

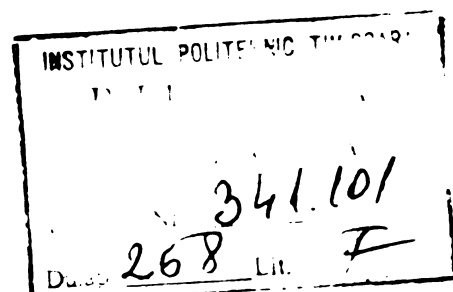
PROFILE CU PEREȚI SUBȚIRI UMPLUTE CU BETON

SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ

Autor Ing. REGEP ZOE

CONDUCĂTOR : Academician MATEESCU DAN

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA



P R E F A Ț Ă

Lucrarea de față reprezintă o modestă contribuție la efortul general depus de cercetătorii și lucrătorii din domeniul construcțiilor în vederea reducerii consumului de oțel folosit la realizarea construcțiilor metalice. Tema lucrării "Profile cu pereți subțiri, umplute cu beton, solicitate la compresiune centrică" se încadrează în una din direcțiile de cercetare, și anume calculul construcțiilor mixte oțel-beton, luate în studiu de către cadrele didactice ale "Facultății de Construcții" din Timișoara încă din anul 1960.

Lucrarea, prin bibliografia bogată studiată prezintă o reală valoare documentară și aplicativă. De asemenea pe baza unor cercetări experimentale întreprinse se propune o metodă de calcul a profilelor cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton, solicitate la compresiune centrică.

O parte din rezultatele cercetărilor întreprinse au fost comunicate cu ocazia sesiunii de comunicări științifice a cadrelor didactice și studenților din luna mai 1977, precum și la Sesiunea de comunicări a C.N.I.T. din 1 octombrie 1977.

De asemenea unele rezultate sînt în curs de publicare în broșura ce urmează să se editeze în cadrul Institutului Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, cuprinzînd unele din lucrările sesiunii de comunicări sus amintite și în broșura cuprinzînd lucrările comunicate la sesiunea de comunicări a C.N.I.T.

Majoritatea cercetărilor experimentale întreprinse s-au desfășurat în cadrul unui contract de colaborare încheiat între "Facultatea de Construcții" reprezentată prin Catedrele de "Construcții metalice" și "Catedra de Clădiri și beton armat" și ICCPDC.

Pentru a ușura munca de proiectare s-a întocmit un program de calcul, cuprinzînd datele necesare calculului elementelor din profile cu pereți subțiri umplute cu beton solicitate la compresiune.

Avînd la bază numeroase cercetări experimentale, pe lîngă valoarea documentară, lucrarea are un real caracter original, calculul profilelor cu pereți subțiri deschise umplute cu beton, fiind pentru prima dată luat în studiu cu ocazia lucrării de față.-

C U P R I N S

CAPITOLUL I. INTRODUCERE.

1.1. Avantajele și dezavantajele folosirii profilelor cu pereți subțiri în construcții

1.2. Avantajele și dezavantajele folosirii în construcții a profilelor cu pereți subțiri umplute cu beton.

CAPITOLUL II. CALCULUL BARELOR DIN PROFILE CU PEREȚI SUBȚIRI UMLUTE CU BETON, SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ

2.1. Studiul stării de tensiune din țevile din oțel umplute cu beton

2.2. Metode de calcul a barelor din profile cu pereți subțiri chesonate, umplute cu beton, solicitate la compresiune centrică

2.3. Cercetări experimentale în vederea stabilirii unei metode de calcul a profilelor cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton, solicitate la compresiune centrică.

CAPITOLUL III. COMPORTAREA NODURILOR GRINZILOR CU ZĂBRELE ALCĂTUITE DIN PROFILE CU PEREȚI SUBȚIRI UMLUTE CU BETON

3.1. Generalități

3.2. Considerații asupra comportării nodurilor grinzilor cu zăbrele alcătuite din profile cu pereți subțiri închise

3.3. Cercetări experimentale privind comportarea nodurilor grinzilor cu zăbrele cu diagonale din țevi și tălpi din profile cu pereți subțiri deschise

3.4. Cercetări experimentale privind comportarea nodurilor grinzilor cu zăbrele cu diagonale din țevi și tălpi din profile cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton.

CAPITOLUL IV. INFLUENȚA CONDIȚIILOR DE REZEMARE ASUPRA STĂRII DE TENSIUNE

4.1. Influența condițiilor de rezemare asupra stării de tensiune în cazul țevilor din oțel umplute cu beton

4.2. Influența condițiilor de rezemare asupra stării de tensiune în cazul profilelor cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton.

CAPITOLUL V. STUDIUL PIERDERII STABILITĂȚII LOCALE A MANTALEI METALICE A PROFILELOR CU PEREȚI SUBȚIRI UMPLETE CU BETON SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ

5.1. Studiul pierderii stabilității locale a peretelui țevii din oțel

5.2. Studiul pierderii stabilității locale a mantalei metalice a profilelor cu pereți subțiri descuise, umplute cu beton

CAPITOLUL VI. PREZENTARE COMPARATIVĂ A SOLUȚIILOR CONSTRUCTIVE DE ALCĂȚUIRE ȘI A CONSUMULUI DE OTEL AL FERELOR CU ZĂBRELE REALIZATE DIN PROFILE LAMINATE ȘI DIN PROFILE CU PEREȚI SUBȚIRI UMPLETE CU BETON

CAPITOLUL VII. CONCLUZII ȘI RECOMANDĂRI.

CAPITOLUL I. INTRODUCERE

1.1. AVANTAJELE SI DEZAVANTAJELE FOLOSIRII PROFILELOR CU PEREȚI SUBȚIRI ÎN CONSTRUCȚII.

În ultimii ani folosirea profilelor cu pereți subțiri la alcătuirea unor elemente portante ca pane, grinzi, ferme etc., a căpătat o amploare din ce în ce mai mare. Acest lucru se datorează faptului că prin înlocuirea profilelor laminate obișnuite cu profile metalice cu pereți subțiri se micșorează consumul de metal fără ca manopera de atelier și de montaj să crească substanțial.

Această reducere a consumului de metal, în cazul profilelor cu pereți subțiri, se realizează în primul rând printr-o distribuție foarte rațională a materialului în secțiunea transversală a elementului solicitat, precum și prin posibilitatea obținerii unor profile de formă variată, adaptate unor anumite condiții de solicitare. De asemenea trebuie menționat că procesul de producție al profilelor cu pereți subțiri permite realizarea simplă a unor operații de prelucrare, îmbinare sau întreținere.

Prin înlocuirea profilelor laminate obișnuite cu profile cu pereți subțiri se poate realiza în medie o reducere a consumului de metal cu 10-15%.

Cu toate cele amintite mai sus, folosirea în construcții a profilelor cu pereți subțiri este limitată de unele din dezavantajele acestor elemente metalice. Astfel în mediile corozive există pericolul distrugerii elementelor de rezistență alcătuite din profile cu pereți subțiri, deoarece o modificare cât de mică a grosimii peretelui influențează mult asupra capacității portante a elementului. Pentru a împiedeca efectul unei eventuale coroziuni în cazul profilelor deschise se iau măsuri de întreținere a acestora. Totuși în cazul profilelor cu pereți subțiri chesonate există pericolul unei coroziuni a interiorului secțiunii în cazul când măsurile de etanșare a golurilor interioare nu sînt suficient de corect aplicate.

Normele limitează grosimea peretelui profilului la valori cuprinse între 2 - 3,5 mm în funcție de gradul de agresivitate al mediului înconjurător. De asemenea se impun anumite soluții constructive pentru a se permite întreținerea în timp a profilelor cu pereți subțiri.

Pentru a asigura folosirea integrală a secțiunii profilului între înălțimea și grosimea peretelui secțiunii se impun anumite

rapoarte. Astfel cu cât grosimea peretelui devine mai mică, aria activă a secțiunii transversale descrește procentual față de aria întregii secțiuni a profilului.

Aceste dezavantaje pot fi înlăturate prin alcătuirea unor structuri mixte formate din profile cu pereți subțiri umplute cu beton. Prin umplerea cu beton a secțiunilor închise sau deschise este înlăturat pericolul coroziunii interioare a secțiunii profilului. Intreținerea peretelui exterior al profilului se poate face cu ușurință prin metodele obișnuite.

De asemenea grosimile pereților pot fi reduse, betonul asigurând, prin conlucrarea sa cu mantaua metalică, participarea întregii secțiuni metalice la preluarea eforturilor.

Alături de cele amintite mai sus folosirea elementelor mixte, profile cu pereți subțiri umplute cu beton prezintă o serie de avantaje caracteristice majorității structurilor mixte oțel-beton, avantaje care vor fi prezentate în cele ce urmează.

1.2. AVANTAJELE ȘI DEZAVANTAJELE FOLOSIRII ÎN CONSTRUCȚII A PROFILURILOR CU PEREȚI SUBȚIRI UMLUTE CU BETON.

Dintre profilele cu pereți subțiri umplute cu beton, pînă în prezent s-au studiat doar profilele cu secțiune închisă și anume țevile rotunde, pătrate sau dreptunghiulare. Aceste construcții se bazează pe principiul preluării eforturilor de întindere de către oțel, material care se comportă avantajos la această solicitare și a eforturilor de compresie de către beton, material cu rezistență mare la această solicitare.

Conlucrarea dintre elementul metalic și cel de beton este asigurată fie doar prin aderența care apare la suprafața de contact dintre cele două materiale, fie datorită comportării sub sarcină a celor două elemente precum și printr-o alcătuire constructivă corespunzătoare a elementului mixt.

Elementele mixte întrunesc atât avantajele pe care le prezintă folosirea construcțiilor metalice cât și folosirea construcțiilor din beton. Totodată sînt înlăturate unele dezavantaje ale construcțiilor din beton sau metal ca de exemplu : slaba comportare a betonului și betonului armat la solicitări de întindere, greutatea mare a construcțiilor din beton și beton armat, dimensiuni deci gabarite sporite ale acestor elemente față de cele mixte, consum de material

și de manoperă, deci cost mai ridicat a construcțiilor din beton sau beton armat față de construcțiile executate din elemente mixte, pericol de voalare sau coroziune în cazul elementelor din oțel, pericol parțial înlăturat prin conlucrarea celor două materiale.

În cazul concret al țevilor din oțel umplute cu beton, avantajele structurii mixte față de cele metalice sau din beton armat sînt următoarele :

1.2.1. Avantaje economice

- a) Tubul de oțel este folosit și ca cofraj al betonului ;
- b) Armătura longitudinală sau transversală a stîlpilor din beton armat e înlocuită de țeava metalică. Această soluție duce în majoritatea cazurilor la o economie de metal și de manoperă ;
- c) Este ușurată punerea în apă a betonului, transportul și montarea stîlpilor în cazul cînd aceștia sînt prefabricați ;
- d) Inima de beton protejează fața interioară a tubului împotriva coroziunii ;
- e) Intreținere ușoară pe întreaga durată a exploatării ;
- f) Comportarea la foc a stîlpilor cu secțiune compusă oțel-beton este îmbunătățită față de cea a stîlpilor din oțel ;
- g) Greutate mică.

1.2.2. Avantaje ale alcătuirii constructive

- a) În cazul țevilor din oțel umplute cu beton alcătuirea secțiunii transversale reprezintă un exemplu de utilizare eficientă a celor două materiale. Oțelul situat la periferia secțiunii va putea prelua cu ușurință eventuale solicitări de încovoire;
- b) Prin folosirea acestor elemente mixte se obține o creștere a rezistenței ambelor materiale față de cazul folosirii lor independente. Acest lucru se observă mai ales în cazul utilizării betoanelor cu ciment expansiv, la care, ca urmare a efectului de arză exercitat de mantaua metalică a țevii, rezistențele mecanice ale betonului cresc foarte mult;
- c) Se înlătură pericolul pierderii stabilității locale a peretelui țevii ;
- d) Țevile cu siabure de beton au un aspect estetic, o suprafață exterioară netedă, decorativă, fiind indicați a se folosi în fațadele clădirilor civile și industriale.

Unele dintre avantajele sus amintite sînt prezentate în tabelul I.1 și anume sînt comparate suprafețele a patru tipuri de secțiuni transversale ale unor stâlpi de diferite lungimi.

In acest tabel s-a notat cu 1 secțiunea alcătuită dintr-o țevă din oțel umplută cu beton, cu 2 secțiunea alcătuită dintr-o țevă de oțel, cu 3 secțiunea alcătuită dintr-un profil I cu o înbrăcămintă de 2,5 cm mortar, iar cu 4 secțiunea din beton armat.

Din tabel se observă că soluția folosirii unei construcții mixte, în cazul de față a țevii umplute cu beton față de soluția metalică sau cea de beton armat prezintă o reducere a suprafeței gabaritului elementului solicitat de aproximativ 3, respectiv 3,5 ori.

De asemenea greutatea totală a unei construcții mixte scade. Cantitatea de material folosită poate fi mai mică în unele cazuri chiar decât aceea a unei construcții metalice având aceleași caracteristici geometrice. In tabelul 1.2 sînt prezentate rezultatele unui studiu de proiectare concret și anume este cazul unei grinzi simplu rezemate avînd o deschidere de 15 m și 1,2 m înălțime, încercată cu o sarcină uniform distribuită de 4250 de N/m.

Soluția 1 reprezintă o grindă cu zăbrele avînd barele comprimate realizate din țevi umplute cu beton iar cele întinse din profile I. Soluția 2 reprezintă o grindă cu zăbrele din beton armat iar soluția 3 o grindă realizată din profile metalice. Se observă că în cazul alcătuirii unei grinzi cu zăbrele cu elemente mixte cantitatea de oțel folosită este mai mică decât cantitatea de oțel folosită în soluția metalică. De asemenea greutatea totală a construcției este mai mică în cazul soluției 1 decât în cazul soluțiilor 2 și 3.

Se constată de asemenea că prețul de cost al construcțiilor mixte este avantajos. O comparare în acest sens a diferitelor tipuri de alcătuire a unor stîlpi de aceeași capacitate portantă avînd aceeași lungime de flambaj este prezentată în tabelul 1.3.

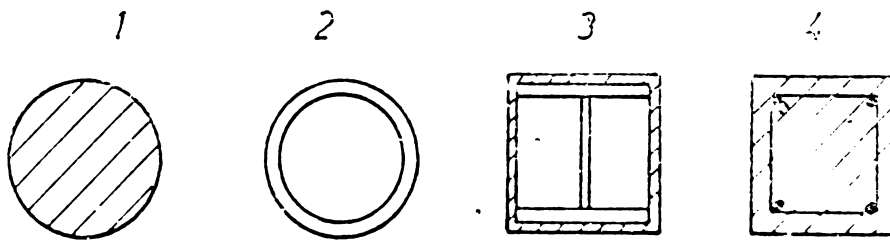
Se observă că prețul de cost al stîlpilor în soluție metalică crește cu 40 + 60 față de prețul stîlpilor alcătuiți în structură mixtă.

Creșterea capacității portante în cazul umplerii cu beton a unor țevi de diferite dimensiuni este prezentată în tabelul 4.

Din rezultatele înscrise în acest tabel se observă o creștere în medie cu 60 a încălcării admise în cazul țevilor umplute cu beton față de cele neumplute.

Ca dezavantaj al folosirii țevilor umplute cu beton în construcții putem aminti faptul că, pînă în prezent, calculul de rezistență și stabilitate al acestor structuri mixte este încă insuficient pus la punct.

De asemenea rezolvările constructive a nodurilor grinzilor cu zăbrele alcătuite din țevi umplute cu beton, necesită un studiu mai amănunțit.

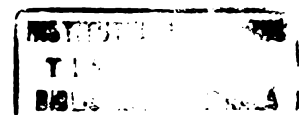





Încărcare daN	lungi- me m	Soluția	Dimensiuni curente mm.	Suprafața ocupată cm ²	Raportul suprafeței ocupate la soluția	
					1	2
11.500	3	1	Ø 98	75,4	1	1
		2	Ø 108	91,6	1,22	1,22
		3	IP 120	290	3,85	3,85
		4	180 × 180	324	4,3	4,3
22.000	3	1	Ø 121	114	1	0,9
		2	Ø 159	198	1,73	1,73
		3	IP 140	360	3,16	3,16
		4	230 × 230	530	4,65	4,65
8.500	6	1	Ø 133	140	1	0,7
		2	Ø 146	167,4	1,2	1,2
		3	IP 150	400	2,85	2,85
		4	210 × 210	441	3,15	3,15
22.000	9	1	Ø 216	337	1	0,7
		2	Ø 241	456	1,35	1,35
		3	IP 240	840	2,50	2,50
		4	330 × 330	1090	3,25	3,25
51.000	9	1	Ø 267	560	1	0,7
		2	Ø 318	795	1,42	1,42
		3	IP 300	1225	2,19	2,19
		4	410 × 410	1680	3	3

TABEL 1.1.

Soluția 1	Soluția 2	Soluția 3
țevi 266 kg		oțel 1650 kg
profile 774 kg		grinda cu zăbrele
oțel 1040 kg	oțel 700 kg	
beton 500 kg	beton 6 340	oțel 1980 kg
injectat		grinda cu inimă plină
greutate totală 1540 kg	greutate totală cofraj 34m ² 7040 kg	

TABEL 1.2.



Soluții folosite	Grosimea stîlpului	Raportul între prețurile de cost
 Țeavă de oțel umplută cu beton vibrat	1,0	1,0
 Țeavă goală	1,5	1,6
I	1,5	1,6
	2,0	1,4

TABELUL I. 3.

Țeavă din oțel				Secțiunea transversală a simburilor de beton cm^2	Coef. de armare	Încărcarea admisă P_{adm}	
diam. exterior mm .	grosime perete mm .	secțiune transvers. cm^2	coef. de zveltete $\text{pt. } l=3\text{m}$			pt. țeava	$\text{pt. umplut. de beton}$
121	4,0	147	73	1003	0,14	14,2	24,0
133	4,0	162	66	1227	0,13	16,6	29,8
159	4,5	218	55	1767	0,12	24,3	46,4
216	6,0	396	40	3269	0,13	48,7	92,5

TABELUL I. 4.

**CAPITOLUL II. STATUL BAREI DE DEFORMARE CU PARTI ATELATE
REPLATE CU BETON SOLIDIFICATE CA COMPACTUL DE ÎNĂLTI**

**2.1. STATUL BAREI DE DEFORMARE ÎNTR-UN VAL ÎNTR-UN SISTEM DE
BETON.**

**2.1.1. Starea de tensiuni și deformații în cazul general al unui
corp de revoluție încărcat axial simetric.**

**a. Ipotezele admise pentru determinarea tensiunilor și deforma-
țiilor într-un tub de oțel umplut cu beton sînt următoarele :**

**1. Oțelul și betonul sînt presupuse linii elastice, izotrope și
omogene. Această ipoteză este apropiată de comportarea reală a oțel-
ului dar destul de diferită de comportarea reală a betonului care
este un material anizotrop, neomogen și cu anumită viscozitate.
Cu toate acestea ipoteza enunțată mai sus stă la baza calculului
structurilor din beton armat.**

**2. Sollicitarea este axială, centrică și se aplică ambelor materia-
le, țevă de oțel și sîmbure de beton, la capetele coloanei compo-
se.**

b. Ecuații de echilibru și ecuații cinematice.

