, de arie A'_s , se deduce folosind condițiile de compatibilitate ale deformațiilor, conform figurii 5.20.

Determinarea efortului unitar limită σ'_{pl}

Se recomandă, mai ales la solicitări alternante, ca în șuruburile de arie A'_s să avem la rupere un efort unitar σ'_{pl} de întindere. Acest lucru se întâmplă dacă se respectă relația 5.30 (vezi fig.5.20) :

$$\Delta \sigma'_p = \Delta \varepsilon'_l E_p \leq \bar{\sigma}'_{po} \quad (5.30)$$

În relația (5.30) dacă se consideră pierderile de tensiune minime /S.4/, se va lua valoarea $1,1 \overline{\sigma}'_{po}$.

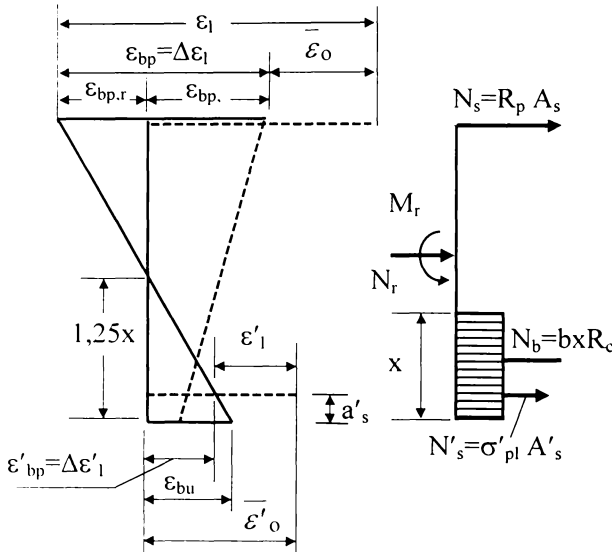


Fig.5.20 Stadiul III de rupere

Avînd în vedere că în relația $\Delta \varepsilon_l = \varepsilon_{bp} / \psi$ STAS 10107/0-90 consideră pentru armături postîntinse coeficientul ce ține seama de conlucrarea betonului întins cu armătura între fisuri $\psi = 1,00$, diagrama de deformații specifice pe înălțimea secțiunii este cea din figura 5.20.

Apelînd la condițiile de compatibilitate ale deformațiilor, în concordanță cu figura 5.20, pentru calculul efortului unitar $\Delta \sigma'_p$ se

ajunge la expresia :

$$\Delta \sigma'_p = \Delta \varepsilon'_l E_p = E_{p0,3} \left(1 - 0,8 \frac{t'}{\xi_r} \right) \quad (5.31)$$

în care $E_{p0,3}$ și t' au semnificațiile de mai jos :

$$E_{p0,3} = \varepsilon_{bu} E_p = 3 E_p / 1000 \quad (5.32)$$

$$t' = a'_s / h_0 \quad (5.33)$$

Relația pentru calculul efortului unitar limită σ'_{pl} devine :

$$\sigma'_{pl} = \overline{\sigma}'_{po} - \Delta \sigma'_p = \overline{\sigma}'_{po} - E_{p0,3} \left(1 - 0,8 \frac{t'}{\xi_r} \right) \quad (5.34)$$

O altă modalitate de determinare a valorii σ'_{pl} este cea dată de STAS 10107/0-90 :

- dacă $x > 2 a'_s$:

$$\sigma'_{pl} = 400 - 1,1 \overline{\sigma}'_{po} \quad [\text{MPa}]$$

(5.35)

- dacă $x \leq 2 a'_s$:

$$\sigma'_{pl} = -1,1 \overline{\sigma}'_{po} \quad (5.35.a)$$

Determinarea capacității portante a secțiunii

Conform fig.5.20, momentul capabil scris față de centrul de greutate a secțiunii de beton comprimat, are valoarea dată de relația (5.36) :

$$M_{\text{cap}} = A_s R_p (h_0 - 0,5x) - \sigma'_{pl} A'_s (0,5x - a'_s) \quad (5.36)$$

La scrierea momentului capabil s-a considerat că în SIR-urile de arie A'_s eforturile unitare σ'_{pl} sunt de întindere.

Înălțimea zonei comprimate x se determină din ecuația de proiecție după axa grinzii, cu relația (5.37) :

$$\pm N_r = b x R_c - R_p A_s - \sigma'_{pl} A'_s \quad (5.37)$$

În relația (5.37) valoarea lui N_r se consideră pozitivă pentru compresiune. Introducând relația (5.34) în ecuația de proiecție (5.37), înălțimea relativă a zonei comprimate $\xi_r = x / h_0$ se obține din ecuația :

$$\xi_r^2 - B \xi_r - C = 0 \quad (5.38)$$

cu :

$$B = n_r + \alpha_p + \alpha'_{po} \quad (5.39)$$

$$C = 0,8 \mu'_p t' \frac{E_{p0,3}}{R_c} \quad (5.40)$$

în care s-au făcut următoarele notații :

$$n_r = \frac{\pm N_r}{b h_0 R_c} ; \quad \alpha_p = \frac{A_s R_p}{b h_0 R_c} ; \quad \mu'_p = \frac{A'_s}{b h_0} ; \quad \alpha'_{po} = \mu'_p \frac{\overline{\sigma'_{po}} - E_{p0,3}}{R_c}$$

În concordanță cu ipoteza de calcul 9 se verifică condiția $\xi_r \leq \xi_{lim}$.

Verificarea momentului capabil se face prin încercări succesive, determinînd de fiecare dată valoarea ξ_r cu ecuația (5.38) și verificînd condiția $\xi_r \leq \xi_{lim}$.

5.4.3.2 Calculul la forță tăietoare

Transmiterea forței tăietoare prin interfața grindă - stîlp se realizează printr-un rost precomprimat solicitat la lunecare.

Deoarece diametrul canalelor este cu (4...6) mm mai mare decât a tijej SIR-urilor și tehnologia de realizare a îmbinărilor nu prevede umplerea golului dintre tijă și canal cu lapte de ciment, SIR-urile nu intră în lucru ca dornuri odată cu activarea și epuizarea forțelor de frecare din zona de beton comprimat a secțiunii. Ca urmare capacitatea portantă a rostului la lunecare este dată numai de forța de frecare din zona comprimată, controlată de forța de precomprimare din secțiune în fază finală și de coeficientul de frecare.

Se propune limitarea capacității portante la forță tăietoare la valoarea dată de eforturile unitare de întindere din SIR-uri în fază inițială, modificarea în timp a forței de frecare din rost fiind apreciată printr-un coeficient m_f , evaluat în cadrul programului experimental al acestei lucrări. În cap.6 sunt prezentate încercările făcute pe modele, ce au urmărit comportarea rosturilor precomprimate cu SIR-uri în raport cu modificarea în timp a forței de frecare și determinarea coeficientului m_f .

Motivația acestor încercări experimentale și a modului de calcul propus constă în faptul că nu există în mormele noastre sau străine precizată o metodologie de evaluare a pierderilor de tensiune proprie acestor îmbinări, bazată pe rezultate experimentale. Prescripțiile srăine /P.18/ prevăd pentru o evaluare globală a acestor pierderi de tensiune valori cu împrăștiere mare, cuprinse între (25...45) % din efortul unitar de întindere în fază inițială. Este necesar ca această problemă să fie abordată în viitor pe baza unor studii experimentale.

Verificarea la forță tăietoare se face cu relațiile :

$$Q \leq Q_{cap,1} \quad (5.41) \qquad Q \leq Q_{cap,2} \quad (5.41.a)$$

$$Q_{cap,1} = \mu \overline{N}_b \quad (5.42) \qquad Q_{cap,2} = m_f \mu N_b \quad (5.42.a)$$

$$\overline{N}_b = \overline{N}_s + \overline{N}'_s \pm N_g \quad (5.43)$$

unde :

Q este forța tăietoare de calcul ;

Q_{cap} - capacitatea portantă a rostului la forță tăietoare ;

m_f - coeficient al condițiilor de lucru la lunecare a rostului apreciat la valoarea de 0,70 (vezi cap.6.1) ;

μ - coeficientul de frecare ce se ia egal cu 0,7 pentru încărcările grupării fundamentale și 0,6 pentru ale grupării speciale ;

\overline{N}_b, N_b - forța de compresiune în fază finală, respectiv inițială din zona de beton comprimat ;

$\overline{N}_s, \overline{N}'_s$ - forțele de compresiune produse de SIR-uri în stadiul de rupere.

Forța N_b se determină dintr-o ecuație de proiecții după axa grinzii (vezi fig.5.20), conform relației :

$$N_b = R_p A_s - \sigma'_{pl} A'_s \pm N_q \quad (5.43.a)$$

- pentru $x > 2 a'_s$ (σ'_{pl} de compresiune) :

$$\sigma'_{pl} = 400 - (\sigma'_{pk} + n_p \sigma'_{bp,e}) \quad [\text{MPa}] \quad (5.44)$$

- pentru $x \leq 2 a'_s$ (σ'_{pl} de întindere) :

$$\sigma'_{pl} = - (\sigma'_{pk} + n_p \sigma'_{bp,e}) \quad (5.44.a)$$

unde :

N_q este forța axială din grindă (pe direcția axei SIR-urilor), aferentă forței tăietoare la care se verifică îmbinarea; valoare pozitivă corespunde compresiunii.

n_p - coeficientul de echivalență al armăturii pretensionate ;

σ'_{pk} - conform rel.(5.3) ;

$\sigma'_{bp,e}$ - cu valoarea din rel.(5.25) ;

Mărima coeficientului de frecare a fost comentată la punctul 4.2.3. În urma unor încercări experimentale, Rees M. /R.2/, recomandă ca în calcule să se ia forța unitară de frecare $f = 0,8 p + 1,1$, în care p este presiunea medie în rost (în MPa) realizată de SIR-uri.

5.4.3.3 Determinarea ductilității

Pe lângă ipotezele generale de calcul se iau în considerare și următoarele ipoteze /O.1/ :

a) Se consideră rezistențele medii ale structurii și anume /S.4/ : pentru beton $\bar{R}_c = 1,75 R_c$ și $\bar{R}_p = 1,2 R_p$ pentru SIR-uri (1,2 fiind coeficientul de siguranță al armăturii pretensionate de tip PC90) ;

b) Secțiunile rămân plane și după deformare ;

c) Efectul precomprimării, pentru stadiul IIa de curgere a SIR-urilor din zona întinsă, este similar cu acțiunea unei forțe exterioare ;

d) Efortul limită în SIR-urile din zona întinsă, se poate considera $\sigma_{pl} = R_p$;

e) Diagrama $\sigma - \varepsilon$ pentru SIR-uri se consideră o diagramă biliniară cu palier orizontal, cu deformația specifică limită la rupere $\varepsilon_r = \varepsilon_{pu} = 30\text{‰}$.

f) Pe durata încărcării nu apar deformații reologice în beton sub efectul curgerii lente și a contracției ;

g) Efectul forței tăietoare este neglijabil.

Ca mărime a ductilității se consideră factorul de ductilitate de curbură determinat în concordanță cu stările de eforturi prezentate în figura 5.21 :

$$D_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_c} = \frac{\varepsilon_{bu} (1 - \xi_c)}{\xi_u \Delta \varepsilon_{pc}} \quad (5.45)$$

cu :

$$\Delta \varepsilon_{pc} = \frac{\bar{R}_p - \bar{\sigma}_{po}}{E_p} \quad (5.46)$$

unde :

- ϕ_u este curbura ultimă, la rupere ;
- ϕ_c -curbura la atingerea limitei de curgere a șuruburilor din zona întinsă;
- ξ_c -înălțimea relativă a zonei comprimate la curgerea convențională a SIR-urilor ;

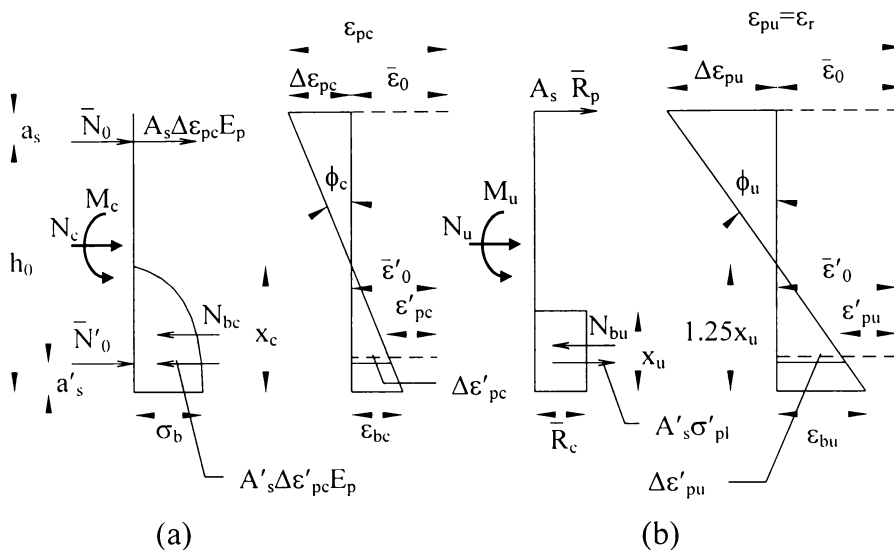


Fig. 5.21. Ductilitate - stări de eforturi și deformații la curgere (a) și rupere (b)

- ξ_u -înălțimea relativă a zonei comprimate la rupere ;
- $\epsilon_{bu} = 3\text{‰}$, deformația specifică ultimă a betonului comprimat.

Determinarea înălțimii relative a zonei comprimate la curgere ξ_c

Pornind de la starea de eforturi și deformații, prezentată în fig. 5.21.a , și apelînd la compatibilitatea deformațiilor specifice, ξ_c se determină dintr-o ecuație de gradul trei de forma /O.1/ :

$$A \xi_c^3 + B \xi_c^2 - C \xi_c + D = 0 \quad (5.47)$$

La rezolvarea acestei ecuații pot să apară următoarele două cazuri, funcție de caracteristicile secțiunii :

- **cazul a** - dacă $\Delta \epsilon'_{pc} = \Delta \epsilon_{pc} \frac{\xi_c - t'}{1 - \xi_c} < \Delta \epsilon_{pc} = \frac{\bar{R}_p - \bar{\sigma}_{p0}}{E_p}$ coeficienții ecuației(5.47) se determină cu relațiile :

$$A = \frac{1}{3} \frac{\Delta \varepsilon_{pc}}{\varepsilon_0} \left(3 + \frac{\Delta \varepsilon_{pc}}{\varepsilon_0} \right) \quad (5.48)$$

$$B = (\alpha_p + \alpha'_p) - \frac{\Delta \varepsilon_{pc}}{\varepsilon_0} + n_c \quad (5.49)$$

$$C = 2\alpha_p + (1 + t') \alpha'_p + 2n_c \quad (5.50)$$

$$D = \alpha_p + t' \alpha'_p + n_c \quad (5.51)$$

- cazul b - dacă $\Delta \varepsilon'_{pc} \geq \Delta \varepsilon_{pc}$ coeficienții ecuației (5.47) se determină cu relațiile:

A - conform relației (5.48) ;

$$B = (\alpha_p - \alpha'_p) - \frac{\Delta \varepsilon_{pc}}{\varepsilon_0} + n_c \quad (5.52)$$

$$C = 2(\alpha_p - \alpha'_p + n_c) \quad (5.53)$$

$$D = \alpha_p - \alpha'_p + n_c \quad (5.54)$$

Notățiile utilizate în relațiile (5.48) - (5.54) au semnificațiile următoare :

$$\alpha_p = \frac{\Delta \varepsilon_{pc} E_p A_s}{bh_0 \bar{R}_c}; \quad \alpha'_p = \frac{\Delta \varepsilon_{pc} E_p A'_s}{bh_0 \bar{R}_c}; \quad n_c = \frac{N_c + \bar{N}_o + \bar{N}'_o}{bh_0 \bar{R}_c};$$

$$t' = \frac{a'_s}{h_0}; \quad \varepsilon_0 = 2 \text{‰}.$$

Determinarea înălțimii relative ultime - ξ_u - a zonei comprimate

Determinarea înălțimii relative ultime ξ_u se face avînd în vedere ipoteza de calcul b) de la punctul 5.4.3.1 (în șuruburile de arie A'_s să avem pe tot parcursul incursiunii postelastice eforturi unitare σ'_{pl} de întindere) și valoarea $\varepsilon_{bu} = 3\text{‰}$.

În această idee, în concordanță cu fig.5.21.b, ξ_u se determină cu relațiile (5.37)...(5.40), în care se înlocuiește : $\xi_r = \xi_u$; R_c cu $\bar{R}_c = 1,75 R_c$; R_p cu $\bar{R}_p = 1,2 R_p$.

Avînd în vedere limitarea deformației specifice ultime $\varepsilon_r = \varepsilon_{pu}$ la 30‰ /S.4 pct.2.2.2.7 /, în concordanță cu fig. 5.21.b , se poate stabili valoarea minimă admisă pentru ξ_u , scriind :

$$\varepsilon_{pu} = \bar{\varepsilon}_o + \varepsilon_{bu} \frac{1 - \xi_u}{\xi_u} = \frac{\bar{\sigma}_{po}}{E_p} + 30/100 \frac{1 - \xi_u}{\xi_u} \quad (5.55)$$

Pentru a nu avea o rupere casantă prin cedarea SIR-urilor valoarea minimă admisă pentru ξ_u trebuie să fie :

$$\xi_u \geq \frac{1000 \bar{\sigma}_{po}}{33 E_p} + 0,09 \quad (5.56)$$

5.4.4 Stări limită ale exploatării normale (starea limită de fisurare)

Starea limită de fisurare se referă la fisura din îmbinarea celor două elemente prefabricate și anume :

- închiderea fisurilor din rostul îmbinării ;
- deschiderea fisurilor din rostul îmbinării.

Condițiile de verificare la fisurare se aplică atât pentru faza inițială (strîngere șuruburi, montaj, faze inițiale de execuție) cît și pentru diferite ipoteze de solicitare în faza finală (exploatare).

Efortul unitar în SIR-uri se introduce în calcule cu valoarea corespunzătoare fazei respective, ținînd seama de pierderile de tensiune.

În concordanță cu clasele de fisurare a elementelor din beton precomprimat prevăzute în STAS 10 107/0-90, funcție de destinația și poziția îmbinărilor cu SIR-uri, se consideră că acestea se pot încadra în :

- clasa a II-a, în cazul mediilor cu agresivitate slabă, șuruburile fiind prevăzute cu protecție anticorozivă ;
- clasa a III-a, în cazul mediilor fără agresivitate sau cu agresivitate foarte slabă.

5.4.4.1 Închiderea fisurilor normale

Pentru verificarea închiderii fisurilor normale, rostul îmbinărilor cu SIR se asimilează cu rosturile dintre bolțari. În aceste rosturi /S.4/ pune condiția ca întreaga secțiune să fie comprimată, condiție îndeplinită dacă efortul unitar

minim din secțiune - σ_b^{sup} - satisface următoarea inegalitate (vezi fig.5.19.a,diagrama 2) :

$$\sigma_b^{\text{sup}} \geq 1 \text{ MPa} \quad (5.57)$$

Efortul unitar de compresiune σ_b^{sup} se determină în concordanță cu relația 5.14, în funcție de starea de încărcare în care se află îmbinarea (M_g, N_g) :

$$\sigma_b^{\text{sup}} = \frac{N_o \pm N_g}{\Lambda_i} + \frac{\bar{M}_p - M_g}{I_i} y_{\text{sup}} \quad (5.58)$$

Semnificațiile termenilor din relația (5.58) sunt cele de la relația (5.8).

5.4.4.2 Deschiderea fisurilor normale

Verificarea deschiderii fisurilor normale se face prin limitarea mărimii deschiderii fisurilor. Valorile limită admise pentru deschiderea fisurilor se adoptă din STAS 10 107/0-90, prescrise pentru elemente din beton precomprimat.

Mărimea deschiderii fisurii în dreptul axei șuruburilor, se calculează cu relația :

$$\alpha_f = \Delta\sigma_p \frac{L_s}{E_p} \quad (5.59)$$

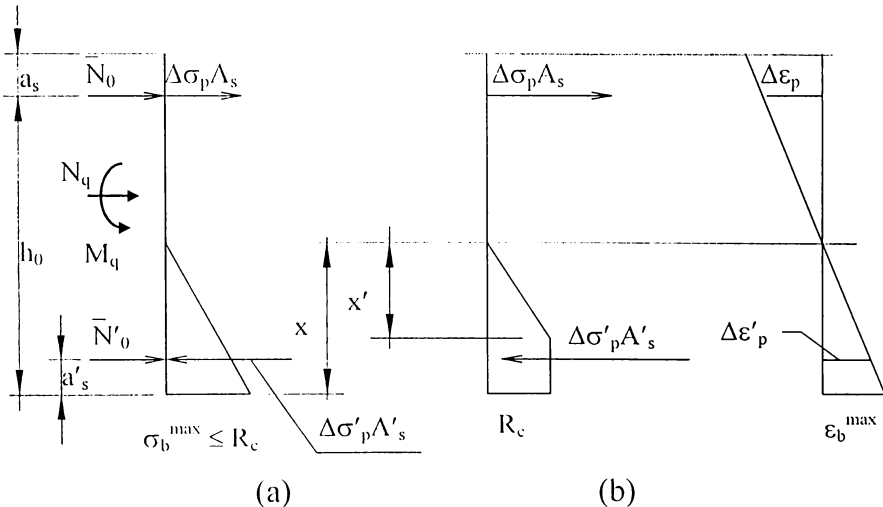


Fig. 5.22. Ipoteze privind calculul valorii $\Delta\sigma_p$ în exploatare

Efortul unitar în stadiul II de exploatare $\Delta\sigma_p$ sau $\Delta\sigma'_p$, datorită solicitărilor exterioare M_q și $\pm N_q$, se calculează conform datelor din figura 5.22, cu relațiile :

$$\Delta\sigma_p = n_{pII} \sigma_b \frac{h_0 - x}{x} = n_{pII} \sigma_b \frac{1 - \xi}{\xi} \quad (5.60)$$

$$\Delta\sigma'_p = n_{pII} \sigma_b \frac{x - a'_s}{x} = n_{pII} \sigma_b \frac{\xi - t'}{\xi} \quad (5.61)$$

În relațiile (5.59), (5.60) și (5.61) s-au făcut următoarele notații :

- L_s - este suma grosimii pieselor prefabricate ce se îmbină, în dreptul axei șuruburilor ;
- E_p - modulul de elasticitate al SIR-urilor ;
- n_{pII} - coeficientul de echivalență în stadiul II a cărui valoare rezultă din relația (5.29) ;
- σ_b - efortul unitar maxim din zona de beton comprimat.

Determinarea necunoscutelor σ_b și ξ (respectiv x) se face apelînd la relația (5.60), respectiv (5.61) și la ecuațiile de echilibru static $\Sigma N = 0$, $\Sigma M = 0$. Rezolvarea acestui sistem este prezentată în literatura de specialitate /C.10, T.3/. Cînd $\sigma_b \leq 0,8 R_c$, calculele se conduc pe o diagramă de eforturi de tipul celei din figură 5.22.a, iar cînd $\sigma_b > 0,8 R_c$ pe una de tipul celei din figura 5.22.b. În cel de al doilea caz, pe lîngă necunoscutele σ_b și x , mai apare și necunoscuta x' .

În primul caz ($\sigma_b \leq 0,8 R_c$), din ecuația de proiecții după axa grinzii rezultă pentru σ_b expresia :

$$\sigma_b = \frac{x \bar{N}_0}{0,5 b x^2 + n_{pII} A'_s(x - a'_s) - n_{pII} A_s(h_0 - x)} \quad (5.62)$$

În al doilea caz, o modalitate de determinare a celor trei necunoscute este prezentată de Clippii T. în lucrarea /C.10/.

La nodurile centrale solicitate la momente ce întind fibrele superioare atît în stînga cît și în dreapta îmbinării, valoarea deschiderii totale a fisurii determinată cu relația (5.59), se va repartiza secțiunii fisurate din stînga, respectiv din dreapta, proporțional cu înălțimile relative ξ a celor două secțiuni (vezi figura 5.23).

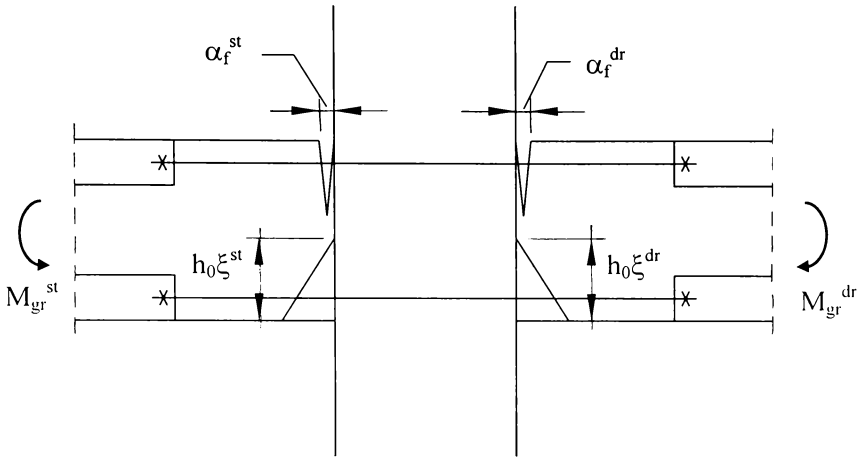


Fig. 5.23. Nod central - deschiderea fisurilor

5.4.4.3 Momentul de fisurare

Starea de eforturi se consideră cea din fig.5.19.a, diagrama (3). Eforturile unitare maxime și minime în beton se determină în stadiul elastic nefisurat.

Dacă se neglijează coeziunea dintre elementele prefabricate și mortarul din rost, momentul de fisurare se poate deduce scriind că efortul efortul unitar minim din beton, determinat cu relația (5.58), este nul. In relația (5.58) se va înlocui M_g cu M_f .

$$M_f = \overline{M}_p + (\overline{N}_o \pm N_g) r_s \quad (5.65)$$

unde r_s este distanța de la limita sîmburelui central pînă la centrul de greutate a secțiunii :

$$r_s = \frac{W_i}{A_i} = \frac{I_i}{y_{sup} A_i} \quad (5.66)$$

CAPITOLUL 6

PROGRAMUL EXPERIMENTAL A ÎMBINĂRII GRINDA - STILP, CU SURUBURI DE ÎNALTA REZISTENȚĂ - SIR

Capitolul de față, prezintă experimentările de laborator efectuate la Timișoara în cadrul fazelor contractului nr. 1510/1990 /C.17, F.15, F.16/, încheiat între M.L.P.A.T. - Departamentul Construcțiilor și INCERC - Filiala Timișoara în colaborare cu Facultatea de Construcții Timișoara, la care a colaborat și autoarea.

Programul experimental cuprinde încercări pe două serii de modele ce au urmărit :

- comportarea îmbinării în raport cu modificarea în timp a forței de frecare din rost și stabilirea coeficientului condițiilor de lucru $-m_f$, ce se ia în considerare la evaluarea forței tăietoare capabile în rosturile îmbinărilor cu SIR-uri ;
- analiza comportării unor îmbinări uzuale realizate cu SIR-uri.

Prima serie a inclus două modele identice 1A și 2A. Modelul 1A a fost încercat la scurt timp după ce a fost asamblat, iar modelul 2A la un an față de primul. Timpul de un an s-a considerat suficient pentru a se produce pierderile de tensiune și modificările reologice în îmbinare în vederea aprecierii modificării în timp a forței de frecare din rost și a coeficientului $-m_f$.

A doua serie se referă la modelele N1 și N2 proiectate de I.P.C.T. București /P.18/. Din motive tehnologice, din soluțiile propuse într-un studiu anterior I.P.C.T.-ul a optat pentru o îmbinare ce cuprinde un stîlp central, două console prefabricate din beton armat fixate anticipat pe stîlp și două grinzilor prefabricate ce se îmbină cu stîlpul. După montarea grinzii și executarea sudurii dintre consolă și grindă, consola face parte integrantă din secțiunea de capăt a grinzii. Deci acest tip de îmbinare nu necesită console de inventar pentru montaj și calare și în plus, sporirea distanței dintre SIR-uri are ca rezultat creșterea capacității portante a îmbinării.

Experimentările seriei a doua au urmărit în principal comportarea îmbinării cu SIR-uri și concordanța dintre solicitările reale și cele estimate analitic în capitolul 5. Astfel s-au analizat :

- starea de tensiune în beton și șuruburi ;
- deformațiile din rostul îmbinării ;
- starea de fisurare în diferitele etape de lucru (în mod special fisura din rostul îmbinării) ;
- modul de cedare a îmbinării.

6.1 Incercări experimentale privind modificarea în timp a forței de frecare din rost și aprecierea coeficientului - m_f

6.1.1 Prezentarea modelelor experimentale

Modelele 1A și 2A s-au executat fiecare din câte două elemente prefabricate asamblate prin două SIR-uri. Caracteristicile geometrice ale elementelor și a ansamblului sunt arătate în figura 6.1. Îmbinarea a fost concepută astfel, încît prin aplicarea forței P în axul longitudinal a îmbinării, în rost să se realizeze o stare de forfecare pură.

Tabelul 6.1 Rezistențe medii la compresiune

model	R_b la data încercării [MPa]	
	beton	mortar
1A	31,6	30,7
2A	32,1	30,5

Fig. 6.1

Elementele prefabricate s-au executat din beton de clasă Bc 22,5 (B 300). Asamblarea elementelor prefabricate s-a făcut cu un mortar de ciment

de marcă M 300. Rostul umplut cu acest mortar a fost de 1cm grosime.

Rezistențele medii la compresiune ale betonului și mortarului realizate la data încercării sunt date în tabelul 6.1.

Elementele prefabricate s-au proiectat și armat astfel încît ruperea îmbinării să se producă prin depășirea forțelor de frecare în rost. Armarea prefabricatelor realizată din PC60 este arătată în figura 6.2, iar în figura 6.3 este prezentată carcasa de armătură înainte de a fi introdusă în cofraj.

Fig.6.2

Fig.6.3

Cele patru SIR-uri de diametru M20 folosite pentru realizarea celor două modele (notate cu S1, S2 la modelul 1A și cu S3, S4 la modelul 2A) s-au executat din oțel 41MoCr11 (STAS 791-1988).

Pentru încercarea la forfecare a modelelor s-a folosit un stand special conceput (vezi fig.6.4), aflat în curs de brevetare la O.S.I.M. (cerere de brevet OSIM nr. 142751). Standul este format din două cadre metalice, un cadru fix orizontal în care se fixează un element al modelului și un cadru vertical mobil în care se fixează al doilea element al modelului. Cadrului mobil i se poate da o deplasare alternantă în lungul axului longitudinal al îmbinării prin intermediul a două cricuri hidraulice, montate pe cadrul fix.

Fig.6.4

Încercarea celor două modele la lunecare în rost s-a făcut prin aplicarea forței P (vezi fig.6.1) în cicluri alternant-crescătoare pînă la rupere. Controlul

acestei forțe s-a realizat cu două doze de forță amplasate între cadrul mobil și cricurile hidraulice.

Modelul experimental 2A montat pe stand este arătat în figura 6.4.b.

Aparatura folosită a constat din :

- două microcomparatoare de precizie 1:100, notate în fig.6.1 cu M_1 și M_2 , cu care s-au înregistrat deplasările Δ în axa longitudinală a rostului ;
- cîte patru traductori electrorezistivi aplicați pe tija fiecărui SIR după două diametre perpendiculare, prin intermediul cărora s-a măsurat efortul unitar de întindere σ în tija șurubului.

6.1.2 Incercarea modelelor 1A și 2A

6.1.2.1 Pretensionarea SIR-urilor

Pretensionarea s-a făcut cu o cheie dinamometrică cu momentul maxim de strîngere $M_s = 0,75$ KNm. La fiecare model în parte cele două SIR-uri s-au strîns alternant în șase trepte. În fiecare treaptă s-a păstrat aceiași ordine de strîngere. După fiecare treaptă de strîngere s-a determinat deformația specifică ε_{med} a șurubului, prin intermediul a patru traductori electrorezistivi lipiti pe tija SIR-ului, notați cu TER1...TER4.

Correspondența între creșterea efortului unitar de întindere σ în șurubul M20 și deformația specifică ε_{med} , s-a arătat în tabelul 6.2.

Tab. 6.2

Pentru încercarea modelelor efortul unitar de control σ_{pk} s-a luat conform relației (5.3) mai mic decît $k_s R_{pk} = k_s R_{p0.2} = 0,7 \times 750 = 525$ MPa.

Etapele de strîngere a SIR-urilor sunt date în tabelul 6.3 pentru modelul 1A și 6.4 pentru modelul 2A. În tabele s-a notat cu S1 și S2, respectiv S3 și S4 șuruburile modelului 1A, respectiv 2A.

Tab.6.3

Tab.6.4

În cele două SIR-uri s-a realizat un efort mediu de întindere de 484 MPa la modelul 1A și de 506 MPa la modelul 2A.

6.1.2.2 Metodologia de încercare

Încercarea celor două modele s-a făcut identic la interval de un an de zile. Pentru studiul lunecărilor din rostul longitudinal al îmbinării (vezi fig.6.1) s-a aplicat forța P alternant - simetric, în patru etape :

etapa I	cu	$P_{\max} = 120 \text{ KN}$;
etapa II	cu	$P_{\max} = 160 \text{ KN}$;
etapa III	cu	$P_{\max} = 200 \text{ KN}$;
etapa IV		P_r (ruperea).

Primele trei etape au cuprins câte un ciclu de forma $0 \uparrow P_{\max} \downarrow 0$ (Ia, IIa, IIIa) și câte unul de forma $0 \uparrow P_{\max} \downarrow 0$ (Ib, IIb, IIIb), iar în etapa a IV-a modelele s-au încărcat de la 0 la P_r . Încărcarea P a fost aplicată în trepte de aceeași intensitate pe ciclurile a și b. După fiecare treaptă de încărcare s-a înregistrat :

- modificarea stării de tensiune în SIR-uri prin citirea celor patru timbre tensometrice amplasate pe fiecare șurub ;
- valoarea forței de lunecare (forfecare) P din rost prin doze ;
- valoarea deplasărilor relative Δ ale celor două prefabricate componente în lungul rostului (microcomparatoarele M_1 și M_2) ;
- deteriorări ale elementelor componente asamblate în cele două modele.

6.1.2.3 Comportarea modelelor sub încărcări

La ambele modele pe tot parcursul încercării s-au înregistrat modificări ne semnificative în privința stării de tensiune din SIR-uri, sub 0,2 %.

Cele două elemente componente ale modelelor 1A și 2A și-au păstrat integritatea pe tot parcursul încercării. Cedarea s-a produs în ambele cazuri prin lunecări în lungul rostului, la modelul 1A la treapta de 300 KN și la 260 KN la modelul 2A.

Deteriorarea accentuată a interfețelor rostului a apărut la ambele modele în etapa a patra de rupere la penultima treapta de încărcare 280 KN (modelul 1A) și 240 KN (modelul 2A).

Din punct de vedere al stabilității și rigidității ansamblului ambele modele s-au comportat la fel, modelul 2A (încercat după un an de la realizare) avînd deplasări mai mari și o forță de rupere cu 7,6 % mai mică.

În figura 6.6 este arătat modelul 1A după încercare.

Fig.6.6

6.1.3 Prelucrarea și interpretarea datelor experimentale

Modul de comportare a rostului solicitat la lunecare este pus în evidență de ciclograma P - Δ (încărcare - deplasare longitudinală).

Modelul 1A are o comportare elasto-plastică în fiecare etapă de încărcare așa cum indică ciclograma arătată în figura 6.7.

Fig.6.7

Urmărind vîrfurile buclelor histerezice ascendente se constată o înscriere a lor pe o curbă ce indică de asemenea o comportare de ansamblu elasto-plastică la lunecări alternante.

Un indiciu asupra conservării rigidității la lunecare este dat de compararea deplasărilor remanente ale ciclurilor. Deplasările remanente ale buclelor ascendente 0,21 mm (Ia), 0,20 mm (IIa) și 0,26 mm (IIIa) indică o comportare stabilă a îmbinării în primele două cicluri și o creștere (și implicit o scădere a rigidității) de 23 % la o încărcare ce reprezintă 66 % din încărcarea de rupere. In buclele descendente săgețile remanente sunt mai mici, 0,07 mm (Ib), 0,13 (IIb), 0,19 mm (IIIb) indicînd aceiași stabilitate de ansamblu a îmbinării la lunecări alternante.

Modelul 2A are o ciclogramă cu aceeași alură ca a modelului 1A cu valori însă a deplasărilor Δ mai mari. Ciclograma $P - \Delta$ pentru modelul 2A s-a prezentat comparativ cu a modelului 1A în figurile 6.8, 6.9 și 6.10.

Fig.6.8

Fig.6.9

Fig.6.10

Comportarea celor două modele din punct de vedere a rigidității este sintetizată în tabelul 6.5, unde s-au făcut notațiile :

- P_{\max} este intensitatea maximă a ciclurilor pe cele două direcții ;
 $\Delta^a + \Delta^b$ - deplasarea relativă totală pe cicluri ;
 K_{1A}, K_{2A} - modulul de rigiditate pe ciclu pentru cele două modele ;
 K_{1A}^0, K_{2A}^0 - modulul de rigiditate inițial corespunzător primului ciclu pentru cele două modele ;

Tabelul 6.5

Ciclu		P_{\max} [KN]	Model 1A		Model 2A			$\frac{\Delta_{2A} - \Delta_{1A}}{\Delta_{1A}}$ [%]
			Δ_{1A} [mm]	$K_{1A} = \frac{2P}{\Delta_{1A}^a + \Delta_{1A}^b}$ $\frac{K_{1A}}{K_{1A}^0}$ [%]	Δ_{2A} [mm]	$K_{2A} = \frac{2P}{\Delta_{2A}^a + \Delta_{2A}^b}$ $\frac{K_{2A}}{K_{2A}^0}$ [%]		
I	a	120	0,69	263,73= K_{1A}^0	0,82	208,69= K_{2A}^0	100	19
	b	120	0,22		0,33			50
II	a	160	1,03	206,45	1,09	180,79	86,63	6
	b	160	0,52		0,68			31
III	a	200	1,49	181,81	1,63	160,00	76,66	9,4
	b	200	0,71		0,87			23

Datele din tabelul 6.5 indică aceeași comportare stabilă a modelelor rigiditățile scăzînd lent. Deși deplasările relative Δ ale modelului 2A sunt mai mari și cedaera s-a produs la o forță cu 13 % mai mică decît a modelului 1A ($300/260 = 1,13$), modelul 2A are o comportare mai elastică rigiditatea pe ciclu

scăzînd doar cu 23,34 % (la o încărcare de 70 % din forța de cedare) față de o scădere de 31,06 % (la o încărcare de 50 % din forța de cedare) la modelul 1A.

Valorile lunecărilor Δ la modelul 2A (încercat după un an) sunt în toate situațiile mai mari față de modelul de referință 1A, în special în ciclul I. Pe parcursul ciclurilor următoare se constată descreșteri ale rapoartelor procentuale pînă la 9,4 % în semiciclul IIIa, respectiv 23 % în semiciclul IIIb. Aceste creșteri se datorează pierderilor de tensiune în SIR-uri și proceselor reologice din elementele modelului 2A pe parcursul unui an, ce au dus la scăderea forței de precomprimare a rostului.

În medie creșterea lunecărilor maxime în rostul modelului 2A față de modelul 1A este de 23 %.

Dacă forța inițială de pretensionare a rostului ar fi fost identică la ambele modele, creșterea medie a lunecărilor de 23 % ar reprezenta modificarea în timp a forței de frecare din rost. Între forțele inițiale de pretensionare ale celor două modele a existat o diferență de 4,6 % ($318 / 304 = 1,046$):

$$N_s^{1A} = \sigma_{\text{med}} A_s = 484 \times 628 = 303\,952 \text{ N} \quad \text{pentru 1A}$$

$$N_s^{2A} = \sigma_{\text{med}} A_s = 506 \times 628 = 317\,768 \text{ N} \quad \text{pentru 2A}$$

unde :

N_s forța de întindere din cele două SIR-uri egală cu forța inițială de pretensionare din rost ;

σ_{med} efortul unitar mediu de întindere în cele două SIR-uri a modelului ;

A_s aria brută a celor două SIR-uri M20.

Concluzia care se impune este că scăderea în timp a forței de frecare din rost este dată de creșterea medie a lunecărilor de 23 % cumulată cu diferența de 4,6 % dintre forțele inițiale de pretensionare ale rostului, adică 27,6 %.

Se propune pentru coeficientul de modificare în timp a forței de frecare din rosturile precomprimare cu SIR-uri valoarea :

$$m_f = 0,70$$

6.2 Incercări experimentale privind comportarea sub încărcări a îmbinărilor cu SIR-uri

6.2.1. Prezentarea modelelor experimentale

Au fost executate două modele experimentale identice, la scara 1:1. Primul model - N1, pentru a fi supus la o încărcare monotonă, iar al doilea - N2, la încărcări ciclice alternante.

Modelele experimentale plane grindă-stîlp au în componența lor următoarele elemente :

- un tronson de stîlp ;
- două capete de grindă ;
- două console ;
- patru șuruburi de înaltă rezistență.

Caracteristicile geometrice ale elementelor menționate mai sus sunt prezentate în figurile 6.11 și 6.12 iar cele ale ansamblului celor două modele experimentale în figura 6.13

Fig.6.11

Fig. 6.12

Fig.6.13

Îmbinările au fost dimensionate pentru ca eforturile secționale din cele două interfețe grindă-stîlp $M_g=162$ KNm, $Q_g=190$ KN și $N_g=30$ KN (întindere), să corespundă încărcărilor exterioare aferente unei hale P+3, avînd trama de $(2 \times 6) \times 6$ m, cu o încărcare utilă de 5 KN/m².

Armarea elementelor componente ale modelelor experimentale este conformă cu proiectul IPCT nr. 6688 /P.18/. Grinzile au fost astfel armate încît să se evite o cedare a lor la forță tăietoare.

Asamblarea modelelor experimentale a cuprins următoarea succesiune a fazelor de montaj :

- poziționarea consolelor, a șuruburilor ce fixează consolele de stîlp și opturarea canalelor din stînga și dreapta celor două rosturi cu inele de cauciuc ;
- turnarea stratului de mortar, de 2 cm grosime, între console și stîlp ;
- strîngerea provizorie a șuruburilor ce fixează consolele ;
- pozarea grinzilor pe console prin intermediul mortarului ;
- montarea șuruburilor de fixare a grinzilor ;
- turnarea stratului de mortar, de 2 cm grosime, între grinzi și stîlp ;
- strîngerea provizorie a șuruburilor ce fixează grinzile de stîlp ;
- sudarea grinzilor de console prin intermediul unor cupoane de oțel-beton ;
- pretensionarea îmbinării prin strîngerea șuruburilor de înaltă rezistență la efortul unitar de control

Precomprimarea îmbinării s-a realizat cu cele patru SIR-uri cu diametrul de 24 mm, din oțel de marcă MoCr41.

Canalele din elementele prefabricate, prin care trec șuruburile de înaltă rezistență, au diametrul de 30 mm.

Disponerea celor patru șuruburi în secțiunea grinzilor este dată în figura 6.14.

Cele patru șuruburi au făcut parte din două loturi separate de livrare, notate cu L1 și L2. Din lotul L1 au făcut parte șuruburile de la partea superioară

S1 și S2. Din lotul L2 au făcut parte cele de la partea inferioară S3 și S4. Pentru fiecare lot s-au determinat curbele etalon $E - \sigma - \varepsilon$.

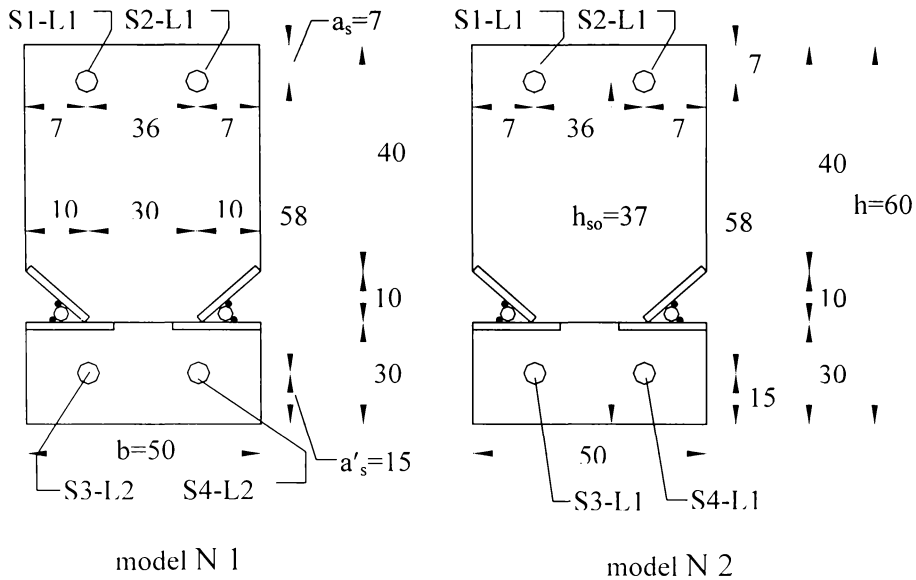


Fig. 6.14 Dimensiunile secțiunilor și poziționarea șuruburilor

6.2.2 Caracteristicile fizico - mecanice ale materialelor componente

Beton și mortar

Rezistențele medii la compresiune ale betonului și mortarului folosit la realizarea modelelor experimentale sunt prezentate în tabelul 6.6.

Tabelul 6.6 Rezistențe medii la compresiune

model	R_b la 28 de zile [MPa]	
	beton (grinzi, stâlpi)	mortar
N1	32,2	47,1
N2	31,8	48,5

Valorile rezistențelor au fost stabilite pe cuburi cu latura de 14 cm în cazul betoanelor, respectiv pe prisme de $4 \times 4 \times 16$ cm în cazul mortarelor.

Elementele componente (grinzi, stâlpi) ale celor două modele au fost turnate la aceeași dată.

Suruburi de înaltă rezistență

Conform STAS 791-1988 oțelul MoCr41 (din care sunt realizate SIR-urile) se poate echivala cu marca actuală de oțel 42MoCr11, din grupa de calitate

10.9. Pentru diametre cuprinse între 16 și 40 mm acest oțel are limita convențională de curgere $R_{p0,2} = 750$ MPa.

Pentru fiecare din cele două loturi de livrare, L1 și L2, eforturile σ și modulul de elasticitate E funcție de deformația specifică ε rezultă din curbele de etalonare date în figura 6.15.

Fig.6.15

6.2.3 Standul de încercare

Încercarea modelelor experimentale N1 și N2, s-a efectuat la un stand alcătuit din două cadre metalice ancorate într-un planșeu de beton.

Sub aspect static, cele două cadre metalice constituie reazemele ansamblului încercat, ele fiind amplasate simetric la 1,20 m față de fețele din stînga (est) și dreapta (vest) ale stîlpului modelului încercat.

În cazul modelului N1, încărcarea monotonă s-a realizat printr-o forță aplicată la partea inferioară a stîlpului, cu un cric hidraulic amplasat în axul stîlpului.

La modelul N2 solicitat la sarcini alternante, s-a instalat un cric hidraulic și la partea superioară a stîlpului, rezemat de o grindă metalică fixată de riglele celor două cadre.

Pentru a evita ieșirea din planul inițial în timpul încercării, modelele au fost asigurate prin ghidaje cu role. Ghidajele au fost amplasate la partea superioară a stîlpului din beton, pe fețele nord și sud, fețe aflate într-un plan perpendicular pe planul grinzilor.

Determinarea forței de încărcare (2P) aplicată la partea inferioară a stîlpului, respectiv a reacțiunilor (P) în dreptul cadrelor de rezemare, s-a făcut cu doze amplasate între grinzile din beton și riglele cadrelor.

Modelele experimentale montate pe standul descris anterior sunt arătate în figura 6.16.

Fig.6.16

6.2.4 Aparatura de măsurare și amplasarea ei

În concordanță cu aspectele urmărite la încercare, s-au utilizat microcomparatoare și fleximetre Maximov pentru înregistrarea deplasărilor și traductori electrorezistivi pentru deformațiile specifice.

Microcomparatoarele, notate cu M și fleximetrele Maximov, notate cu F, amplasate așa cum reiese din figurile 6.17, au înregistrat următoarele deplasări :

Fig.6.17

- săgeata în axul stîlpului ;
- deplasările verticale în cele două reazeme ;
- deschiderea rostului între grinzi și stîlp, la partea superioară și inferioară a grinzilor ;
- lunecările în planul celor două interfețe grindă-stîlp.

Traductorii electrorezistivi, notați cu T, cu care s-au măsurat deformațiile betonului din stîlp, grinzi și console, au fost amplasați simetric pe fețele nord și sud ale îmbinării, conform figurilor 6.18 și 6.19.

Fig.6.18

Fig.6.19

Pentru fiecare SIR, deformațiile la pretensionare cît și în timpul încercării, s-au măsurat cu patru traductori electrorezistivi amplasați în aceeași secțiune în zona de mijloc a șurubului, pe porțiunea ce străbate canalul din stîlp.

6.2.5 Incercarea modelului experimental N1

6.2.5.1 Pretensionarea SIR-urilor

Efortul unitar de control σ_{pk} s-a calculat conform relației (5.3), din cap. 5, pentru un $R_{pk} = R_{p0.2} = 750$ MPa :

$$\sigma_{pk} \leq 0,7 \times 750 / 1,2 = 430 \text{ MPa}$$

S-a ales ca valoare teoretică de calcul a efortului unitar de întindere în fază inițială, valoarea $\sigma_{pk} = 420$ MPa.

Pretensionarea SIR-urilor s-a făcut în două etape. În fiecare etapă, strîngerea s-a efectuat în mai multe trepte. În fiecare treaptă s-a păstrat aceeași ordine de strîngere a SIR-urilor, ordine prezentată în figura 6.20.

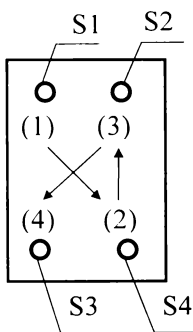


Fig.6.20 Ordinea de strîngere a șuruburilor

Prima etapă a cuprins cinci trepte de strîngere, iar a doua trei trepte. În prima etapă, SIR-urile s-au strîns cu o cheie dinamometrică cu momentul maxim de strîngere $M_s = 0,75$ KNm. S-a început pretensionarea cu un $M_s = 0,35$ KNm, treptele următoare fiind de 10 KNm fiecare.

După fiecare treaptă s-au citit deformațiile specifice ϵ pe fiecare SIR cu ajutorul timbrelor tensometrice (patru pe fiecare șurub).

În funcție de ϵ_{med} pe fiecare șurub, prin intermediul curbelor etalon din figura 6.15, s-a urmărit creșterea eforturilor unitare de întindere σ , funcție de momentul de strîngere a cheii dinamometrice M_s . După prima etapă de strîngere la $M_s = 0,75$ KNm, eforturile unitare de întindere σ în SIR-uri au ajuns la o valoare medie de 304 MPa.

În etapa a doua de strângere (trei trepte), s-a folosit o cheie fixă. În primele două trepte (păstrând aceeași succesiune de strângere) s-a aplicat o rotire a piuliței de 60° , ce corespunde cu o rotire de o latură a piuliței hexagonale a șurubului. În ultima treaptă s-a aplicat o rotire doar de 30° .

Valorile eforturilor unitare σ în cele două etape de strângere a SIR-urilor sunt date în tabelul 6.7.

Tab.6.7

Față de valoarea teoretică de 430 MPa, s-au realizat la pretensionarea SIR-urilor următoarele eforturi unitare de întindere σ_{pk} :

$$\begin{array}{l} \bullet \text{ în S1} \\ \bullet \text{ în S2} \\ \bullet \text{ în S3} \end{array} \left. \begin{array}{l} \sigma_{pk} = 408 \text{ MPa} \\ \sigma_{pk} = 413 \text{ MPa} \\ \sigma_{pk} = 403 \text{ MPa} \end{array} \right\} \sigma_{pk,med} \cong 410 \text{ MPa (sus)} \quad (6.1)$$

$$\bullet \text{ în S4} \left. \begin{array}{l} \sigma_{pk} = 401 \text{ MPa} \end{array} \right\} \sigma'_{pk,med} = 402 \text{ MPa (jos)} \quad (6.2)$$

În tabelul 6.7 se indică, în fiecare treaptă aferentă fiecărui SIR, efortul unitar σ la începutul și sfârșitul treptei de strângere. Diferențele între efortul unitar σ de la începutul și sfârșitul fiecărei trepte sunt cuprinse între 0,18% și 0,83%. Ca urmare, se consideră că în acest mod de pretensionare se pot neglija pierderile de tensiune din strângerea succesivă a SIR-urilor.

6.2.5.2 Determinarea curbei etalon dintre momentul M_s de strângere a cheii dinamometrice și efortul unitar de întindere σ din șurub

Curba etalon $M_s - \sigma$, s-a construit în urma pretensionării concomitente a patru șuruburi M24, din oțel MoCr42, folosind rezultatele experimentale din tabelul 6.7.

Se remarcă că în prima etapă de strângere a SIR-urilor coloanele 6, 8, 10, 12 indică o creștere medie a efortului unitar de întindere din fiecare șurub $\Delta\sigma = 50$ MPa, pentru o creștere constantă de 0,1 KNm a momentului M_s . În coloana 13 a aceluiași tabel, sunt date valorile σ ca medie a eforturilor unitare de întindere din cele patru SIR-uri, pentru fiecare treaptă de încărcare.

Curba etalon, prezentată în figura 6.21, s-a construit cu valorile eforturilor unitare de întindere din coloana 14 a tabelului 6.7. Diferențele între σ_{etalon} și σ_{med} sunt cuprinse între 1,31 % și 1,96 %.

Fig.6.21

6.2.5.3 Modul de aplicare a încărcării

Schema statică și de încărcare a celor două modele se dă în figura 6.22.

Fig.6.22

Conform figurii 6.22.a, încărcarea monotonă $2P$ la modelul N1, a fost aplicată la partea inferioară a stîlpului, prin intermediul unei prese hidraulice de 100 tf. Cele două reacțiuni egale din reazemele grinzilor, notate cu P , au fost măsurate cu câte o doză de 40 tf. Ele sunt situate la o distanță de 1,20 m față de marginea stîlpului.

Schema de încărcare a îmbinării cuprinde trei cicluri monotone :

- ciclul I și II, caracterizează încărcarea de la zero la forța de fisurare, respectiv exploatare și descărcarea la zero ;
- ciclul III, încărcarea de la zero la rupere.

La modelul N2 (figura 6.22.b), încărcarea de jos în sus $2P$, a fost aplicată ca la modelul N1. La fel s-a făcut și măsurarea reacțiunilor P .

Încărcarea $2P'$, de sus în jos, s-a aplicat la partea superioară a stîlpului prin intermediul unei prese hidraulice de 60 tf. Reacțiunile P' s-au măsurat cu două doze de 40 tf.

Încărcarea alternantă s-a realizat în șapte cicluri conform fig. 6.22.b. Pentru ambele modele treptele de încărcare au fost de 30 KN, atât la încărcare cât și la descărcare.

În cele două interfețe grindă-stîlp (est și vest) situate simetric față de axa stîlpului, eforturile secționale experimentale sunt :

$$M_{\text{exp}} = P \times l \quad (l = 1,20 \text{ m}) \quad (6.3)$$

$$N_{\text{exp}} = (N_s + N'_s) \quad (6.4)$$

$$Q_{\text{exp}} = P \quad (6.5)$$

cu :

$$N_s = \sigma_{\text{med}} \times A_s \quad (6.6)$$

$$N'_s = \sigma'_{\text{med}} \times A'_s \quad (6.7)$$

unde :

N_s, N'_s este forța axială în cele două SIR-uri de la partea superioară (fibra întinsă la rupere), respectiv de la partea inferioară (fibra comprimată la rupere) ;

$\sigma_{\text{med}}, \sigma'_{\text{med}}$ -efortul unitar mediu din cele două SIR-uri de la partea superioară, respectiv inferioară ;

A_s, A'_s -aria SIR-urilor de la partea superioară, respectiv inferioară.

Eforturile secționale experimentale, în secțiunile grinzilor de la fața stîlpului, s-au determinat ca la modelul N1 pentru încărcarea de jos în sus. Pentru celălalt sens s-a înlocuit P cu P' .

6.2.5.4 Calculul teoretic a interfeței grindă-stîlp

6.2.5.4.1 Date inițiale

- Caracteristicile geometrice ale secțiunii (vezi figura 6.23) :

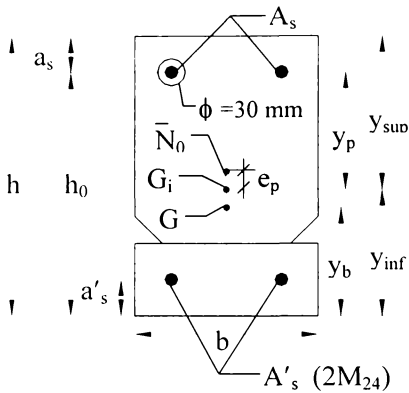


Fig. 6.23 Caracteristici geometrice ale interfeței grindă-stîlp

- $b / h / h_0 / a_s / a'_s = 500 / 800 / 730 / 70 / 150 \text{ mm}$;
- $y_b / y_{inf} / y_{sup} / y_p / y'_p = 385 / 388 / 412 / 342 / 238 \text{ mm}$;
- $A_b / A_i / I_i / w_{sup} / w_{inf} / r_s^{sup} / r_s^{inf} = 3856 / 3964 \text{ cm}^2 / 21285 \cdot 10^2 \text{ cm}^4 / 51731 / 54802 \text{ cm}^3 / 13,04 / 13,28 \text{ cm}$.

- Beton - caracteristici :

- $R_b / R_{ck} / R_{tk} / E_b = 32 / 24 / 2,03 / 32500 \text{ MPa}$ (pentru N1 și N2) ;

- SIR-uri M₂₄ (2φ24 mm, sus și jos) :

- $A_{br} / A_{net} = 452,40 / 336,50 \text{ mm}^2$;
- $A_s = A'_s = 2 A_{br} = 905 \text{ mm}^2$;
- $A_{s,net} = A'_{s,net} = 2 A_{net} = 673 \text{ mm}^2$;
- $E_p / n_p / n_{pII} = 0,8 n_p = 190000 \text{ MPa} / 5,51 / 4,41$;

- $R_{p0.2} / R_{pk} / R_p = 750 / 750 / 525 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{pk} / \sigma'_{pk} = 410 / 402 \text{ MPa}$ (pentru N1) ;
- $\sigma_{pk} / \sigma'_{pk} = 392 / 390 \text{ MPa}$ (pentru N2).

- Eforturi din precomprimare :

$$\bar{\sigma}_{pp} = \bar{\sigma}'_{pp} = \sigma_{pk} = 410 \text{ MPa (pentru N1) ;}$$

$$\bar{\sigma}_{pp} = \bar{\sigma}'_{pp} = \sigma_{pk} = 392 \text{ MPa (pentru N2) ;}$$

$$\sigma'_{pp} = \bar{\sigma}'_{pp} = \sigma'_{pk} = 402 \text{ MPa (pentru N1) ;}$$

$$\sigma'_{pp} = \bar{\sigma}'_{pp} = \sigma'_{pk} = 390 \text{ MPa (pentru N2) .}$$

$$\bar{N}_0 = A_s (\sigma_{pk} + \sigma'_{pk}) = 735 \text{ KN (pentru N1) ;}$$

$$\bar{N}_0 = A_s (\sigma_{pk} + \sigma'_{pk}) = 735 \text{ KN (pentru N1) ;}$$

$e_p = 54,5 \text{ mm}$, respectiv 57 mm - excentricitatea forței \bar{N}_0 pentru N1, respectiv N2;

$\bar{M}_p = e_p \bar{N}_0 = 40 \text{ KNm}$, respectiv $40,3 \text{ KNm}$ - momentul din precomprimare pentru N1, respectiv N2 ;

$$\sigma_{bp,p} = 2,50 \text{ MPa (pentru N1) \quad conform rel.(5.8)}$$

$$\sigma_{bp,p} = 2,43 \text{ MPa (pentru N2)}$$

$$\sigma'_{bp,p} = 1,40 \text{ MPa (pentru N1) \quad conform rel.(5.9)}$$

$$\begin{aligned}\overline{\sigma}'_{bp,p} &= 1,33 \text{ MPa} \quad (\text{pentru N2}) \\ \overline{\sigma}_{po} &= 423,0 \text{ MPa} \quad (\text{pentru N1}) && \text{conform rel.(5.6)} \\ \overline{\sigma}_{po} &= 405,4 \text{ MPa} \quad (\text{pentru N2}) \\ \overline{\sigma}'_{po} &= 409,0 \text{ MPa} \quad (\text{pentru N1}) && \text{conform rel. (5.7)} \\ \overline{\sigma}'_{po} &= 397,3 \text{ MPa} \quad (\text{pentru N2})\end{aligned}$$

În continuare se prezintă calculul teoretic pentru modelul experimental N1, modelul N2 avînd aceleași caracteristici geometrice și mecanice ca și modelul N1. Valorile eforturilor unitare din SIR-uri și beton (după transfer) ale modelului N2 diferă foarte puțin față de ale modelului N1. Diferențele provin datorită faptului că strîngerea SIR-urilor superioare s-a realizat la un efort cu 4 % mai mic decît la modelul N1, iar a SIR-urilor inferioare cu 2,9 % mai mic față de modelul N1.