**Ecuațiile de echilibru în cazul unui corp de revoluție încărcat
axial simetric în coordonate cilindrice sînt următoarele [41]**

$$\frac{\partial \tilde{\sigma}_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\sigma}_{re}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tilde{\sigma}_{rz}}{\partial z} + \frac{\tilde{\sigma}_{rr} - \tilde{\sigma}_{\theta\theta}}{r} = 0$$

$$\frac{\partial \tilde{\sigma}_{re}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\sigma}_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tilde{\sigma}_{ez}}{\partial z} + \frac{2}{r} \tilde{\sigma}_{re} = 0 \quad 2.1.1.$$

$$\frac{\partial \tilde{\sigma}_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\sigma}_{ez}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tilde{\sigma}_{zz}}{\partial z} + \frac{1}{r} \tilde{\sigma}_{rz} = 0$$

**Orientările axelor de coordonate, a tensiunilor și deplasărilor
sînt prezentate în fig. II.1.**

Deformațiile specifice în coordonate cilindrice sînt :

$$\epsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{u}{r}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$\varepsilon_{r\theta} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} \right)$$

2.1.2.

$$\varepsilon_{rz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

$$\varepsilon_{\theta z} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial \theta} \right)$$

În cazul încălzirii axiale simetrice tensiunile sînt independente de θ și $\tilde{\sigma}_{r\theta} = \tilde{\sigma}_{\theta z} = 0$. De asemenea $v = 0$ iar u și w sînt independente de θ . În acest caz sistemele de ecuații 2.1.1. și 2.1.2 se simplifică fiind înlocuite de următoarele ecuații :

$$\frac{\partial \tilde{\sigma}_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \tilde{\sigma}_{rz}}{\partial z} + \frac{\tilde{\sigma}_{rr} - \tilde{\sigma}_{\theta\theta}}{r} = 0$$

2.1.3.

$$\frac{\partial \tilde{\sigma}_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \tilde{\sigma}_{rr}}{\partial z} + \frac{\tilde{\sigma}_{rz}}{r} = 0$$

și $\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r}$ $\varepsilon_{r\theta} = 0$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} \quad \varepsilon_{rz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

2.1.4.

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \varepsilon_{\theta z} = 0$$

Pentru un corp izotrop și liniar elastic legea lui Hook generalizată se poate scrie cu ajutorul constantelor lui Lamé λ și G

$$\tilde{\sigma}_{rr} = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_{rr}$$

2.1.5.

$$\tilde{\sigma}_{\theta\theta} = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_{\theta\theta}$$

$$\tilde{\sigma}_{zz} = \lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_{zz}$$

$$\tilde{\sigma}_{rz} = 2G \varepsilon_{rz}$$

relații în care $\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$; $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ 2.1.6.

ν fiind coeficientul lui Poisson.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} + \varepsilon_{zz} \quad 2.1.7.$$

Înlocuind ecuațiile 2.1.4 în 2.1.5 se obțin tensiunile în funcție de deplasări. [43]

Înlocuind valorile tensiunilor funcție de deplasări în ecuațiile de echilibru 2.1.3, se obțin ecuații de echilibru a căror termen reprezintă deplasări

$$(\lambda+2G) \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + (\lambda+2G) \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u}{r} \right) + G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + (\lambda+G) \frac{\partial^2 w}{\partial r \partial z} = 0$$

2.1.8.

$$(\lambda+G) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right) + (\lambda+2G) \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = 0$$

Notînd cu $\theta^2(u)$ expresia $\theta^2 = \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u}{r} \right) \right]$ și cu $\mathcal{D} = \frac{\partial}{\partial z}$ ecuațiile 2.1.8 se pot scrie sub formă matricială.

Prin eliminarea fie a lui $\frac{\partial u}{\partial z}$ fie a lui $\frac{\partial w}{\partial r}$ se obține din expresia matricială a ecuațiilor 2.1.8 următoarea ecuație diferențială

$$(\theta^2 + \mathcal{D}^2) \mathcal{Y} = 0 \quad 2.1.9 \text{ unde } \mathcal{Y} \text{ este fie } \frac{\partial u}{\partial z} \text{ fie } \frac{\partial w}{\partial r}$$

Ecuațiile de tip 2.1.9 au fost rezolvate de către Filon [44].

Acestea a dat soluția generală a ecuațiilor 2.1.9 sub forma unor serii de funcții produs care satisfac aceste ecuații.

Soluțiile obținute în final pentru deplasările u și w sînt următoarele

$$u = u_0 r + \frac{u_1}{r} + u \quad 2.1.10.$$

$$w = w_1 + w_0 z + W \quad 2.1.11.$$

unde u_0 , u_1 , w_0 și w_1 sînt constante a căror valoare se determină pentru diferite cazuri concrete în funcție de condițiile de margine ale problemei. U și W se obțin prin integrarea expresiilor de mai jos.

$$u_{,z} = \sum_1^{\infty} \left[\begin{aligned} & A_{1n} \cos(kz + \alpha_1) I_1(kr) + B_{1n} \cos(kz + \beta_1) K_1(kr) + \\ & + C_{1n} \cos(kz + \gamma_1) r I_0(kr) + D_{1n} \cos(kz + \delta_1) r K_0(kr) + \\ & + E_{1n} z \cos(kz + \epsilon_1) I_1(kr) + F_{1n} z \cos(kz + \theta_1) K_1(kr) \end{aligned} \right] \quad 2.1.12.$$

și

$$w_{,r} = \sum_1^{\infty} \left[\begin{aligned} & A_{2n} \cos(kz + \alpha_2) I_1(kr) + B_{2n} \cos(kz + \beta_2) K_1(kr) + \\ & + C_{2n} \cos(kz + \gamma_2) r I_0(kr) + D_{2n} \cos(kz + \delta_2) r K_0(kr) + \\ & + E_{2n} z \cos(kz + \epsilon_2) I_1(kr) + F_{2n} z \cos(kz + \theta_2) K_1(kr) \end{aligned} \right] \quad 2.1.13.$$

2.1.14.

$$u = \int u_z dz \quad w = \int w_r dr \quad 2.1.15.$$

În expresiile u și w , A, B, \dots, F și k sînt constante, α, β, \dots și θ sînt constante care au valorile 0 și $-\frac{\pi}{2}$ în funcție de condițiile de margine iar I_n și K_n sînt funcții Bessel de ordinul II.

$$I_n(x) = \sum_0^{\infty} \frac{x^{n+2s}}{2^{n+2s} s! (s+n)!}$$

$$K_n(x) = (-1)^n \frac{1 \cdot 3 \cdot (2n-1)}{x^n} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\cos(x \sin \varphi)}{\cos^{2n} \varphi} d\varphi$$

Rezolvarea acestor 2 funcții polinomiale a fost efectuată de către [45]

Cu ajutorul condițiilor de margine se poate determina mărimea constantelor problemei obținându-se pentru deformații valori concrete în puncte de coordonate alese de noi. Cunoșcînd deformațiile specifice se pot determina și valorile tensiunilor în aceste puncte.

Soluțiile date de ecuațiile 2.1.10 și 2.1.11 sînt cele mai generale soluții pentru un corp de revoluție încărcat axial simetric, cu o alegere arbitrară a originii și sub orice condiții de margine. Numărul constantelor de integrare necesar rezolvării acestei probleme este destul de mare. Pentru a reduce numărul de constante de integrare se poate alege originea axelor de coordonate mai potrivit și se pot utiliza avantajele simetriei și antisimetriei.

2.1.2. Starea de tensiuni și deformații într-un tub de oțel umplut cu beton.

O cale matematică mai ușoară, de determinare a tensiunilor și deformațiilor dintr-un tub de oțel umplut cu beton este folosirea ecuațiilor de echilibru prezentate de către autorii lucrărilor [46] [43] .

1. Ipoteze admise.

a) Se admite că atât oțelul cât și betonul au o comportare liniar elastică.

b) Solicitarea este axială și centrică și se aplică sabelor materiale la capetele coloanei compuse.

2. Ecuații de echilibru și ecuații cinematice.

Ecuațiile de echilibru, în coordonate cilindrice, pentru tubul de oțel și sîmburele de beton au fost prezentate în [43] și [46] . Ele sînt următoarele :

$$\frac{d\tilde{\sigma}_{rr}^o}{dr} + \frac{\tilde{\sigma}_{rr}^o - \tilde{\sigma}_{\theta\theta}^o}{r} = 0 \quad \text{pentru oțel ;} \quad 2.1.16.$$

$$\frac{d\tilde{\sigma}_{rr}^b}{dr} + \frac{\tilde{\sigma}_{rr}^b - \tilde{\sigma}_{\theta\theta}^b}{r} = 0 \quad \text{pentru beton.} \quad 2.1.17.$$

Relațiile cinematice prezentate în [43] sînt următoarele

$$\epsilon_{rr} = \frac{du}{dr} ; \quad \epsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} ; \quad \epsilon_{zz} = d ; \quad \epsilon_{rz} = 0$$

Orientarea tensiunilor, deformațiilor și deplasărilor față de sistemul de axe de coordonate folosit este prezentat în fig.II.1 și fig.II.2.

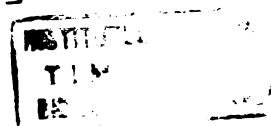
u este deplasarea radială ;

ϵ_{ii} sînt deformațiile specifice cauzate de tensiunile din oțel sau beton ; $i = r, \theta$ sau z .

Scrind, pe baza legii lui Hooke, deformațiile specifice în funcție de tensiuni și exprimînd apoi tensiunile în funcție de deformațiile specifice se obține :

Pentru oțel :

$$\tilde{\sigma}_{zz}^o = \frac{E_o}{(1 + \nu_o)(1 - 2\nu_o)} [(1 - \nu_o) \epsilon_{zz}^o + \nu_o (\epsilon_{rr}^o + \epsilon_{\theta\theta}^o)]$$



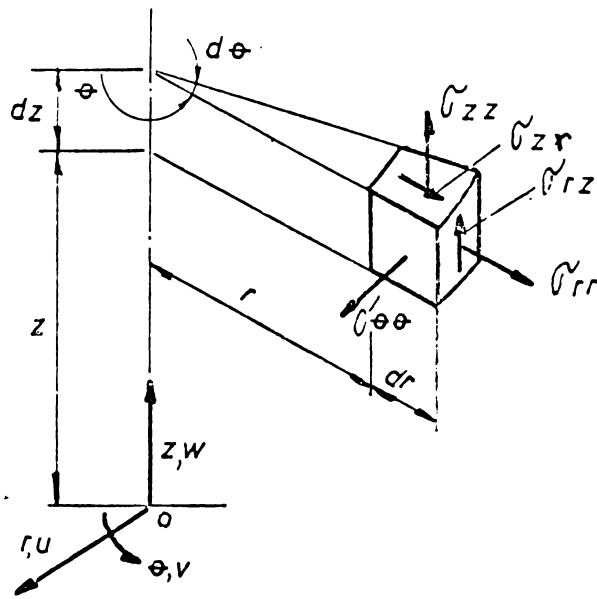


FIGURA II.1. SISTEM DE COORDONATE

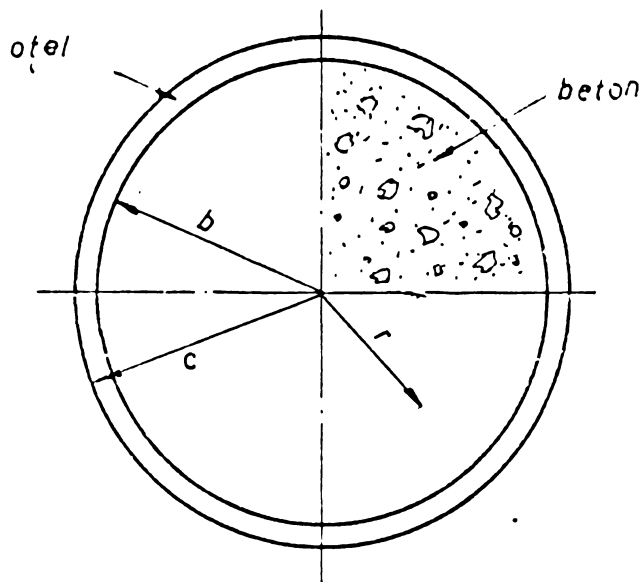


FIGURA II.2. SECȚIUNE TRANSV. PRIN ŢEAVĂ, DIN OTEL UMPLUTĂ CU BETON.

$$\sigma_{rr}^o = \frac{E_o}{(1+\nu_o)(1-2\nu_o)} [(1-\nu_o)\epsilon_{rr}^o + \nu_o(\epsilon_{\theta\theta}^o + \epsilon_{zz}^o)] \quad 2.1.18.$$

$$\sigma_{\theta\theta}^o = \frac{E_o}{(1+\nu_o)(1-2\nu_o)} [(1-\nu_o)\epsilon_{\theta\theta}^o + \nu_o(\epsilon_{zz}^o + \epsilon_{rr}^o)]$$

Pentru inisa de beton :

$$\sigma_{zz}^b = \frac{E_b}{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)} [(1-\nu_b)\epsilon_{zz}^b + \nu_b(\epsilon_{rr}^b + \epsilon_{\theta\theta}^b)]$$

$$\sigma_{rr}^b = \frac{E_b}{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)} [(1-\nu_b)\epsilon_{rr}^b + \nu_b(\epsilon_{\theta\theta}^b + \epsilon_{zz}^b)] \quad 2.1.19.$$

$$\sigma_{\theta\theta}^b = \frac{E_b}{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)} [(1-\nu_b)\epsilon_{\theta\theta}^b + \nu_b(\epsilon_{zz}^b + \epsilon_{rr}^b)]$$

Înlocuind relațiile cinematice în ecuațiile 2.1.18 și 2.1.19 și relațiile astfel obținute în ecuațiile de echilibru 2.1.16, respectiv 2.1.17 se obține pentru oțel și pentru sîmburele de beton câte o ecuație diferențială a cărei formă este următoarea :

Pentru tubul de oțel :

$$\frac{d^2 u_o}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du_o}{dr} - \frac{u_o}{r^2} = 0 \quad 2.1.20.$$

Soluția acestei ecuații are forma :

$$u_o = C_1 r + \frac{C_2}{r}$$

în care C_1 și C_2 sînt constante de integrare care se vor determina din condițiile de margine ale problemei.

Deformațiile specifice vor deveni în acest caz de forma

$$\epsilon_{rr}^o = C_1 - \frac{C_2}{r^2} ; \quad \epsilon_{\theta\theta}^o = C_1 + \frac{C_2}{r^2} \quad 2.1.21.$$

Înlocuind relațiile 2.1.21 în relațiile 2.1.18 se vor obține valorile tensiunilor din oțel în funcție de deformația ϵ_{zz} constantele de integrare și caracteristicile elastice ale oțelului

$$\sigma_{zz}^o = \frac{E_o}{(1+\nu_o)(1-2\nu_o)} [2\nu_o C_1 + (1-\nu_o) \epsilon_{zz}^o]$$

2.1.22.

$$\sigma_{\theta\theta}^o = \frac{E_o}{(1+\nu_o)(1-2\nu_o)} [C_1 + (1-2\nu_o) \frac{C_2}{r^2} + \nu_o \epsilon_{zz}^o]$$

$$\sigma_{rr}^o = \frac{E_o}{(1+\nu_o)(1-2\nu_o)} [C_1 - (1-2\nu_o) \frac{C_2}{r^2} + \nu_o \epsilon_{zz}^o]$$

Pentru siuburile de beton se obține :

$$\frac{d^2 u_b}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du_b}{dr} - \frac{u_b}{r^2} = 0 \quad 2.1.23$$

Soluția acestei ecuații este :

$$u_b = C_3 r + \frac{C_4}{r} \quad 2.1.24$$

unde C_3 și C_4 sînt constante de integrare care se determină din condiții de margine. Substituind valoarea lui u în formulele deformațiilor specifice se obține :

$$\epsilon_{rr}^b = C_3 - \frac{C_4}{r^2} \quad 2.1.25$$

$$\epsilon_{\theta\theta}^b = C_3 + \frac{C_4}{r^2}$$

Înlocuind valorile deformațiilor specifice în ecuația 2.1.19 se obțin tensiunile în beton în funcție de necunoscutele constante de integrare și de ϵ_{zz}^b

$$\sigma_{zz}^b = \frac{E_b}{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)} [2\nu_b C_3 + (1-\nu_b) \epsilon_{zz}^b]$$

2.1.26

$$\sigma_{rr}^b = \frac{E_b}{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)} [C_3 - (1-2\nu_b) \frac{C_4}{r^2} + \nu_b \epsilon_{zz}^b]$$

$$\sigma_{\theta\theta}^b = \frac{E_b}{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)} [C_3 + (1-2\nu_b) \frac{C_4}{r^2} + \nu_b \epsilon_{zz}^b]$$

Condiții de margine.

In cazul tuburilor de oțel umplute cu beton supuse la compresiune centrică pentru determinarea necunoscutelelor din expresiile tensiunilor se folosesc următoarele condiții de margine.

a) Deformația axială se presupune egală și constantă de-a lungul întregii secțiuni și înălțimi a coloanei compuse

$$\epsilon_{zz}^o = \epsilon_{zz}^b = \epsilon_{zz} \quad 2.1.27$$

b) Compatibilitatea deplasărilor radiale

$$(u_b)_{r=b} = (u_o)_{r=b} \quad 2.1.28$$

d) echilibrul forțelor

$$(\sigma_{rr}^o)_{r=c} = 0 \quad 2.1.29$$

$$(\sigma_{rr}^o)_{r=b} = (\sigma_{rr}^b)_{r=b} \quad 2.1.30$$

$$\sigma_{zz}^o A_o + \sigma_{zz}^b A_b = P \quad 2.1.31$$

in care A_o și A_b sînt ariile secțiunii transversale a tubului de oțel respectiv sîmburelui de beton.