Valorile rezultate din calculul teoretic pentru modelul N2, foarte apropiate de cele ale modelului N1, sunt prezentate în tabelul 6.8.

Tab.6.8

6.2.5.4.2 Determinarea capacității portante și verificarea la forță tăietoare

Calculul capacității portante

În concordanță cu punctul 5.4.3.1, se obține :

$$E_{p\ o,3} = 3 \cdot 190000 / 1000 = 570 \text{ MPa} ; \quad t' = 0,2 ; \quad \alpha_p = 0,055 ; \quad \mu'_p = 0,0024 ;$$

$$\alpha'_{po} = - 0,0155.$$

$$\xi = 0,14 \quad (x = 102,2 \text{ mm}) \quad \text{conform rel.(5.38)}$$

Conform relației (5.34) propuse de autoare :

$$\sigma'_{pl} = 409 - 570 (1 - 0,8 \cdot 150 / 102,2) = 508 \text{ MPa} \quad (\text{întindere})$$

$$\begin{aligned}M_{cap} &= 673 \cdot 750 (730 - 0,5 \cdot 102,2) - 508 \cdot 905 (150 - 0,5 \cdot 102,2) = \\ &297,20 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 297,2 \text{ KNm} \quad \text{conform rel.(5.36)}\end{aligned}$$

Conform STAS 10107/0-90 pentru $x < 2 a'_s = 300 \text{ mm}$:

$$\sigma'_{pl} = 1,1 \cdot 409 \cong 450 \text{ MPa} \quad \text{conform rel.(5.34.b)}$$

$$\begin{aligned}M_{cap} &= 673 \cdot 750 (730 - 0,5 \cdot 102,2) - 450 \cdot 905 (150 - 0,5 \cdot 102,2) = \\ &302,39 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 302,39 \text{ KNm} \quad \text{conform rel.(5.35)}\end{aligned}$$

Se constată că cele două relații dau valori pentru σ'_{pl} apropiate diferența fiind de 12 % ($508 / 450 = 1,12$). Diferențele între momentele capabile sunt mult mai mici. Calculul cu σ'_{pl} dat de relația propusă a dus la o valoare cu 1,7 % mai mică decît calculele cu relația indicată de STAS 10 107/0-90 ($302,39/297,70 = 1,017$), ceea ce indică o mărire a marjei de siguranță

Verificarea la forță tăietoare

Forța tăietoare de calcul se consideră cea asociată momentului capabil :

$$Q = M_{\text{cap}} / l = 297,2 / 1,2 = 247,70 \text{ KN}$$

Verificarea relației (5.41) :

$$\overline{N}_b = A_s R_{pk} + A'_s \sigma'_{pl} = 905 (750 + 508) = 1138,5 \cdot 10^3 \text{ N} \quad \text{rel. (5.43)}$$

$$Q_{\text{cap.1}} = \mu \overline{N}_b = 0,7 \cdot 1138,5 = 796,95 \text{ KN} < Q \quad \text{rel. (5.42)}$$

Verificarea relației (5.41.a) :

Pentru $x = 102,2 \text{ mm} < 2 a'_s = 300 \text{ mm}$, $m_f = 0,7$ și $\mu = 0,7$ rezultă :

$$\sigma'_{pl} = -(\sigma'_{pk} + n_p \sigma'_{bp,p}) = -(402 + 5,51 \cdot 1,40) = -409,71 \text{ MPa} \quad \text{rel. (5.35.a)}$$

$$N_b = A_s R_{pk} - A'_s \sigma'_{pl} = 905 (750 + 409,71) = 1049,54 \cdot 10^3 \text{ N} \quad \text{rel. (5.43.a)}$$

$$Q_{\text{cap.2}} = m_f \mu N_b = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1049,54 = 514,27 \text{ KN} < Q \quad \text{rel. (5.42.a)}$$

6.2.5.4.3 Calculul momentului de fisurare și a deschiderii fisurii din rost

Momentul de fisurare se determină pe baza relației (5.65), obținându-se valoarea :

$$M_f = 40 \cdot 10^6 + 735 \cdot 10^3 \cdot 130,4 = 135,84 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 135,84 \text{ KNm}$$

Momentul de exploatare se apreciază la valoarea $M_{\text{cap}} / 1,8 = 165 \text{ KNm}$, căruia îi corespunde o forță de încărcare $P = 135 \text{ KN}$. Pentru a avea o corespondență cu treptele de încărcare, s-a determinat deschiderea fisurii din rost pentru forța $P = 150 \text{ KN}$, respectiv un moment de exploatare de 180 KNm .

Înălțimea zonei comprimate x , s-a determinat prin rezolvarea ecuației de gradul trei în ξ , dedusă din ecuațiile de echilibru static ale secțiunii $\Sigma N = 0$, $\Sigma M = 0$ și relația (5.60). A rezultat valoarea :

$$\xi = 0,4 \quad \text{respectiv } x = 292 \text{ mm.}$$

Determinarea efortului unitar σ_b în stadiul II, s-a făcut conform punctului 5.4.4.2. S-a presupus inițial că $\sigma_b \leq 0,8 R_c$. Ca urmare, valoarea σ_b s-a determinat cu relația (5.62) :

$$\sigma_b = \frac{735 \cdot 10^3 \cdot 292}{0,5 \cdot 500 \cdot 292^2 - 4,4 \cdot 905 (880 - 2 \cdot 292)} = 10,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10,6 \text{ MPa} < 0,8 R_c = 19,20 \text{ MPa},$$

$$\Delta \sigma_p = 4,4 \cdot 10,6 \frac{1 - 0,4}{0,4} = 70 \text{ MPa} \quad \text{rel. (5.60)}$$

$$\Delta \sigma'_p = 4,4 \cdot 10,6 \frac{0,4 - 0,2}{0,4} = 22,68 \text{ MPa} \quad \text{rel. (5.61)}$$

$$\sigma_p = 423,7 + 70 = 493,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_p = 409,70 - 22,68 = 387,02 \text{ MPa}$$

Conform relației (5.59), în care lungimea șurubului între piulițe este $L_s=1440$ mm, se obține :

$$\alpha_f = \frac{1}{2} 70 \frac{1440}{190\,000} = 0,26 \text{ mm}$$

6.2.5.4.4 Calculul ductilității

Pentru calculul ductilității $\varepsilon_{bu} = 3 \text{ ‰}$, $\varepsilon_o = 2 \text{ ‰}$ și :

$$\Delta\varepsilon_{pc} = \frac{750 - 423,70}{190\,000} = 1,713 \cdot 10^{-3} ; \quad t' = \frac{150}{730} = 0,2 ;$$

$$\alpha_p = \alpha'_p = \frac{1,717 \cdot 190 \cdot 10^3 \cdot 905}{10^3 \cdot 500 \cdot 730 \cdot 24,80} = 3,29 \cdot 10^2 ; \quad n_c = \frac{735\,000}{500 \cdot 730 \cdot 24,80} = 0,081$$

Înălțimea relativă a zonei comprimate de beton ξ_c , rezultă prin rezolvarea ecuației de gradul trei dată de relația (5.47), a cărei coeficienți se determină cu relațiile (5.48)...(5.51) : $A = 1,10$; $B = - 0,72$; $C = 0,267$; $D = 0,12$. Rezultă $\xi_c = 0,28$, respectiv $x = 204,4$ mm. Conform punctului 6.2.5.4.2, $\xi_r = 0,14$.

Factorul de ductilitate de curbură este :

$$D = \frac{3 \cdot 10^{-3} (1 - 0,28)}{0,14 \cdot 1,717 \cdot 10^{-3}} = 8,98 \quad \text{rel. (5.45)}$$

Această valoare se înscrie în domeniul ductilităților necesare prevăzut de literatura de specialitate pentru grinzile ce participă la preluarea solicitărilor din gruparea specială, $6 \dots 20 /D.6/$ sau $\cong 10 /O.1/$.

6.2.5.5 Comportarea modelelor experimentale sub încărcări

6.2.5.5.1 Model N1

Primele fisuri au apărut în ciclul I la 120 KN, la partea superioară a rostului estic, respectiv vestic, între fața stîlpului și mortarul din rost. Fisurile sunt notate cu F'1 și F2 în releveul fisurilor (figura 6.24).

Fig.6.24

Exploatarea teoretică s-a considerat la $1/1,5 \dots 1/2$ din momentul capabil, corespunzându-i o deschidere medie a fisurilor între $0,2 \dots 0,3$ mm.

La treapta de încărcare de 150 KN, fisurile au avut o deschidere medie de 0,24 mm. Ca urmare, se consideră $P = 150$ KN treapta de exploatare experimentală. In zonele de capăt ale ambelor grinzi au apărut și fisuri înclinate.

In ciclul al II-lea fisurile s-au deschis la aceeași treaptă de încărcare, apărând și perechile lor F1 și F'2. Deschiderea medie a fisurilor verticale a fost de 0,25 mm.

In ciclul al III-lea redeschiderea fisurilor s-a produs între treapta de 90 KN și 120 KN. La treapta de 120 KN s-a mai semnalat apariția fisurilor F3 și F'4 în interfața est. De remarcat că toate fisurile verticale au apărut numai în cele două rosturi. La treapta de 120 KN deschiderea medie a fisurilor verticale a fost de 0.12 mm.

Intre treapta de 120 KN și 180 KN s-au îndesit și dezvoltat fisurile înclinate în grinzi : deschiderile lor nu au depășit 0,1 mm.

In figura 6.25 se dau diagrame ale deformațiilor specifice ale betonului pe înălțimea interfețelor, la diferite trepte de încărcare. Deformațiile specifice sunt valori medii între interfețele est, vest și fețele nord și sud.

Fig.6.25

Cedarea s-a produs la treapta de 270 KN, prin zdrobirea betonul la partea inferioară a consolelor și apariția de fisuri longitudinale în jurul plăcuțelor metalice din grinzi și console, plăcuțe ce asigurau conlucrarea grinzilor cu consolele.

La dezasamblarea modelului, s-a constatat că cele patru SIR-uri nu au prezentat torsionări ale tijelor din strângerea lor cu cheia dinamometrică și cheia manuală.

Se consideră $P_r = 270$ KN , treapta de rupere experimentală. Aspecte ale modelului după cedare sunt prezentate în figura 6.26.

Fig.6.26

6.2.5.5.2 Model N2

In ciclul I, pentru încărcarea de jos în sus $0 - P_{fis} - 0$, primele fisuri F1 și F2 în cele două rosturi au apărut la treapta $P_{fis} = 120$ KN. Releveul fisurilor este arătat în figura 6.27.

Fig.6.27

La încărcarea de sus în jos, în ciclul II, prima fisură F'1 a aput la aceeași încărcarea, $P'_{fis} = 120$ KN, la partea inferioară a rostului vestic.

In ciclul al III-lea, la încărcarea de jos în sus $0 - P_{expl} - 0$, fisurile s-au redeschis la treapta de 120 KN, iar la $P = 150$ KN considerată treapta de

exploatare experimentală, s-a semnalat și apariția fisurilor F3 și F4. Deschiderea medie a fisurilor a fost de 0,26 mm. La această treaptă au apărut fisuri înclinate în grinzi. Fisurile verticale de la partea superioară a rosturilor s-au închis la 120 KN.

În ciclul IV, la încărcarea de sus în jos $0 - P'_{\text{expl}} - 0$, redeschiderea fisurilor s-a produs la treapta de 90 KN, când au apărut și fisuri longitudinale în jurul plăcuțelor metalice din grindă. La treapta de 120 KN au apărut fisurile F5, F6 și F7 la părțile inferioare a celor două rosturi. Deschiderea medie a acestor fisuri a fost de 0,28 mm. Din acest moment conlucrarea dintre grinzi și console a fost diminuată, scăzând capacitatea portantă și rigiditatea îmbinării. Fisurile verticale de la partea inferioară a celor două rosturi s-au închis la treapta de 80 KN.

În ciclul V, la încărcarea de jos în sus $0 - P_{\text{expl}} - 0$, rigiditatea interfețelor est și vest fiind diminuată, redeschiderea fisurilor s-a produs la treapta de 90 KN; la treapta de 150 KN deschiderea medie a fisurilor a ajuns la 0.30 mm. Închiderea fisurilor a avut loc la treapta de 90 KN.

În ciclul VI, la încărcarea inversă, s-a observat aceeași scădere a rigidității interfețelor, fisurile redeschizându-se la treapta de 60 KN. La treapta de 90 KN fisura F'1 avea o deschidere 0,48 mm.

În ciclul VII, de rupere pentru încărcarea de jos în sus fisurile verticale de la partea superioară a rosturilor s-au redeschis la treapta de 90 KN. La treapta de 120 KN fisurile erau dezvoltate pe toată înălțimea celor două rosturi. La încărcarea de 160 KN au apărut fisuri longitudinale în dreptul SIR-urilor superioare. La încărcarea de 210 KN fisura F3, de la partea superioară a rostului estic, s-a deschis la 2,3 mm.

La încărcarea de 230 KN modelul a cedat prin strivire locală sub plăcuțele de presiune a SIR-urilor superioare. $P_r = 230 \text{ KN}$ se consideră treapta de rupere experimentală. Modul de cedare a modelului N2 este prezentat în figura 6.28.

Fig. 6.28

6.2.5.6 Prelucrarea și interpretarea datelor experimentale

Se constată că deși pe zona de transfer de la capetele grinzilor secțiunea transversală are o înălțime variabilă și lungimile SIR-urilor de la partea inferioară este mai mică decât a SIR-urilor de la partea superioară, prin tehnologia de strângere a SIR-urilor folosită s-a realizat o repartitie ce se poate considera uniformă în interfețele grindă-stîlp.

Acest lucru se poate observa în figura 6.29, în care se prezintă variația deformațiilor specifice inițiale de scurtare ale betonului ϵ_{med} , după strângerea SIR-urilor, pentru modelul N1. Aceiași diagramă, cu valori aproape constante pe înălțimea secțiunii, s-a pbtinut și pentru modelul N2.

Fig.6.29

Se poate considera o deformăție specifică medie de scurtare a betonului de 0,256 ‰ la modelul N1 și de 0,263 ‰ la modelul N2.

6.2.5.6.1 Model N1

Comportarea din punct de vedere a deformabilității întregului model încercat, este dată de diagrama P - f (încărcare – săgeată) prezentată în figura 6.30.

Fig.6.30

Diagrama indică o comportare elastică a îmbinării pînă aproape de cedare. Săgeata la exploatare are valoarea de 8,37 mm, iar la cedare de 18,17 mm. Săgeata la exploatare reprezintă 45 % din cea de cedare. Sistemul este stabil, săgeata remanentă de 0,35 mm după cel de al doilea ciclu fiind mai mică decît săgeata remanentă de 0,42 mm, a primului ciclu.

Diagrama P - ϵ_{med} , din SIR-urile de la partea superioară a îmbinării, este arătată în figura 6.31.

Fig.6.31

Ca și diagrama anterioară și această diagramă indică o comportare elastică pînă aproape de cedare. Variația deformației specifice în SIR-uri, de la faza inițială la fisurare este de 12 % , iar a efortului unitar de întindere σ_p de 9,8 %. La cedare, deformația specifică de alungire ϵ_{med} , a ajuns la 5,68 ‰ și conform curbei de etalonare L1, s-a atins în SIR-urile superioare un efort mediu σ_{pl} de 854 MPa.

Variația deformațiilor specifice unitare de alungire, respectiv a eforturilor de întindere, între faza inițială (după strîngerea șuruburilor) și cedare a fost de 94%, respectiv de 40 %. Diagrama indică o comportare elastică a SIR-urilor pînă aproape de cedare.

În SIR-urile de la partea inferioară la cedare deformația specifică de alungire ϵ_{med} a ajuns la 2,99 ‰ și conform curbei de etalonare s-a atins un efort unitar σ'_{pl} de 450 MPa.

Valoarea experimentală a forțelor cuplului interior este :

$$N_s = N_b = (\sigma_{pl} + \sigma'_{pl}) A_s = (854 + 450) 905 = 1180 \cdot 10^3 \text{ N}$$

iar valoarea teoretică :

$$N_b = \xi b h_0 R_c = 0.14 \cdot 500 \cdot 730 \cdot 24 = 1226 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Diferența procentuală de numai 3,75 % între cele două valori indică o bună concordanță între calculul teoretic și comportarea experimentală a modelului în stadiul de rupere.

Deplasarea Δl la partea superioară a îmbinării în interfața est, respectiv vest, este indicată în figurile 6.32 și 6.33. Ea reprezintă alungirea de-a lungul axei grinzilor, produsă de solicitarea de încovoiere, incluzând și deschiderea rostului.

Fig.6.32

Fig.6.33

Alura diagramelor indică o comportare foarte apropiată de cea elastică în primele două cicluri.

Spre deosebire de comportarea elastică până aproape de cedare a îmbinării în ansamblu (diagrama P-f) și a SIR-urilor de la partea superioară (diagrama P- ϵ_{med}), ciclul III a diagramei P- Δl indică o comportare ductilă a interfețelor est și vest. Dacă creșterea săgeții de la exploatare la cedare era de 45 % , creșterea alungirii medii între cele două fețe, de la exploatare la cedare este de 86 % , ceea ce indică o ductilitate mult mai mare a interfețelor față de ansamblul îmbinării.

Comportarea la fisurare a îmbinării este cea așteptată, fisurile apărând la partea superioară a interfețelor est și vest, în zona celor două rosturi.

În comportarea la exploatare se remarcă faptul că raportul între încărcarea experimentală de rupere și de exploatare este $270 \text{ KN} / 150 \text{ KN} = 1,8$, raport înscris în limitele calcului teoretic. O altă remarcă se referă la faptul că atât primul sistem de fisuri din încovoiere F1 și F2 (apărut la fisurare), cât și al doilea sistem F3 și F4 (apărut în ciclul al II-lea, la exploatare) s-au dezvoltat doar în cele două rosturi est și vest.

Concordanța între valorile teoretice și cele experimentale este arătată în tabelul 6.8.

Preluarea forțelor tăietoare se face prin zona de beton comprimată, ceea ce este confirmat de diagramele deplasărilor verticale din interfețele îmbinării, date în figura 6.34.

Fig.6.34

Așa cum se vede în fig.6.34, în primele două cicluri alunecările în plan vertical sunt nule. În ciclul al III-lea de rupere, apar deplasări verticale în interfețe, începând cu treapta de 210 KN, treaptă ce reprezintă 77 % din treapta de rupere. Valoarea medie a deplasărilor maxime de la partea superioară a celor două interfețe este $\Delta l = 0,246 \text{ mm}$. La partea inferioară, se semnalează doar deplasări la interfața vest, practic neglijabile, valoarea lor maximă la treapta de 270 KN fiind de 0,023 mm.

Valorile foarte mici de la partea superioară (ce includ și componentele verticale ale rotirii interfețelor) indică o bună preluare a forțelor tăietoare prin frecarea din zona comprimată de beton.

6.2.5.6.2 Model N2

Diagrama P -f, prezentată în figura 6.35, indică o comportare de ansamblu a îmbinării aproape elastică pînă la cedare.

Fig.6.35

La treapta de cedare de 230 KN, săgeata în ultimul ciclu este de 21 mm, mai mare decît săgeata la cedare a modelului N1 de 18,17 mm, ceea ce indică o comportare mai puțin elastică a modelului N2 față de N1.

Datorită solicitării alternante a modelului N2, rigiditatea acestuia (raportată la valoarea săgeții) scade cu 13 % față de cea a modelului N1.

Primul sistem de fisuri, atît pentru încărcarea de jos în sus (F1 și F2), cît și pentru cea de sus în jos (F'1 și F'2) a apărut și de data aceasta în cele două rosturi, așa cum se poate vedea în figura 6.27.

Fig.6.36

În figura 6.36 se prezintă diagrame ale deformațiilor specifice ale betonului ϵ_{med} , în cîteva cicluri, la diferite trepte de încărcare.

În cap.4, punctul 4.1.2 (vezi fig.4.9), s-a arătat că într-o fază intermediară de solicitare la moment pozitiv (ce întinde fibra inferioară), în timpul deschiderii fisurii de la partea inferioară, fisura de la partea superioară poate să nu fie închisă.

Acest lucru este pus în evidență și la încercarea modelului N2, prin diagrama de deformații specifice prezentată în fig.6.36, pentru ciclul IV - treapta de încărcare 120 KN.

După mișcarea plăcuțelor și compromiterea conlucrării între grinzi și console, în ciclul VII de rupere la treapta de încărcare de 180 KN, a apărut un la doilea sistem de fisuri, longitudinale, F3 și F4 la partea inferioară a grinzilor.

După dezasamblarea modelului, s-a constatat că aceste fisuri reprezintă intersecțiile planului ce cuprinde axele neutre ale secțiunilor de la capătul fiecărei grinzi cu fețele laterale. Acest lucru denotă că la cedare, datorită compromiterii conlucrării dintre grinzi și console, solicitarea de încovoiere a fost preluată în preponderență de secțiunea grinzii - zona cea mai rigidă a secțiunii compuse. Interfața a lucrat la cedare ca o secțiune simplu armată, cu zona din beton comprimat consolidată datorită legăturii ce mai există între grinzi și console.

Acest mod de lucru și în special prezența axelor neutre a celor două interfețe, la nivelul fisurilor longitudinale, se vede clar în figura 6.37, unde sunt arătate cele două interfețe ale modelului după dezasamblare.

Fig.6.37

De menționat că sudurile între dornurile ce leagă plăcuțele grinzilor cu plăcuțele consolelor au rămas intacte. Acest lucru denotă că prin mișcarea plăcuțelor din grinzi și console, legătura între grinzi și console s-a păstrat, dar s-a transformat într-o încăstrare parțială, ce a permis rotirea celor două elemente una față de alta. S-a creat, la nivelul îmbinării celor două elemente, un punct de rotire teoretic. Acest mod de lucru a interfeței la cedare, este prezentat intuitiv, în figura 6.38.

Fig.6.38

În tabelul 6.8 se indică valoarea momentului capabil experimental și a celui teoretic, calculat pentru dublă și simplă armare. Se vede și din aceste valori că secțiunea nu a lucrat ca secțiune dublu armată la cedare. Sporul de 25 % a capacității portante experimentale față de cea teoretică, calculată pentru simplă armare, se datorează aportului adus de consolă, prin legătura care există încă între grindă și consolă.

În ce privește transmiterea forțelor tăietoare, comportarea modelului N2 este asemănătoare cu a modelului N1. Valorile deplasărilor verticale în interfețe sunt însă ceva mai mari, datorită degradării conlucrării între grinzi și console.

Așa cum se remarcă în figura 6.39, lunecările la partea superioară sau inferioară a interfețelor sunt nule în primele cinci cicluri.

Fig.6.39

În ciclul VII, de rupere, valoarea maximă a deplasărilor maxime de la partea superioară a celor două interfețe este $\Delta l_s = 0,693$ mm, iar de la partea inferioară $\Delta l_i = 0,083$ mm.

Ca și la modelul N1, transmiterea forțelor tăietoare prin frecarea din zona de beton comprimat este asigurată pînă la cedare.

Concluzii asupra studiilor teortice și experimentale privind îmbinările cu SIR-uri.

- Comportarea de ansamblu este elasto-plastică, îmbinarea are o bună stabilitate pînă aproape de cedare și aptitudini de revenire după producerea deformațiilor inelastice. Zonele critice sunt interfețele grindă-stîlp ce au cedat la încovoiere, asemănător secțiunilor de beton armat cu procente obișnuite de armare, ductile. Comportarea la forță tăietoare nu a periclitat acest mod de cedare.
- Interfețele grindă-stîlp au o comportare mai plastică decît a ansamblului. Creșterea alungirii medii din zona întinsă a interfețelor, de la exploatare la cedare de 86 % față de creșterea săgeții ansamblului de 45 %, arată că ductilitatea îmbinării este guvernată de zonele critice a interfețelor grindă-stîlp. Ductilitatea este dependentă de calitatea betonului, de confinarea lui, dar în primul rînd de calitatea oțelului din SIR-uri ; caracteristicile oțelurilor

propușe a se folosi la realizarea SIR-urilor (vezi tab. 5.1) se înscriu în limitele minime admise de P100 - 92 pentru oțelurile ductile. Ductilitatea de curbură a interfeței este de 8.89, spre limitele inferioare date de literatura de specialitate, ceea ce nu indică o rotire capabilă prea mare a zonei plastice.

- Imbinarea are o comportare bună la solicitări alternante a căror intensitate maximă este sub nivelul de plasticizare a zonei, având în vedere aptitudinea de revenire (deformații și degradări remanente scăzute) a sistemelor precomprimate. La solicitări alternante cu intensitate maximă peste nivelul de plasticizare a zonei, comportarea îmbinării nu a putut fi urmărită cu acuratețe din cauza cedării premature a plăcuțelor ce asigurau conlucrarea consolelor cu a grinzilor.
- La forță tăietoare ansamblul are o comportare foarte bună datorită faptului că zona îmbinării este de fapt zona de transfer a forței de precomprimare, zonă cu un procent de armare transversal mult superior față de procentul de armare necesar preluării forțelor tăietoare de calcul sau asociate momentelor capabile.
- Comportarea la forță tăietoare a interfețelor grindă-stîlp este controlată de forța de precomprimare a îmbinării, ce conferă secțiunii o forță capabilă la lunecare mare.

Imbinările cu SIR-uri au o comportare adecvată folosirii lor în structurile prefabricate duale, unde plasticizarea grinzilor este redusă și poate fi controlată sau în structuri la care îmbinările se consideră din punct de vedere a gradului de participare la preluarea acțiunilor seismice, zone încadrate în clasele b sau c (STAS 10107/0-90). De asemenea se pot folosi cu succes în structurile prefabricate parter (hale, construcții agrozootehnice) sau la îmbinarea elementelor dimensionate în gruparea fundamentală de încărcări.

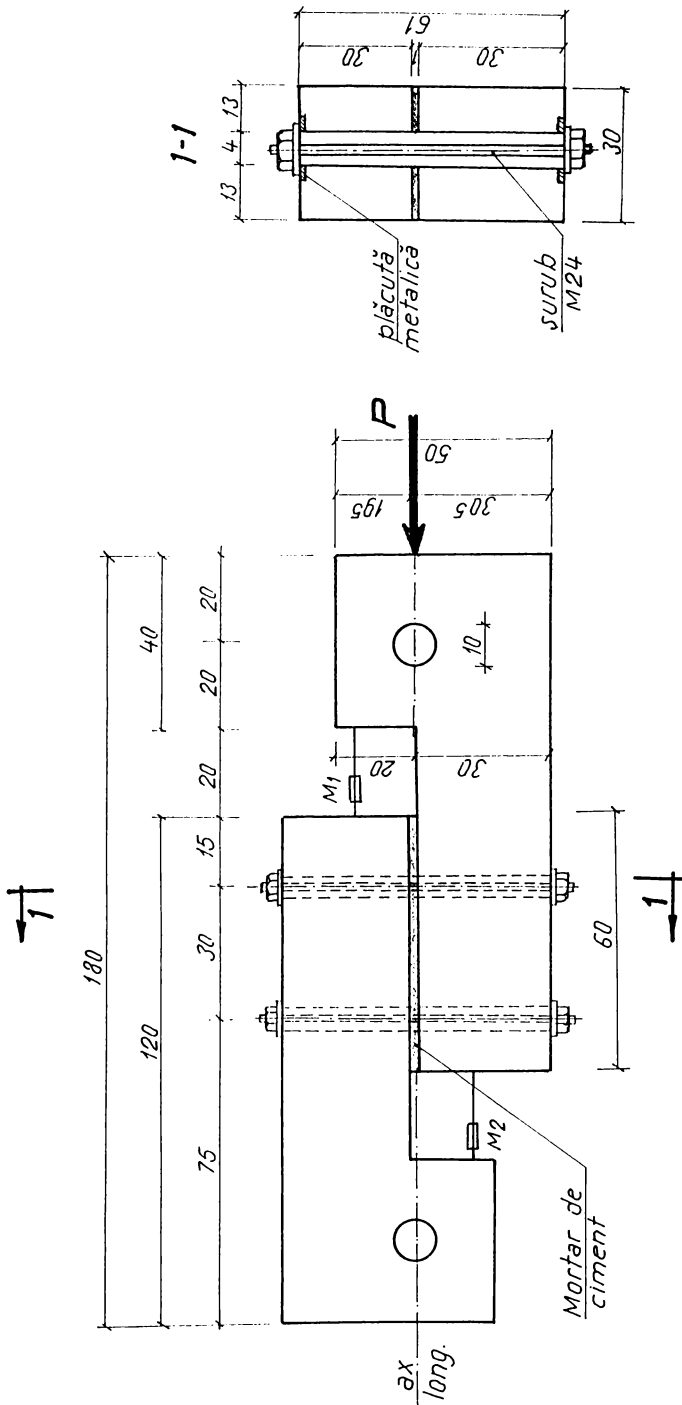
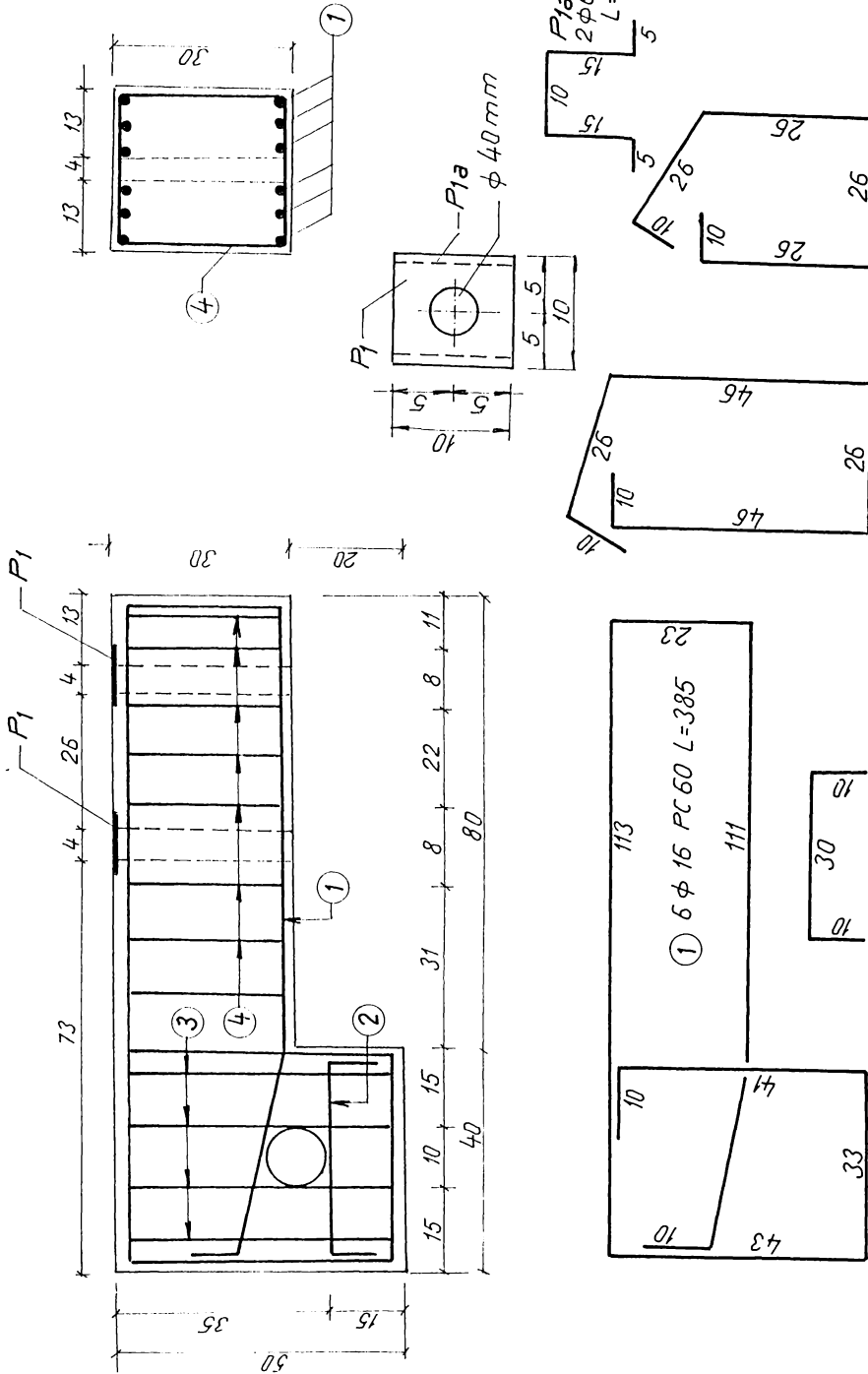


Fig.6.1 Ansamblul modelor 1A și 2A



- ① 6 φ 16 PC 60 L=385
- ② 6 φ 16 PC 60 L=50
- ③ 4 φ 10 PC 52 L=165
- ④ 8 φ 10 PC 52 L=125

Fig.6.2 Armare prefabricate

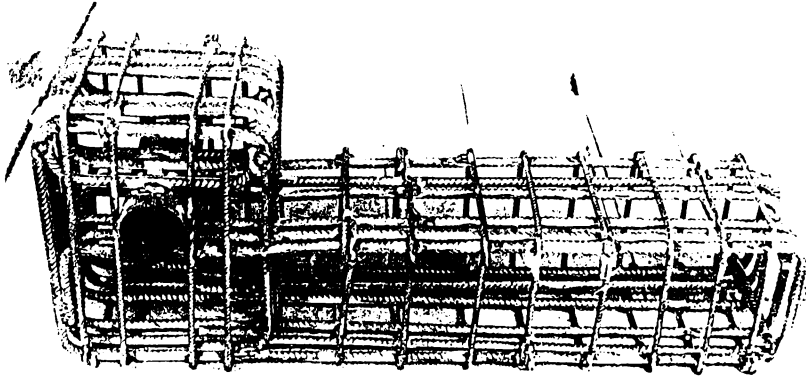


Fig.6.3 Carcasă elemente prefabricate

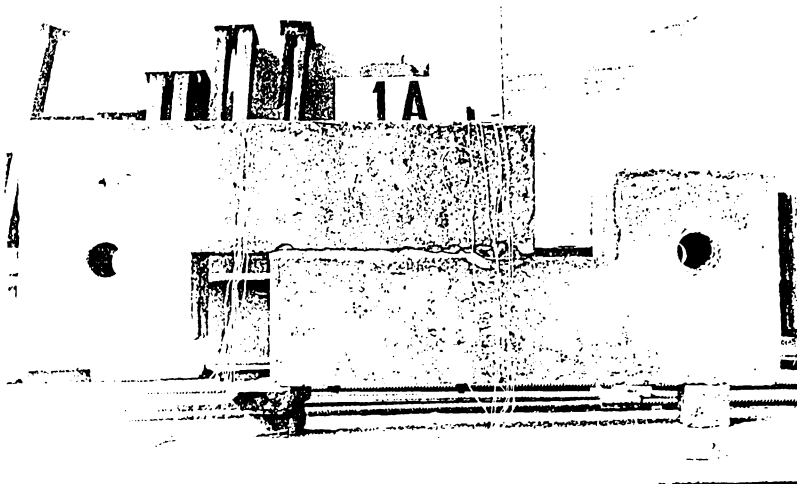
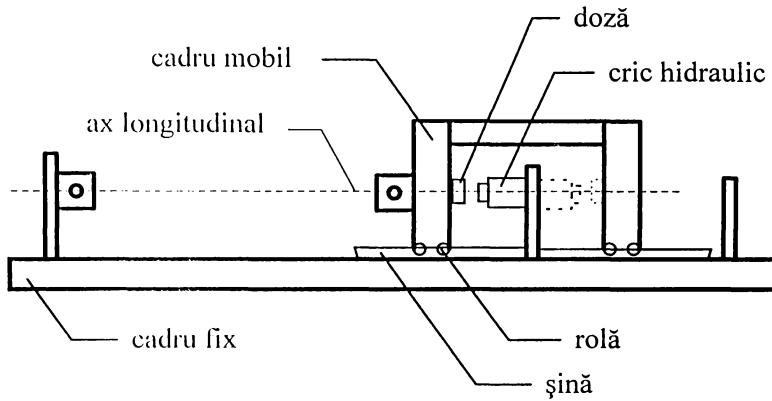
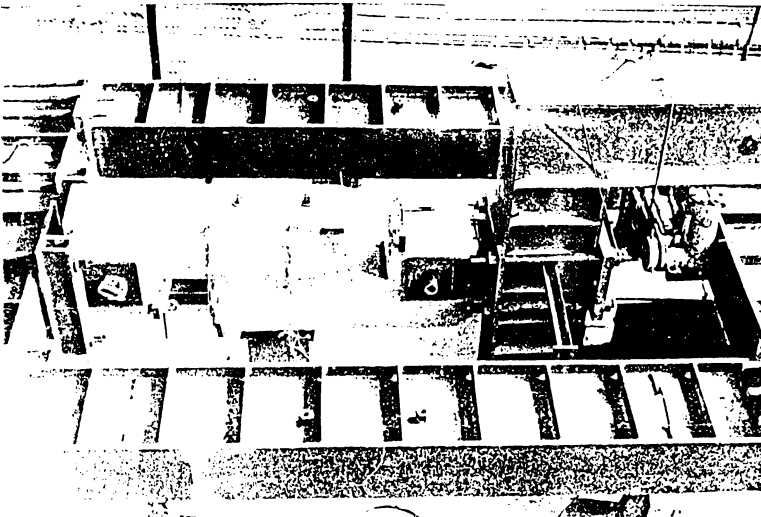


Fig.6.6 Model 1A după cedare



(a)



(b)

Fig.6.4 Standul de încercare : a- părți componente ; b - modelul 2A montat

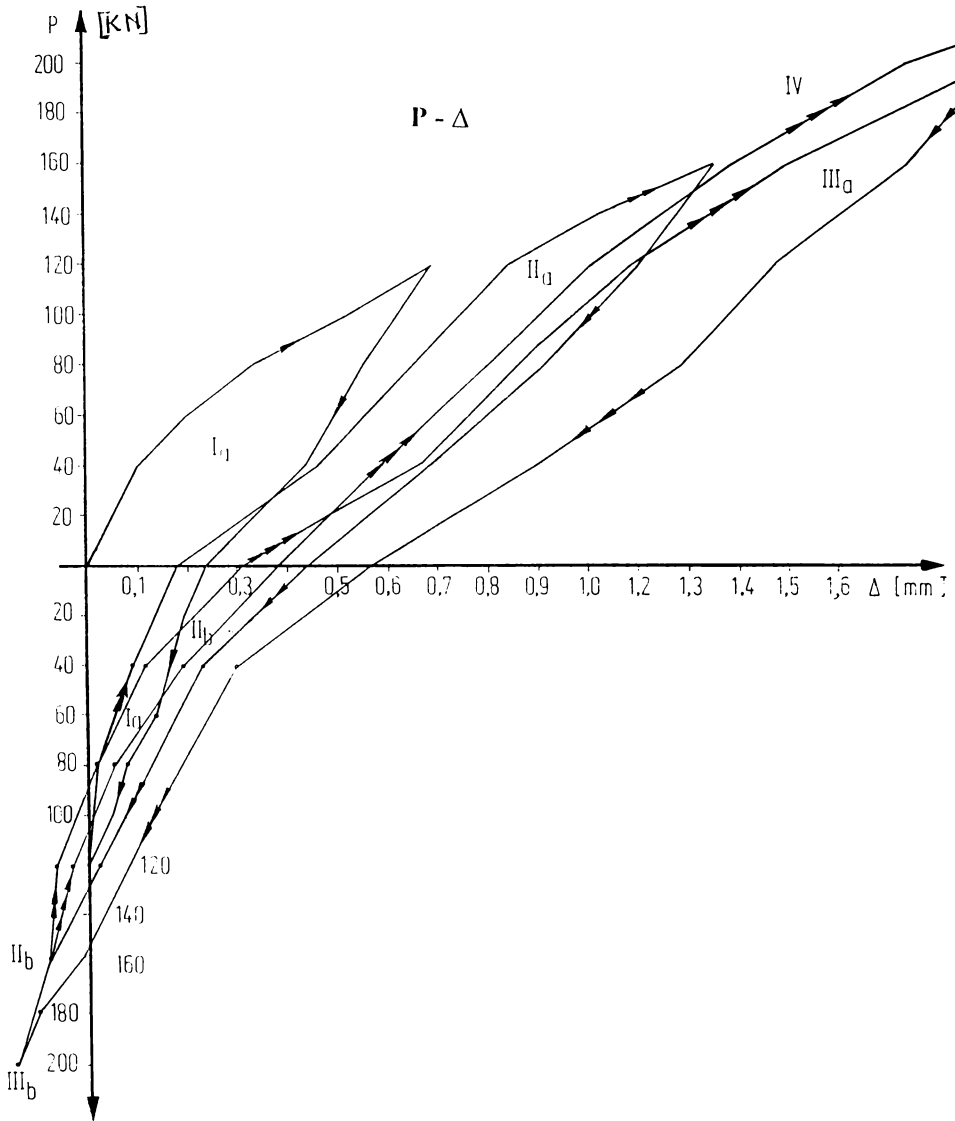


Fig.6.7 Model 1A ; diagrama P - Δ

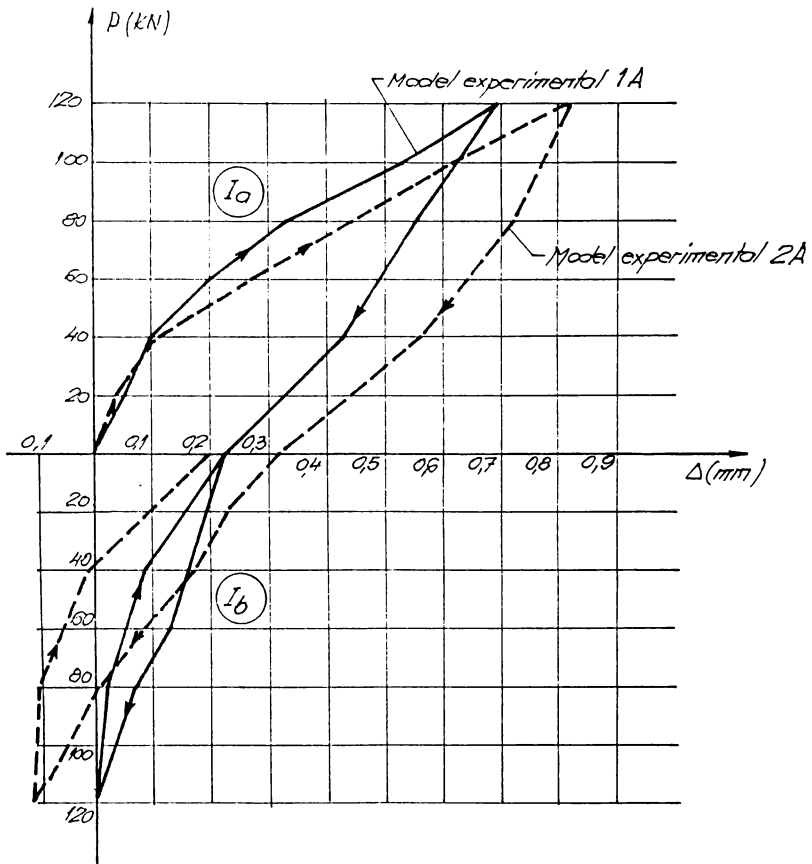


Fig.6.8 Diagrama P - Δ ; etapa I

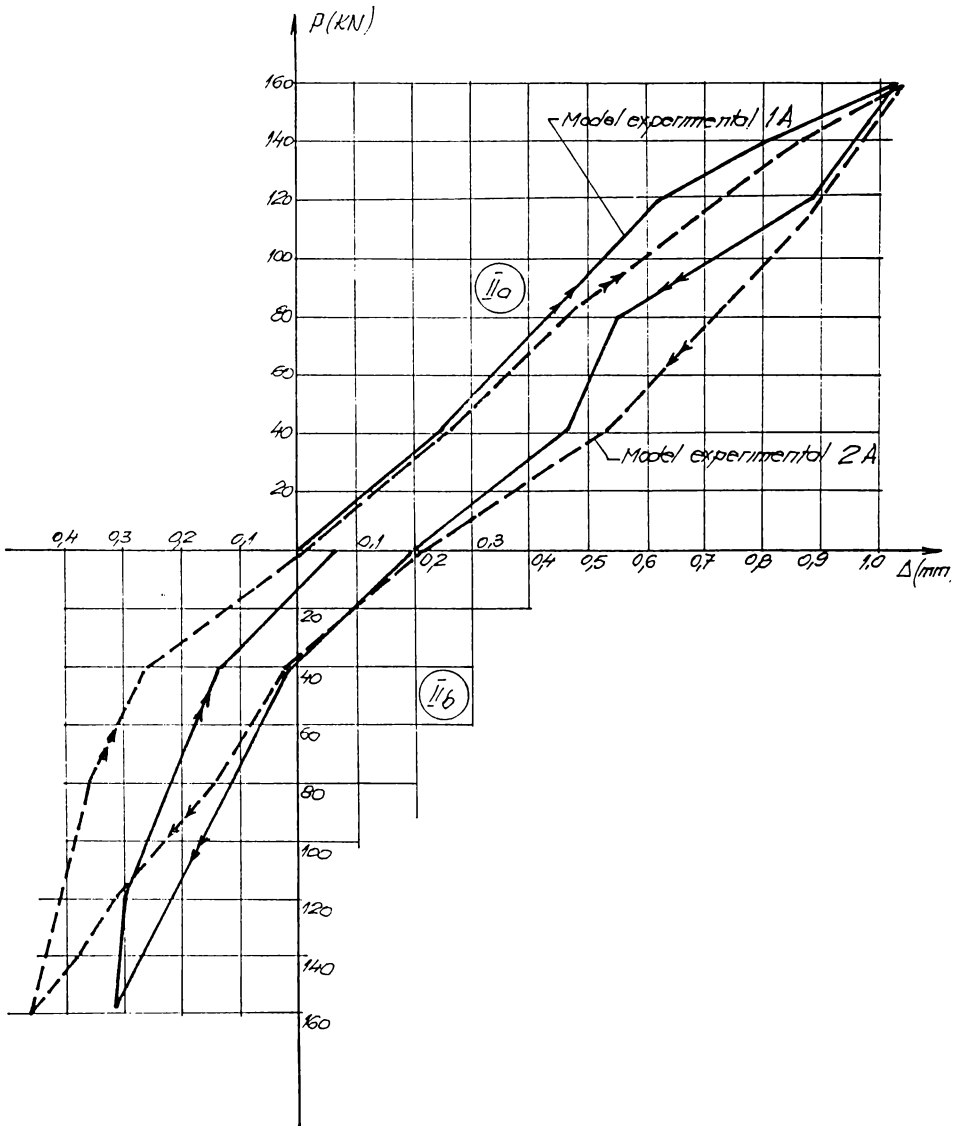
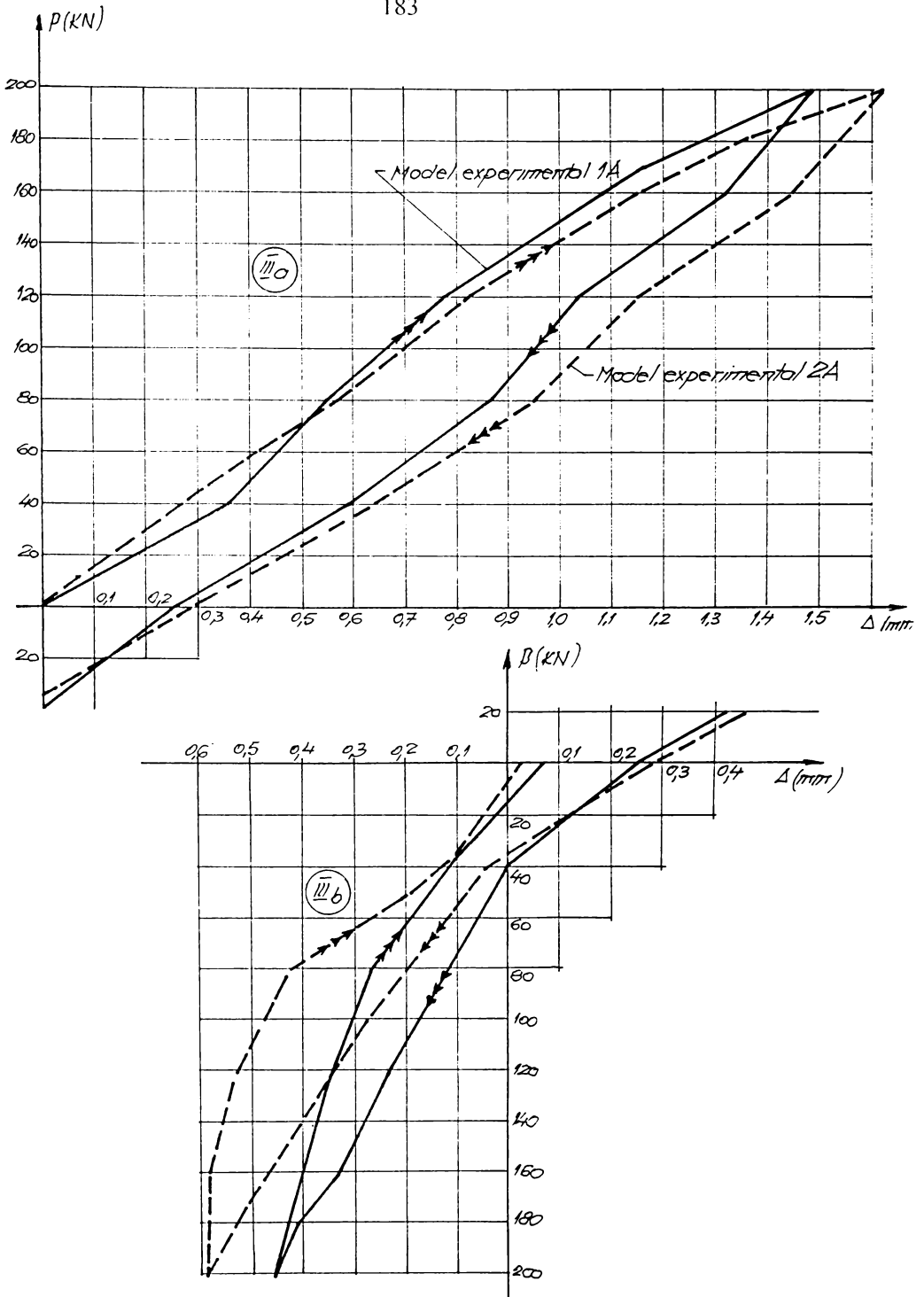
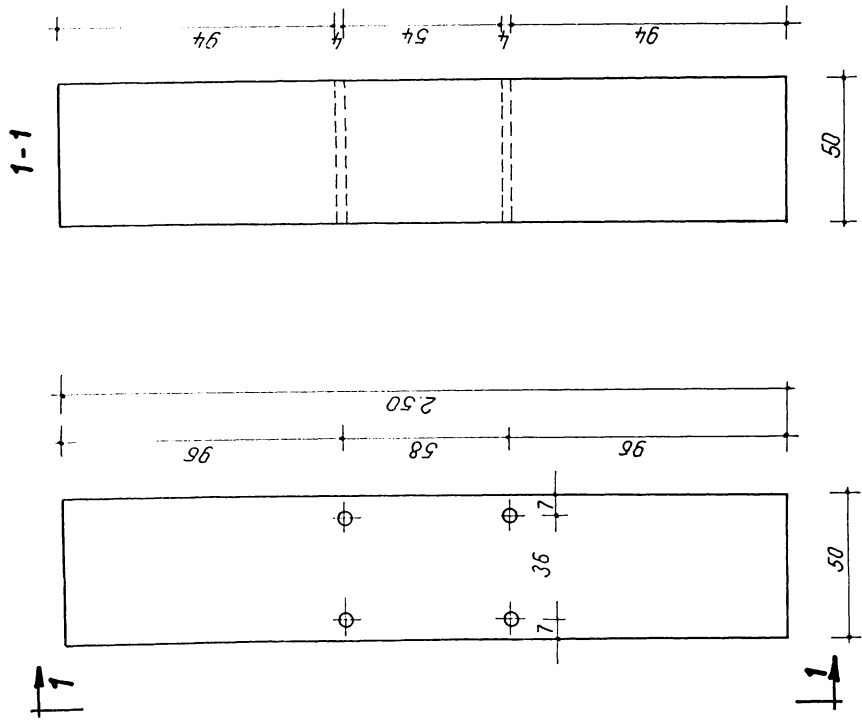


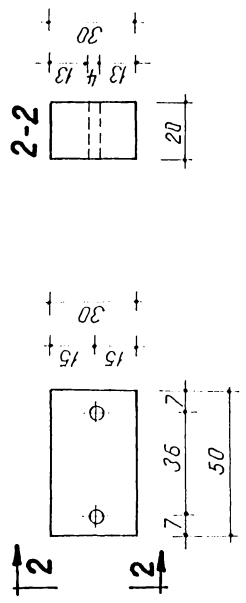
Fig.6.9 Diagrama P - Δ ; etapa II

Fig.6.10 Diagrama $P-\Delta$; etapa III

STĂLP PREFABRICAT



CONSOLĂ PREFABRICATĂ



ȘURUB DE ÎNALTĂ REZISTENȚĂ M24

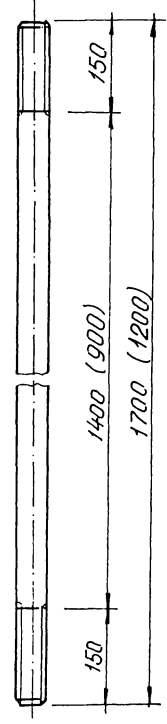
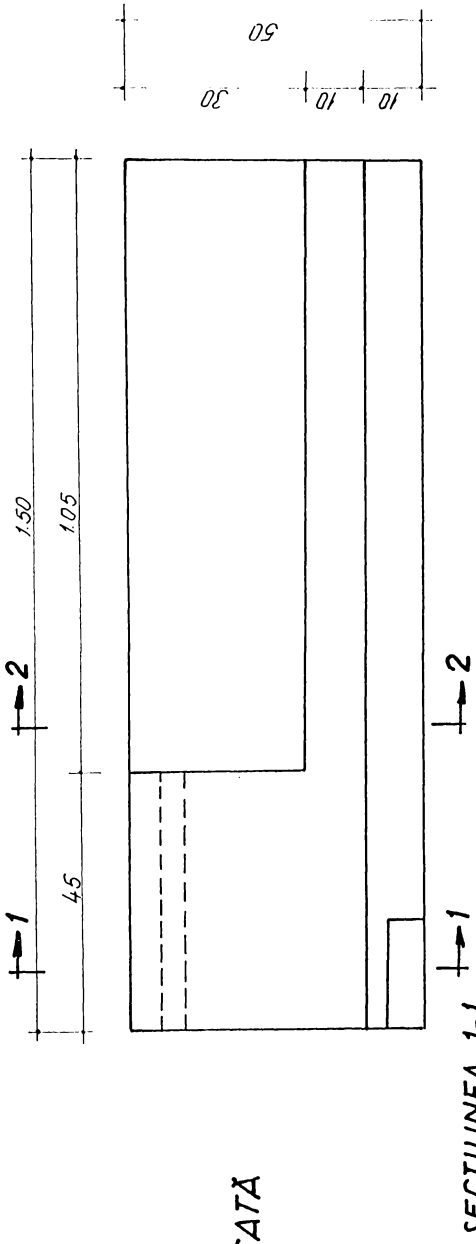
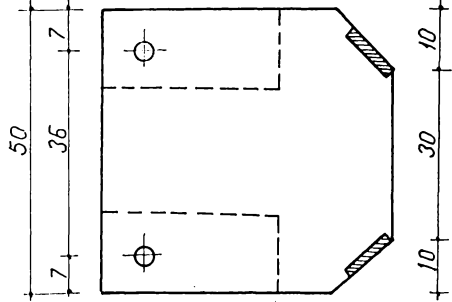