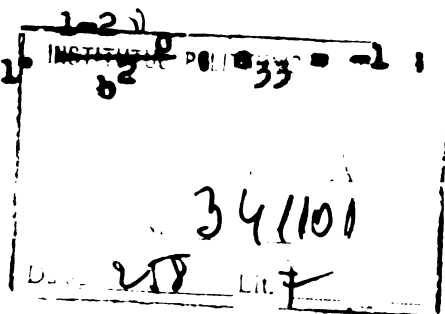
e) Pentru ca în axa sîmburelui de beton să nu apară valori ∞ pentru σ_{rr}^b , constanta C_4 trebuie să fie egală cu zero. Inlocuind în aceste condiții de margine valorile tensiunilor și deformațiilor se obține un sistem de ecuații simultane în C_1, C_2, C_3 și ϵ_{zz} , a cărui formă matricială va fi :

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ \epsilon_{zz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ b_4 \end{Bmatrix} \quad 2.1.32$$

$$a_{11} = 1,0 ; a_{12} = \frac{-(1-2\nu_o)}{o^2} ; a_{13} = 0 ; a_{14} = \nu_o ;$$

$$a_{21} = 1 ; a_{22} = \frac{1}{b^2} ; a_{23} = -1,0 ; a_{24} = 0 ;$$

$$a_{31} = \frac{E_b}{E_o} \frac{(1+\nu_b)(1-2\nu_b)}{(1+\nu_o)(1-2\nu_o)} ; a_{32} = -a_{31} \frac{1-2\nu_b}{b^2} ; a_{33} = -1 ;$$



$$a_{34} = a_{31} \nu_0 - \nu_b ;$$
$$a_{41} = \frac{2 \nu_0 A_0 E_0}{(1 + \nu_0)(1 - 2 \nu_0)} ; a_{42} = 0 ; a_{43} = \frac{2 \nu_b A_b E_b}{(1 + \nu_b)(1 - 2 \nu_b)} ;$$
$$a_{44} = a_{41} \frac{1 - \nu_0}{2 \nu_0} + a_{43} \frac{1 - \nu_b}{2 \nu_b} ;$$

$$b_1 = b_2 = b_3 = 0 ; b_4 = P .$$

Sistemul de ecuații 2.1.32 poate fi scris sub formă compactă astfel :

$$[a_{1j}] \{c_j\} = \{b_i\} \quad 2.1.33$$

Folosind inversiunea matricelor se pot determina necunoscutele C_j

$$\{c_j\} = [a_{1j}]^{-1} \{b_i\} \quad 2.1.34$$

După determinarea constantelor C_1, C_2, C_3 și ϵ_{22} cu ajutorul relațiilor 2.1.34, acestea se substituie în ecuațiile 2.1.22 și 2.1.26 obținându-se astfel tensiunile și deformațiile în mantaua de oțel și sîmburele de beton.

Soluția prezentată mai sus permite determinarea tensiunilor și deformațiilor care apar în mantaua metalică și sîmburele de beton sub încărcări de compresiune centrică P de diferite valori. Acest lucru e posibil însă numai în cazul cînd se cunosc în prealabil caracteristicile elastice ale oțelului și betonului, modulul de elasticitate și coeficientul lui Poisson. Modulul de elasticitate al oțelului E_0 precum și coeficientul lui Poisson ν_0 pentru oțel se cunosc. Pentru beton însă aceste valori se schimbă în timp precum și odată cu starea de solicitare a betonului. Problema se poate rezolva iterativ dacă pentru calitatea de beton date au fost determinate în prealabil valorile modulelor de elasticitate ale betonului precum și coeficientul lui Poisson și acestuia.

2.2. METODE DE CALCUL A BARELOR DIN PROFILE CU PARETI SUBTIRI CHESONATE, UMPLETE CU BETON, SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ (TEVI ROTUNDE, PATRATE).

2.2.1. Generalități. Comportarea tevilor rotunde, umplute cu beton la compresiune centrică.

După cum s-a mai arătat la încărcări mici, coeficientul lui Poisson al betonului este mai mic decât cel al oțelului. Din această cauză, mantaua de oțel a tubului nu exercită nici un efect de fretă asupra sîmburelui de beton. Din contră, alungirea oțelului fiind mai mare decât a betonului, apare o tendință de separare a sîmburelui de beton de mantaua metalică, tendință împiedecată însă de aderența dintre beton și metal. Datorită acestei forțe de aderență în tubul metalic apar tensiuni tangențiale de compresiune iar în sîmburele de beton tensiuni radiale de întindere.

Dacă încărcarea crește, dilatația laterală a betonului devine progresiv mai mare decât a oțelului. La contactul între sîmbure și manta apar tensiuni radiale care au ca efect apariția unor eforturi tangențiale de întindere în mantaua de oțel care la rîndul ei acționează ca o fretă asupra betonului. Mantaua de oțel este supusă unei stări biaxiale de tensiune, iar sîmburele de beton este supus unei stări de tensiune triaxială.

Dacă se consideră că tensiunile datorate aderenței sînt neglijabile ca valoare se poate considera ca pentru încărcări mici atât în oțel cît și în beton starea de tensiune e monoaxială, oțelul și betonul fiind supuse la tensiuni de compresiune în lungul tubului, datorate încărcării exterioare. Dacă țevile au un coeficient mare de subțirime, poate să apară flambajul înainte ca coeficientul lui Poisson al betonului să devină superior celui al metalului. În acest caz studiul la compresiune al tuburilor din oțel umplute cu beton se poate face în starea de tensiune monoaxială.

Din momentul în care, datorită creșterii coeficientului lui Poisson al betonului, odată cu creșterea încărcării, sîmburele de beton exercită o presiune radială de întindere asupra mantalei, în tubul metalic și în sîmburele de beton apare o stare de tensiune biaxială, respectiv triaxială. Distrugerea se poate produce în acest caz fie datorită flambajului, fie datorită forfecării betonului.

Studiul comportării la compresiune a țevilor din oțel umplute cu beton a constituit obiectul unor cercetări experimentale întreprinse în diferite țări. Dintre aceste studii și experimente întreprinse, de mai mare amploare sînt încercările ce se vor prezenta în cele ce urmează. Astfel sînt cercetările întreprinse de P. Guisiaux și J. Janss la Universitatea din Liège, cercetări pe baza cărora s-au putut stabili formule de dimensionare ale acestor structuri de rezistență, cercetări întreprinse la "Școala tehnică" din Darmstadt de către K. Klöppel și W. Guder, precum și cele întreprinse de Neogi S. la "Colegiul Imperial din Londra. Toate aceste trei școli de cercetare au întreprins un număr suficient de încercări experimentale, precum și studii teoretice, obținînd în final formule, abace sau tabele de dimensionare a țevilor din oțel umplute cu beton. O comparație între aceste metode de calcul va fi prezentată în concluziile acestui capitol. De asemenea se vor prezenta parțial prescripții ale normelor DIN referitoare la calculul acestor structuri de rezistență.

2.2.2. Calculul stîlpilor din țevi de oțel umplute cu beton comprimate axial pe baza cercetărilor efectuate la Universitatea din Liège de către J. Janss și P. Guisiaux.

Calculul stîlpilor din țevi de oțel umplute cu beton supuși la compresiune centrică are la bază numeroase cercetări teoretice și experimentale. Comportarea la flambaj a țevilor din oțel supuse la o solicitare monoaxială are la bază curba de flambaj stabilită de Comisia VIII "Instabilité" a Convenției Europene de Construcții Metalice - CECM iar calculul betonului la solicitări monoaxiale a fost condus ținînd cont de recomandările Comitetului European de Beton (C.E.B.).

A. Ipoteze adăise.

Calculul tuburilor din oțel umplute cu beton supuse la compresiune are la bază următoarele ipoteze :

- a). Teava de oțel și sîmburele de beton sînt omogene și izotrope;
- b). În tot timpul funcționării lor, aderența între sîmburele de beton și mantaua metalică se păstrează. Ca urmare, între beton și oțel există o coeziune totală atît longitudinală cît și circumferențială. Această ipoteză duce la egalitatea deplasărilor betonului și oțelului atît pe direcție longitudinală cît și circumferențială.

c). Curba caracteristică a betonului, efort unitar - deformație specifică, este aceeași atât la solicitări de compresie cât și la cele de încovoiere. Se consideră că betonul nu prezintă întinderi.

d). Eforturile unitare circumferențiale sînt constante pe grosimea peretelui țevii. Această ipoteză e justificată de grosimea mică a peretelui țevii față de celelalte dimensiuni ale stîlpului. De obicei raportul între grosimea și diametrul țevii e cuprins între 1/8 și 1/50.

B. Comportarea oțelului.

a). Comportarea oțelului la solicitări monoaxiale.

În cazul țevilor de oțel supuse la compresie monoaxială, tensiunea critică de flambaj se determină cu ajutorul formulei

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_0^*}{\lambda_0^2} \quad 2.2.1$$

în care E_0^* nu este un modul de elasticitate în adevăratul sens al cuvîntului, ci un "modul de elasticitate" care ține cont de imperfecțiunile geometrice și structurale ale profilelor tubulare ca săgeți inițiale, eforturi reziduale, monogenitatea limitei de curgere. E_0^* prin valoarea lui conduce la valoarea efortului critic dat de curba $\bar{N} \bar{\lambda}$ adaptată de către Comisia VIII-a "Instabilité" a CECM. fig.II.3. 8

λ_0 reprezintă coeficientul de svelțețe a tubului de oțel. Știind că

$$\bar{N} = \frac{\sigma_{cr}}{R_0}; \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_0}{\lambda_E}; \quad \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E_0}{R_0}}$$

R_0 reprezintă limita de curgere a oțelului iar E_0 modulul de elasticitate al oțelului.

Din relația 2.2.1 se deduce

$$\sigma_0 = \frac{E_0^*}{E_0} = \bar{N} \bar{\lambda}^2 \quad 2.2.2$$

Pe baza curbei 2.2.2 se pot obține pentru oțel relații între variația raportului $\frac{E_0^*}{E_0}$ și deformațiile specifice longitudinale ϵ_{0l} ale țevii, precum și între eforturile unitare și deformațiile specifice longitudinale ale țevii. fig.II.4.

b). Criteriu de plastificare a oțelului solicitat la o stare de eforturi biaxială.

Criteriul de plastificare admis pentru țevile de oțel este criteriul

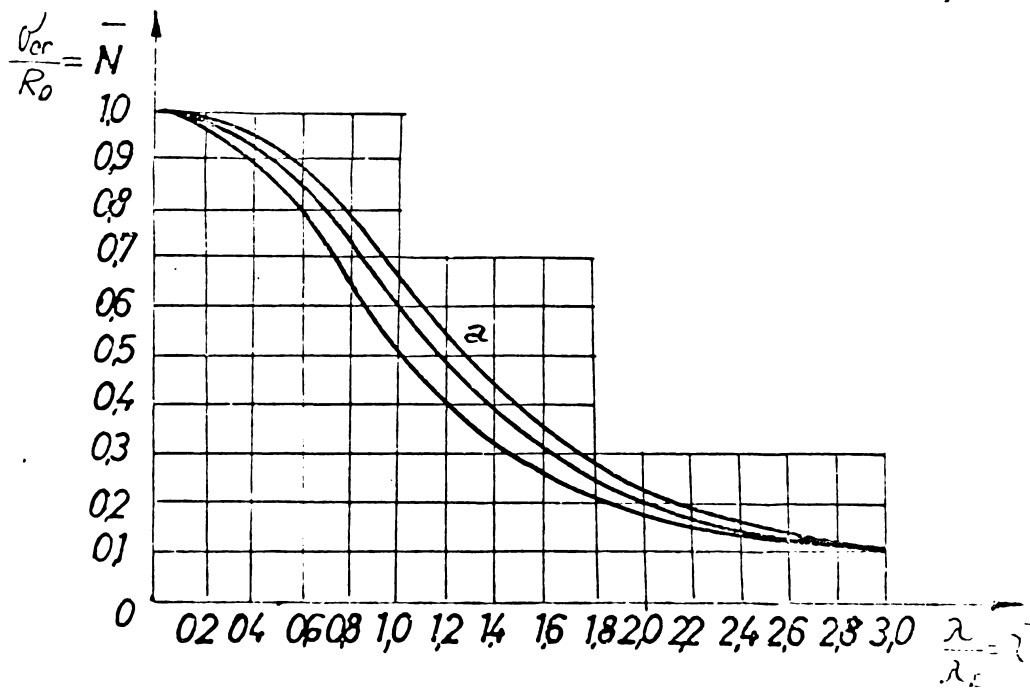


FIGURA II.3. Curbele de flambaj adimensionale date de CI

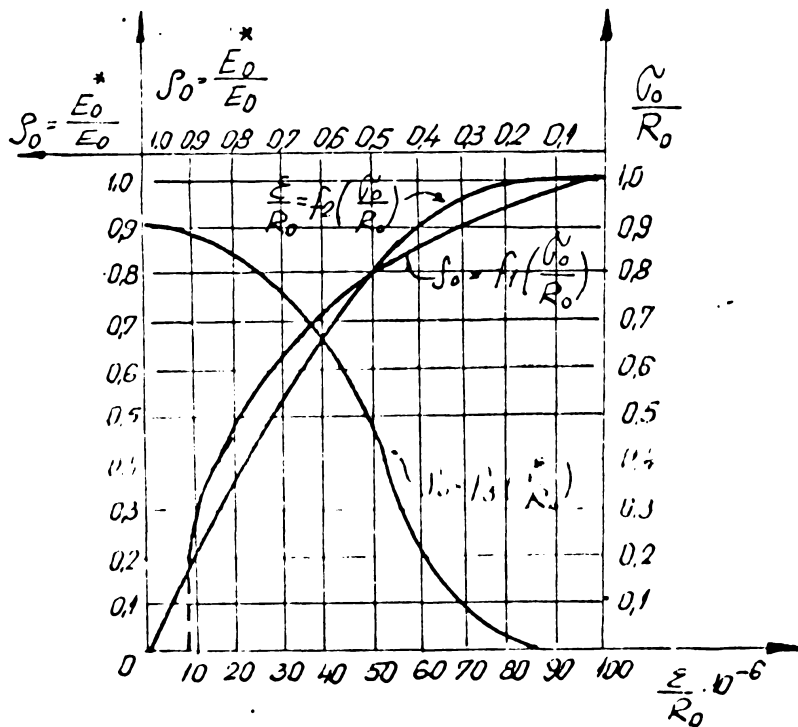


FIGURA II.4. Relații între: $\frac{\sigma_0}{R_0}$; $\frac{\epsilon}{R_0}$ și $\frac{\sigma_0^*}{E_0}$

lui Von Mises, criteriu care se indică a se folosi în cazul oțelurilor cu palier de curgere. Pe baza acestui criteriu se admite că atunci când una din tensiuni, după o direcție principală, atinge limita de curgere, tensiunea perpendiculară pe aceasta este nulă.

$$\sigma_{oc}^2 + \sigma_{ot}^2 - \sigma_{oc}\sigma_{ot} = (R_0)^2 \quad 2.2.3$$

C. Comportarea betonului.

a) Comportarea betonului la solicitări monoaxiale.

Diagrama caracteristică, eforturi unitare, σ - deformații specifice, ϵ , a betonului supus la solicitări monoaxiale este conform recomandărilor "Comitetului European de beton (C.E.B.)" o "parabolă-dreptunghi" fig.II.5. Virful parabolei este situat la abscisa $\epsilon_m = 2,2\%$.

Legea de variație adoptată pentru porțiunea parabolică a diagramei caracteristice a betonului este următoarea :

$$\frac{\sigma}{\sigma_m} = \frac{\epsilon}{\epsilon_m} \left(2 - \frac{\epsilon}{\epsilon_m} \right) \quad 2.2.4$$

Virful parabolei are drept coordonate pentru tensiuni și deformații valorile σ_m și ϵ_m , în care σ_m este valoarea rezistenței la compresie a betonului determinată pe epruvete cilindrice.

Derivând relația 2.2.4 în raport cu ϵ se obține modulul de elasticitate tangent al betonului la compresie $E_{b,t}$:

$$E_{bt} = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = 2 \frac{\sigma_m}{\epsilon_m} \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_m} \right)$$

precum și modulul de elasticitate din originea curbei, $E_{b,0}$

$$E_{b0} = 2 \frac{\sigma_m}{\epsilon_m}$$

Din acestea rezultă coeficientul \int_b

$$\int_b = \frac{E_{bt}}{E_{b0}} = 1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_m} \quad 2.2.5$$

b) Criteriu de rupere al betonului supus la o stare de eforturi triaxială.

Criteriu de rupere admis în prezenta lucrare pentru betonul supus la solicitări triaxiale se bazează pe numeroase cercetări teoretice și experimentale, făcute mai recent ; rezultate ale acestor

cercetări fiind prezentate în revista "Scinanie w Zelbecie" de către autorii Tadeuss, Gedycki și Cwirko. Criteriul de rupere admis prezintă o relație între trei invarianți J_1 , J_2 și J_3 precum și între rezistența la compresiune R_c , rezistența la tracțiune R_T și rezistența la forfecare R a betonului.

$$3J_2 = \left[R_c R_T + (R_c - R_T) J_1 \right] \left\{ 1 - \left(1 - \frac{3R_T^2}{R_c R_T} \right) \left[1 - \frac{J_3}{2} \left(\frac{J_2}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \right\} \quad 2.2.6$$

unde

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = \frac{1}{3} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_1 \sigma_3)]$$

$$J_3 = -\frac{1}{27} [3(\sigma_1 \sigma_2^2 + \sigma_2 \sigma_3^2 + \sigma_3 \sigma_1^2 + \sigma_2 \sigma_1^2 + \sigma_3 \sigma_2^2 + \sigma_1 \sigma_3^2) - 12\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 - 2(\sigma_1^3 + \sigma_2^3 + \sigma_3^3)]$$

Admițind că betonul nu prezintă întinderi, $R_T = 0$, și notînd în cazul unei țevi umplute cu beton, pentru simburile de beton

$$\sigma_1 = \sigma_{bl} \quad ; \quad \sigma_2 = \sigma_{br} = \sigma_3 = \sigma_{bt}$$

formula 2.2.6 devine

$$(\sigma_{bl} - \sigma_{br})^2 - R_c (\sigma_{bl} + 2\sigma_{br}) = 0 \quad 2.2.7$$

D. Materiale folosite.

a). Mărci de oțel folosite.

În încercările experimentale efectuate în laboratoarele Universității de Poduri și Clădiri din Liège s-au folosit oțeluri de diferite mărci. Aceste oțeluri au fost alese dintre cele mai uzuale folosite în construcții pe de-o parte iar pe de altă parte astfel încît diagrama lor caracteristică la eforturi axiale să fie cît mai apropiată de diagrama ideal elasto-plastică pentru care este valabil criteriul Von Mises de plastificare a oțelului supus la un stadiu de tensiune biaxial. S-au folosit oțeluri cu limita de curgere 2400 daN/cm², 3000 daN/cm² și 3600 daN/cm².

b). Mărci de betoane folosite.

La alcătuirea sîmburelui de beton s-au folosit următoarele mărci de beton B 300, B 400, B 500.

În toate cazurile diagrama caracteristică la compresiune a betonului a fost echivalată cu parabolă de gradul II. fig.II.5.

Rezistențele la compresiune cilindrică s-au considerat în toate cazurile egale cu 0,83 din cele determinate pe cuburi.