Fig.6.11 Caracteristici geometrice stîlp

**GRINDA
PREFABRICATĂ**



SECȚIUNEA 1-1



SECȚIUNEA 2-2

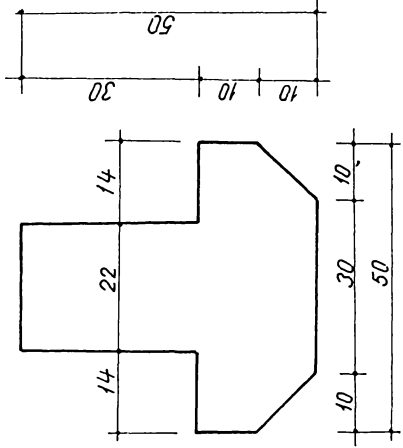


Fig.6.12 Caracteristici geometrice grinzi

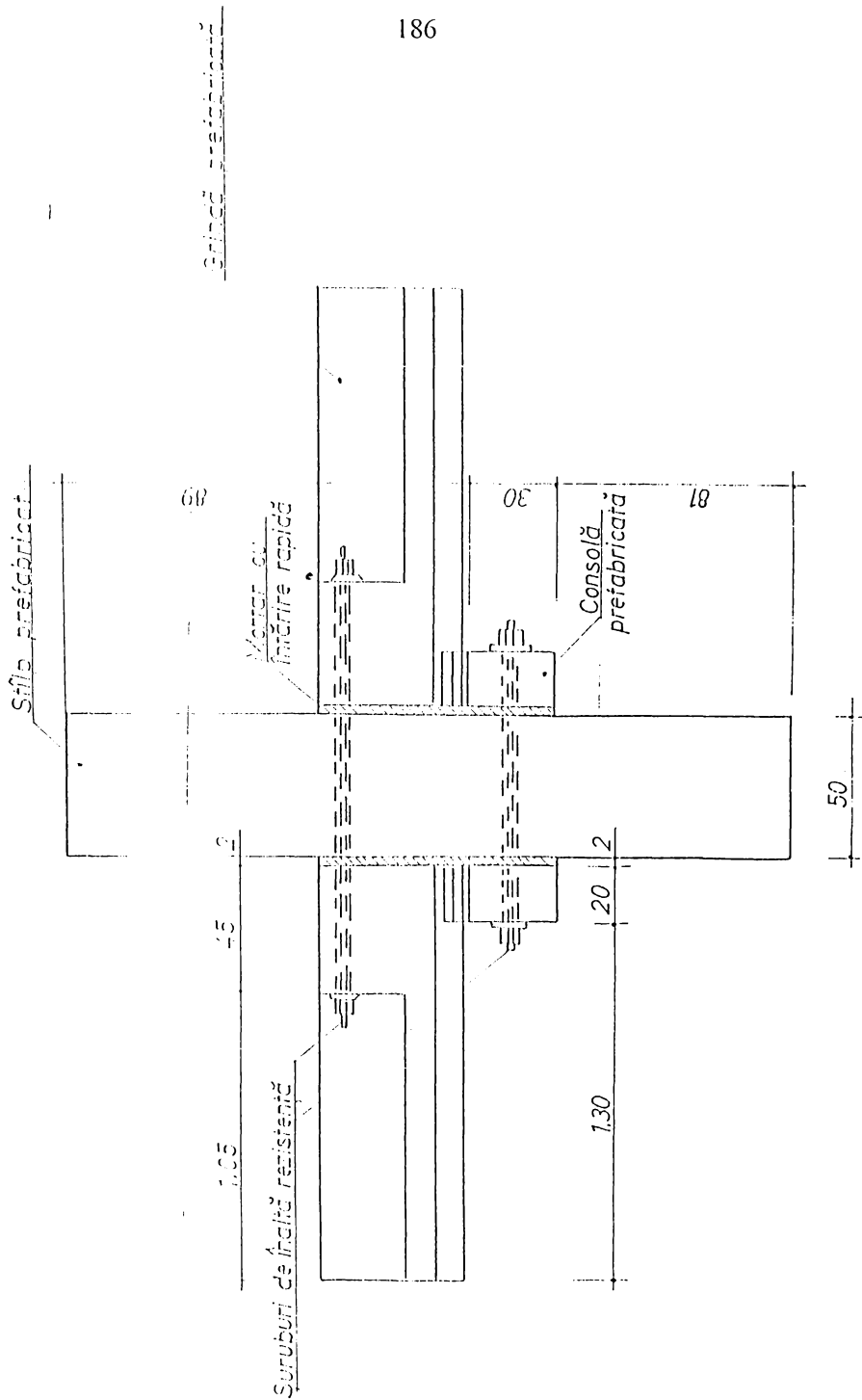


Fig.6.13 Ansamblul modelelor experimentale N1 și N2

CURBA ETALONARE ŞURUBURI L1 şi L2

— L1 → S1; S2 pentru N1 şi S1; S2; S3; S4 pentru N2
 - - - L2 → S3; S4 pentru N1

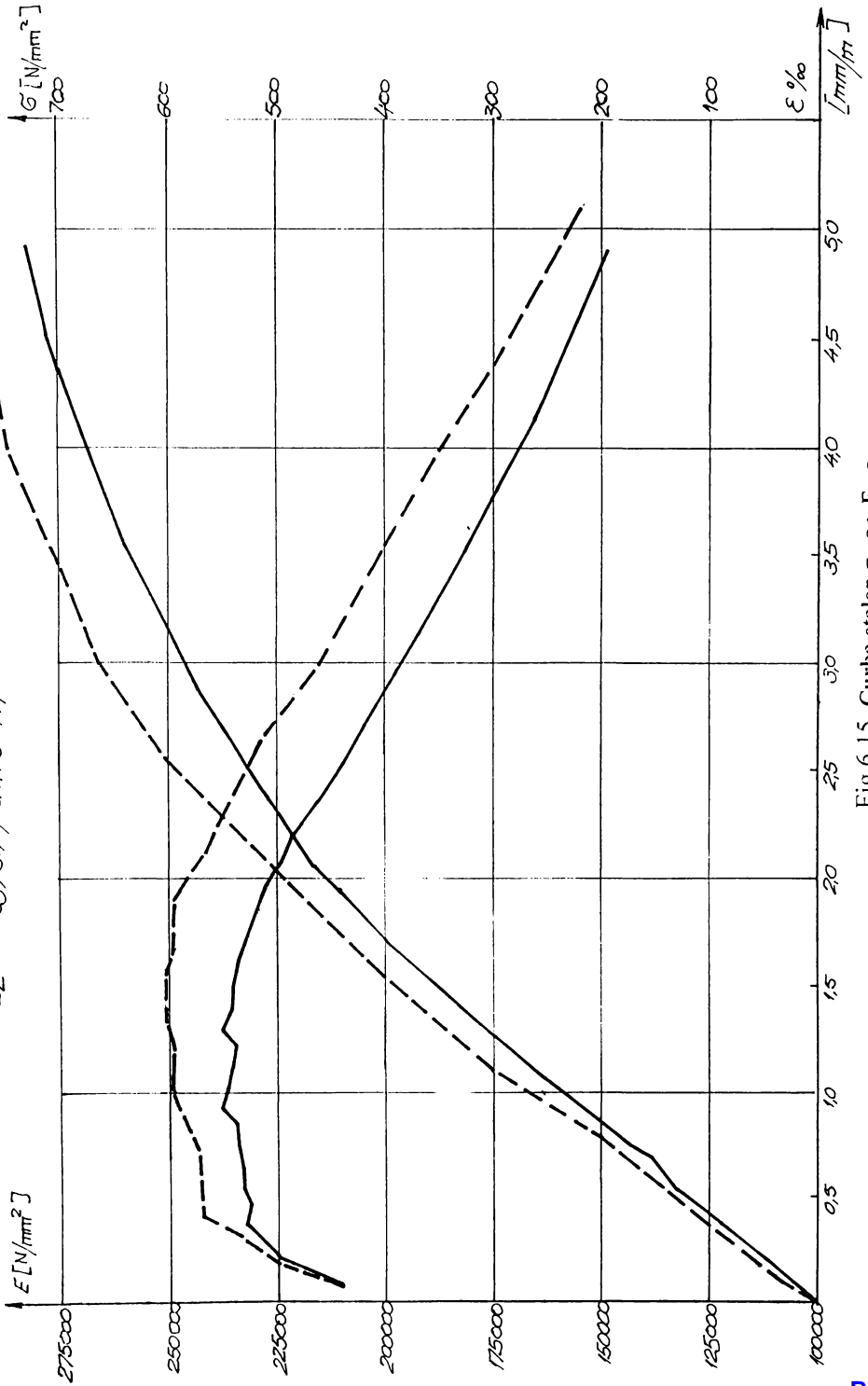


Fig. 6.15 Curba etalon $\sigma - \epsilon$; E - ϵ

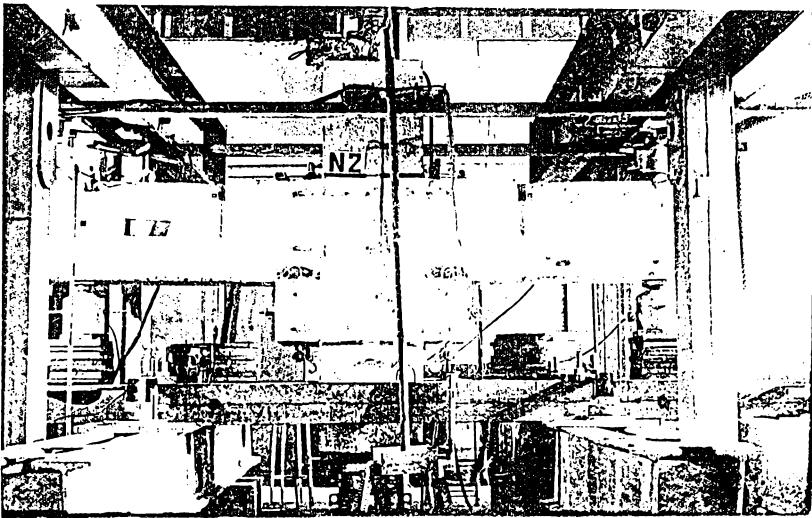
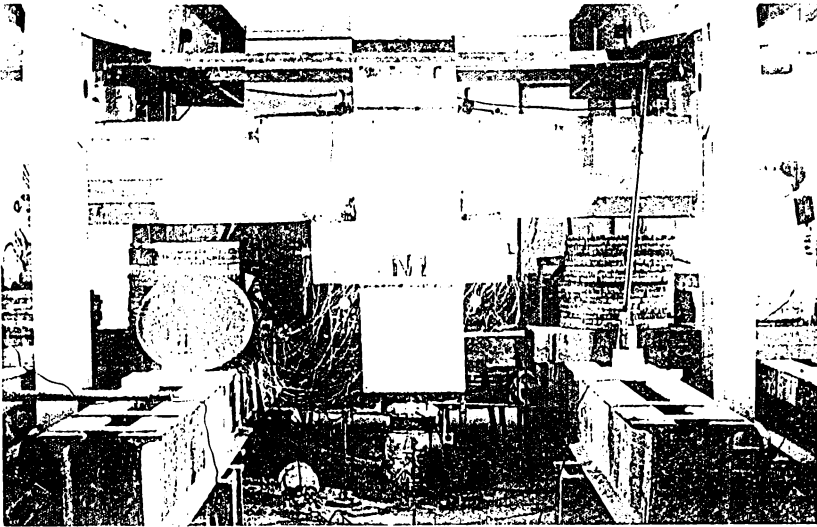
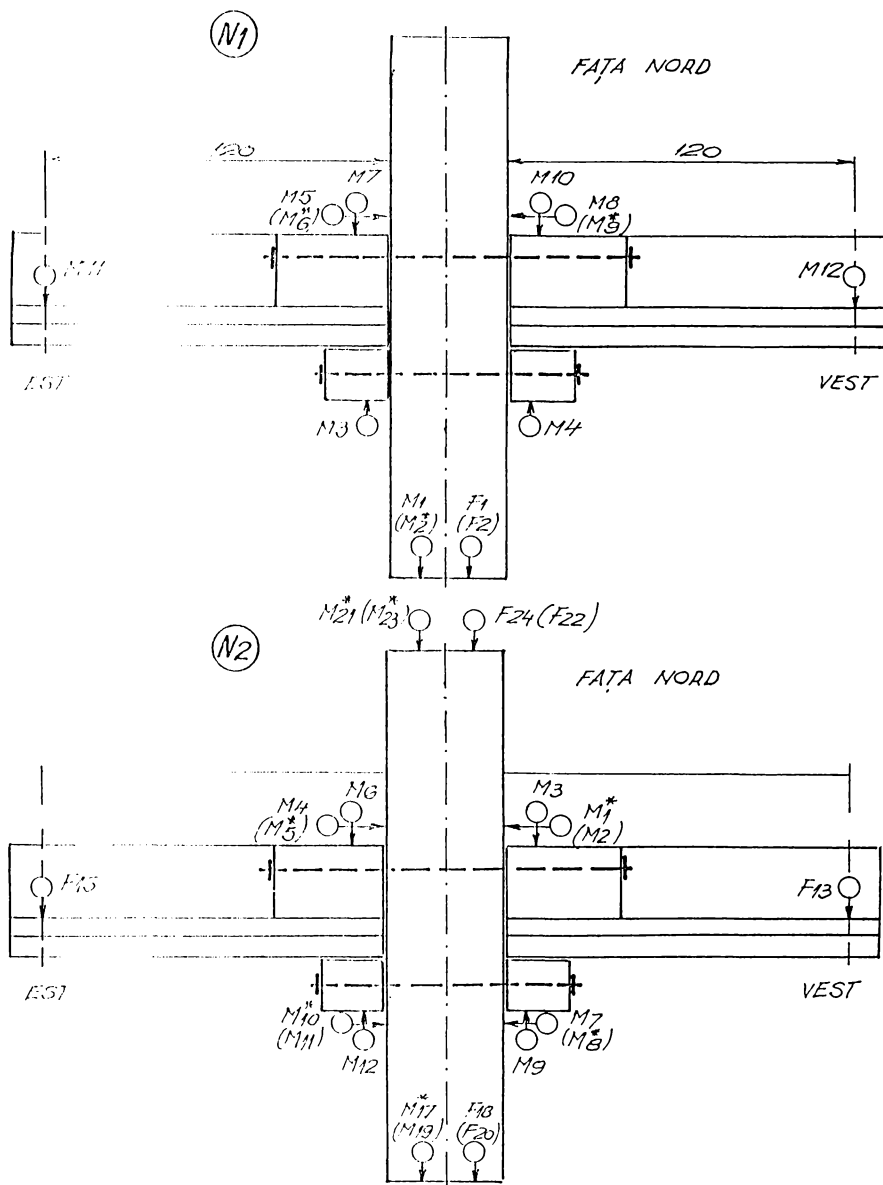


Fig.6.16 Modelele N1 și N2 montate pe stand

APARATE DE MĂSURĂ



LEGENDA: M - microcomparator 1:1000

M* - microcomparator 1:100

F - fleximetru Moxirov

NOTĂ: Aparatele din paranteză sînt pe foto SUD

Fig.6.17 Amplasarea microcomparatoarelor

DISPUNEREA TIMBRELOR PE BETON (N1)

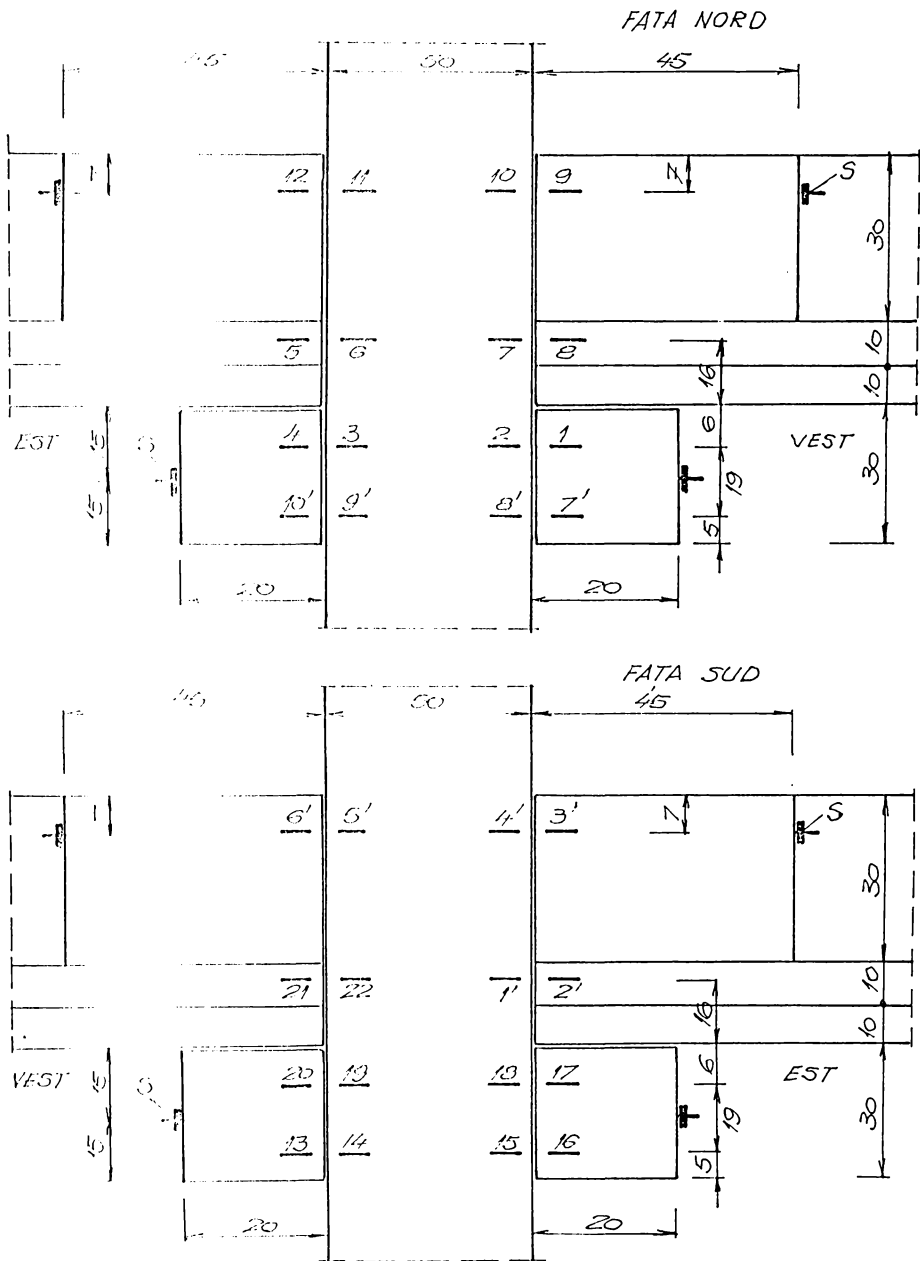


Fig.6.18 Amplasarea timbrelor electrorezistive pe N1

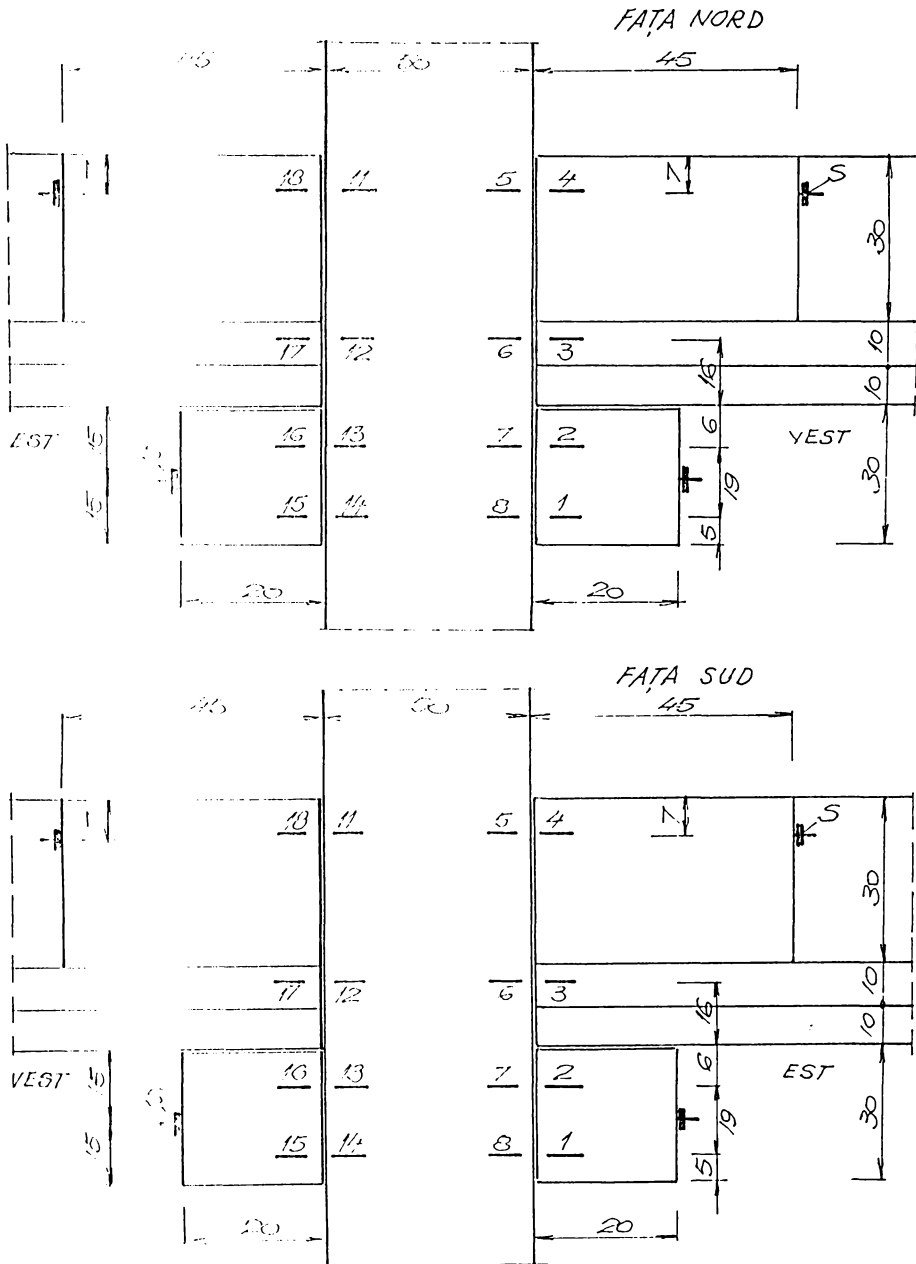
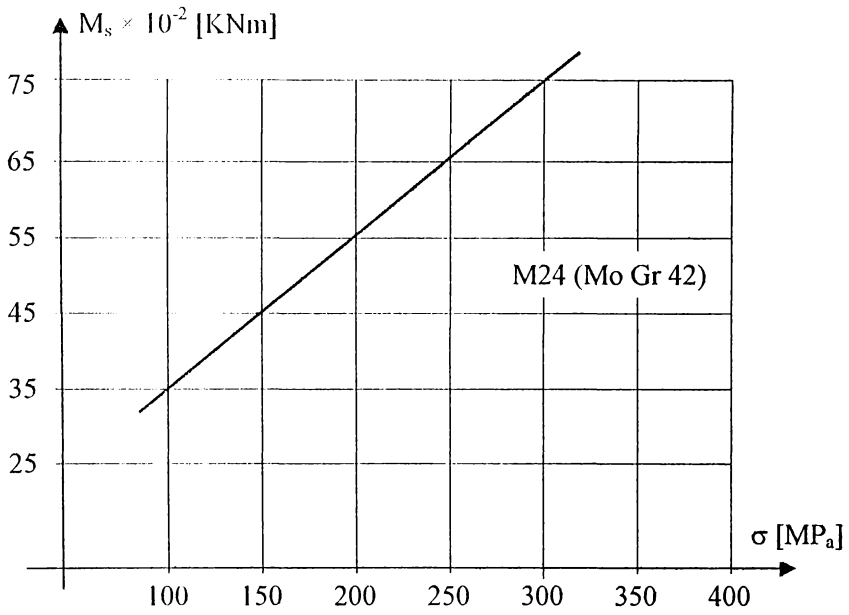
DISPUNEREA TIMBRELOR PE BETON (N2)

Fig.6.19 Amplasarea timbrelor electrorezistive pe N2

Fig. 6.21. Curba etalon $M_s - \sigma$

SCHEMA DE INCARCARE

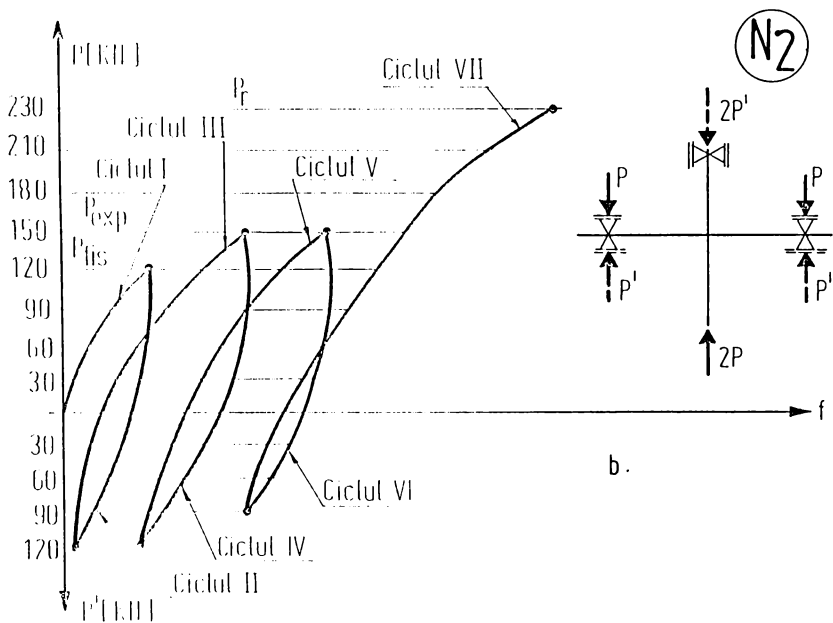
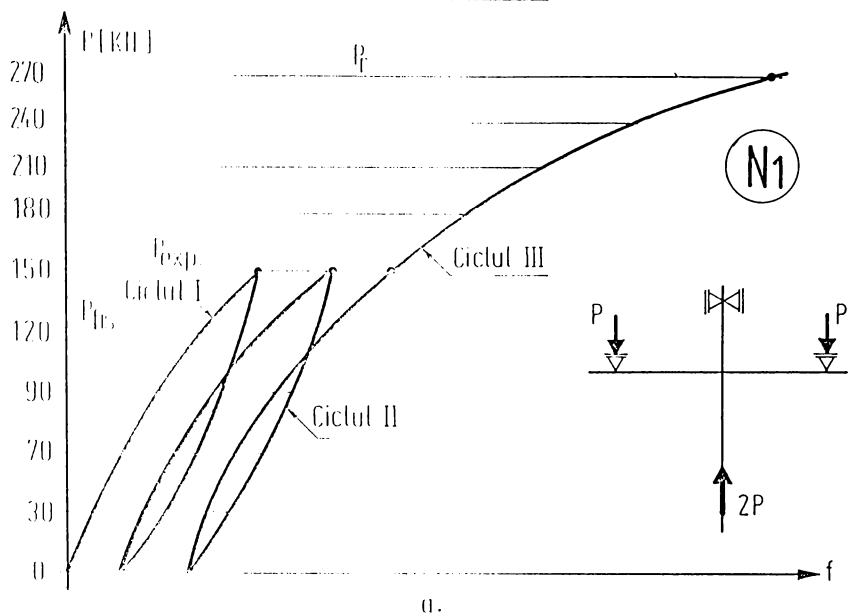


Fig.6.22 Scheme de încărcare

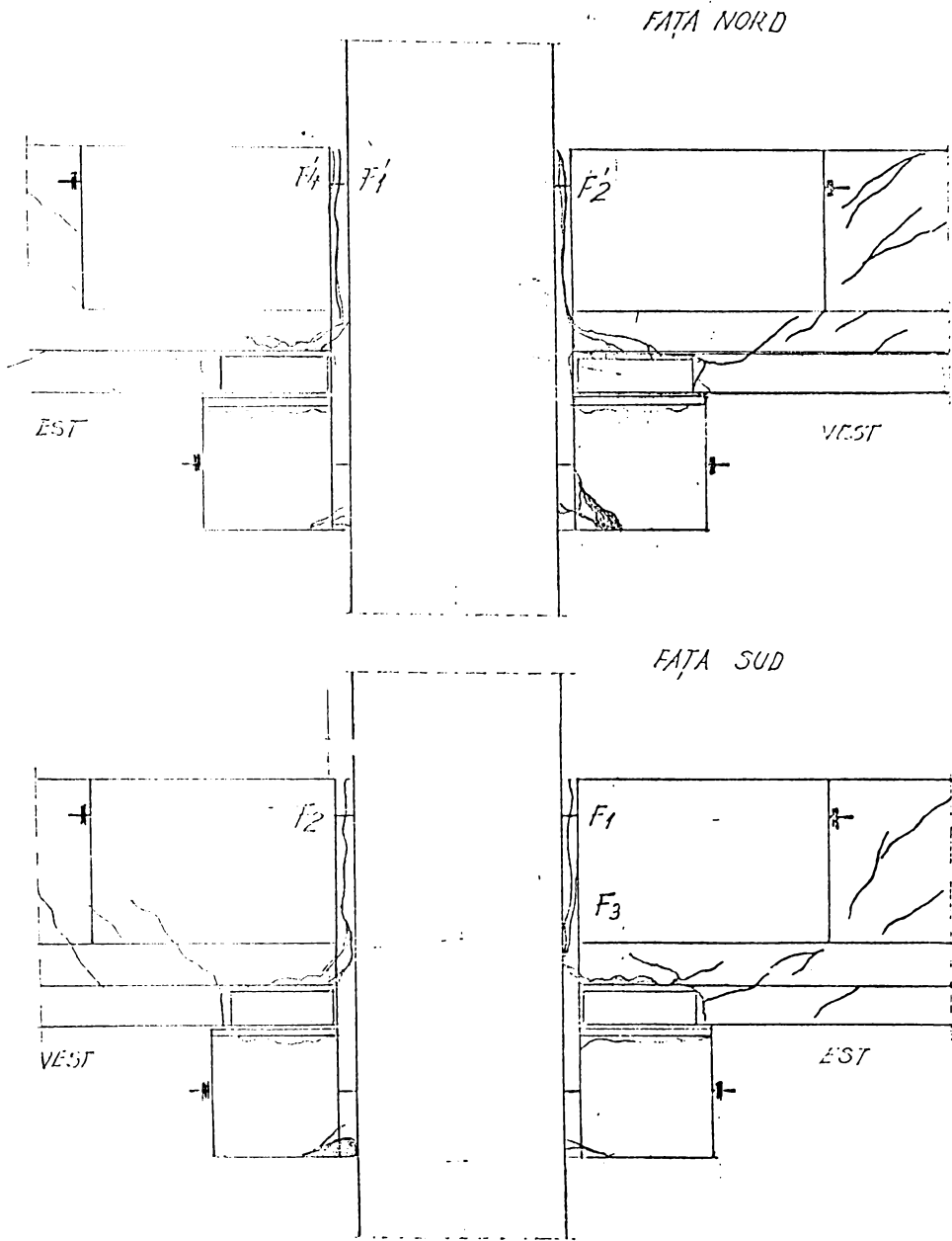
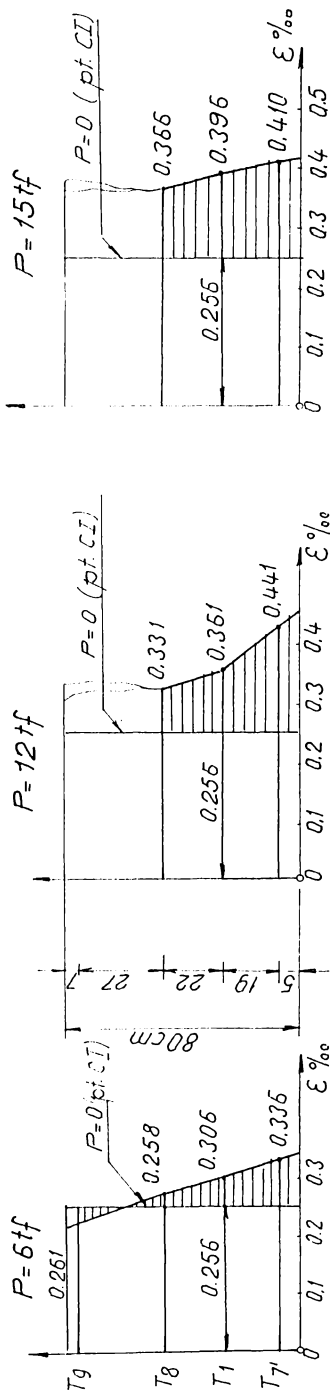


Fig.6.24 Releveul fisurilor - N1

DIAGrame ϵ_{med} PE BETON - FATA NORD VEST

(N1)

CICLUL I



CICLUL II

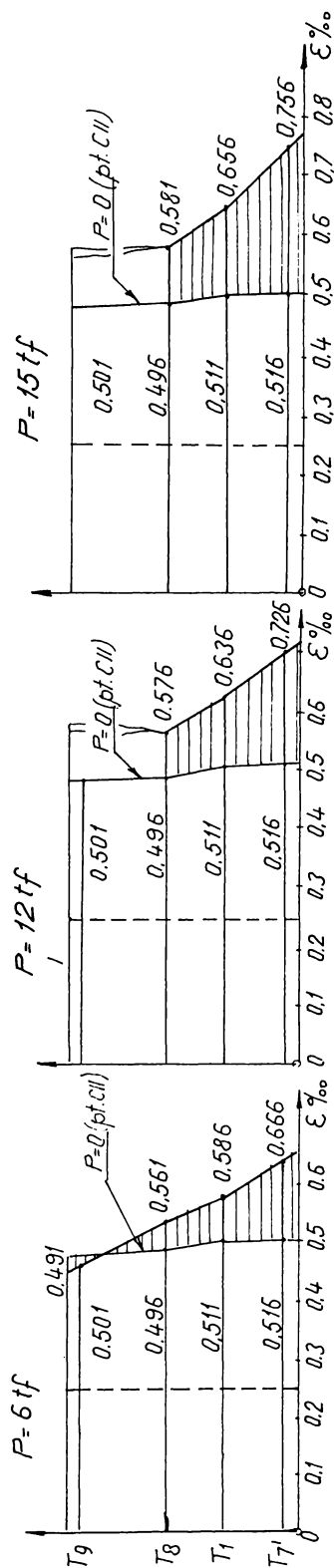


Fig.6.25 Diagrame ϵ_{med} pe înălțimea secțiunii - N1

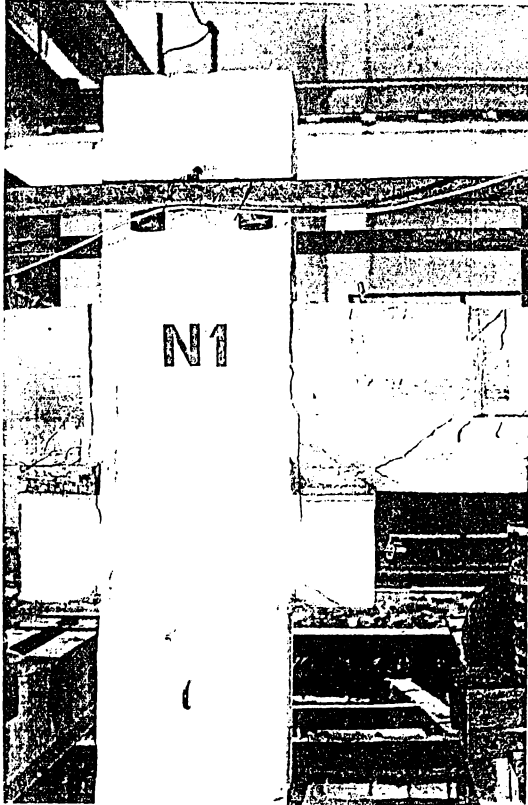
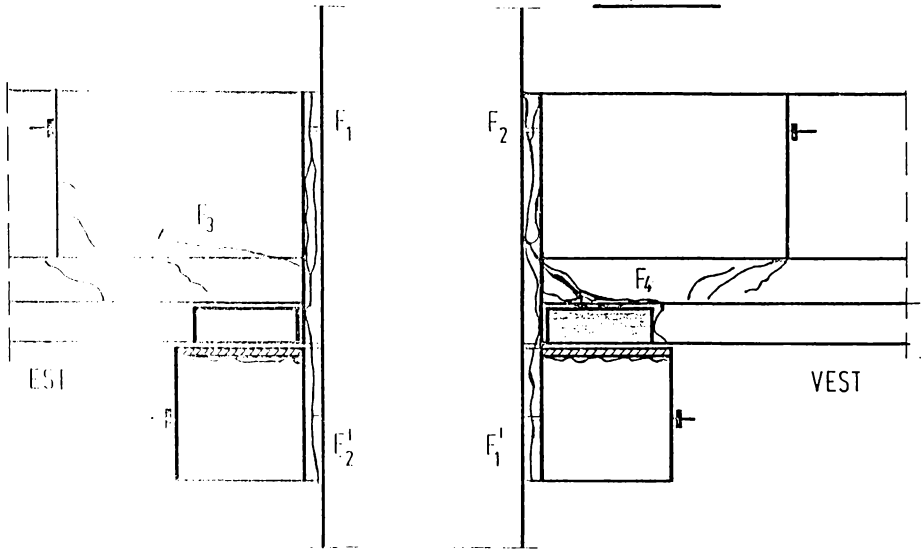


Fig.6.26 Cedarea modelului N1

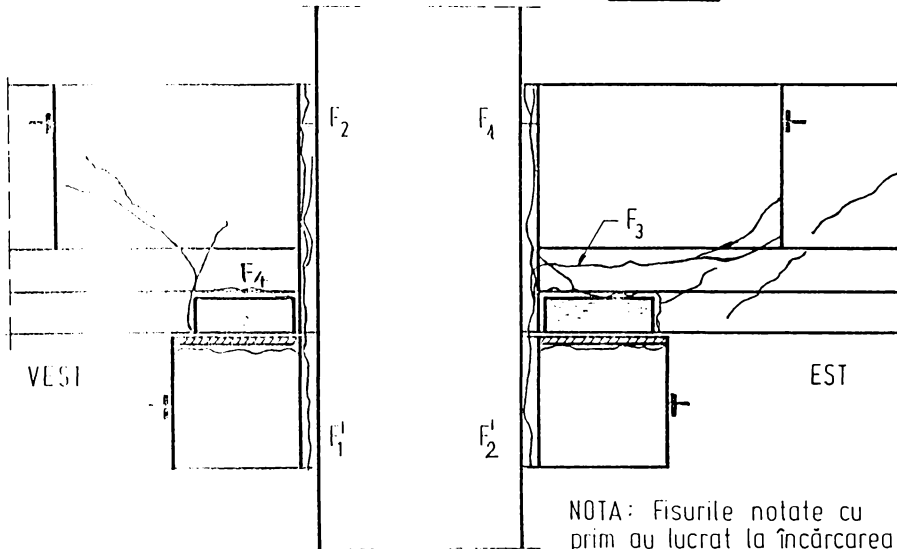
RELEVUL FISURILOR

N2

FAȚA NORD



FAȚA SUD



NOTA: Fisurile notate cu prim au lucrat la încărcarea P1

Fig.6.27 Relevul fisurilor – N2

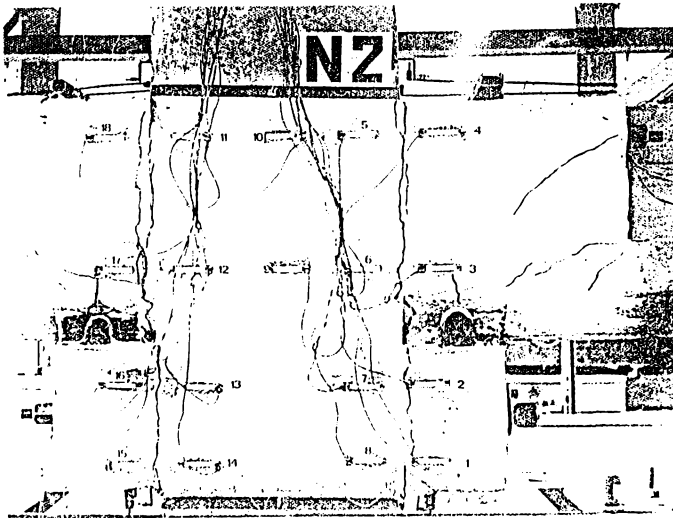


Fig.6.28 Aspecte de la cedarea modelului N2

DIAGRAMA ϵ_{mediu} PE ÎNĂLȚIMEA SECȚIUNII DE BETON, DUPA STRĂNGEREA ȘURUBURILOR

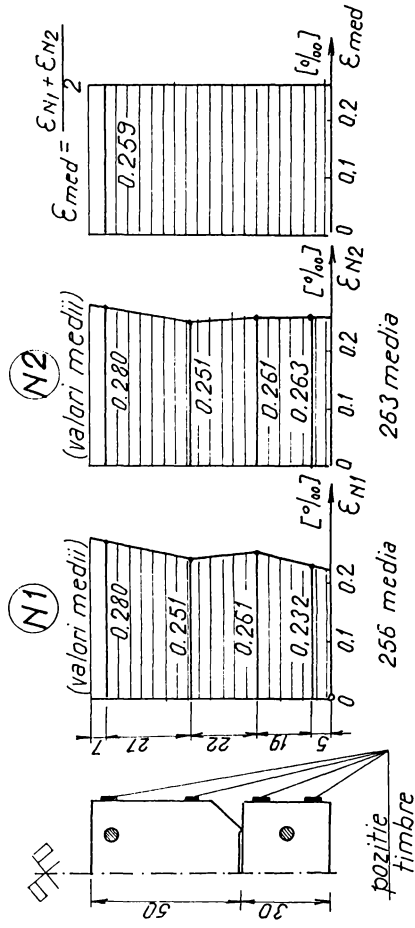


Fig.6.29 Deformațiile inițiale ale betonului $\epsilon_{0,med}$

DIAGRAMA $p-f$ (N1)

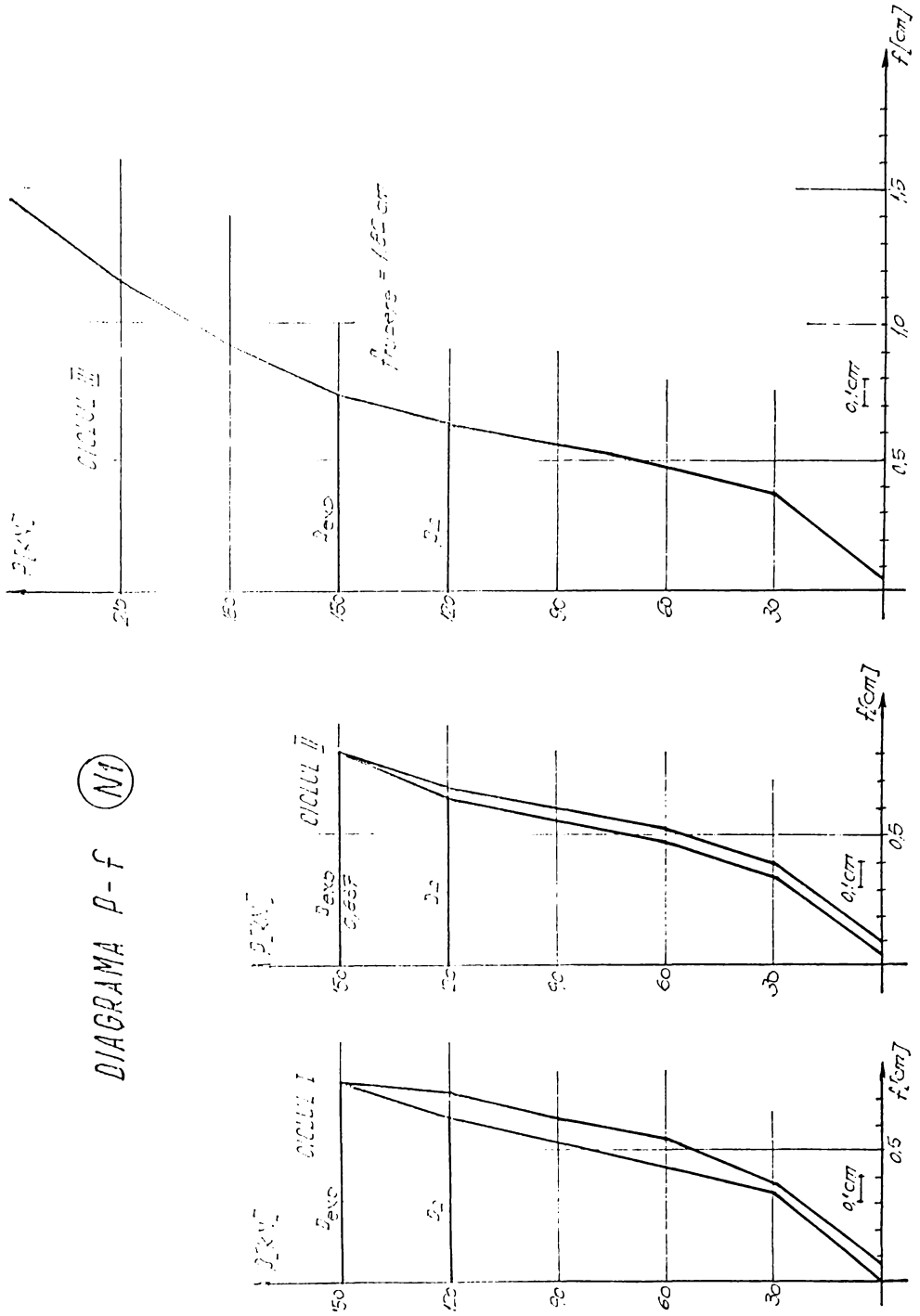
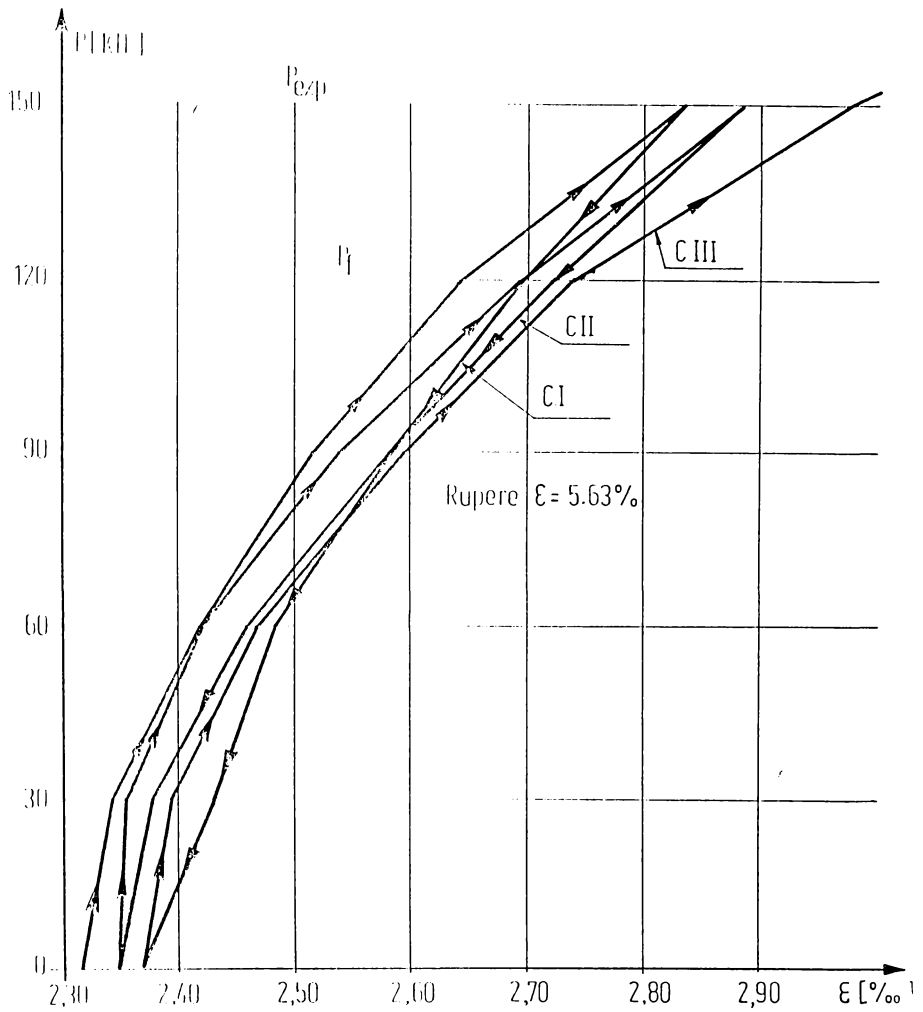


Fig.6.30 Diagrama încărcare – săgeată pentru N1

DIAGRAMA P - ϵ_{med} Șuruburi S₁ și S₂

N1

Fig.6.31 Diagrama P - ϵ_{med} pentru SIR-urile superioare – model N1

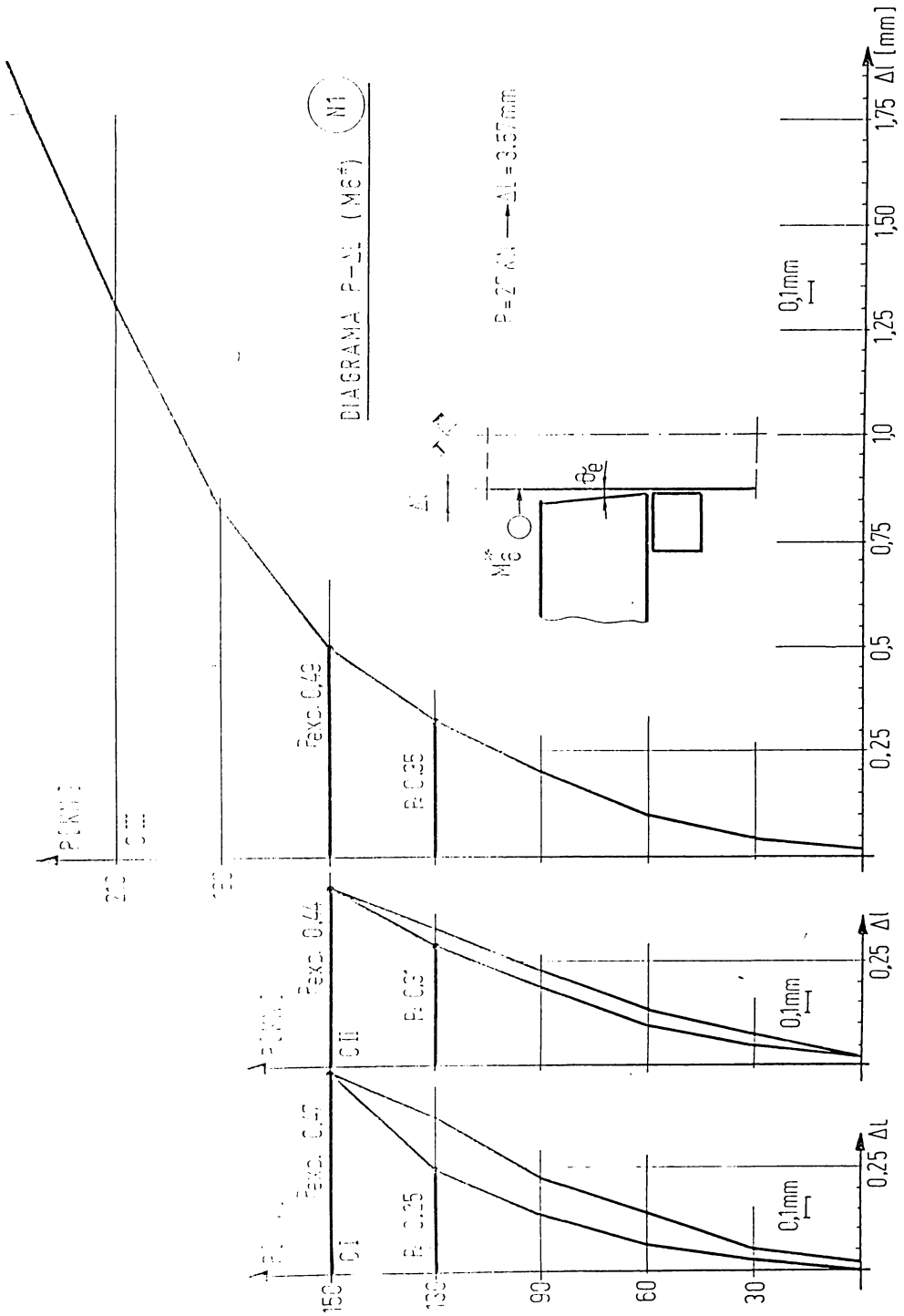


Fig.6.32 Diagrama P - Δl în interfata est - N1

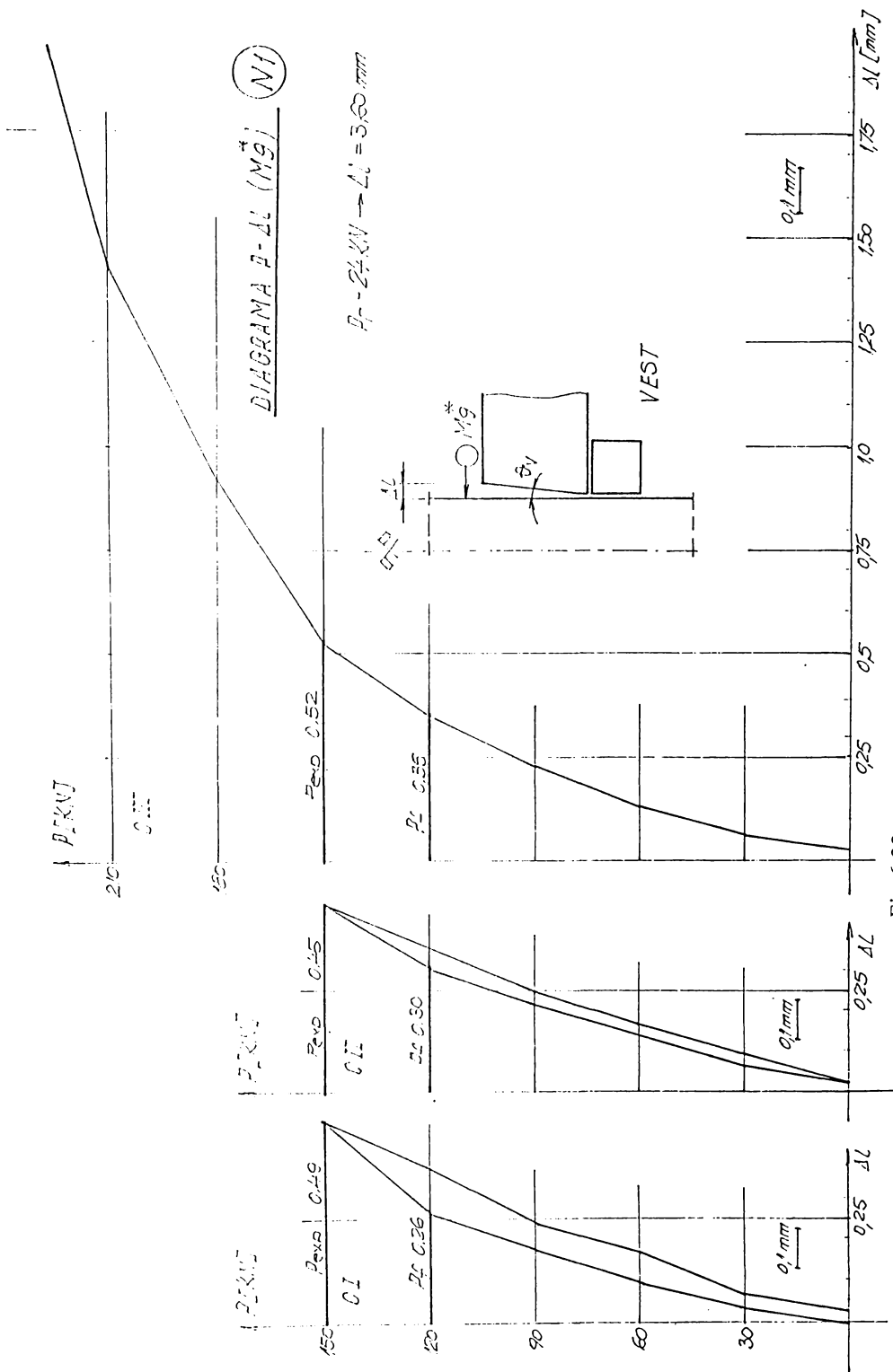


Fig.6.33 Diagrama P - Δl în interfața vest - NI

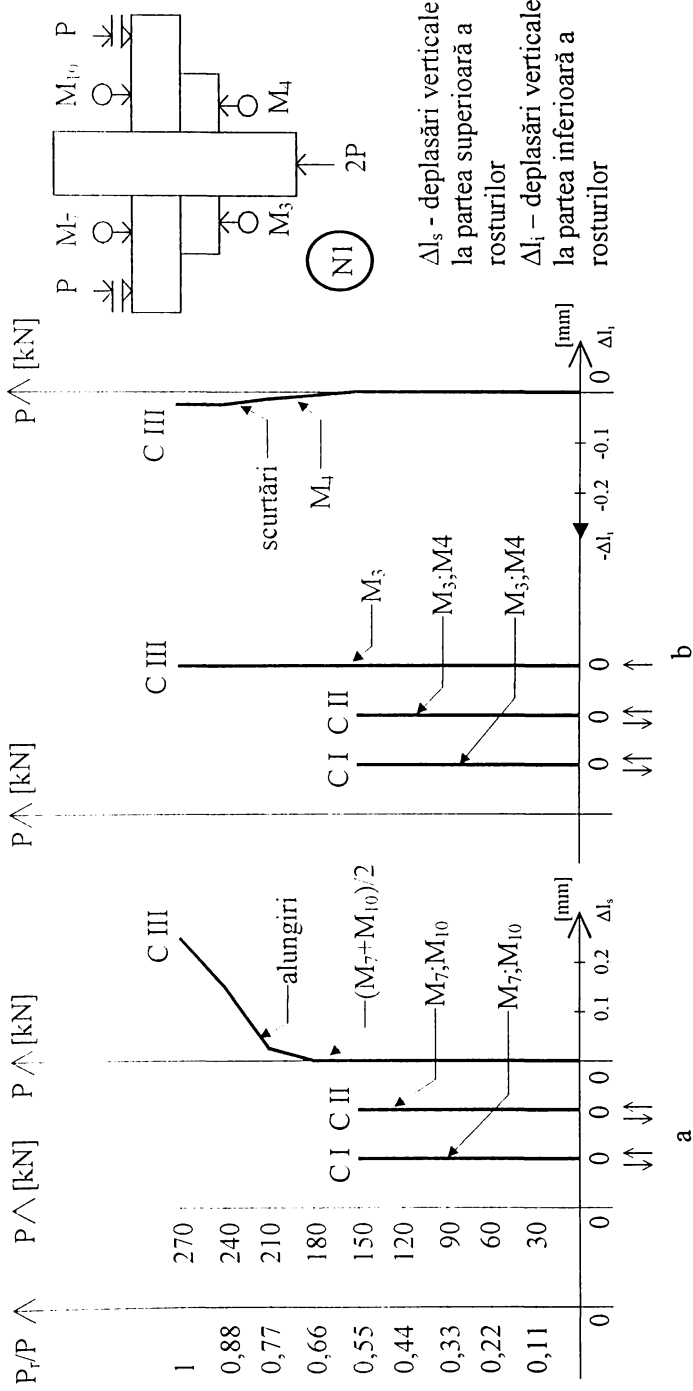


Fig.6.34 Lunecări în interfețele modelului NI : a-la partea superioară ; b-la partea inferioară

(N2)

DIAGRAMA P-f

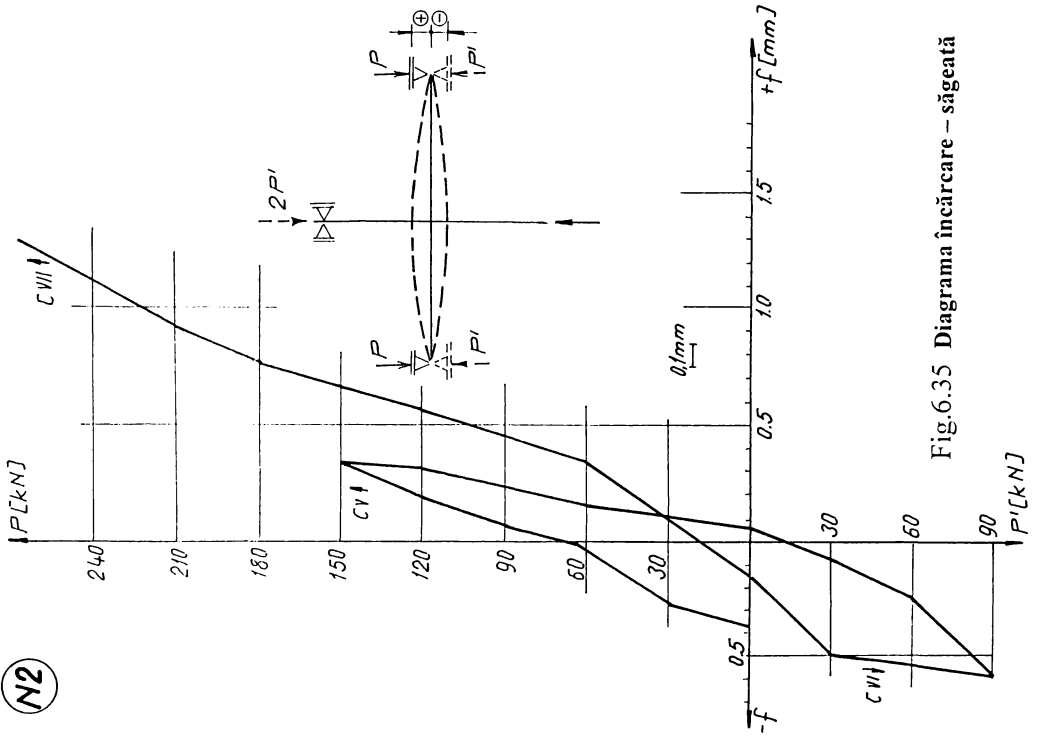
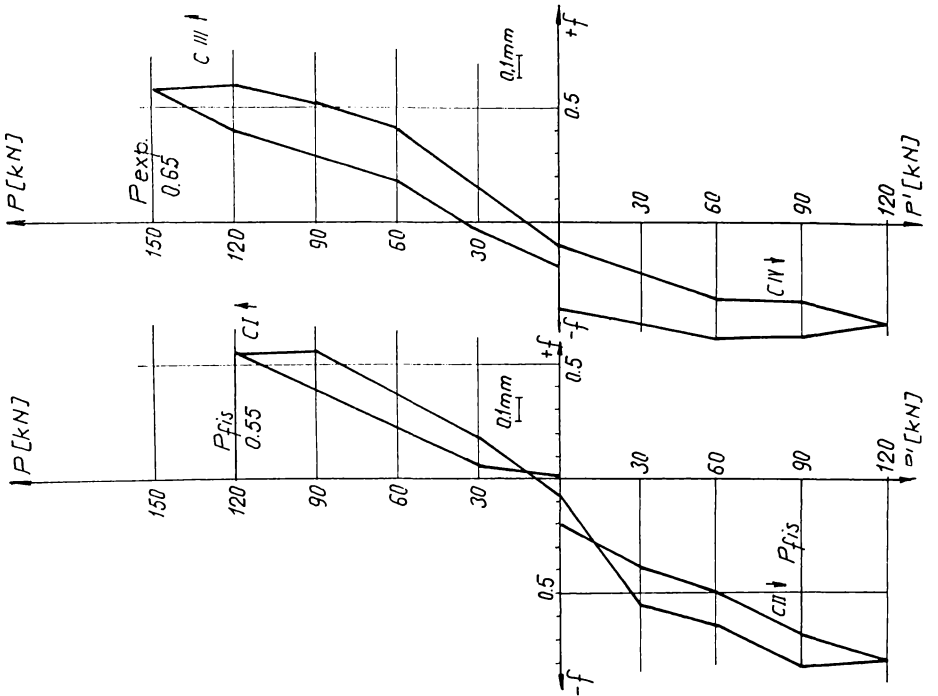