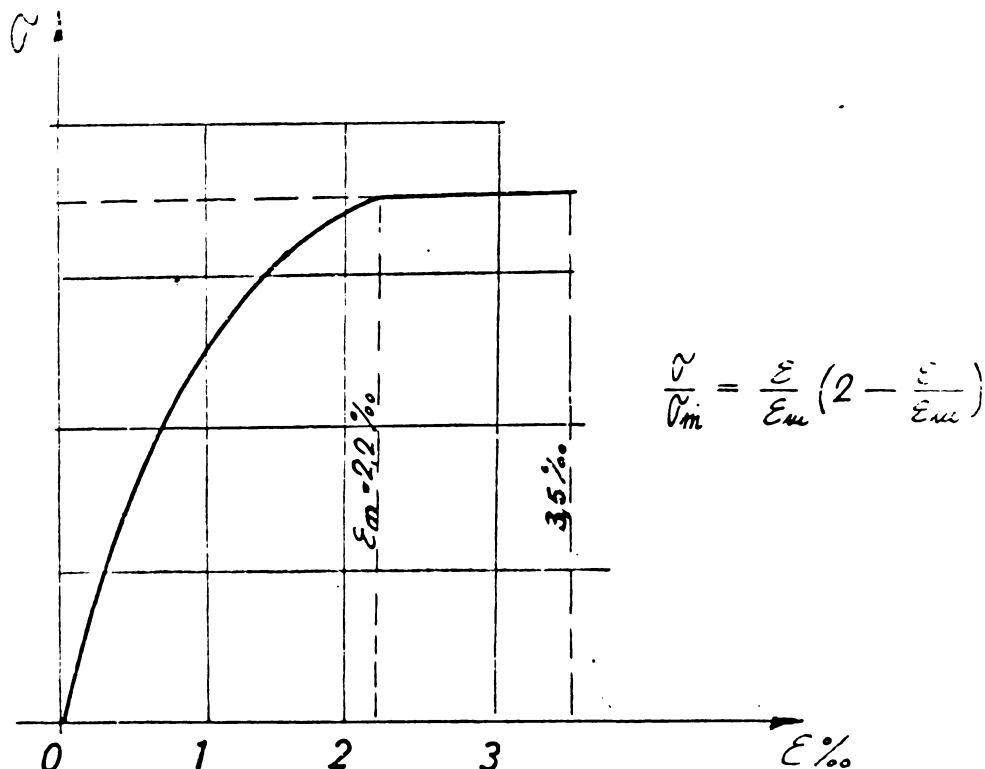


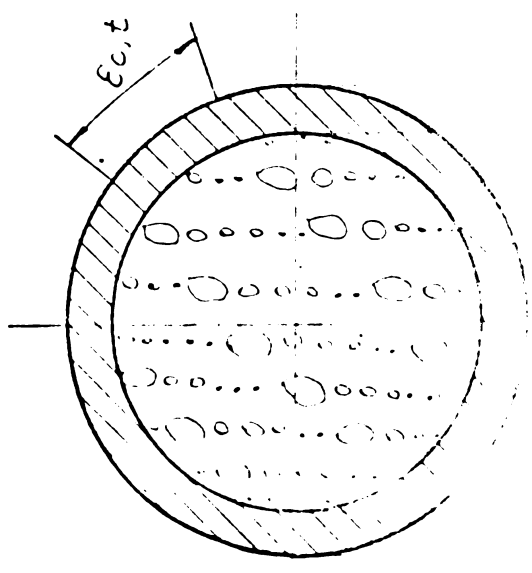
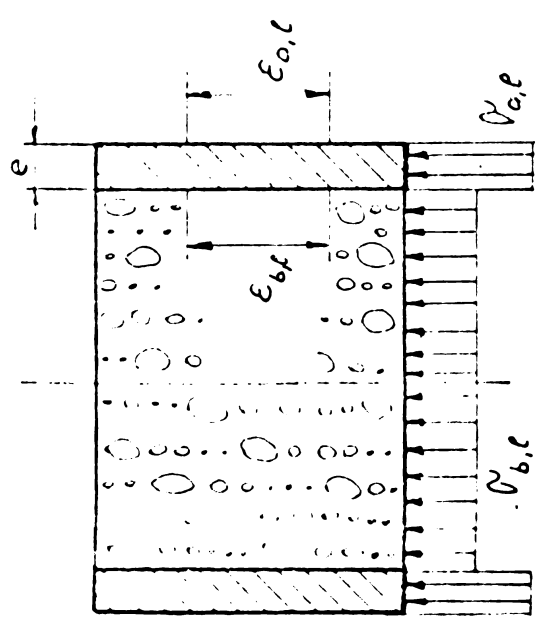
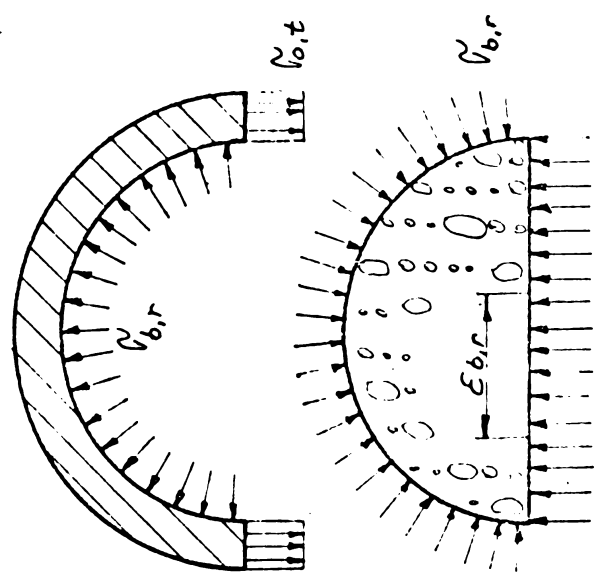
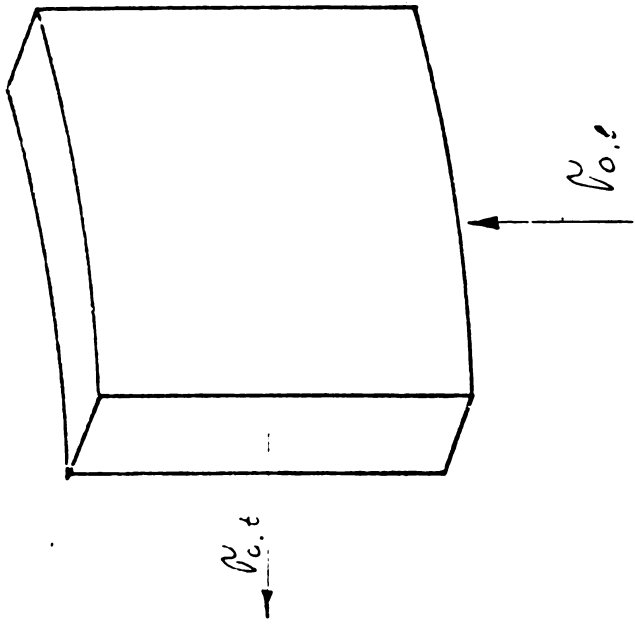
FIGURA II.5. Diagrama caracteristică a betonului

B. Tuburi de oțel umplute cu beton scurte, supuse la compresiune centrică.

a). Determinarea tensiunilor din mantă și sîmbure.

Se consideră tronson scurt, tronsonul suficient de scurt încît problema flambajului să fie înlăturată. Distrugerea acestor tipuri de tronșoane se face prin forfecarea betonului din sîmbure. În acest caz în mantaua de oțel tensiunile longitudinale au depășit deja limita de curgere a oțelului, acesta lucrînd în domeniul plastic. Sîmburele de beton e supus unei solicitări triaxiale iar în mantaua de oțel apare o stare biaxială de tensiune.

Considerînd echilibrul unei jumătăți de secțiune tubulară umplute cu beton, fig.II.6 comprimate axial se obțin (din momentul în care



No. 61

coeficientul lui Poisson a betonului a depășit pe cel al oțelului) următoarele ecuații :

$$\bar{\sigma}_{br} = \bar{\sigma}_{ot} \frac{2e}{d_i} \quad 2.2.8$$

Pentru tuburile cu pereți subțiri, se poate face aproximația

$$\frac{2e}{d_i} = \frac{A_o}{2A_b}$$

Înlocuind în 2.2.8 rezultă

$$\bar{\sigma}_{br} = \bar{\sigma}_{ot} \frac{A_o}{2A_b} \quad 2.2.8 \text{ a.}$$

Notînd cu P forța care comprimă tubul umplut cu beton, forța preluată doar de simburile de beton P_b va fi :

$$P_b = P - P_o = P - A_o \bar{\sigma}_{oe}$$

După plastifierea mantalei metalice, tensiunile longitudinale vor scădea progresiv în timp ce tensiunile tangențiale $\bar{\sigma}_{ot}$ vor crește.. Se presupune că $\bar{\sigma}_{oe}$ scade liniar începînd de la limita de curgere R_o^c pentru care deformația liniară longitudinală este : $\epsilon_{oe} = \frac{R_o^c}{E_o}$ pînă la zero pentru o deformație $\epsilon_{oe} = 20 \%$, valoare pentru care se consideră că tubul scurt se distruge.

Această variație liniară are forma :

$$\bar{\sigma}_{oe} = \left[1 - \frac{\epsilon_{oe} - \frac{R_o^c}{E_o}}{0,02 - \frac{R_o^c}{E_o}} \right] R_o^c \quad 2.2.9$$

Dacă se cunoaște, în urma unei măsurători ϵ_{oe} , se poate calcula $\bar{\sigma}_{oe}$ precum și tensiunea $\bar{\sigma}_{ot}$, dacă se admite că tensiunile longitudinale ($\bar{\sigma}_{ot}$) și cele tangențiale ($\bar{\sigma}_{ot}$) ale oțelului ascultă de criteriul Von Mises.

$$\bar{\sigma}_{ot} = \frac{-\bar{\sigma}_{oe} + \sqrt{4R_o^{c2} - 3\bar{\sigma}_{oe}^2}}{2} \quad 2.2.10$$

Din relația 2.2.8 se poate calcula $\bar{\sigma}_{br}$. Introducînd această valoare în relația 2.2.7 se poate obține $\bar{\sigma}_{be}$, efortul longitudinal în simburile de beton.

$$\frac{\sigma_{be}}{\sigma'_{be}} = \frac{\sigma_{br}}{\sigma'_{be}} + \frac{1}{2} + \sqrt{3 \frac{\sigma_{br}^2}{\sigma'_{be}} + 0,25} \quad 2.2.11$$

In relația 2.2.7 s-a notat tensiunea longitudinală de compresiune din beten R_0 cu σ'_{be} . Această valoare σ'_{be} reprezintă tensiunea în beten în momentul cînd $\epsilon_e = \frac{R_0^c}{E_0}$

Din diagrama caracteristică a betonului 2.2.4 rezultă

$$\sigma'_{be} = R'_{oc} \frac{R_0^c}{E_0 \epsilon_m} \left(2 - \frac{R_0}{E_0 \epsilon_m} \right)$$

In acest fel pentru o deformare longitudinală a oțelului ϵ_{ol} măsurată se pot determina toate tensiunile ce apar atât în mantaua metalică cît și în sîmburele de beten. (σ_{ol} , σ_{ot} , σ_{be} , σ_{br}). De asemenea se poate stabili încărcarea P_0 ce revine mantalei metalice cît și P_b , încărcare ce revine sîmburelui de beten.

$$P_0 = A_0 \sigma_{ol} ; P_b = A_b \sigma_{be} \text{ iar încărcarea totală } P = P_0 + P_b .$$

b). Stabilitatea încărcării limită.

Tensiunea longitudinală din mantaua de oțel σ_{ol} fiind conform relației 2.2.9 o funcție de ϵ_{ol} se poate scrie :

$$\frac{\sigma_{ol}}{R_0^c} = f(\epsilon_e) = \gamma$$

Din relația 2.2.10 se determină tensiunile tangențiale σ_{ot}

$$\sigma_{ot} = \frac{R_0^c}{2} (-\gamma + 4 - 3\gamma^2)$$

iar din relația 2.2.8 a. rezultă

$$\sigma_{br} = \frac{A_0 R_0^c}{4 A_b} (-\gamma + \sqrt{4 - 3\gamma^2})$$

Notînd cu $\sqrt{4 - 3\gamma^2} = \delta \gamma$ rezultă

$$\sigma_{br} = \frac{A_0 R_0^c}{4 A_b} \gamma (\delta - 1)$$

Relația 2.2.11 devine

$$\sigma_{be} = \sigma_{br} + \frac{\sigma'_{be}}{2} + \sqrt{3 \sigma_{br} \sigma'_{be} + \left(\frac{\sigma'_{be}}{2} \right)^2}$$

in care

$$\sigma'_{bet} = R'_{bet} \frac{R_o^c}{E_o \epsilon_m} \left(2 - \frac{R_o}{E_o \epsilon_m} \right)$$

Încărcarea axială P a tubului umplut cu beton va fi : $P = A_o \sigma_{oe} + A_b \sigma_{bet}$. Valoarea maximă se obține pentru

$$\frac{dP}{d\epsilon} = 0 = A_o \frac{d\sigma_{oe}}{d\epsilon} + A_b \frac{d\sigma_{bet}}{d\epsilon}$$

Rezolvând această ecuație pe baza relațiilor stabilite anterior și făcând notațiile de mai jos se obține următoarea relație :

$$\left(\frac{3}{4} \frac{\gamma}{\alpha} \right)^2 = \frac{(\delta^2 + 3)(\delta + 1)^2}{(\delta - 1)^6} \quad 2.2.12$$

In această relație

$$\gamma = \frac{A_o R_o^c}{A_b R'_{bet}} ; \quad \alpha = \frac{\sigma'_{bet}}{R'_{bet}}$$

Rezolvând ecuația 2.2.12 se determină încărcarea maximă P a tubului umplut cu beton încărcare care provoacă distrugerea prin forfecarea betonului.

$$P = \frac{A_b R'_{bet}}{4} \left[\gamma \frac{\gamma}{\alpha} (3 + \delta) + 2\alpha + \sqrt{12 \alpha \frac{\gamma}{\alpha} (\delta - 1) + 4 \alpha^2} \right] \quad 2.2.13$$

F. Tuburi de oțel umplute cu beton, svelte, supuse la compresiune centrică. Determinarea încărcării critice.

In cazul tuburilor svelte distrugerea lor se face la atingerea încărcării critice P_{cr} , prin flambajul celei tubulare.

In cazul unor tuburi de oțel care prezintă imperfecțiuni geometrice sau structurale forța critică de flambaj, pentru tensiuni mai mici decât limita de elasticitate, se determină cu ajutorul unei formule analoge cu cea a lui Euler. Desigur valorile astfel obținute vor fi ceva mai mici decât cele date de relația lui Euler, relație valabilă pentru materiale și încărcări ideale (material perfect omogen, încărcare centrică, tensiuni reziduale inexistente).

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_o^* J}{l_f^2}$$

E_0 reprezintă un modul de elasticitate fictiv, stabilit pe baza lucrărilor G.E.C.M.

În cazul tuburilor de oțel umplute cu beton deși nu se poate vorbi în mod strict de o încărcare de flambaj de tip eulerian se păstrează totuși această notație.

Astfel forța critică a unui tub de oțel umplut cu beton va fi:

$$P_{cr}^1 = \frac{\pi^2}{l^2} (E_0^* I_0 + E_{bt} I_b) \quad 2.2.14$$

Această ecuație însă, nu este suficientă pentru determinarea forței critice de flambaj. A doua relație se obține pornind de la condiția că încărcarea se distribuie astfel în secțiunea de oțel și cea de beton încît deformațiile longitudinale ale celor două materiale sînt egale.

$$P_{cr}^2 = \varepsilon_l (E_0^* A_0 + E_{bt} A_b) = A_0 \sigma_{0e} + A_b \sigma_{be} \quad 2.2.15$$

Forța critică de flambaj va avea acea valoare care satisface simultan relația 5.14 și 5.15.

Parametrii acestor ecuații (E_0^* , E_{bt} , σ_{0e} , σ_{be}) fiind funcții de ε_l , valoarea forței critice P_{cr} se obține prin aproximații succesive.

G. Curgerea lentă.

Tuburile de oțel umplute cu beton sînt solicitate în general la încărcări de durată. Sub aceste sarcini de durată apare curgerea lentă a betonului care are ca efect micșorarea încărcării limită a tubului.

În calculul prezentat anterior, influența curgerii lente se ia în considerare prin modificarea în diagrama caracteristică la compresiune a betonului a valorii deformației maxime ε_m de la $\varepsilon_m = +2,2 \%$ la valoarea $\varepsilon_m = 4,4 \%$.

H. Calcul practic de proiectare și verificare a țevilor de oțel supuse la compresiune centrică.

Pentru a ușura munca de proiectare precum și pentru a reduce timpul de studiu necesar înțelegerii modului de lucru al acestor elemente de construcție mixte, pe baza cercetărilor experimentale și studiilor prezentate sumar în cele 6 capitole anterioare s-au

stabilit abace de calcul adimensionale precum și ordinograme și programe de calcul pe baza cărora se pot cu ușurință dimensiona și verifica aceste elemente de rezistență.

a). Calculul încărcării limită folosind abace.

Încărcarea limită reprezintă fie încărcarea critică de flambaj, fie încărcarea care produce distrugerea elementului prin forfecarea betonului.

Abacele prezentate reprezintă o rezolvare grafică, bazată pe calcule exacte a încărcării critice cu ajutorul formulelor 2.2.13, 2.2.14, 2.2.15.

Fiind destinate unui calcul practic de proiectare abacele sînt trasate pentru cazul unor încărcări de lungă durată, ținîndu-se cont de curgerea lentă a betonului.

Cunoscînd caracteristicile mecanice ale oțelului și ale betonului, lungimea de flambaj l , diametrul și grosimea țevii din oțel (d, e) se citește din abace pentru calitatea de oțel și de beton folosită valoarea P/P_{ref} . Încărcarea limită

$$P_{lim} = \frac{P}{P_{ref}} P_{ref} e^2 \quad e(\text{mm})$$

P_{ref} reprezintă o încărcare de referință, folosită doar pentru ca abacele să devină adimensionale.

În fig. II.7 ; II.8 ; II.9 ; II.10 ; II.11 și II.12 sînt prezentate abace pentru calculul tuburilor din oțel umplute cu beton pentru OL cu limita de curgere $R_0 = 2400 \text{ daN/cm}^2$ și 3600 daN/cm^2 ; și beton marca B.300, B.400.

b). Calculul încărcării limită folosind calculatoare electronice.

Programul de calcul pentru determinarea încărcării limită a tuburilor umplute cu beton servește pentru calculul unor tuburi cu parametri diferiți. Organigrama prezentului program are următoarele etape :

1. Citirea datelor ; R_0 , R_{bcil} , valoarea d/e , l/d și E_0
2. Calculul curbei $\tilde{\sigma}_0 = f(\varepsilon)$ pentru oțel și $\int_0 = f(\)$.
3. Calculul curbei $\tilde{\sigma}'_b = f(\)$ și $E_{bt} = f(\varepsilon)$ pentru beton. Curba $E_{bt} = f(\varepsilon)$ se calculează prin derivarea funcției $\tilde{\sigma}_b = f(\varepsilon)$ utilizînd metoda diferențelor finite.
4. Calculul valorilor $\tilde{\sigma}_b = f(\varepsilon)$ și E_{bt} în zona fretată.

5. Calculul curbei $P_{cr}^{(2)} = A_o \delta_o + A_b \delta_b$.

6. Calculul încărcării limite pentru un tronson scurt.

7. Calculul $P_{cr}^{(1)} = \frac{\pi^2}{l^2} (E_o^* \cdot I_o + E_{bt} I_b)$.

8. Calculul intersecției între $P_{cr}^{(2)}$ și $P_{cr}^{(1)}$, obținând valoarea lui P_{cr} .

Organigrama este prezentată în fig.II.13.

Concluzii.

1. Ipotezele de calcul admise sînt ipoteze folosite în general la calculul tuturor construcțiilor mixte oțel-beton. Justețea lor a fost confirmată de încercările experimentale efectuate.
2. Calculul pe bază de abace sau cu calculatorul este deosebit de ușor de condus iar rezultatele obținute sînt corecte.
3. Încercările experimentale efectuate au dat valori la care încercarea limită P_{cr} determinată experimental raportată la cea de calcul P_{cr} a fost de maximum 1,016 pentru 24 încercări.

Acest lucru dovedește corectitudinea calculului și justețea ipotezelor și simplificărilor admise.

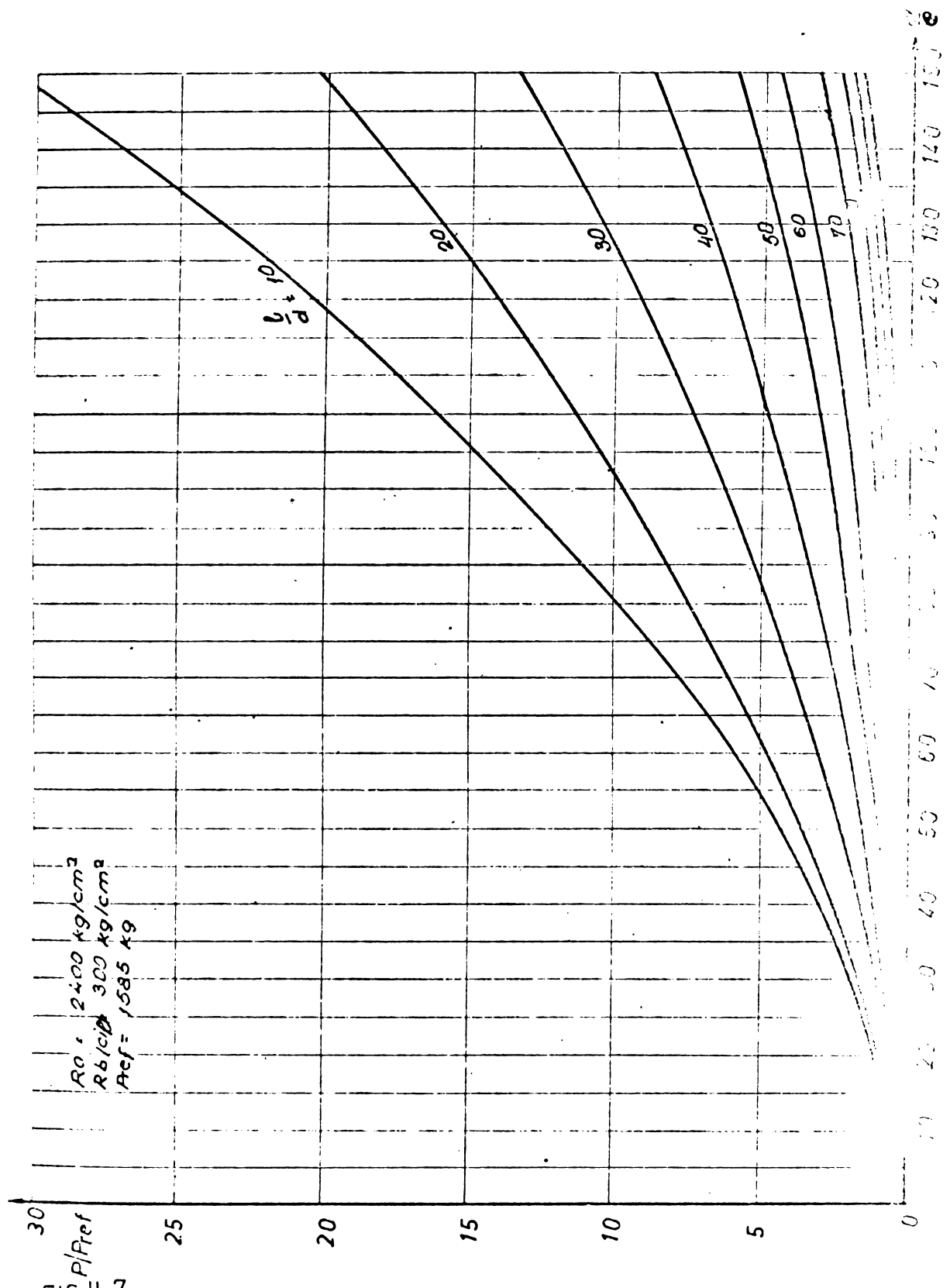


FIG. II.7.
 ABACE PENTRU CALCULUL TEVIOR DIN OTEL UMLUTE CU BETON

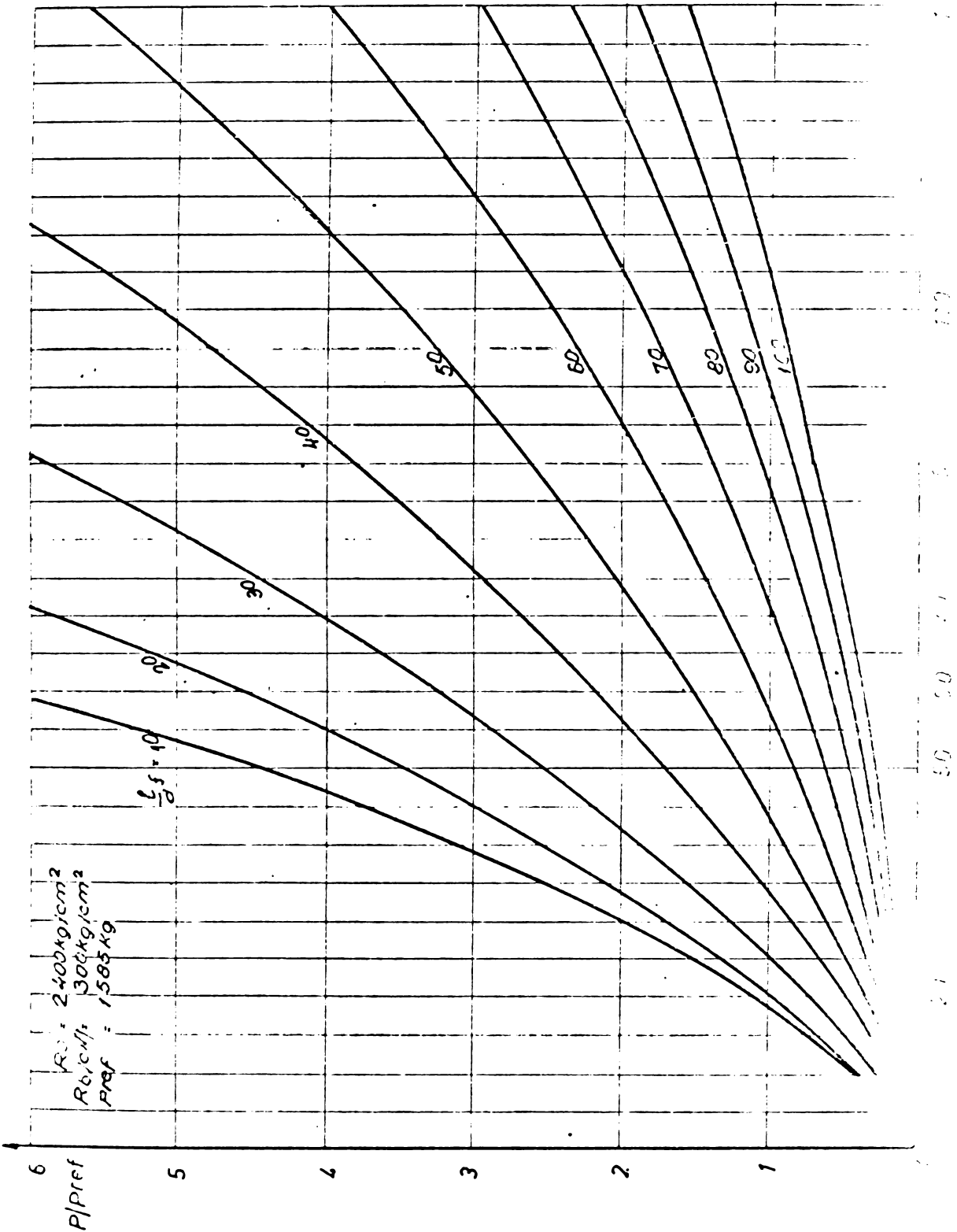


FIG. II. 8.

ABACE PENTRU CALCULUL TEVIOR DIN OTEL UMPLUTE CU BETON

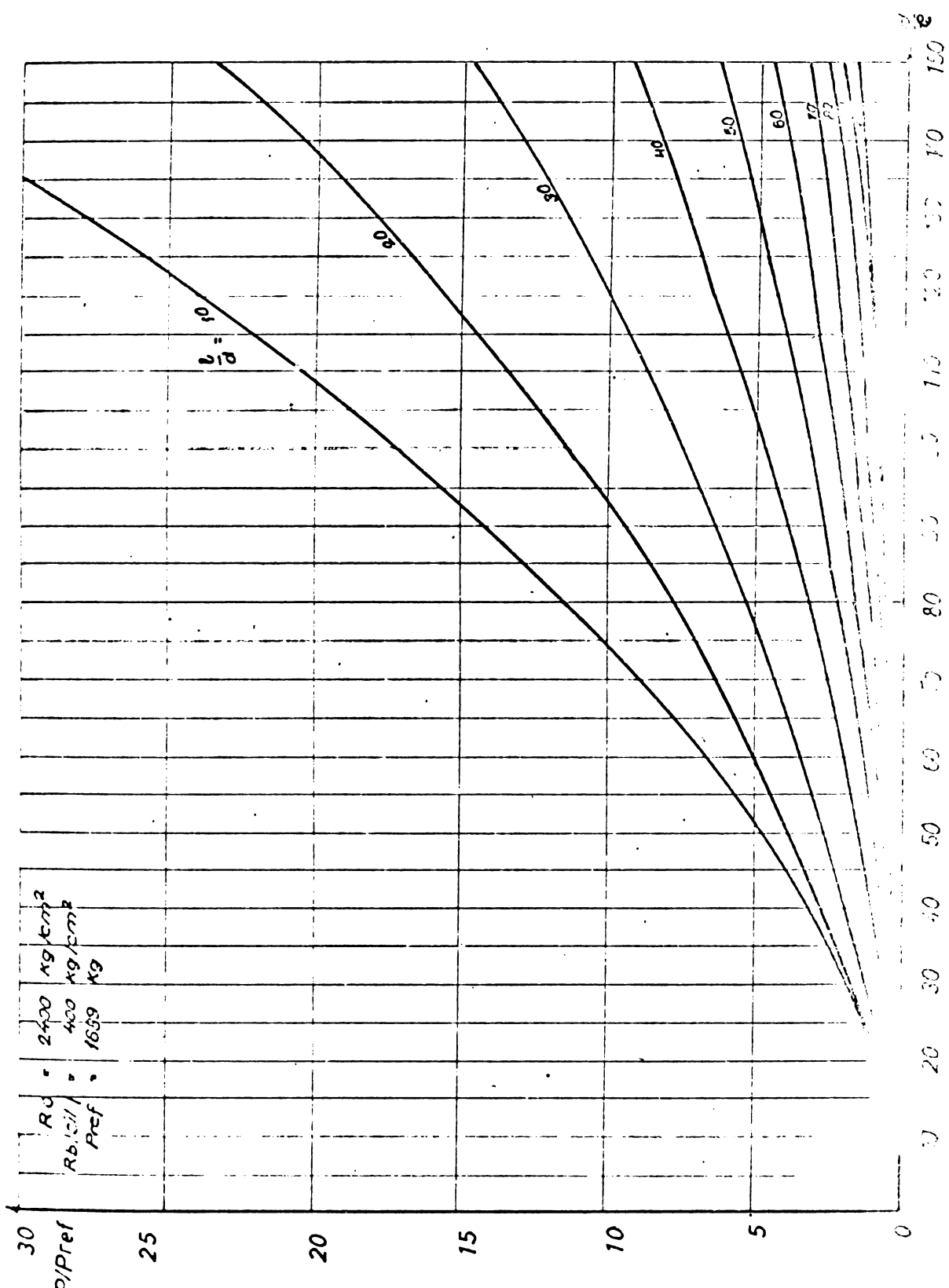


FIG. 11.9.

ABACE PENTRU CALCULUL TEVILOR DIN OTEL
UMPLUTE CU BETON

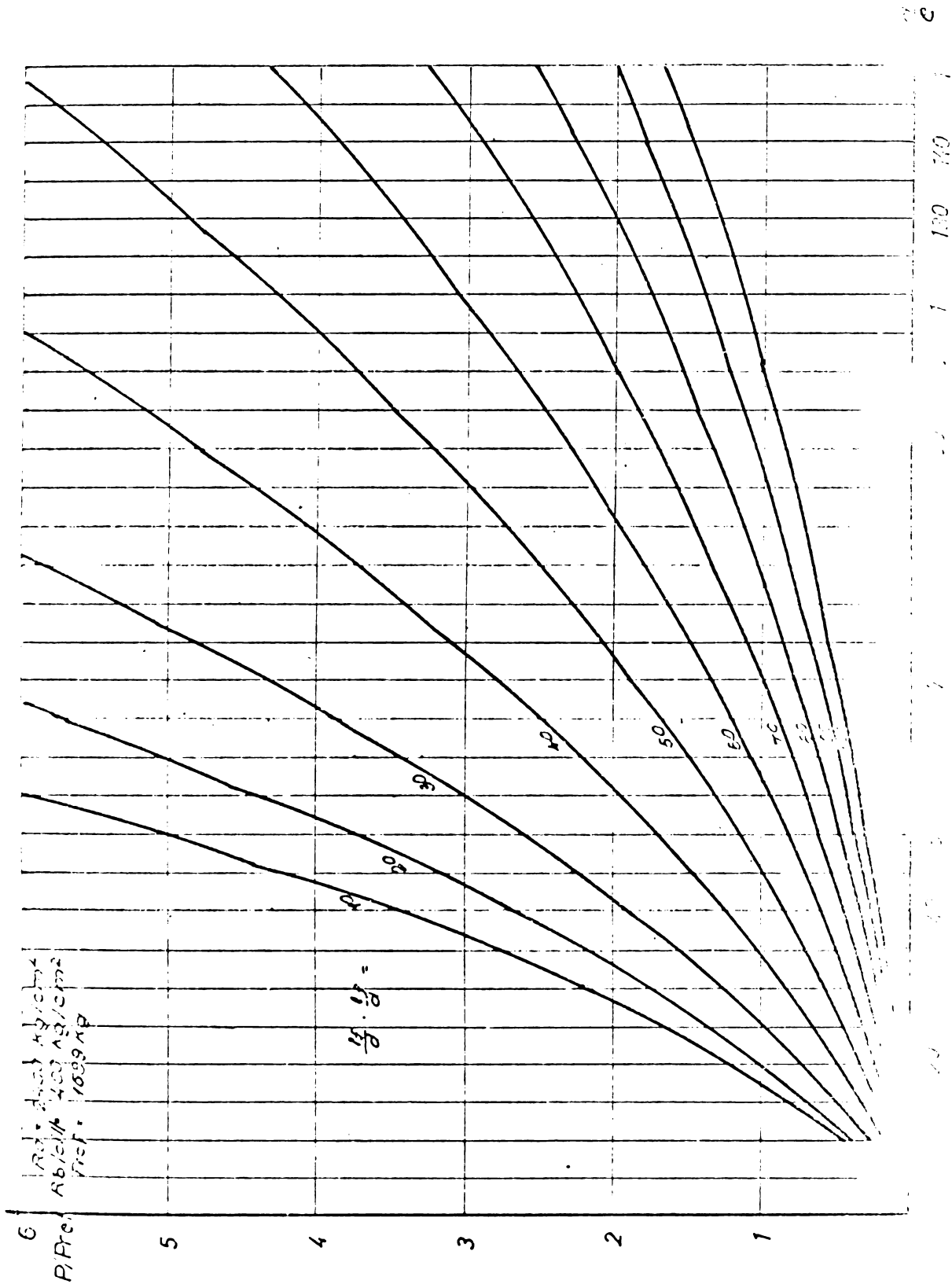


FIG. II. 10.

ABACE PENTRU CALCULUL ŢEVILOR DIN OTEL UMPLUTE CU BETON

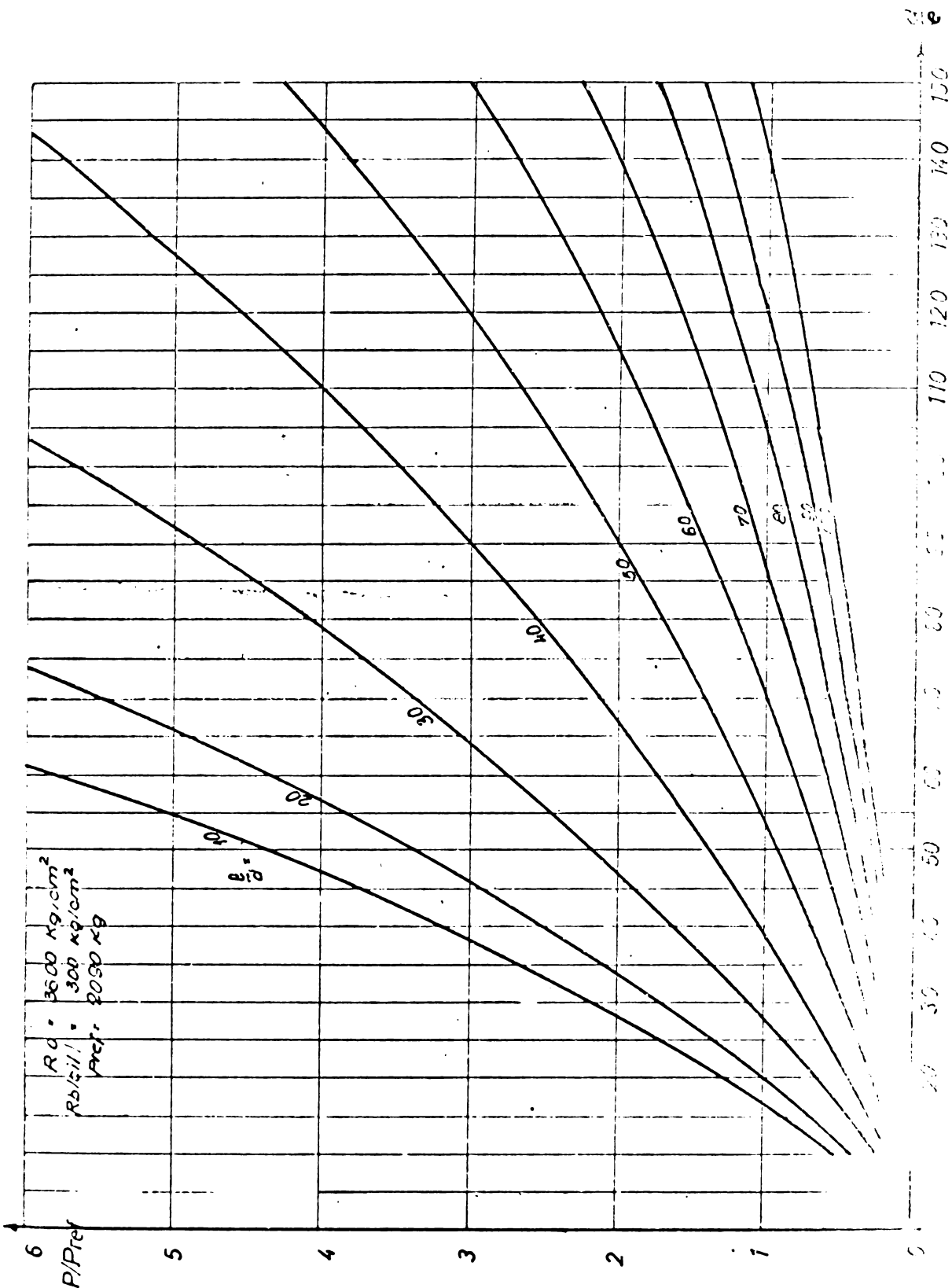


FIG. II. 11.