Fig.6.35 Diagrama încărcare – săgeată



DIAGRAME ϵ_{med} LA FATA GRINZII - EST ȘI VEST (val. medie) N2

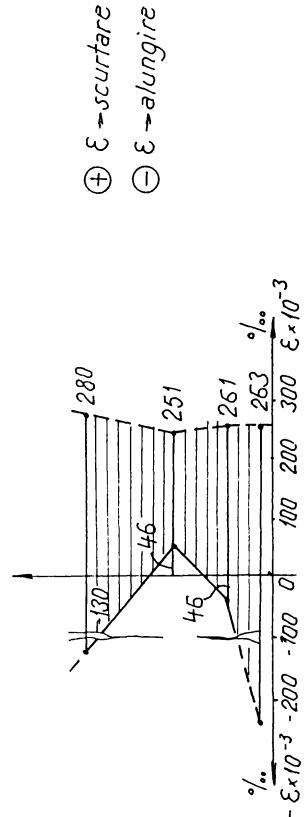
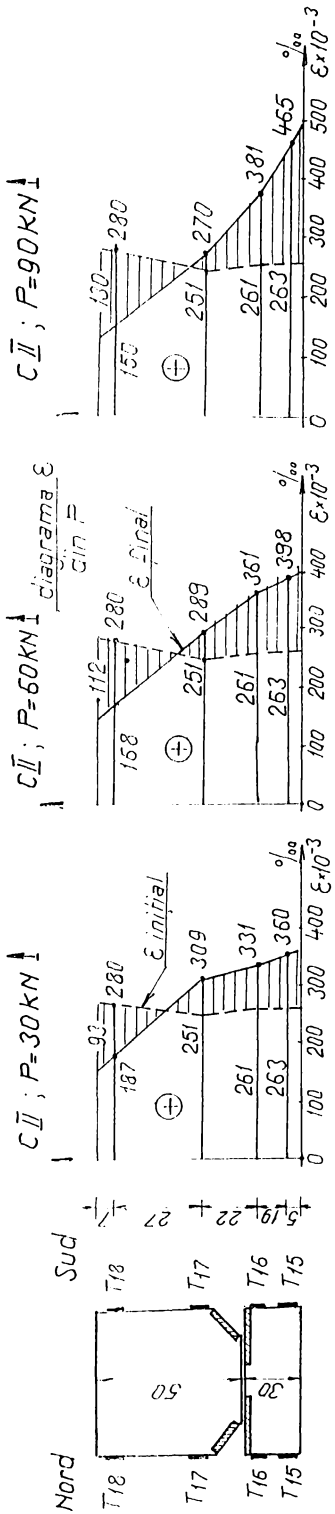


Fig.6.36 Diagrame ϵ_{med} pe înălțimea secțiunii - N2

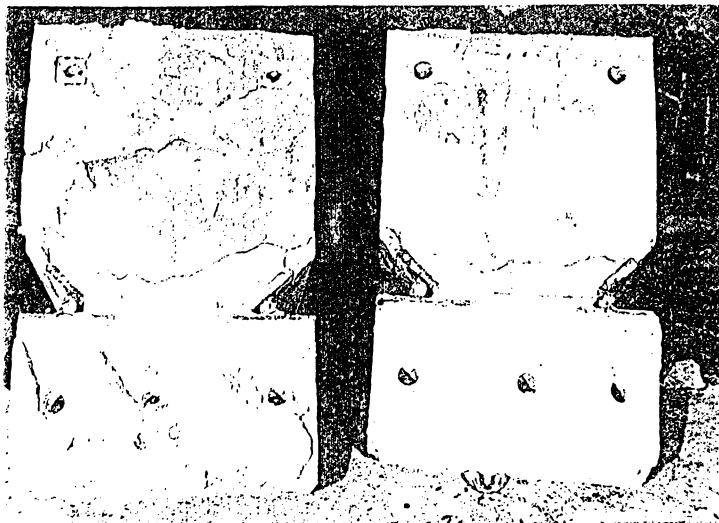


Fig.6.37 Fețele grinzilor după cedare – N2

DEFORMAȚIA NODULUI LA RUPERE

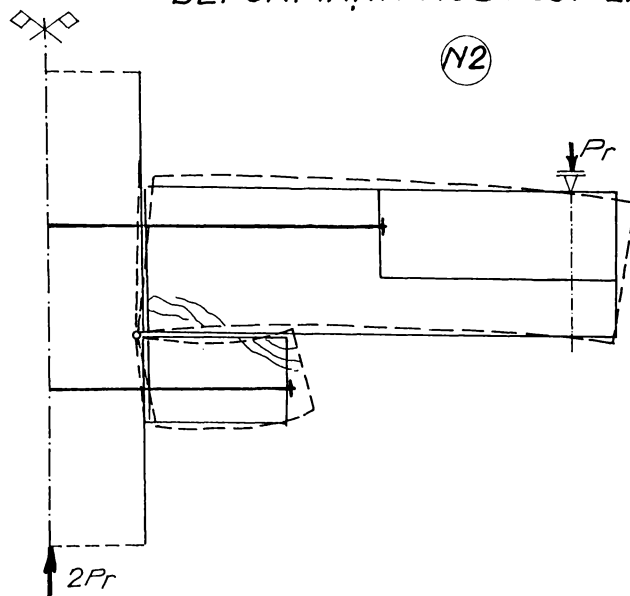


Fig.6.38 Deformată modelului N2 la rupere

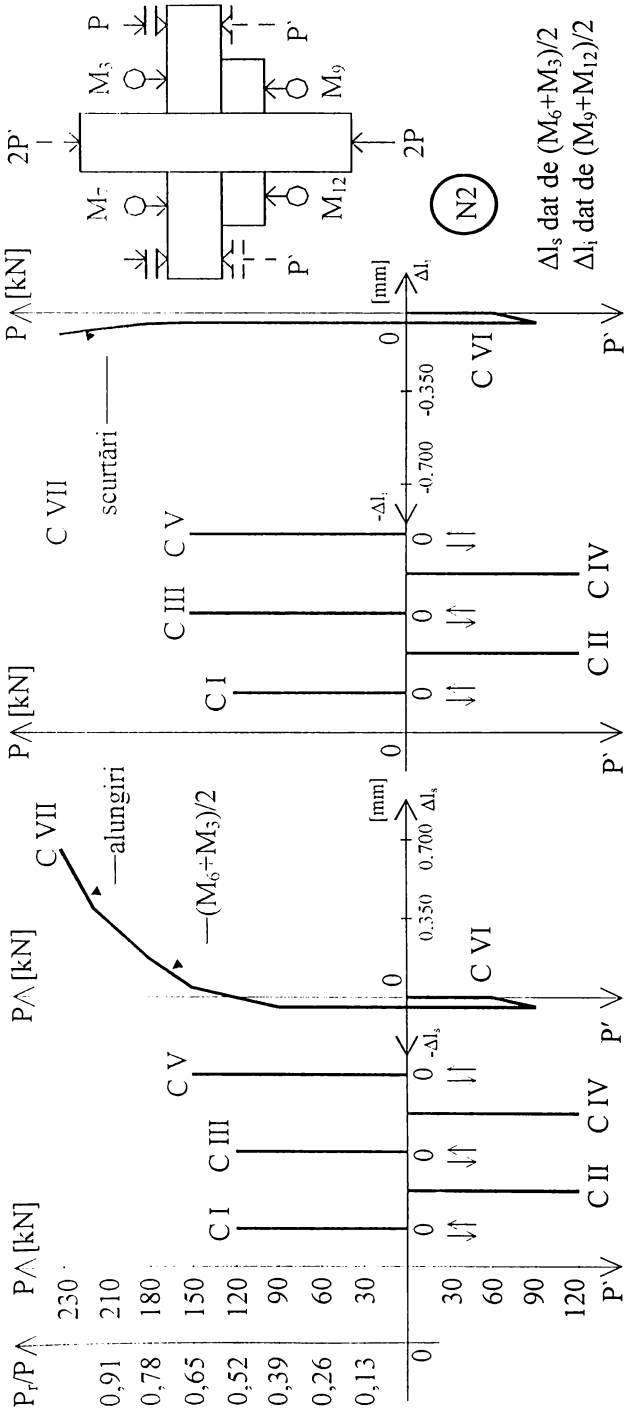


Fig.6.39 Lunecări în interfețele modelului N2 : a-la partea superioară ; b-la partea inferioară

a

b

Tabelul 6.2 Dependenta $\sigma - \epsilon_{med}$

Teoria (din)	ȘURUB ETALON M20												$E = \frac{1000 \sigma}{\epsilon}$
	TER 1		TER 2		TER 3		TER 4		$E_{med.}$	$\eta = \frac{P}{A_{br}} \text{ (daN/cm}^2\text{)}$	$E = \frac{1000 \sigma}{\epsilon}$		
	Citire	ϵ_1 (%)	Cit.	ϵ_2	Cit.	ϵ_3	Cit.	ϵ_4					
0	18235	0,00	17495	0,00	17860	0,00	18565	0,00	0,000	0,00	0		
1	18640	0,405	17730	0,235	18050	0,130	18970	0,405	0,309	318,5	1034 000		
2	18800	0,565	17865	0,370	18185	0,325	19110	0,545	0,451	637,0	1412 000		
3	18965	0,730	18005	0,510	18325	0,465	19315	0,750	0,614	955,4	1559 000		
4	19120	0,885	18145	0,650	18465	0,595	19470	0,905	0,758	1273,9	1681 000		
5	19300	1,065	18270	0,775	18575	0,715	19620	1,055	0,902	1592,4	1765 000		
6	19435	1,200	18430	0,935	18730	0,870	19795	1,230	1,058	1910,8	1806 000		
7	19590	1,355	18570	1,075	18865	1,005	19960	1,395	1,207	2224,3	1847 000		
8	19750	1,515	18700	1,205	18985	1,125	20090	1,525	1,342	2547,8	1899 000		
9	19915	1,680	18875	1,380	19160	1,300	20255	1,690	1,512	2866,2	1896 000		
10	20095	1,776	19005	1,510	19270	1,410	20415	1,860	1,657	3184,7	1922 000		
11	20240	2,005	19150	1,655	19410	1,560	20585	2,020	1,807	3503,2	1935 000		
12	20470	2,235	19365	1,870	19605	1,745	20820	2,255	2,026	3821,7	1886 000		
13	20680	2,445	19550	2,055	19775	1,915	21025	2,460	2,218	4140,1	1867 000		
14	20945	2,710	19790	2,295	19995	2,135	21300	2,735	2,468	4458,6	1807 000		
15	21225	2,990	20035	2,540	20220	2,360	21570	3,005	2,723	4777,1	1754 000		
16	21545	3,310	20325	2,830	20480	2,620	21885	3,320	3,019	5095,5	1688 000		
17	21880	3,645	20620	3,125	20750	2,890	22210	3,645	3,326	5414,0	1628 000		

Tabelul 6.3 Model 1A - stringerea șuruburilor

Treap- ta	M_s [daN·m]	SURUB 1				SURUB 2			
		ε_{med} ‰	σ [daN/cm ²]		Forța [daN]	ε_{med} ‰	σ [daN/cm ²]		Forța [daN]
			σ_{br}	σ_{net}			σ_{br}	σ_{net}	
1	28	0,702	1250	1690	3928	0,548	820	1109	2576
2	35	0,268	1440	1947	4524	0,819	1400	1893	4399
3	40	1,032	1930	2609	6064	1,100	2020	2731	6347
4	45	1,137	2050	2772	6441	1,356	2520	3407	7919
5	50	1,418	2667	3601	8354	1,618	3100	4191	9747
6	55	1,913	3444	4650	10788	1,948	3720	5029	11688

Tabelul 6.4 Model 2A - stringerea șuruburilor

Treap- ta	M _s [daN·m]	SURUB 3				SURUB 4			
		ε _{med} ‰	σ [daN/cm ²]		Forța [daN]	ε _{med} ‰	σ [daN/cm ²]		Forța [daN]
			σ _{br}	σ _{net}			σ _{br}	σ _{net}	
1	28	0,793	1320	1785	4147	0,671	2030	1393	3236
2	35	1,045	1980	2677	6221	0,828	1492	2015	4674
3	40	1,242	2320	3137	7289	1,282	2308	3117	7231
4	45	1,412	2640	3569	8295	1,658	2984	4029	9347
5	50	1,666	3210	4340	10086	1,825	3285	4435	10289
6	55	1,904	3428	4628	10739	2,256	4062	5483	12720

Tabelul 6.8 Valori teoretice și experimentale

Mo- de- le	Va- lori	Capacitate portantă				Figurare		Exploatare - deschiderea fisurii din rost							Ductilitate														
		ξ	σ'_{pl} [MPa]	σ_p [MPa]	M_{cap} [KNm]	M_f [KNm]	P_{exp} [KN]	M_{rot} [KNm]	ξ	σ_h [MPa]	$\Delta\sigma_p$ [MPa]	σ'_f [mm]	σ_p [MPa]	σ'_p [MPa]	$\Delta\epsilon_{pe}$ $\times 10^{-3}$	ξ_c	ξ_r	D											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19											
N1	teo- reti- ce	0,140	508,0	750,0	297,2	136,84	165-123	180	0,4	10,60	70,00	0,26	493,7	387,0	1,17	0,28	0,140	8,9											
	expe- rimen- tale	—	450,0	854,0	324,0	144,00	150	180	—	12,02	82,27	0,24	514,9	400,0	—	—	—	—											
	$\Delta\%$	—	-11,41	12,18	8,42	4,81	—	—	—	11,80	14,26	-7,79	4,1	3,25	—	—	—	—											
N2	teo- reti- ce	dublă armare				134,28 ↑	165-123	180	0,39	10,62	73,08	0,28	478,5	375,0	1,81	0,27	0,138	8,7											
		0,138	506	750	297,4	132,58 ↓													dublă armare										
	expe- rimen- tale	simplă armare				—	150 ↑	180	—	12,35	97,30	0,26	513,10	420,0	—	—	—	—											
		0,094	—	750	206,8	—																							
		—	475	970	276,0	144,00													120 ↓	144	—	8,70	107,6	0,28	505,50	410,0	—	—	—
		—	- 6,12	22,68	8,42	6,75													—	—	—	14,00	24,89	-7,10	6,74	10,71	—	—	—
$\Delta\%$ d. arm.	—	—	—	—	144,00	120 ↓	144	—	8,70	107,6	0,28	505,50	410,0	—	—	—													
$\Delta\%$ s. arm.	—	—	22,68	25	7,39	—	20	—	-18,0	32,14	0,00	5,34	8,53	—	—	—													

CAPITOLUL 7

CONCLUZII, CONTRIBUTII PERSONALE SI PROPUNERI

7.1 Concluzii generale

Structurile în cadre-diafragme (C/D) pe lângă avantajele funcționale au și avantaje economice și de comportament structural. Datorită interacțiunii dintre cadre și diafragme structurile C/D au o rigiditate sporită, ce duce la atenuarea efectului modurilor superioare de vibrație, ceea ce înseamnă reducerea amplitudinii și perioadei vibrațiilor clădirii, asigurând structurii o comportare superioară la încărcări ciclice alternante.

Un avantaj semnificativ față de structurile în cadre este faptul că în structurile C/D stâlpii lucrează în domeniul elastic; plasticizările se produc la nivelul riglelor și rar (la colaps) și la baza stâlpilor /A.1, A.9, B.6, I.7, M.3, S.2/. Această constatare este importantă avînd în vedere că, deși pentru cadre normele de calcul din țară și străinătate /C.12, G.1, P.4, P.15/ impun prin proiectare asigurarea unui mecanism de disipare a energiei seismice cu stâlpii elastici, practica experimentală arată că articulațiile plastice apar și pe stâlpi, ceea ce demonstrează că mecanismul de disipare a energiei la cadre nu este suficient controlat.

Pentru a realiza absorbția energiei induse de seism și disiparea ei, atît la structurile cadre-diafragme cît și la cele în cadre, este necesară eliminarea surselor potențiale de cedare a zonelor plasticizate ale grinzilor (zdrobirea prematură și forfecarea betonului, pierderea aderenței și a ancorării, cedarea stratului de acoperire cu beton, etc.). Unele pot fi eliminate prin satisfacerea măsurilor prevăzute de norme, altele rămîn a fi studiate și eliminate în viitor prin noi prevederi. Una din acestea este pierderea capacității la forfecare a interfețelor grindă-stîlp atît la structurile monolite cît și la unele structuri prefabricate, constituind cauza unor avarii locale sau chiar cedarea construcțiilor la cutremure severe.

Diferite programe de cercetare vaste, adoptate în special de școala neozelandeză și americană /C.3, C.12, P.7/, au pus bazele tehnico-științifice a unor prescripții de calcul specifice îmbinărilor grindă-stîlp ale structurilor monolite în cadre. Aceste norme au în vedere doar nodul propriu-zis și zonele adiacente nodului, fără a lua în considerare transmiterea forței tăietoare prin interfața grindă-stîlp în timpul încărcărilor ciclice alternante. Necesitatea abordării acestei probleme a fost pusă în evidență la pct. 4.1 al acestei lucrări.

Una din contribuțiile personale ale autoarei în cadrul tezei de doctorat este studierea și analiza acestui fenomen.

Structurile C/D au posibilități de industrializare a execuției prin prefabricare, realizându-se structuri mixte cu stâlpi monoliți și grinzi prefabricate

cu o bună comportare la încărcări seismice. Ponderea diafragmelor de rigidizare pot controla gradul de plasticizare a îmbinărilor grindă-stîlp, permițînd precomprimarea acestor îmbinări. Avînd în vedere că în zonele de îmbinare eforturile sunt maxime, precomprimarea este bine venită, ducînd la îmbunătățirea comportării mecanice și a asigurării continuității în zona îmbinată.

Structurile C/D se pretează la folosirea îmbinărilor cu SIR-uri, îmbinări cu o tehnologie simplă, fără monolitizări pe șantier.

Îmbinările cu SIR-uri au o comportare de ansamblu cvazielastică (sigură) dar și o ductilitate asigurată de plasticizarea interfeței grindă-stîlp ce se înscrie în limitele admise pentru zone ductile.

În capitolele 2 și 3 pe baza bibliografiei din țară și străinătate studiată, autoarea face o analiză a comportării structurilor și îmbinărilor sub acțiunea încărcărilor, aducînd un aport la interpretarea și cunoașterea normelor europene - EC2, EC8 - prin prezentarea comparativă a unor prevederi ale acestora.

Într-o viziune personală (inclusă în capitolul 3) s-a extins noțiunea de îmbinare și la structurile monolite, definind trei elemente constitutive ale unei îmbinări grindă-stîlp : nodul, interfețele îmbinării (nod-grindă, nod-stîlp) și zonele adiacente nodului (din grinzi și stîlpi).

Contribuțiile personale ale acestei lucrări sunt incluse în capitolele 4 și 6 și se canalizează pe două direcții, ambele vizînd domenii noi de cercetare :

- transferul forței tăietoare la nivelul interfeței grindă-stîlp a îmbinărilor ;
- îmbinările cu SIR-uri ale elementelor prefabricate din beton armat.

7.2 Transferul forței tăietoare în interfețele grindă-stîlp

7.2.1 Concluzii și contribuții personale

1. Studiile și încercările analizate la punctul 4.1 au arătat necesitatea calculului la forță tăietoare asociată momentului capabil în interfața grindă-stîlp a structurilor antiseismice (în secțiuni normale). Conform normelor în vigoare proiectarea și alcătuirea îmbinărilor structurilor monolite nu asigură interfețelor grindă-stîlp a zonelor plasticizate sub încărcări ciclice alternante, capacitatea necesară la forfecare. Necesitatea acestui calcul a fost sesizată și luată în considerare în alte zone structurale, unde prezența acestor fenomene a fost pusă în evidență de avariile seismelor ;

- în rostul îmbinării dintre stîlpi și grinzi prefabricate ce nu reazemă pe console lăsate sau atașate stîlpilor ; capetele grinzilor se realizează de așa manieră (cu pantă , zimți etc.) încît să se asigure capacitatea necesară transmiterii forțelor tăietoare /I.2, S.8/ ;
- în rosturile de turnare de la baza diafragmelor /C.12, S.4/ ;
- în interfețele grinzilor de cuplare cu montanții diafragmelor cu goluri, unde nivelul de solicitare la forțe tăietoare este mare chiar la încărcări ciclice alternante de mică intensitate /E.1, M.5, P.7/.

2. Pe baza unei vaste bibliografii /A.14, B.3, C.3, C.11, C.12, C.22, D.1, E.1, E.2, F.7, N.1, P.7/ ce include studii teoretice și încercări experimentale realizate în țară și străinătate, autoarea a făcut o analiză detaliată privind mecanismele de transfer ale forței tăietoare : frecarea în zona comprimată din beton, frecarea între fețele fisurilor în contact și efectul de dorn.

Prin interpretarea acestor date s-a pus în evidență modul de luare în considerare a celor trei mecanisme de transfer în interfața grindă-stîlp plasticizată. La un nivel ridicat de plasticizare a zonei, singurul mecanism ce funcționează este frecarea în zona comprimată din beton. Pentru a activa și mecanismul de dorn este necesară prevederea de armături centrale longitudinale de tip conectori, ce intersectează interfața grindă-stîlp. Se dau soluții de dispunere a lor și datele constructive referitoare la aceste armături.

Abordarea acestei probleme a fost finalizată prin relații de evaluare a forței tăietoare capabile în interfața grindă-stîlp (relația 4.13 ; relațiile 4.23 ÷ 4.27):

$$Q_{\text{cap}} = \mu N_b + K A_{\text{ac}}$$

3. S-a făcut o sinteză a aprecierii coeficientului de frecare μ în normele românești și străine /A.2, A.8, F.18, S.3, S.4/, precizîndu-se valoarea ce se poate lua la evaluarea forței de frecare în zona comprimată din beton, la structurile monolite și prefabricate.

Analiza încercărilor efectuate la Cluj /C.14/ au dus la o concluzie importantă, faptul că la încărcări ciclice alternante aplatizarea asperităților suprafețelor rugoase nu depinde numai de numărul ciclurilor alternante (vezi fig.4.15), ci este accentuată și de creșterea efortului unitar normal pe suprafață.

La suprafețele netede coeficientul de frecare nu depinde de acești doi parametri.

4. S-a propus o metodă de calcul în secțiuni normale pe axa grinzii, solicitate concomitent la moment încovoietor capabil și forță tăietoare asociată în care s-a ținut cont și de armăturile centrale tip conectori. Metoda propusă reduce dependența parametrică a efectului de dorn la deplasarea transversală în dreptul armăturilor centrale, prin modul de luare în considerare a mecanismelor de transfer ale forței tăietoare și prin modul de dispunere a armăturilor centrale. Ca urmare s-a elaborat o metodologie de calcul a deplasării transversale în dreptul armăturilor centrale (pct. 4.4.2) ce s-a finalizat printr-o relație simplă, ușor aplicabilă în proiectare.

De menționat faptul că în situațiile arătate la punctul 2, cu excepția normelor europene EC8, celelalte norme de proiectare a diferitelor state nu iau în considerare efectul de dorn la evaluarea capacității la lunecare, deoarece în literatura de specialitate relațiile de apreciere a efectului de dorn depind de deplasarea transversală în dreptul armăturii și de efortul în

armătură din alte solicitări /C.3, V.1/, parametrii ce nu au fost evaluați la nivelul proiectării curente pînă acum.

La determinarea capacității de lunecare la baza diafragmelor, EC8 / 1993 include efectul de dorn la valoarea lui maximă (pentru o deplasare transversală a secțiunii de $0,1\phi$) eliminînd dependența de cei doi parametri. Deoarece nu există o certitudine în atingerea acestei valori maxime EC8-ul limitează efectul de dorn la 25 % din capacitatea la întindere a armaturilor.

În interfețele grindă-stîlp gradul de plasticizare și de solicitare la forță tăietoare este mult mai mare decît în cazul secțiunii de la baza diafragmelor, unde din punct de vedere al solicitării la forță tăietoare există și efectul favorabil al compresiunii axiale mari.

5. Două din mecanismele de transfer ale forței tăietoare (efectul de dorn și frecarea în zona comprimată) depind de înălțimea relativă a zonei comprimate și implicit de aprecierea efortului unitar în armăturile comprimate. Aceste mecanisme trebuie luate la valori minime în calculul capacității portante la forfecare a interfeței.

Efectul de dorn fiind într-un raport de directă proporționalitate cu deplasarea transversală valoarea lui minimă se atinge la începutul incursiunii postelastice a interfeței. În această situație se poate accepta ipoteza secțiunilor plane la determinarea deplasării transversale. În ipoteza secțiunilor plane rotirea interfeței este mai mică decît cea reală, dînd valoarea minimă a deplasării transversale de pe tot parcursul incursiunii postelastice.

Pentru determinarea frecării minime în zona comprimată din beton nu se mai poate accepta ipoteza secțiunilor plane, acceptarea ei ducînd la interpretări eronate (vezi fig. 4.21.a) : după activarea articulației plastice creșterea deformației specifice în armătura întinsă ar duce la scăderea înălțimii x a zonei comprimate și a deformației specifice în armătura comprimată, ceea ce nu corespunde cu comportarea reală. Incercări experimentale /M.12, P.7/ efectuate pe noduri de cadru supuse la încărcări ciclice alternante progresive arată că într-o articulație plastică cu armăturile superioare întinse, forțele din zona comprimată de beton se reduc considerabil sau pot deveni chiar egale cu zero datorită deformațiilor remanente de întindere și a degradării zonei. În aceste condiții armăturile comprimate de la partea inferioară vor echilibra o mare parte a din forța de întindere a cuplului interior. Cum $A'_a < A_a$ eforturile unitare σ'_a vor fi mai mari decît R_a .

Pe baza acestor considerații s-a propus a se lua la calculul forței de frecare $\sigma'_a = R_a$, ceea ce de fapt dă valoarea minimă a acesteia.

Pentru aprecierea mai exactă a forței de compresiune din beton sunt necesare studii viitoare privind scăderea înălțimii x a zonei comprimate, de la activarea unei articulații plastice și pînă la epuizarea rotirii ei capabile.

6. Nu se recomandă dispunerea la partea inferioară a îmbinilor a unei arii de armătură mai mare decât cea necesară. Sporul de armătură la partea inferioară diminuează forța de frecare din îmbinare ducând la mărirea cantității necesare de armătură centrală.

7.2.2 Propuneri

1. Zona comprimată a secțiunilor de la capetele grinzilor este un punct sensibil a îmbinărilor grindă-stîlp ce influențează comportarea la încărcări ciclice alternante a nodului, a interfețelor și a zonelor adiacente nodurilor. Forța de frecare ce se dezvoltă în interfețe este direct proporțională cu aria acestei zone, respectiv cu valoarea ξ . Protecția acestei zone trebuie făcută nu numai prin măsuri de confinare ci și prin limitarea scăderii valorii ξ . Se propune limitarea valorii ξ în ambele sensuri :

$$\xi_{\min} \leq \xi \leq \xi_{\max}$$

Valoarea ξ_{\max} asigură ductilitatea secțiunii prin limitarea cantității de armătură întinsă. Dependența ductilității de comportarea betonului comprimat se face în mod practic prin luarea în considerare a valorii ξ_{\min} . Această valoare ar limita cantitatea de armătură din zona comprimată, asigurând evaluarea exactă a forței de frecare din interfața grindă-stîlp, o ductilitate sporită zonelor adiacente și o mai bună comportare a nodului prin garantarea unei capacități portante minime a prismului din beton comprimat.

Precizarea valorii ξ_{\min} se va putea face prin studii teoretice și experimentale viitoare ce vor elucida și starea de eforturi în armăturile comprimate de la partea inferioară în timpul unor incursiuni postelastice alternante.

În EC8 se prevede o astfel de limitare, într-un mod indirect, prin metodologia de calcul a factorului convențional de ductilitate la încovoire și anume cînd epuizarea rotirii capabile a articulației plastice se face prin cedarea betonului comprimat sau prin ajungerea armăturii întinse la deformația specifică ultimă. Calculele fiind complexe, vizînd satisfacerea unei relații de genul : ductilitatea efectivă \leq ductilitatea admisă, nu au o aplicabilitate în proiectarea curentă. În mod practic în EC8 se calculează un coeficient maxim de armare pentru armăturile superioare funcție de coeficientul de armare al armăturilor inferioare, dar nu se limitează coeficientul de armare a armăturii $A_{a1} = A_a - A'_a$, coeficient ce ar determina valoarea ξ_{\min} .

2. Se propune continuarea cercetărilor experimentale privind dependența coeficientului de frecare de mărirea efortului unitar normal, avînd în vedere că la suprafețe rugoase încercările experimentale /C.14/ au pus în evidență o scădere a coeficientului de frecare cuprinsă între (31 ÷ 36) %, la o creștere a efortului unitar normal de la 0,8 MPa la 2 MPa. Elucidarea acestui fenomen

trebuie să aibă în vedere creșterea efortului unitar normal pînă la valori apropiate de rezistența la compresiune a betonului, avînd ca parametru și clasele betoanelor folosite în realizarea elementelor de rezistență ale structurilor.

3. Se propune stabilirea unei metodologii standardizate pentru încercările ciclice alternante ce modelează seismul, în care nivelul de plasticizare a armăturilor întinse să fie atins la un număr suficient de cicluri alternante curente.

Bibliografia studiată de autoare arată că încercările experimentale, făcute pe modele sau în situ la încărcări ciclice alternante /A.15, D.1, F.7, F.12, F.13, I.2/, nu au folosit o metodologie de încercare ce modelează comportarea reală la seism, nivelul maxim și minim al ciclurilor alternante (exceptînd ciclul ultim de cedare) fiind sub nivelul de plasticizare a zonelor studiate. Rezultatele spectaculoase obținute de școala neozelandeză în acest domeniu s-au bazat pe încercări experimentale ce modelează o comportare reală a structurilor antiseismice (vezi fig. 4.6, 4.7, 4.8).

Studiile, analizele și concluziile referitoare la transferul forței tăietoare în interfața grindă-stîlp au ca scop sensibilizarea specialiștilor în domeniu, inițierea unui program experimental viitor și completarea normelor de calcul a structurilor antiseismice în cadre și cadre-diafragme. Este de dorit ca normele să separe, unde este cazul, condițiile cerute proiectării pe cele două tipuri de structuri.

7.3 Imbinări cu șuruburi de înaltă rezistență (SIR)

Imbinările cu SIR-uri nu au fost folosite la noi în țară și chiar pe plan mondial au avut o folosire limitată datorită domeniului restrîns de utilizare ce i se atribuiau. Această limitare avea la bază ideea că sistemele precomprimate sunt conservatoare de energie iar structurile antiseismice necesită zone disipatoare de energie.

Analiza efectuată în cadrul programului de cercetare a scos în evidență noi domenii de utilizare în condiții avantajoase : în structurile C/D în care rolul principal în disiparea energiei seismice îl au diafragmele de rigidizare ; în construcțiile agro-industriale cu unul sau două niveluri la care efectele seismice sunt reduse ; la lucrări de reconstrucție și reamenajare ; la clădiri demontabile.

În capitolul 5 s-a prezentat un studiu de fundamentare asupra imbinărilor cu SIR-uri ce cuprinde aspecte referitoare la tipurile de imbinări și tehnologia de realizare (pct. 5.3), la comportarea și calculul lor (5.4).