ABACE PENTRU CALCULUL TEVELOR DIN OTEL UMPLETE CU BETON

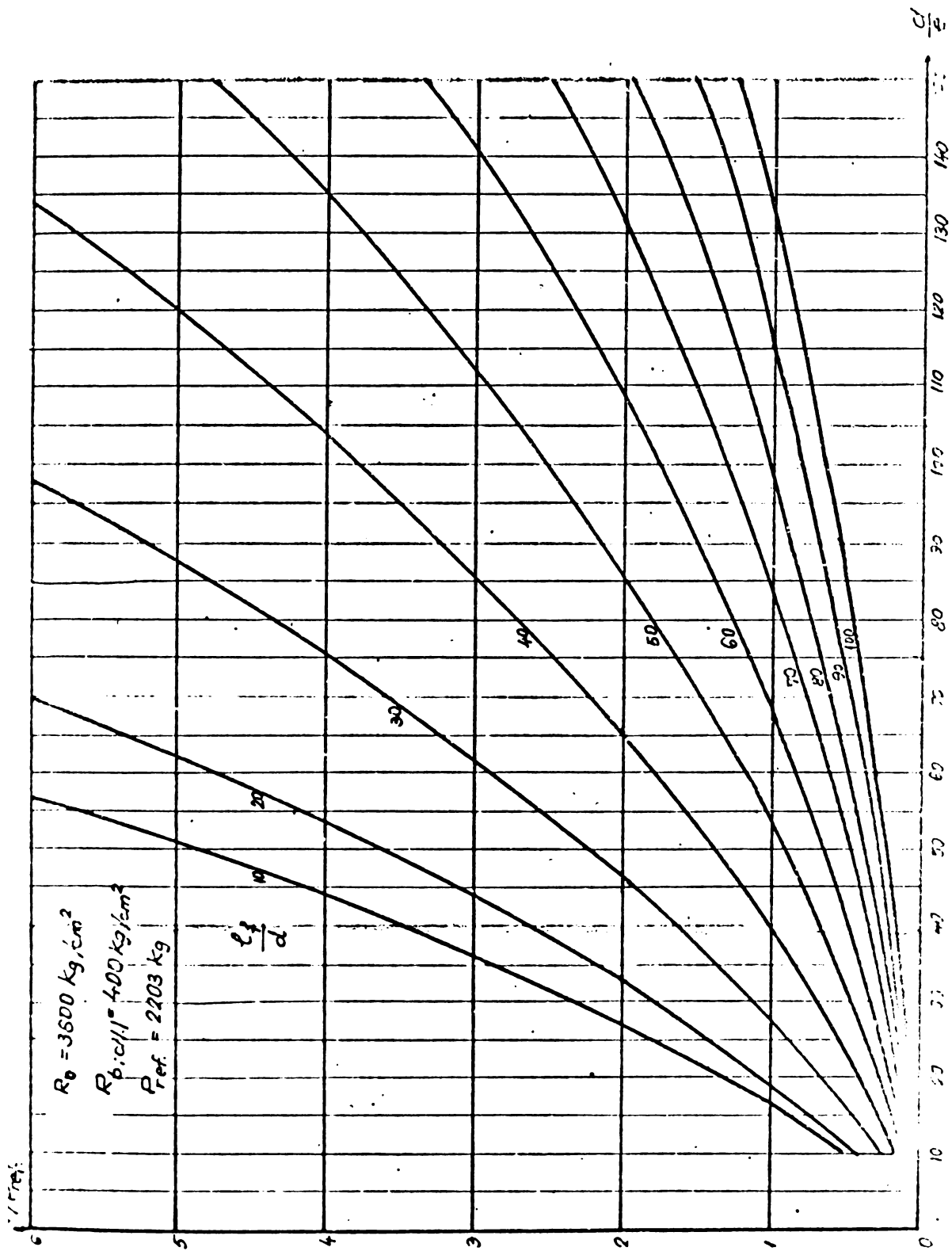


Fig. II.12. ABACE PENTRU CALCULUL ȚEVILOR DIN OȚEL UMLUTE CU BETON

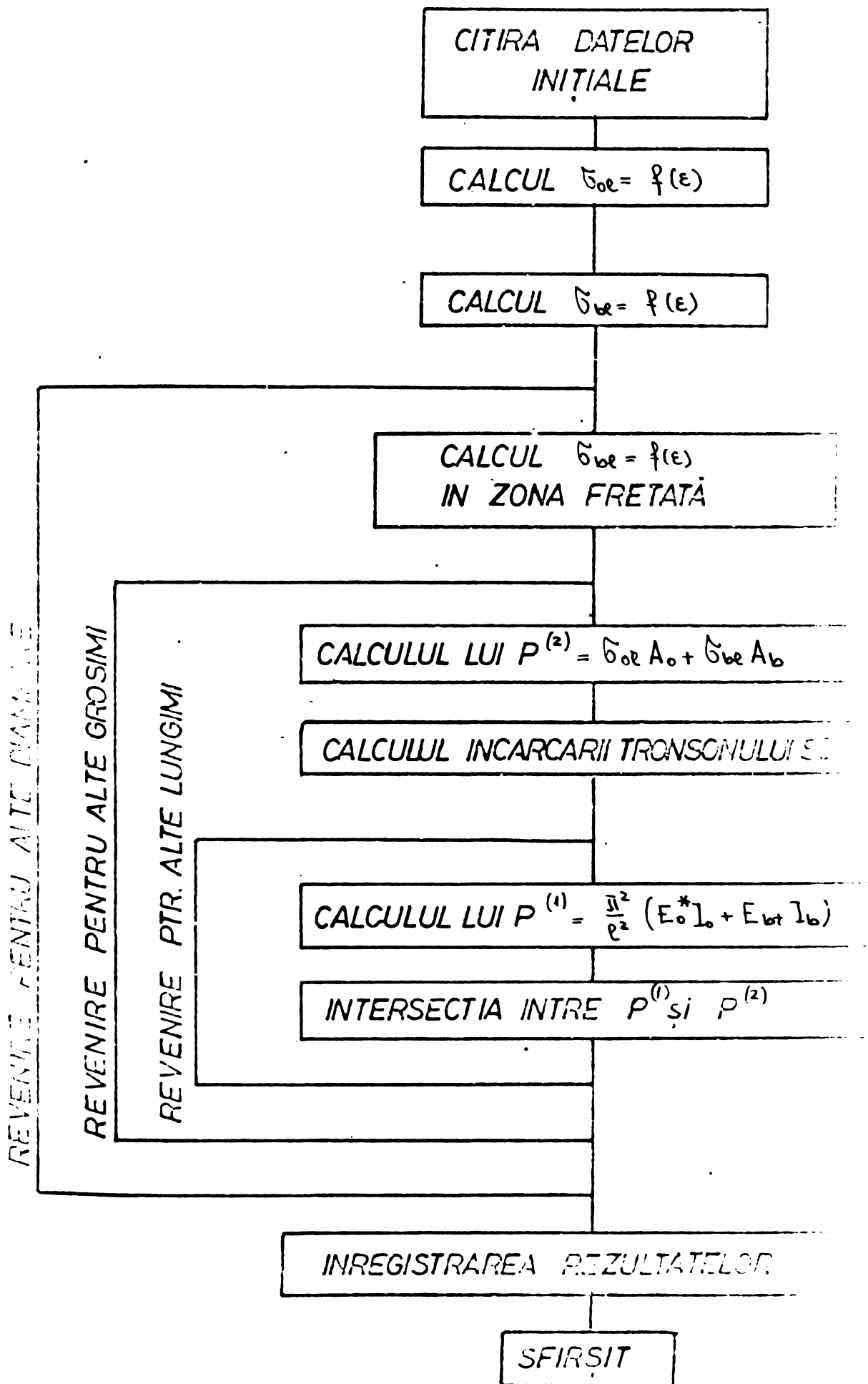


Fig. 1.13. ORGANIGRAMA PENTRU CALCULUL INCARCĂRII LIMITA A TEVIOR UMPLUTE CU BETON

2.2.3. Calculul stîlpilor din țevi de oțel umplute cu beton supuși la compresiune centrică pe baza cercetărilor efectuate la "Școala Tehnică" din Darmstadt de către K.Klöppel și W.Goder.

Cercetările întreprinse de K.Klöppel și W.Goder la "Școala Tehnică" din Darmstadt au avut ca scop stabilirea unor formule de dimensionare pentru țevile din oțel umplute cu beton. Ipotezele care au stat la baza cercetărilor efectuate sînt ipoteze general valabile pentru orice construcție mixtă oțel-beton și coincid cu cele prezentate în capitolul 2.2.2. Pentru a păstra cerințele impuse de normele DIN 4114, norme care cer ca în cazul unui element comprimat să fie îndeplinite condițiile 2.2.16

$$P_a \leq \frac{P_{cr}}{C_f} \quad ; \quad P_a \leq \frac{P_{cp}}{C} \quad 2.2.16$$

autorii au stabilit pe baza unor cercetări experimentale și teoretice mărirea forței critice P_{cr} precum și a capacității portante P_{cp} a unei țevi din oțel umplute cu beton. În formulele 2.2.16 C_f și C reprezintă coeficienți de siguranță și au valori impuse de normele DIN.

Determinarea forței critice "euleriene" P_{cr} .

Pentru determinarea forței critice de flambaj a trebuit apreciată diagrama $\sigma - \epsilon$ la compresiune a betonului. Autorii au admis pentru această diagramă o variație parabolică $\sigma = a \epsilon (b - \epsilon)$ ($a = 5 \times 10^7$; $b = 5 \cdot 10^{-3}$).

Notînd cu E_{b0} modulul de elasticitate tangent al betonului pentru $\sigma = 0$, cu E_{bt} modulul de elasticitate tangent pentru o valoare σ oarecare și cu E_b modulul de elasticitate secant se introduc relațiile :

$$m_0 = \frac{E_0}{E_{b0}} \quad ; \quad m = \frac{E_0}{E_b} \quad ; \quad m_t = \frac{E_0}{E_{bt}} \quad 2.2.17.$$

în care E_0 este modulul de elasticitate al oțelului.

Prin extinderea formulei lui Euler în cazul țevilor din oțel betonate se obține :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (E_0 I_0 + E_{bt} \bar{I}_b)}{l^2} \quad 2.2.18$$

Condiția 2.2.18 nu este suficientă pentru determinarea forței cri-

tice de flambaj. A doua condiție se obține din ipoteza conlucrării între mantaua de oțel și sîmburele de beton $\epsilon_e = \epsilon_b = \epsilon_0$

$$P_{cr} = \epsilon_{cr} (E_0 A_0 + E_b A_b) \quad 2.2.19$$

în care ϵ_{cr} este deformația longitudinală corespunzătoare încălcării critice.

Rezolvînd ecuațiile 2.2.18 și 2.2.19 se obține valoarea alungirii

Se introduc notațiile :

$$\mu = \frac{A_0}{A_b} ; \quad \kappa = \frac{I_0}{I_b} \quad 2.2.20, 2.2.21$$

Cu valoarea ϵ_{cr} calculată se determină :

$$\lambda_{id}^2 = \frac{\pi^2}{\epsilon_{cr}} ; \quad n_{cr} = \frac{E_0}{a(b - \epsilon_{cr})} \quad 2.2.22$$

Introducînd 2.2.22 în ecuația 2.2.19 se obține valoarea forței critice

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_0}{\lambda_{id}^2} A_0 \left(1 + \frac{1}{n_{cr} \mu} \right) = \frac{\pi^2 E_0}{\lambda_{id}^2} A_{id} \quad 2.2.23$$

$$A_{id} = A_0 \left(1 + \frac{1}{n_{cr} \mu} \right) \quad 2.2.24.$$

Relația 2.2.23 arată că forța critică a unei țevi din oțel umplute cu beton se poate determina în mod identic cu cea a unei țevi metalice obișnuite dacă în locul coeficientului de zveltețe și secțiunii țevii se introduce un coeficient de zveltețe ideal λ_{id} și o secțiune ideală A_{id}

Raza de girație ideală i_{id} a secțiunii compuse va fi

$$i_{id} = \sqrt{\frac{\lambda_0^2}{\pi^2} \epsilon_{cr}} \quad \lambda_0 \quad 2.2.25$$

Conform relației 2.2.16 forța critică astfel determinată trebuie împărțită la un coeficient de siguranță care după normele DIN 4114 are valoarea $C_p = 2.5$. Din cercetările experimentale efectuate a rezultat că acest coeficient de siguranță poate fi acceptat și în cazul țevilor umplute cu beton, cînd betonul din sîmbure are calități nu întotdeauna garantate.

Determinarea capacității portante P_{cp}

Pentru determinarea capacității portante P_{cp} a unei țevi umplute cu beton s-a căutat o formulă, formulă care să conțină mă-

riunile ce influențează această capacitate portantă, și care să dea rezultate apropiate de cele experimentale.

$$P_{cp} = \tilde{\sigma}_{cr}^* A_{id} \quad 2.2.26$$

se calculează pentru o țesvă goală avind coeficientul de svelțețe $\lambda_{id} = \lambda_0 \frac{l_0}{i_{id}}$

$$A_{id} = A_0 \left(1 + \frac{1}{n\mu}\right) \quad 2.2.27$$

n se calculează cu modulul de elasticitate secant al betonului, corespunzător unei tensiuni $\tilde{\sigma} = 100 \text{ DaN/cm}^2$.

Deoarece formula 2.2.26 este stabilită oarecum arbitrar, și deoarece ea nu conține influența calității oțelului precum și a excentricității "e" a forței, în locul ariei ideale A_{id} s-a introdus o arie corectată A_{id}^*

$$A_{id}^* = A_0 \left(1 + \frac{1+k_e+k_\sigma}{n\mu}\right) \quad 2.2.28$$

În formula 2.2.28 coeficienții k_e și k_σ au fost determinați experimental. Folosirea lor este justificată și de faptul că modulul de elasticitate al betonului introdus ca mărime constantă în formula 2.2.28 în realitate scade odată cu creșterea deformației specifice

Pentru limite de curgere ridicate precum și pentru excentricități mici valorile k_e și k_σ sînt subunitare.

Conform normelor DIN 4114 capacitatea portantă a unui element trebuie împărțită la un coeficient de siguranță $C = 1,5$.

Mentinererea acestui coeficient de siguranță și pentru țevile de oțel umplute cu beton s-a dovedit nesatisfăcătoare. Pentru a menține totuși acest coeficient s-a introdus în expresia A_{id} $k_e = 0$ de asemenea valorile $\tilde{\sigma}_{cr}^*$ se calculează după normele DIN 4114 ca pentru profile laminate obișnuite, valori care sînt cu $\approx 10\%$ mai mici decît cele corespunzătoare țevilor cu pereți subțiri.

Calculul simplificat al țevilor din oțel umplute cu beton, calcul bazat pe cercetările prezentate anterior, se poate face cu ajutorul următoarelor formule :

Pentru ipoteza de încărcare I $\frac{P}{A_0} \leq \tilde{\sigma}_{dv}$ admis 2.2.29

Pentru ipoteza de încărcare II $\frac{P}{A_0} \leq 1,14 \tilde{\sigma}_{dv}$ admis

În formulele 2.2.29 P reprezintă încărcarea exterioară de compres-

siune iar $\tilde{\sigma}_{dv}$ admis reprezintă rezistența admisă la compresiune, determinată pe baza cercetărilor efectuate de K.Klöppel și W.Göder și expuse anterior. Ea depinde de coeficientul de armare $\mu = \frac{A_s}{A_b}$ și de coeficientul de svelțețe al țevii

Pentru un sîmbure de beton de marca B.300 și coeficient de armare $0,07 \leq \mu \leq 1,0$, valorile corespunzătoare lui $\tilde{\sigma}_{dv}$ admis pentru oțel S T 37 și S T 52 (mărci care au echivalent și în țara noastră), sînt date în tabelele II.1 și II.2.

Curgerea lentă a betenului se poate lua în calcul cu ajutorul coeficientului de curgere lentă γ_{mi} . Variația coeficientului de curgere lentă γ_{mi} în funcție de coeficientul de armare μ este dată în fig.II.14.

Dacă stîlpul este încărcat cu P_D încărcare de lungă durată și cu încărcarea temporală P_2 se consideră că încărcarea totală ce revine stîlpului este egală cu

$$P = P_D (1 + \gamma_{mi}) + P_2 \quad 2.2.30$$

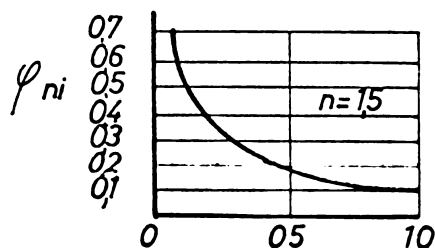


FIG. II.14.

VARIAȚIA COEF. DE CURGERE LENTĂ
IN FUNCȚIE DE COEF. DE ARMARE

2.2.4. Calculul stîlpilor din țevi de oțel umplute cu beton, supuși la compresiune centrică, pe baza cercetărilor făcute la "Colegiul Imperial" din Londra de către S.Neogi sub conducerea prof. Chapman.

Cercetările teoretice și experimentale efectuate de S.Neogi sub conducerea prof. Chapman au dus la stabilirea unor metode de calcul a țevilor din oțel umplute cu beton supuse la compresiune centrică și la compresiune excentrică. În cele ce urmează ne vom referi doar la solicitarea de compresiune centrică. Ipotezele care au stat la baza calculului efectuat de către S.Neogi corespund celor enunțate în paragraful 2.2.2.

$\lambda_0 \backslash \mu$	0,07	0,10	0,4	0,20	0,30	0,50	1,00	teava otel
≤ 20	3671	2977	2516	2168	1895	1675	1512	1400
30	3467	2820	2389	2063	1805	1599	1454	1290
40	3217	2633	2237	1944	1705	1516	1373	1200
50	2935	2421	2055	1800	1585	1414	1256	1150
60	2634	2189	1883	1649	1459	1307	1191	1078
70	2330	1946	1686	1492	1322	1189	1090	993
80	1940	1726	1500	1335	1187	1074	990	905
90	1603	1410	1285	1189	1061	960	892	819
100	1336	1170	1061	983	915	859	799	738
110	1126	990	890	825	778	739	709	663
120	961	843	758	701	657	625	600	576
130	832	722	649	600	561	530	509	490
140	722	626	561	519	486	456	438	423
150	636	552	496	454	423	399	381	363
175	474	410	368	336	313	293	279	271

TABELUL II.1.

VARIATIA TENSIUNII ADMISE DE COMPRESIUNE σ_{dv} IN FUNCTIE DE COEFICIENTUL DE ZVELTETE λ_0 SI DE ARMARE (μ) PTR. OL37 (daN/cm²)

$\lambda_0 \backslash \mu$	0,07	0,10	0,14	0,20	0,30	0,50	1,00	teava otel
≤ 20	4888	4024	3442	3007	2666	2390	2188	1963
30	4548	3762	3229	2832	2514	2263	2075	1888
40	4133	3411	2970	2621	2337	2109	1941	1773
50	3623	3074	2672	2371	2124	1929	1784	1637
60	2940	2666	2359	2112	1898	1730	1610	1487
70	2381	2127	1944	1845	1666	1528	1432	1330
80	1941	1717	1573	1475	1402	1334	1255	1175
90	1603	1410	1285	1195	1140	1083	1047	1021
100	1336	1170	1061	983	925	880	849	829
110	1126	990	890	825	778	739	709	685
120	961	843	758	701	657	625	600	576
130	832	727	649	600	561	530	509	490
140	722	626	561	519	486	456	438	423
150	636	552	496	454	423	399	381	363
175	474	410	368	336	313	293	279	271

TABELUL II.2.

VARIATIA TENSIUNII ADMISE DE COMPRESIUNE σ_{dv} IN FUNCTIE DE COEFICIENTUL DE ZVELTETE λ_0 SI DE ARMARE (μ) PENTRU OL 52 (daN/cm²)

A. Comportarea oțelului

S-a considerat că oțelul din care sînt alcătuite țevile este un material ideal elasto-plastic, diagrama caracteristică a oțelului compunîndu-se dintr-o variație liniară a cărei pantă reprezintă modulul de elasticitate al oțelului, urmată de un palier reprezentînd curgera. Cele două variații liniare se racordează printr-o scurtă variație parabolică.

În cazul stării de tensiune biaxiale s-a admis drept criteriu de plastificare al oțelului criteriul Von Mises.

$$\bar{\sigma}_{ol}^2 + \bar{\sigma}_{ot}^2 - \bar{\sigma}_{ol}\bar{\sigma}_{ot} = (R_o^c)^2 \quad 2.2.31$$

unde R_o^c reprezintă limita de curgere a oțelului.

De asemenea s-a considerat că începînd cu momentul în care în direcție longitudinală s-a atins limita de curgere

$$\epsilon_{ol} = \frac{R_o^c}{E_o}$$

tensiunile longitudinale $\bar{\sigma}_{ol}$ descresc progresiv pînă la valoarea zero, corespunzătoare unei deformații $\epsilon_{ol} = 2\epsilon_o$.

B. Comportarea betonului

Pentru betonul supus unei stări de solicitare monoaxială, Neogi a propus drept diagramă caracteristică la compresiune ecuația adițională

$$\frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_m} = \frac{2(\epsilon/\epsilon_m)}{1 + (\epsilon/\epsilon_m)^2} \quad 2.2.32$$

unde $\bar{\sigma}_m$ și ϵ_m reprezintă rezistența de rupere la compresiune pe cilindri, respectiv deformația specifică corespunzătoare ei.

Ecuația 2.2.32 se mai poate pune sub forma :

$$\bar{\sigma} = E_{bo} \frac{\epsilon}{1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right)^2} \quad 2.2.33$$

unde

$$E_{bo} = 2 \frac{\bar{\sigma}_m}{\epsilon_m}$$

În cazul solicitării triaxiale a betonului, Neogi a propus pe baza încercărilor efectuate de Brandtzaeg, următorul criteriu de rupere.

$$\bar{\sigma}_{be} = R_c + 4\bar{\sigma}_{br} \quad 2.2.34$$

în care R_c reprezintă rezistența de rupere la compresiune cilindrică a betonului, $\bar{\sigma}_{be}$ și $\bar{\sigma}_{br}$ reprezentînd tensiunile lon-

gitudinale, respectiv radiale în beton.

C. Determinarea sarcinii critice

Presupunind că pentru deformații longitudinale $\epsilon_l \leq \frac{R_o^c}{E_o}$ se poate admite ca $\bar{\sigma}_{ot} = \bar{\sigma}_{or} = 0$ criteriul de rupere 2.2.34 devine $\bar{\sigma}_{oe} = R_o = R_{ocil}$

Notînd cu P_1 încărcarea ce revine structurii în momentul în care $\bar{\sigma}_{oe} = R_o^c$ se obține încărcarea maximă preluată de țesva umplută cu beton.

$$P_1 = A_b R_{ocil} + A_c R_o^c \quad 2.2.35$$

Pentru determinarea sarcinii critice a structurii mixte țesvă din oțel - sîmbure de beton, Neogi pleacă de la aceleași formule principale ca și autorii prezentați anterior în acest capitol.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L^2} (E_o^* I_o + E_{ot} I_b) \quad 2.2.36$$

$$P_{cr} = A_o \bar{\sigma}_{oe} + A_b \bar{\sigma}_{be}$$

Rezolvînd aceste două ecuații prin iterație și bazîndu-se pe ipotezele referitoare la comportarea materialelor prezentate anterior Neogi propune pentru calculul forței critice de fleabaj următoarea relație

$$P_{cr} = \alpha_1 P_1 \quad 2.2.37$$

În formula 2.2.37 P_1 are valoarea calculată cu formula 2.2.35 iar α_1 reprezintă un coeficient de reducere care depinde de zveltețea tubului umplut cu beton (L/d) de calitatea oțelului și a betonului, precum și de caracteristicile geometrice ale tubului (d/e).

Valorile coeficientului α_1 în funcție de acești parametri sînt prezentate în tabelul de mai jos.

2.2.5. Calculul stîlpilor din țevi sau profile metalice, cu sîmbure de beton supuși la compresiune centrică după normele DIN.

A. Ipotese admise.

La baza calculului stîlpilor cu secțiune mixtă oțel-beton, supuși la compresiune centrică stau conform DIN 1050 ipotezele următoare :

a). Se consideră secțiunile din fig.II.15 pentru care

$$l_x \geq \sqrt{l_y^2 + l_1^2} \text{ sau } l_1 \leq \sqrt{l_x^2 - l_y^2}$$

Celula de lucru	$R_{DF} = 200 \text{ daN/cm}^2$					$R_{DF} = 420 \text{ daN/cm}^2$					
	$\frac{d}{\phi}$	10	20	30	40	50	10	20	30	40	50
$\frac{N}{\phi^2}$ daN/cm ²	10	0,982	0,964	0,951	0,941	0,934	0,956	0,917	0,914	0,924	0,930
	15	0,982	0,964	0,951	0,941	0,934	0,956	0,917	0,891	0,874	0,860
	20	0,982	0,964	0,951	0,941	0,934	0,956	0,917	0,891	0,874	0,860
	25	0,982	0,964	0,951	0,941	0,934	0,956	0,917	0,891	0,874	0,850
	30	0,841	0,827	0,786	0,752	0,724	0,803	0,764	0,715	0,676	0,647
	35	0,620	0,610	0,604	0,588	0,568	0,582	0,566	0,536	0,520	0,496
	40	0,463	0,460	0,476	0,462	0,450	0,460	0,450	0,427	0,409	0,394
	45	0,373	0,374	0,369	0,364	0,359	0,368	0,361	0,344	0,332	0,320
	50	0,322	0,320	0,313	0,306	0,306	0,296	0,292	0,279	0,268	0,259
	$\frac{N}{\phi^2}$ daN/cm ²	10	0,998	0,997	0,995	0,994	0,994	0,990	0,980	0,973	0,967
15		0,998	0,997	0,995	0,994	0,994	0,990	0,980	0,973	0,967	0,963
20		0,998	0,997	0,995	0,994	0,994	0,990	0,980	0,973	0,967	0,963
25		0,862	0,860	0,826	0,797	0,774	0,887	0,819	0,781	0,750	0,727
30		0,631	0,628	0,618	0,606	0,597	0,593	0,588	0,581	0,566	0,553
35		0,484	0,483	0,480	0,471	0,461	0,467	0,459	0,444	0,436	0,431
40		0,361	0,376	0,374	0,373	0,371	0,360	0,352	0,348	0,342	0,337
45		0,310	0,308	0,303	0,302	0,301	0,288	0,278	0,276	0,273	0,270
50		0,246	0,243	0,240	0,237	0,236	0,229	0,228	0,227	0,224	0,221

In această formulă : λ_x reprezintă coeficientul de zveltețe al întregii secțiuni de oțel, cu momentul de inerție I_x , față de axa neutră $x - x$ (axa materială) $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$

- l_x reprezintă lungimea de flambaj a stîlpului după axa $x - x$;

- $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_0}}$, reprezintă raza de girație a secțiunii din oțel față de axa $x - x$;

- A_0 reprezintă aria secțiunii transversale din oțel, în cazul fig. II.15 aria celor două profile U ;

- λ_1 reprezintă coeficientul de zveltețe al unei ramuri față de axa $1 - 1$, axă paralelă cu axa imaterială a secțiunii transversale și care trece prin centrul de greutate al unei ramuri.

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}$$

- l_1 reprezintă distanța între axele plăcuțelor care leagă cele două profile ale stîlpului ;

- i_1 raza de girație a unei ramuri față de axa $1 - 1$;

- λ_y reprezintă coeficientul de zveltețe al întregii secțiuni de oțel cu moment de inerție I_y față de axa neutră imaterială $y - y$

- l_y reprezintă lungimea de flambaj a stîlpului după axa $y - y$;

- $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_0}}$ reprezintă raza de girație a secțiunii din oțel

față de axa $y - y$;

b). $\lambda_x \leq 80$

$$c). \quad \bar{\sigma} = \frac{\omega_x P}{A_0 + 0,5 \frac{W_{2B}}{\bar{\sigma}_c} A_b} \leq \bar{\sigma}_a$$

$$d). \quad \bar{\sigma} = \frac{\omega_x P}{1,33 A_0} \leq \bar{\sigma}_a$$

In formulele prezentate la punctele c) și d) apar următoarele caracteristici :

ω_x este coeficientul de flambaj determinat în DIN 4114 tabelul 1 sau 2 ;

P este forța de compresiune din stîlp ;

A_0 este secțiunea transversală a profilelor din oțel ;

A_b este secțiunea transversală a sîmburelui de beton
 $\sigma_{F=\sigma_c}$ limita de cîngere a oțelului conform DIN 1050 tabela 1.
Pentru ST 37 $\sigma_F = 2400 \text{ daN/cm}^2$ iar pentru ST.52 $\sigma_F = 3600 \text{ daN/cm}^2$;

W_{28} este rezistența cubică a betonului determinată la 28 zile.
Ea a fost afectată de coeficientul 0,5 pentru a se ține cont de efectul defavorabil al contracției betonului și pentru a permite mantalei metalice să continue să preia încărcarea fără a fi periclitată siguranța construcției, în cazul desprinderii sîmburelui de beton.

e). $W_{28} \geq 160 \text{ daN/cm}^2$;

f). Se consideră că pe tot timpul funcționării lor adeziunea între beton și mantaua metalică se păstrează.

B. Materiale folosite.

Normele DIN 1045 § 5 prezintă calitățile de beton care se recomandă a se folosi la execuția acestor stâlpi cu secțiune mixtă.

În cazul unor solicitări statice, pentru construcții obișnuite sau de mai mică importanță se folosește B 120 cu $W_{28} \geq 120 \text{ daN/cm}^2$

Pentru construcții de importanță mai mare, ca de exemplu construcțiile multietajate sau cele subterane se folosește B 160 cu $W_{28} \geq 160$ și B 300 cu $W_{28} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$

Compoziția granulometrică a nisipului precum și a agregatelor folosite este prezentată în curbele granulometrice din fig.II.16 și fig.II.17.

De asemenea se recomandă ca pentru țevi cu diametrul $d > 200 \text{ mm}$ dimensiunea maximă a agregatului folosit să nu depășească 15 mm. Totodată se recomandă să se facă o îndesire prin vibrație cît mai corespunzătoare.

Calitățile de oțel folosite sînt ST 37, ST 52 și ST 35.29 conform DIN 17.100 și DIN 2448 .

C. Formule de calcul.

Secțiuni din profile metalice cu beton de umplutură.

În cazul stîlpilor cu secțiune mixtă oțel-beton, forța de compresiune P care încarcă stîlpul trebuie să satisfacă următoarele condiții :

$$P \leq \frac{\tilde{\sigma}_a}{\omega_x} \left(A_0 + 0,5 \frac{W_{z8}}{\tilde{\sigma}_k} A_b \right)$$

2.2.38

$$P \leq 1,33 \tilde{\sigma}_a \left(A_0 + 0,5 \frac{W_{z8}}{\tilde{\sigma}_k} A_b \right)$$

În aceste formule ω_x , A_0 , W_{z8} , A_b , I_x , I_y , λ_x , l_{fx} , λ_y , l_{fy} , λ_1 , l_1 , i_1 au aceeași semnificație ca în paragraful 1.

$\tilde{\sigma}_k$ reprezintă rezistența la flambaj a oțelului în daN/cm^2 , stabilită conform normelor DIN 4114 tabelul 2.

Rezistența la flambaj $\tilde{\sigma}_k = \frac{\tilde{\pi}^2 T}{\lambda^2}$

are la bază forma diagramei tensiune-deformație a oțelului și se confundă pentru domeniul elastic (tensiuni $\tilde{\sigma}$ mai mici decât limita de proporționalitate) cu formula lui Euler

$$\tilde{\sigma}_{ki} = \frac{\tilde{\pi}^2 E}{\lambda^2}$$

în care $\tilde{\sigma}_{ki}$ reprezintă o rezistență critică de flambaj euleriană.

Pentru un dreptunghi, T , modulul de flambaj introdus de Engesser, are valoarea :

$$T = \frac{4 E_1 E}{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E})^2}$$

2.2.39

în care $E_1 = \frac{d\tilde{\sigma}}{d\varepsilon}$, reprezintă modulul de elasticitate la încărcare și este egal cu raportul între variația tensiunilor $\tilde{\sigma}$ și a deformațiilor corespunzătoare, iar E este modulul de elasticitate la descărcare. El variază odată cu coeficientul de sveltețe λ (fig.II.19).

Diagrama $\tilde{\sigma}_k - \lambda$ este dată de ecuația :

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\tilde{\pi}} \sqrt{\frac{\tilde{\sigma}_k}{E} \left[0,5 + \frac{0,15 F}{\sqrt{(0,25 F)^2 - (\tilde{\sigma}_k - 0,85 F)^2}} \right]}$$

2.2.40

Valorile rezistenței la flambaj $\tilde{\sigma}_k$ sînt date în diagrama din fig.II.18.

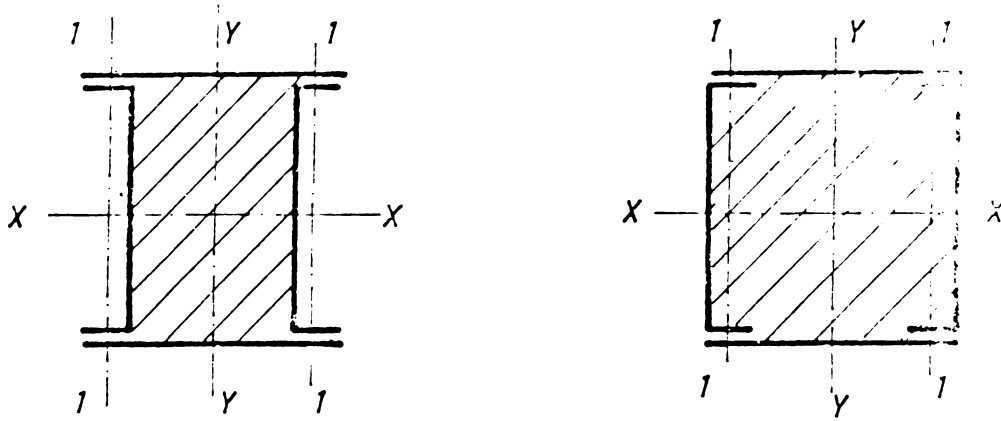


FIG. II. 15. SECȚIUNI DE STÎLPI DIN OTEL BETON

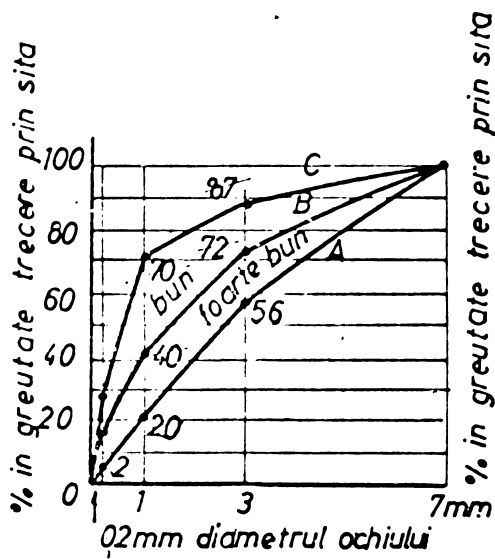


FIG. II. 16. CURBA GRANULOMETRICĂ NISIP

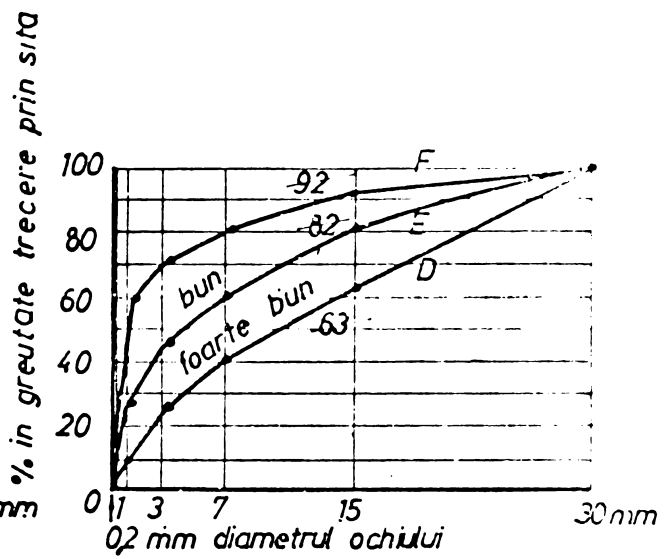


FIG. II. 17. CURBA GRANULOMETRICĂ BETON

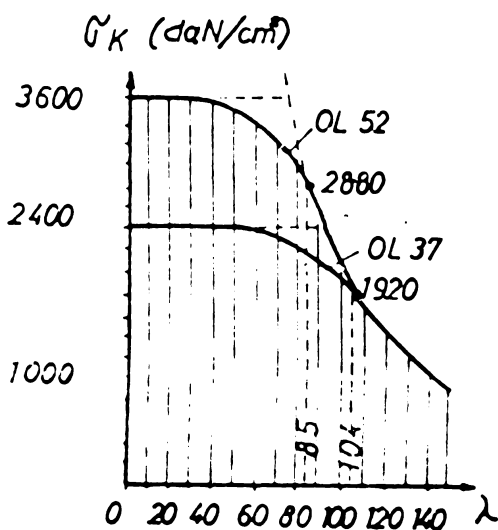


FIG. II. 18. VARIATIA $\sigma_k - \lambda$

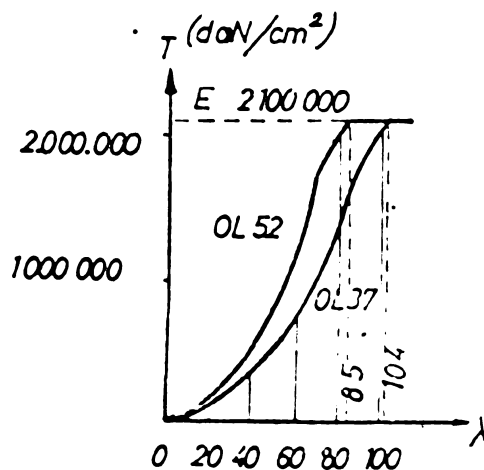


FIG. II. 19. VARIATIA $\tau - \lambda$

ω_x este un coeficient de flambaj a cărui valoare supraunitară variază în funcție de coeficientul de zveltețe .