Pe baza studiilor și analizelor făcute în cadrul contractelor de cercetare s-a prezentat o tehnologie de realizare a imbinărilor cu SIR-uri defalcată pe faze de lucru, cu indicarea caracteristicilor și cerințelor necesare materialelor folosite în imbinări : oțeluri și procedeele de realizare a SIR-urilor (echivalarea caracteristicilor fizico-mecanice, protecția SIR-urilor), mortarul din rosturi.

Principiile și ipotezele de bază ale calculului teoretic corespund calculului elementelor din beton precomprimat cu armătură postîntinsă, cu excepția modalității de calcul a deschiderii fisurilor din rost. Zona critică ce se plasticizează la încărcări ciclice alternante se reduce la rostul dintre grinda prefabricată și stîlp.

Pentru verificarea la forță tăietoare a interfeței grindă-stîlp s-a propus o metodă de calcul specifică îmbinărilor cu SIR-uri, unde dintre cele trei mecanisme de transfer ale forței tăietoare se poate lua în considerare numai forța de frecare din interfață.

Forța tăietoare capabilă a interfeței se determină funcție de forța de frecare inițială. Modificarea ei în timp datorită pierderilor de tensiune în SIR-uri se ia în considerare printr-un coeficient al condițiilor de lucru la forfecare m_f . Determinarea lui a făcut obiectul primei părți a programului experimental al tezei de doctorat.

7.3.1 Concluzii și contribuții personale

1. Utilizare

Cea mai adecvată și avantajoasă utilizare a îmbinărilor cu SIR-uri este în structurile prefabricate C/D sau în structurile prefabricate în cadre la care articulațiile plastice se deplasează spre câmpul grinzilor dincolo de zona îmbinării. Se asigură astfel și protecția nodurilor transformîndu-le din noduri inelastice în noduri elastice.

2. Tehnologie

În tehnologia propusă precomprimarea se face prin strîngerea SIR-urilor cu chei dinamometrice și de mînă, realizîndu-se o compresiune uniformă în rost. Pierderile de tensiune în procesul de strîngere nu se iau în considerare fiind neglijabile.

S-a trasat curba etalon moment de strîngere-efort unitar ($M_s - \sigma$) pentru SIR-uri cu diametrul de 24 mm și beton Bc25.

3. Fisurare

În clasele II și III de fisurabilitate comportarea este dictată de rostul îmbinării deoarece nu se asigură aderența între SIR-uri și elementele îmbinate. Momentul de fisurare experimental a avut o creștere cu (4 ÷ 8) % față de cel teoretic.

4. Exploatare

Așa cum s-a preconizat în calculul teoretic, sistemul de fisurare ce controlează cedarea se dezvoltă în rosturile îmbinării. Relația propusă pentru calculul deschiderii fisurii din rost a dat valori cu (7 ÷ 8)% mai mari decît

valorile experimentale, ceea ce arată o bună concordanță între teorie și comportarea experimentală atât la încărcări statice cât și dinamice.

5. Starea limită ultimă

Spre deosebire de îmbinările structurilor monolite unde ductilitatea este dată de zona adiacentă nodului, la îmbinările cu SIR-uri ductilitatea este asigurată de interfața grindă-stîlp. Acest lucru a fost confirmat experimental, creșterea săgeții modelului între exploatare și cedare fiind de 45 % și a alungirii medii în interfață de 86 %.

La încărcări statice alternante comportarea îmbinării a fost cea specifică elementelor din beton armat cu procente obișnuite de armare. Momentul capabil experimental a avut o creștere de 8.42 % față de cel teoretic.

Comportarea la încărcări ciclice alternante nu este concludentă, conlucrarea dintre console și grinzi fiind periclitată înainte de cedare. Secțiunile de la capetele grinzilor au lucrat ca secțiuni simplu armate, consolidate de legăturile ce mai persistau între grinzi și console. Față de momentul capabil teoretic, calculat pentru secțiunea simplu armată, momentul capabil experimental are o creștere de 25 % (tab.6.8), ceea ce indică existența unei conlucrări reduse între grinzi și console pînă la cedare.

6. Transmiterea forței tăietoare prin interfață

Spre deosebire de alte tipuri de îmbinări, pretensionarea realizată la îmbinările cu SIR-uri sporește mult capacitatea la forfecare a interfeței grindă-stîlp. Rezultatele experimentale au confirmat aceasta ; lunecări cu valori foarte mici (0,023 mm la încărcări statice și 0,083 mm la cele dinamice) au apărut numai în ciclul ultim la o treaptă de încărcare ce reprezintă 77 % din încărcarea de rupere.

7.3.2 Propuneri

Domeniul îmbinărilor cu SIR-uri este un domeniu nou fără aplicații practice la noi în țară. Studiile teoretice și experimentale incluse în această parte a tezei au ca scop promovarea acestor îmbinări și constituie o bază de pornire pentru noi cercetări experimentale în vederea elucidării problemelor legate de :

- pierderile de tensiune în SIR-uri ; în acest domeniu prescripțiile străine /P.18/ prevăd valori cu împrăștiere mare (25 ÷ 45)% ;
- curbe de etalonare între momentele de strîngere cu chei dinamometrice și manuale și eforturile unitare în SIR-uri ;
- soluții de realizare a capetelor de grinzi pentru obținerea de tehnologii simple ;
- mărirea eforturilor inițiale din precomprimare introduse în structurile static nedeterminate.

* * *

BIBLIOGRAFIE

- A .1. Abrams D. P., Sozen M. A., Experimental study of frame - wall interaction in R/C structures subjected to strong earthquake motions, University of Illinois at Urbana Champaign, Structural research no. 460, mai, 1979.
- A .2. * * * ACI Committee 318, Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318 - 83), Detroit, 1983.
- A .3. Agent R., Barbaiani M., Postelnicu T., Constantinescu D., Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton, (P.85 - 82), Buletinul Construcțiilor, București, nr. 6 / 1982.
- A .4. Agent R., Construcții din beton armat - Structuri pentru clădiri etajate, ICB, București, 1984.
- A .5. Agent R., Dumitrescu D., Postelnicu T., Indrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor din beton armat, Editura Tehnică, București, 1992.
- A .6. Agent R., Asupra transmiterii forței tăietoare la nodurile structurilor prefabricate pentru clădiri etajate, Colocviul privind îmbinările grindă-stîlp de beton armat, Iași, septembrie 1981.
- A .7. Agent R., Postelnicu T., Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Vol. 1, Ed. Tehnică, București, 1982.
- A .8. Agent R., Postelnicu T., Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Vol. 2, Ed. Tehnică, București, 1983.
- A .9. Aktan A. E., Bertero V. V., Earthquake response of a 1/5 th scale model of a 7 story reinforced concrete frame - wall structural system, UCB/EERC - 84 / 14, 1984.
- A .10. Aktan A. E., Bertero V. V., The seismic resistans design of R/C coupled structural walls, Report UCB/EERC - 81 / 07, june, 1981.
- A .11. Allen C., Jaeger L., Fenton V., Ductility of reinforced concrete shear-wall, Respons of multistory concrete structures to lateral forces, American Concrete Institute, Detroit, 1973.
- A .12. Anastasescu D., Aspecte ale unor efecte de interacțiune în calculul și proiectarea structurilor, Revista Construcții, nr. 4 - 5 / 1985.
- A .13. Anderson J., Townsed W., Models for reinforced concrete frames with degrading stiffness, Proc. ASCE, 12 / 1977.
- A .14. Avram C., Anastasescu D., Mîrșu O., Munteanu I., Cercetări privind calculul și comportarea structurilor înalte realizate din cadre - diafragme de beton armat supuse la sarcini orizontale, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 5 / 1969.
- A .15. Avram C., Anastasescu D., Mîrșu O., Munteanu I., Considerații asupra diaframelor - cadre din beton armat, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 1 / 1967 .

- A .16. Avram C., Bob C., Friedrich R., Stoian V., Numerical analysis of reinforced concrete structures, Ed. Academiei Române / București & Elsevier Science Publishers / Amsterdam, 1993.
- B .1. Badea D., Considerații asupra structurilor antiseismice în cadre din beton armat, Revista Construcții, nr. 2, 1980.
- B .2. Bălan St., Cristescu V., Cornea I., Cutremurul de pământ din România de la 4 martie 1977, Ed. Academiei RSR, București, 1982.
- B .3. Bănuț V., Calculul neliniar al structurilor, Editura tehnică, București, 1981.
- B .4. Beckingsale C. W., Post elastic behaviour of reinforced concrete beam-column joints, Canterbury, aug. 1980.
- B .5. Bertero V. V., Seismic behaviour of structural concrete linear elements (beams, columns) and their connections, CEB, Bulletin d'information nr.13/1975 și L'industria italiana del cemento, no. 3, 4, 1980.
- B .6. Bertero V. V., State of the art and practice in seismic resistant design of R/C frame - wall structural systems, UCB/EERC - 84/13, august, 1984.
- B .7. Blakeley RWG., Park R., Ductility of prestressed concrete members, Bulletin of the New Zealand, mar. 1971.
- B .8. Blakeley RWG., Park R., Seismic resistance of prestressed concrete beam-column assemblies, Journal of the ACI, sept. 1971.
- B .9. Bob C., Contribuții la studiul articulațiilor plastice în structurile de beton armat formate din elemente liniare, Teză de doctorat, IPT, Timișoara, 1970.
- C .1. * * * C 133 - 1982, Instrucțiuni tehnice privind îmbinarea elementelor de construcții cu șuruburi de înaltă rezistență.
- C .2. * * * CEB Model code for seismic design of concrete structures, 1982, 1985.
- C .3. * * * CEB-FIP Model Code 1990, Final draft, Bulletin d'information nr. 201, July 1991.
- C .4. Căpățînă D., Tițaru E., Proiectarea structurilor antiseismice în cadre ductile pe baza conceptelor mecanismelor de plasticizare impuse, a ierarhizării formării articulațiilor plastice și a solicitărilor după direcții oblice în plan, Conferința CNIT "Proiectarea, realizarea și expertizarea structurilor în zone seismice", Iași, 1983.
- C .5. Căpățînă D., Tițaru E., Aspecte ale efectelor de interacțiune la structurile ductile din beton armat alcătuite din cadre și pereți structurali, Construcții nr. 4 - 5/1985.
- C .6. Cișmigiu Al., După 4 martie 1977, Revista de arhitectură nr. 4 / 1977.
- C .7. Cișmigiu Al., Dogaru L., Proiectarea rezistenței și ductilității grinzilor din beton armat, Revista Construcțiilor, nr. 2 / 1976.
- C .8. Clădiri demontabile din beton armat, Beton und Fertigteil Technik nr.1, 1984.

- C .9. Clarke L. J., Symmons M. R., The strength of steel billets, in precast beam-column connections, Symposium RILEM-CEB, Athens, 1978.
- C .10. Clipii T. S., Contribuții privind comportarea în exploatare și calculul elementelor încovoiate din beton precomprimat parțial, cu și fără suprabetonare, teză de doctorat, I.P. "Traian Vuia" Timișoara, 1984.
- C .11. Clough R. W., Effects of degradation on earthquake ductility requirements, Report EERC 66-16, Berkeley, California, oct. 1966.
- C .12. Comité Euro International du Béton, Response of R/C critical regions under large amplitude reversed actions, Information Bulletin 161, august, 1983.
- C .13. Constantinescu D., Postelnicu T., Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat, Construcții, nr. 1 / 1979.
- C .14. Contract nr. 1073/1988, ICCPDC-Fil. Cluj - Napoca, Studiu experimental pentru stabilirea coeficientului de frecare între betoane de diferite calități, Referat de sinteză, 1989.
- C .15. Contract nr. 1510/1990, ICCPDC-Fil. Timișoara, Dezvoltarea tehnologiilor de realizare a îmbinărilor uscate între elementele prefabricate ale structurilor din beton armat și/sau beton precomprimat. Îmbini cu șuruburi de înaltă rezistență, Faza 1 și 2.
- C .16. Contract nr. 1510/1990, INCER -București, Dezvoltarea tehnologiilor de realizare a îmbinărilor uscate între elementele prefabricate ale structurilor din beton armat și/sau beton precomprimat, Faza 6, Experimentări și studii pentru protecția anticorozivă, 1992.
- C .17. Contract nr. 1510/1990, INCERC - Fli. Timișoara, Dezvoltarea tehnologiilor de realizare a îmbinărilor uscate între elementele prefabricate ale structurilor din beton armat și/sau beton precomprimat, Faza 9, Experimentări monotone și alternante în regim static a îmbinărilor cu SIR la elementele de beton armat, 1993.
- C .18. Contract nr. 1480/1988, ICCPDC-Fil. Timișoara, Cercetări privind structurile prefabricate asamblate prin postcomprimare.
- C .19. Contract nr. 1953/1984, ICCPDC-Fil. Timișoara, Studiul structurilor prefabricate asamblate prin postcomprimare pentru clădiri multietajate.
- C .20. Contract nr. 173/1986, IPT-Facultatea de Mecanică Timișoara, Cercetări privind tehnologia de sudare prin frecare a armăturilor din oțel beton.
- C .21. Crainic L., Gabor M., Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura în cadre de beton armat, redactarea a II-a, ICB, București, 1993.
- C .22. Cutremurul din România din 4 martie 1977 și efectele sale asupra construcțiilor, vol. III - IV, Comportarea la cutremur a clădirilor de locuințe și social culturale, București, 1978.
- D .1. Dascalu M., Îmbinari la structuri din elemente prefabricate de beton armat, teza de doctorat, I.P. Cluj-Napoca, 1980.

- D .2. Dascalu V., Mariniuc G., Mihalache A., Soluții de îmbinare grida -stîlp pentru structurile în cadre de beton armat la construcții de locuințe și social-culturale proiectate în municipiul Iași, Colocviu I.C.C.P.D.C.- Filiala Iași, sep. 1981.
- D .3. Del Toro Rivera R., Comportement des noeuds d'ossature en béton armé sous sollicitation alternées, ENPC, Paris, 1988.
- D .4. Dumitrescu D., Agen R., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme generale de concepție și calcul în proiectarea antiseismică a construcțiilor din beton armat - Raport de sinteză, Conferința a XI-a de betoane, Timișoara, oct., vol. 4, 1982.
- D .5. Dumitrescu D., Agen R., Sandi H., Redactarea îmbunătățită a normativului românesc pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor. Prezentare și comentarii, Construcții, nr. 12, 1981.
- D .6. Dumitrescu D., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice, Construcții, nr. 8 / 1979.
- D .7. Dumitrescu D., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme ale comportării structurilor din beton armat la acțiuni seismice, Revista Construcții nr.3/1984.
- D .8. Dumitrescu D., Postelnicu T., Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice, Construcții, nr. 1 / 1979.
- D .9. Dumitrescu F. D., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice, Construcții, nr. 8, 1979.
- E .1. EC8, Earthquake resistant design of structures, Part 1: General rules and rules for buildings, October, 1993.
- E .2. EC8, Regles unifiées communes pour les constructions en zones sismiques, Rapport EUR 8850, FR, 1988.
- E .3. Eibel J., Schürmann U.:H.V. Schraubenanschlüsse für Stahlbetonkonsolen. Bauingenieur nr. 57, 1982.
- E .4. Elliott K. S., Tovey A., K., Precast concrete frame buildings - Design guide, British Cement Association, 1992.
- E .5. Elliott K. S., Davies G., Gorgun H., Semi-rigid connections in precast concrete frames, FIP-notes (Quarterly Journal of the FIP), no. 3/1997.
- F .1. Filimon I., Cadar I., Friedrich R., Beton armat și construcții, Vol. 1 și 2, Centrul de multiplicare I.P.T. Timișoara, 1988.
- F .2. Filippou C. F., Popov P. E., Bertero V. V., Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints, Rep. No. UCB/EERC 83-19, aug. 1983, Berkeley, California.
- F .3. Fiorato A. E., Oesterle R. G., Corley W. G., Behaviour of earthquake resistant structural walls before and after repair, ACI - Journal, sept. - oct., 1983.

- F .4. Florea A., Mîrșu O., Distribuția postelastă a eforturilor la structuri în cadre din beton armat supuse la acțiuni seismice, simpozionul “ Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor ”, Timișoara, noiembrie 1986.
- F .5. Florea A., Cadar I., Pățaș I., Tudor A., Popescu T., Tătucu D., Experimentări asupra unor îmbinări grindă - stîlp, a XIV -a Conferință de betoane, Cluj - Napoca, 1988.
- F .6. Florea A., Mîrșu O., Florea V., Buchman I., Cercetări experimentale privind îmbinarea diaframelor prefabricate la structurile prefabricate asamblate prin postcomprimare, simpozionul “ Proiectarea antiseismică a structurilor din prefabricate de beton armat și precomprimat “, Iași, sept. 1989.
- F .7. Florea A., Studiul comportării diaframelor de rigidizare a structurii prefabricate cadre-diafragme tip IPH-Deva, la acțiuni seismice, Timișoara, oct. 1991.
- F .8. Florea A., Considération sur le calcul des efforts de glissement dans les joints verticaux des diaphragmes préfabriqués en béton armé, Buletin UTT, seria construcții, fascicula 1, 1993.
- F .9. Florea A., Analiza postelastă a structurilor din beton armat, Referat doctorat, 1993.
- F .10. Florea A., Aspecte ale calculului structurilor în cadre - diafragme, Referat doctorat, 1994.
- F .11. Florea A., Îmbinări la structurile prefabricate din beton armat, Referat doctorat, 1994.
- F .12. Florea A., ș. a., Contract nr. 10813 / 1987, Facultatea de Construcții, Catedra CCIA, Studii de noi tipuri de îmbinări la hale etajate cu consum redus de manoperă.
- F .13. Florea A., ș. a., Contract nr. 1407 / 1986, Facultatea de Construcții Timișoara, Catedra CCIA, Cercetări experimentale privind comportarea îmbinărilor între diafragme și stîlpi la structurile asamblate prin postcomprimare.
- F .14. Florea A., ș. a., Contract nr. 1480 / 1988, ICCPDC - Fil. Timișoara, Cercetări privind structurile prefabricate asamblate prin postcomprimare, Faza 4, 1988.
- F .15. Florea A., ș. a., Contract nr. 1510 / 1990, ICCPDC - Fil. Timișoara, Dezvoltarea tehnologiilor de realizare a îmbinărilor uscate între elementele prefabricate ale structurilor din beton armat și/sau beton precomprimat, Faza 5, Experimentări de laborator, 1992.
- F .16. Florea A., ș. a., Contract nr. 1510 / 1990, ICCPDC - Fil. Timișoara, Dezvoltarea tehnologiilor de realizare a îmbinărilor uscate între elementele prefabricate ale structurilor din beton armat și/sau beton precomprimat, Faza 7, Experimentări privind variația în timp a forței de frecare din rost la îmbinarea elementelor de beton armat cu SIR, 1992.

- F .17. Florea A., ș. a., Contract nr. 38 / 1989, Facultatea de Construcții Timișoara, Catedra CCIA, Analiza stării de eforturi în domeniul elastic și postelastice a structurii duale IPH - Deva.
- F .18. Forzani B., Popov P. E., Bertero V. V., Hysteretic behaviour of hightweight reinforced concrete beam-column subassemblages, Rep. UCB/EERC 79-01, Berkeley, California, aprilie 1979.
- F .19. Fouré B., Comportement des surfaces de reprise de bétonnage vis-a-vis du cisaillement, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics nr. 62, 1988.
- F .20. Friedrich R., Diagrame de interacțiune $m - n$ pentru secțiuni dreptunghiulare, Buletinul științific și tehnic al I.P.T., Fascicola 2, Timișoara, 1981.
- G .1. Goodsir W. J., The inelastic seismic respos of reinforced concrete frame-shear-wall structures, Research report no.82-10, Department of civil engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, february,1982.
- G .2. Giurgiu R., Recomandări pentru proiectarea nodurilor de cadru ale structurilor antiseismice pentru clădiri industriale etajate, Proiect IPCT nr. 5654/2, București, 1984.
- H .1. Haidu T., Studiu privind tehnologia de realizare a îmbinărilor cu SIR a elementelor prefabricate, etapa a I-a, Proiect IPC București, 1990.
- H .2. Hangan S., Crainic L., Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor, Editura Academiei R.S.R., București, 1980.
- H .3. Holz K., Ausschüsse, Versterkungen und Konstruktionsänderungen, flexibel bonen auch mit Stahlbeton, Beton und Stahlbetonbau, nr. 11, 1984.
- I .1. IABSE Conference, Structural Eurocod, DAVOS, 1992.
- I .2. ICCPDC - Filiala Iași, Sinteza cercetărilor privind îmbinările grindă - stîlp pentru clădirile de locuințe și social culturale în cadre din beton armat, perioada 1980 - 1984, Iași, 1985.
- I .3. ICCPDC - Filiala Timișoara, Comportarea structurilor din diafragme de beton armat monolit la încărcări laterale alternante, contract 877 / 81, referat 1983.
- I .4. Internațional conference of building officials, Uniform building code, Whittier California, 1973 - 1991.
- I .5. IPCT București, Recomandări pentru proiectarea îmbinărilor grindă - stîlp ale construcțiilor de locuințe și social culturale cu structura în cadre din beton armat, 1985.
- I .6. IPCT, Studiu privind soluții de îmbinări ale elementelor prefabricate cu șuruburi de înaltă rezistență, Proiect nr. 6688.
- I .7. Irescu R., Contribuții la proiectarea antiseismică a structurilor duale din beton armat, teză de doctorat, U T Timișoara, 1996.

- K .1. Keong Y. S., Prestressed concrete beam-column joints, Rep. 78-2, Univ. Canterbury, 1978.
- M .1. Mateescu D., Rosu D., Caraba I., Constructii metalice, Exemple de calcul, Editura Didactică și Pedagogică, Bucuresti, 1072.
- M .2. Mîrșu O., Interacțiunea cadre-diafragme la o structură cu un nivel din beton armat, Buletinul științific și tehnic al IPTV-Timișoara, tom 27(41) construcții, 1982.
- M .3. Mîrșu O., Radoslav I., Buchman I., Bob L., Studiu experimental al unei structuri spațiale în cadre - diafragme, Construcții nr. 11/1984.
- M .4. Mîrsu O., Bob C., Construcții de beton armat, Vol. 1 și 2, I.P.T. Facultatea de Construcții, Timișoara, 1990.
- M .5. Mîrșu O., Friedrich R., Construcții din beton armat, Editura didactică și pedagogică, București, 1980.
- M .6. Megget L. M., Park R., Reinforced concrete exterior beam-column joints under seismic loading, New Zealand Engineering, vol. 26, No. 11, nov. 1971.
- M .7. Mihai C., Giurgea R., s.a., Comportarea statică și dinamică a unor tipuri de subansambluri spațiale grindă-stîlp de beton armat pentru hale industriale etajate parțial prefabricate, Conferința CNIT, Iași, mai 1983.
- M .8. Mihai C., Palamaru Gh., Unele posibilități de cercetare ale structurilor etajate realizate din elemente liniare, prin încercarea subansamblurilor spațiale caracteristice, Construcții nr. 12, 1979.
- M .9. Mihai C., Sinteză și concluzii generale asupra colocviului privind îmbinările grindă-stîlp pentru clădiri de locuințe și social culturale în cadre din beton armat, Construcții nr. 6, 1982.
- M .10. Mihai C., Unele rezultate privind concepția și calculul îmbinărilor grindă-stîlp la structurile în cadre de beton armat pentru construcții de locuințe și social culturale, a 11-a Conferință de betoane, Timișoara, oct. 1982.
- M .11. Mihai C., Unele studii privind îmbinările elementelor liniare de beton armat, la construcții de locuințe și social culturale, Sesiunea științifică jubiliară, 40 de ani de învățământ superior de construcții la Iași, oct. 1981.
- M .12. Mihai C-tin. C., Hobjilă V. D., Mihalache N. S., Noduri grindă-stîlp pentru structuri de beton armat, Editura tehnică, București, 1996.
- M .13. Mihul A., Hobjilă V. D., Hale etajate cu structura în cadre integral prefabricate, alcătuite din elemente cu armătură preîntinsă, asamblate prin precomprimare locală, Construcții nr. 10-11, 1987.
- M .14. Mironescu M., Bartnowschi A., Stănescu A., Brotea T., Interacțiunea între cadre și diafragme de beton armat la acțiuni seismice, Construcții nr. 1 - 2/1988.
- M .15. Moehle J. P., Sozen M. A., Experiments to study earthquake response of R/C structures with stiffness interruptions, University of Illinois at Urbana champaign, Structural research no. 483, august, 1980.

- M.16. Muto K., Aseismic design of buildings, Tokio, Maruzen Company Ltd., 1964.
- N.1. Nestor A., Structuri reticulare în zone seismice (cadre cu diafragme rare), Teză de doctorat, I. P. Cluj-Napoca, Facultatea de Construcții, 1988.
- N.2. Nestor A., Utză-Băicoianu S., Imbinări de continuitate la unele structuri reticulare etajate proiectate pentru zone seismice, Rev. Construcții, nr. 5-6 / 1973.
- O.1. Oneț T., Betonul parțial precomprimat, Ed. Casa cărții de știință, Cluj-Napoca, 1993.
- O.2. Oneț T., Tertia I., Proiectarea betonului structural. Casa cărții de știință, Cluj-Napoca, 1995.
- P.1. * * * P 100 - 78 și 81, Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social culturale, agrozootehnice și industriale.
- P.2. * * * P 85 - 82, Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton.
- P.3. * * * P 100 - 92, Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale.
- P.4. Park R., Paulay T. ș. a., Progress report of earthquake engineering research at the University of Canterbury, Proceeding of the seventh world conference on earthquake engineering, Istambul, 1980.
- P.5. Park R., Partially prestressed concrete in seismic design of frames, Simpozion privind proiectarea și execuția clădirilor din beton precomprimat și beton armat, București, 1980.
- P.6. Park R., Paulay T., Concrete structures. Design of earthquake resistant structures, E. Rosenbleuth (ed.), Pentech Press, Londres, 1980.
- P.7. Park R., Paulay T., Reinforced concrete structures, Ed. J. Wiley & Sons, New York, 1975.
- P.8. Paulay T., Coupling beams of reinforced concrete shear walls, Journal of the structural division, Proceedings of the A.S.C.E., nr. 3 / 1971.
- P.9. Paulay T., The design of reinforced concrete ductile shear walls for earthquake resistance, Research report 81, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, febr. 1981.
- P.10. Paulay T., Uzumeri S. M., Critical review of the seismic design provisions for ductile shear walls of the Canadian code and commentary, Canadian Journal of Civil Engineering, 4 / 1974.
- P.11. Petcu V., Calculul structurilor din beton armat în domeniul plastic, Editura tehnică, București, 1972.
- P.12. Petcu V., Minez S., Proprietățile plastice ale secțiunilor de beton armat, Studii și cercetări INCERC, nr. 2 / 1971.
- P.13. Petcu V., Stănculescu ., Pancaldi V., Adaptabilitatea plastică a structurilor din beton armat. Probleme actuale de mecanica solidelor, vol. III, Editura Academiei R. S. R., București, 1981.

- P .14. Postelnicu T., Un procedeu energetic pentru calculul structurilor cu diafragme de beton armat la acțiunea seismică, Construcții, nr. 1 / 1979.
- P .15. Paulay T., Park R., Joints in reinforced concrete frames design for earthquake resistance, Report prepared for a US-New Zealand-Japan-Seminar Monterey, California, aug. 1984.
- P .16. Park R., Constitutive relations of steel effects on hysteretic behaviour of structural concrete members and the strength consideration in seismic design, PWERRCBC, vol. II, University of California, Berkeley, 1977.
- P .17. Pillai U.S., Kirk W.D., Ductile beam-column connections in precast concrete, Journal ACI, nr.6, 1981.
- P .18. Proiect nr. 6688, Studiu privind solții de îmbinări ale elementelor prefabricate, realizate cu șuruburi de înaltă rezistență, I.P.C.T.-Buc., 1990.
- R .1. Radoslav I., Mîrșu O., Buchman I., Florea V., Structură prefabricată prin postcompresie pentru clădiri multietajate, Construcții nr.1 / 1987.
- R .2. Rees M., Imbinări îmbunătățite pentru elemente prefabricat din beton armat, Civil Engineering, nr.672, iulie 1962.
- S .1. Spoială L., Concepții moderne privind dimensionarea la forță tăietoare a grinzilor și plăcilor de beton armat, Revista construcții, nr. 12/1981.
- S .2. Spurr D. D., Post elastic behavior of R/C frame - wall components and assemblages subjected to simulated seismic loading, University of Canterbury, Department of civil engineering, New Zealand, 1984.
- S .3. * * * Standards Association of N. Z, Code of practice for the design of concrete structures (NZS 3101 - 1982), Wellington, 1982.
- S .4. * * * STAS 10 107 / 0 - 90, Construcții civile și industriale - Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat.
- S .5. * * * STAS 9165 - 1972, Prescripții generale de proiectare pentru construcții din regiuni seismice.
- S .6. * * * STAS 2700/3-1969, Organe de asamblare filetate, Condiții generale. Caracteristici mecanice și metode de verificare pentru șuruburi din oțel nealiat sau slab aliat.
- S .7. * * * STAS 791-1988, Oțeluri aliate pentru tratament termic destinate construcției de mașini.
- S .8. Stănciulescu D., Tomescu G., Recomandări pentru proiectarea îmbinărilor grindă-stîlp ale construcțiilor de locuințe și social-culturale cu structura în cadre din beton armat, Proiect IPCT nr. 9531, București, 1985.
- T .1. Tassios T., Yanopoulos P., Etudes analytiques sur l'adhérence acier - béton et la fissuration du béton armé sous charges cycliques, Annales de l' I.T.B.T.P. nr. 393 , 1981, Franța.
- T .2. Tertia I., Oneț T., Păcurar V., Socaciu N., Szigeti L., Ductilitatea betonului armat cu diferite grade de precompresie la încovoiere și

- compresiune excentrică, conferința CNIT, “ Proiectarea, realizarea și expertizarea construcțiilor în zone seismice “, Iași, 1983.
- T .3. Terteza I., Betonul precomprimat, Ed. Tehnică, București, 1981.
- T .4. Terteza I., Onet T., Pacurar V., Proiectarea betonului armat, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1985.
- T .5. Terteza I., Onet T., Verificarea calității construcțiilor de beton armat și precomprimat, Editura Dacia, Cluj-Napoca, 1979.
- V .1. Vintzeleou E., Tassios T. P., Dowel action under cyclic loading, 7th Symposium on earthquake engineering, Roorkee, 1982.