Pentru calitățile de oțel uzual folosite ST 37 și ST 52 valorile lui ω în funcție de λ sînt prezentate în tabelul 1 și 2 DIN.4114.

Pentru ST 37. $\sigma_a = 1400 \text{ daN/cm}^2$ în ipoteza de încercare I și 1600 daN/cm^2 în ipoteza de încercare II .

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} \text{ trebuie să fie } \geq \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_z^2} \leq 80$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z}$$

2.2.6. Concluzii referitoare la metodele de calcul ale țevilor din oțel umplute cu beton.

Din compararea metodelor de calcul expuse anterior cu rezultate obținute pe cale experimentală s-a constatat următoarele :

Metoda propusă de K.Klöppel și W.Göder se referă la calculul țevilor din oțel umplute cu beton, doar în starea de tensiune monoaxială, neglijînd efectul de fretă al țevii asupra sîmburelui de beton, deci apariția unei stări de tensiune triaxială în cazul unor elemente cu coeficient de zveltețe mic. De asemenea coeficienții k_b și k_e au fost aleși doar pe baza rezultatelor unor încercări fără a avea o fundamentare teoretică. Rezultatele obținute folosind această metodă sînt suficient de corecte cu excepția domeniului l/d cuprins între 15 și 40 pentru care forțele critice de flambaj obținute prin calcul sînt mai mari decît cele care produc distrugerea elementului în realitate.

Metoda propusă de Neogi conduce la valori teoretice a încărcării maxime a elementului mixt calculate mai mici decît cele ce apar în realitate dacă raportul $l/d < 10$. Pentru alte valori ale raportului l/d rezultatele teoretice și cele experimentale sînt apropiate. Aceste diferențe care apar în zonele cu zveltețe mică se presupun că se datorează subestimării efectului de fretă al țevii asupra sîmburelui de beton.

Metoda propusă de P.Guiaux și J.Janss dă rezultate apropiate de cele experimentale indiferent de raportul l/d al țevii.

Datorită curgerii lente, distribuția tensiunilor în interiorul unui tub de oțel umplut cu beton se va modifica. Astfel efortul preluat de oțel crește iar cel care revine betonului scade în timp.

Efectul curgerii lente se poate lua în calcul multiplicând sarcinile de durată cu coeficientul $(1 + \gamma_{mi})$, γ_{mi} reprezentând coeficientul de curgere lentă al betonului.

Problema determinării încărcării admise P_a , deci a stabilirii unor coeficienți de siguranță a fost stinsă de K. Klöppel și W. Godar în studiile prezentate anterior. Comparând valorile teoretice ale forței admise, preluate de elementul mixt solicitat la compresie, cu cele maxime determinate experimental s-a obținut în medie un coeficient de siguranță egal cu 2.

2.3. CERCETĂRI EXPERIMENTALE ÎN VĂDEREA STABILIRII UNEI METODE DE CALCUL A PROFILELOR CU PEREȚI SUBȚIRI DESCHISE, UMPLUTE CU BETON, SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ.

2.3.1. Aparate de măsurat.

Încercările s-au efectuat cu ajutorul unei mașini de încercat având o capacitate de încălzire de 25 tone. Lungimea maximă a barelor ce pot fi încercate la această mașină este de aproximativ 1,5 m.

Pentru măsurarea tensiunilor în metal și beton s-au folosit puntea electrică de tip U.M.131 fabricată de firma "V.D.B. RPT Messelektronik Dresden", precum și cutia de comutație tip M.U.121 fabricată de aceeași firmă.

Cu ajutorul acestor două dispozitive s-au putut face măsurători pe 20 de tîmbre tensometrice.

Traductoarele electrotensometrice rezistive folosite sînt traductoare de tip TER.10.M.120 avînd rezistența electrică $R = 119 \Omega$ și constanta tîmbrului $K = 2,00$.

Precizia rezultatelor măsurătorilor tensometrice a fost de $\pm 8 \%$.

Pentru măsurarea deformațiilor apărute s-au folosit fleximetre de tip U.200 Tensio Huggenberger avînd posibilitatea de a înregistra deformații de 200 μ m. Precizia măsurătorilor efectuate cu fleximetrele a fost de 0,5 μ m.

În cazul epruvetei I la măsurarea deformațiilor s-au folosit atât fleximetre cît și microcomparatoare tip I.D.N. avînd o precizie de măsurare de 0,01 μ m.

2.3.2. Materiale folosite.

Oțelul, folosit la alcătuirea epruvetelor din profile cu pereți subțiri deschise a fost un oțel de masă OL 37 avînd limita de curgere $\sigma_c = 2400 \text{ daN/cm}^2$ și limita de rupere $\sigma_r = 37000 \text{ daN/cm}^2$.

Pentru determinarea calității acestui oțel s-au confecționat epruvete care s-au încercat la tracțiune.

Betonul folosit la alcătuirea sîmburelui de beton a elementului mixt a fost un beton de marca B.250.

Pentru determinarea mărcii betonului s-au turnat un număr de 6 cuburi de dimensiunile 20 x 20 x 20 cm. Rezistența cubică medie

R_b , astfel determinată a fost de $\approx 261,0 \text{ daN/cm}^2$. Amplitudinea relativă W a rezultatelor măsurătorilor a fost

$$W = \frac{R_{\max} - R_{\min}}{R_b} = \frac{263,7 - 257,5}{260,8} = 0,024$$

denotînd o împrăștiere foarte mică a rezultatelor și o omogenitate mare a betonului.

Avînd în vedere dimensiunile mici ale elementului încercat s-au turnat de asemenea un număr de 3 cuburi cu dimensiunile de $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$. Rezistența cubică astfel determinată a fost de 246 daN/cm^2 .

Pentru determinarea rezistenței prismatice a betonului s-au turnat un număr de trei prisme avînd dimensiunile de $10 \times 10 \times 30 \text{ cm}$. Rezistența prismatică astfel obținută a fost de $R_c = 225 \text{ daN/cm}^2$ adică $R_c = 0,86 R_b$.

Și în acest caz s-a obținut o împrăștiere mică a rezultatelor valoarea amplitudinii relative W a măsurătorilor a fost egală cu $W = 0,06$.

Pentru determinarea modului de elasticitate al betonului s-au folosit un număr de trei prisme de aceeași dimensiuni cu cele precedente. Tensiunile de încărcare și de descărcare între limitele cărora s-a determinat modulul de elasticitate au fost $\sigma_i = 67 \text{ daN/cm}^2$ și $\sigma_d = 11 \text{ daN/cm}^2$. Modulul de elasticitate $E_b = 315000 \text{ daN/cm}^2$.

Greutatea volumetrică a betonului turnat a fost de 2300 kg/m^3 . Consistența betonului a fost virtoasă.

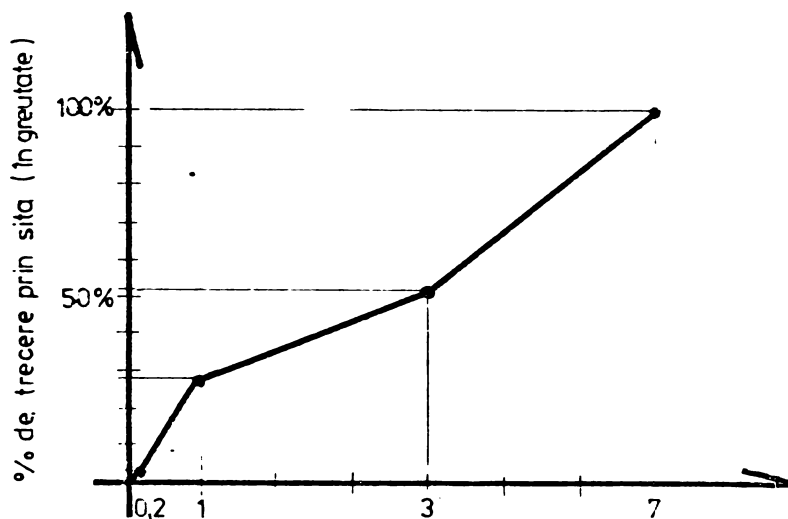
Pentru confecționarea betonului s-au folosit următoarele cantități de materiale : agregat cu o granulometrie între 0 și 7 mm 1690 kg/m^3 , ciment Portland 410 kg/m^3 , apă 200 kg/m^3 , raportul apă - ciment $A/C = 0,49$.

Grenulele maxime au fost de 7 mm, reprezentînd aproximativ 0,2 din dimensiunea minimă a secțiunii transversale a elementului. Nisipul și pietrișul care au constituit agregatul folosit au fost nisip și pietriș de râu.

Curba granulometrică a agregatului s-a încadrat în domeniul bun de folosință, trecerile procentuale (în greutate) prin sitele respectiv ciururile de 0,2, 1, 3 și 7 mm sînt :

Agregat de riu 0 - 7 mm	% treceri pe ciur (sită) mm			
	0,2	1	3	7
	3 %	28,7 %	50,2 %	100 %

Tot prin încercări experimentale s-a trasat diagrama caracteristică a betonului la compresiune. (fig. II.21). Diagrama astfel obținută a fost înlocuită printr-o variație parabolică de forma $\sigma = a \varepsilon (b - \varepsilon)$. Mărimile coeficienților a și b s-au stabilit astfel încât între curba experimentală și cea teoretică să existe o apropiere cât de mare posibilă.



Curba granulometrică a betonului

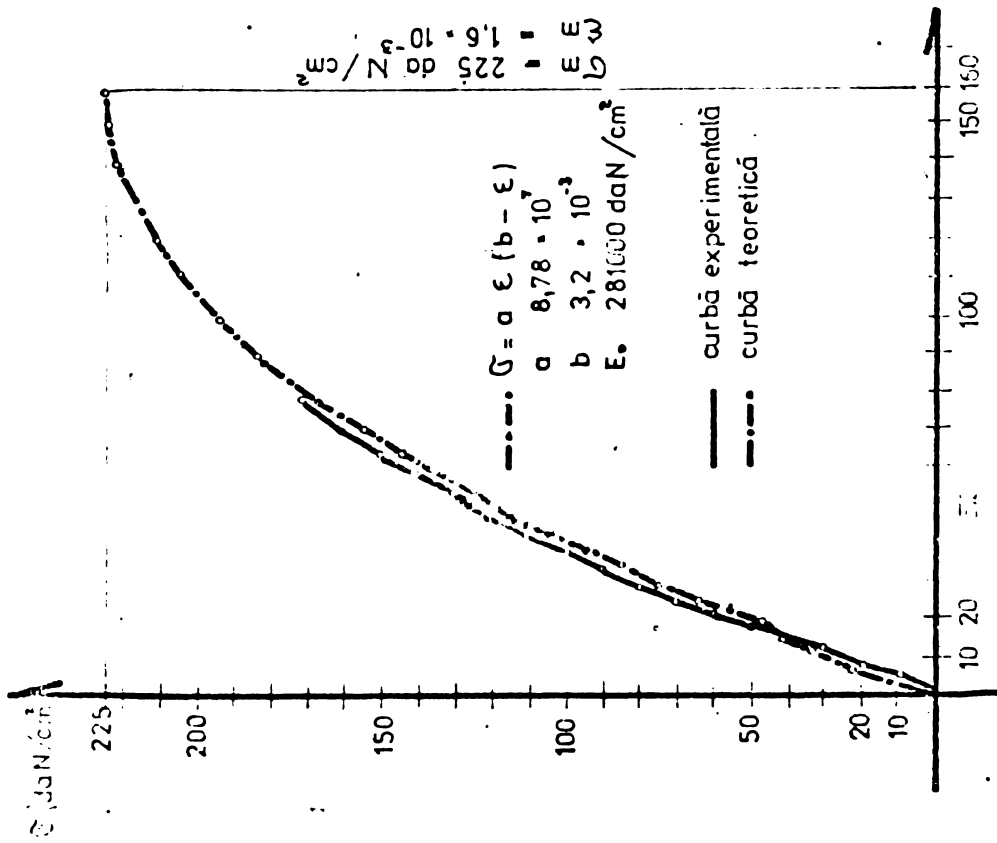
fig. II 20

Din fig. II.21 se observă că, curba teoretică impusă prezintă valori mai mari pentru domeniile inițiale de solicitare, domenii mai puțin importante ($\sigma = 10 - 30 \text{ daN/cm}^2$). Pentru solicitări mai mari concordanța dintre cele două diagrame specifice, teoretică și experimentală este bună. De asemenea diagrama teoretică impusă prezintă un modul de elasticitate tangențial inițial ($\sigma = 0$) $E_0 = 200000 \text{ daN/cm}^2$, valoare puțin mai mică decât modulul de elasticitate determinat experimental.

Pentru îndesarea betonului turnat în interiorul profilelor cu pereți subțiri s-a folosit vibrarea la o masă vibrantă timp de 20".

După turnarea în cofrajele metalice betonul a fost protejat împotriva pierderii apei prin acoperire cu folii de naylon. În primele zile după turnare a fost stropit cu apă la început mai des, iar pe măsura întăririi tot mai rar.

Încercarea epruvetelor s-a făcut la 28 zile de la turnare.



79	167,1	-1,7
70	15,3	-4,3
63,5	14,5	-4,6
59	135	-3,5
54	126,1	-3,07
48	114,6	-4,5
43	104,5	-5,0
38,5	94,1	-5,9
33	83,1	-7,7
29,0	74,1	-7,3
25	64,7	-7,5
21,5	56,3	-6,1
18,5	48,9	-2,2
15,0	40,1	0
11,5	31,1	+0,33
8,0	21,9	+9
6	16,5	+65

σ_{teoretic} daN
 $\sigma_{\text{teoretic}} + \sigma_{\text{exp}}$ daN
 eroare %

Fig. II 21 Diagramă caracteristică σ - ϵ a betonului B 250

2.3.3. Epruvete folosite, descrierea încercării.

Epruvete.

Pentru stabilirea capacității portante a elementelor comprimate centric alcătuite din profile cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton s-au confecționat un număr de 8 epruvete.

Aceste epruvete au avut o lungime de 800 mm și o secțiune dreptunghiulară de 100 x 40. Epruvetele s-au alcătuit dintr-un profil cu pereți subțiri de tip U_1 100 x 40 x 20 x 1 care s-a umplut apoi cu beton. În capetele celor 8 profile s-au sudat plăcuțe din aceeași tablă, obținându-se astfel o cutie închisă în care s-a turnat betonul. Plăcuțele de capăt pe lângă rolul lor de a ușura turnarea au asigurat, în cazul primelor 4 epruvete încercate, o încărcare concomitentă a mantalei de oțel și sîmburelui de beton.

Pentru a asigura conlucrarea între mantaua metalică și sîmburele de beton în inima și talpile profilului U_1 s-au practicat niște tăieturi, de tipul vârfului unei pioaneze, materialul astfel tăiat s-a îndoit la 45° spre interiorul epruvetei. Poziția și dimensiunile acestor ancoraje sînt prezentate mai detaliat în capitolul V al lucrării. Astfel epruvetele 1, 5 au avut fețe lise, la epruvetele 2 și 6 ancorajele s-au practicat la o distanță de $2,5 h_0$, la epruvetele 3 și 7 la $2 h_0$ iar la epruvetele 4 și 8 la $1,5 h_0$ în lungul elementului. Epruvetele au fost rezemate în felul următor.

La partea inferioară rezemarea s-a făcut pe un platou iar capătul epruvetei a fost prins în niște ghidaje. Acest tip de rezemare se poate echivala din punct de vedere teoretic cu o încastrare. La partea superioară de capătul epruvetei s-a fixat o placă prezentînd o adîncitură sferică în centrul ei. Forța de încărcare s-a aplicat printr-o bilă sferică, cuprinsă între placa din capul epruvetei și o placă similară fixată de platanul superior al mașinii de încercat. Printr-o centrare îngrijită a epruvetelor înainte de încărcarea lor s-a obținut o solicitare la compresiune centrică. Acest tip de rezemare a permis rotirea capului barei. Din punct de vedere teoretic reazemul superior poate fi considerat o articulație.

Pentru a studia comportarea elementului mixt sub sarcină s-au amplasat timbre tensometrice pentru măsurarea tensiunilor atât în beton cît și în metal, precum și fleximetre avînd ca scop măsurarea săgeților ce apar la mijlocul elementului comprimat datorită unor eventuale excentricități ale acțiunii forței de compresiune.

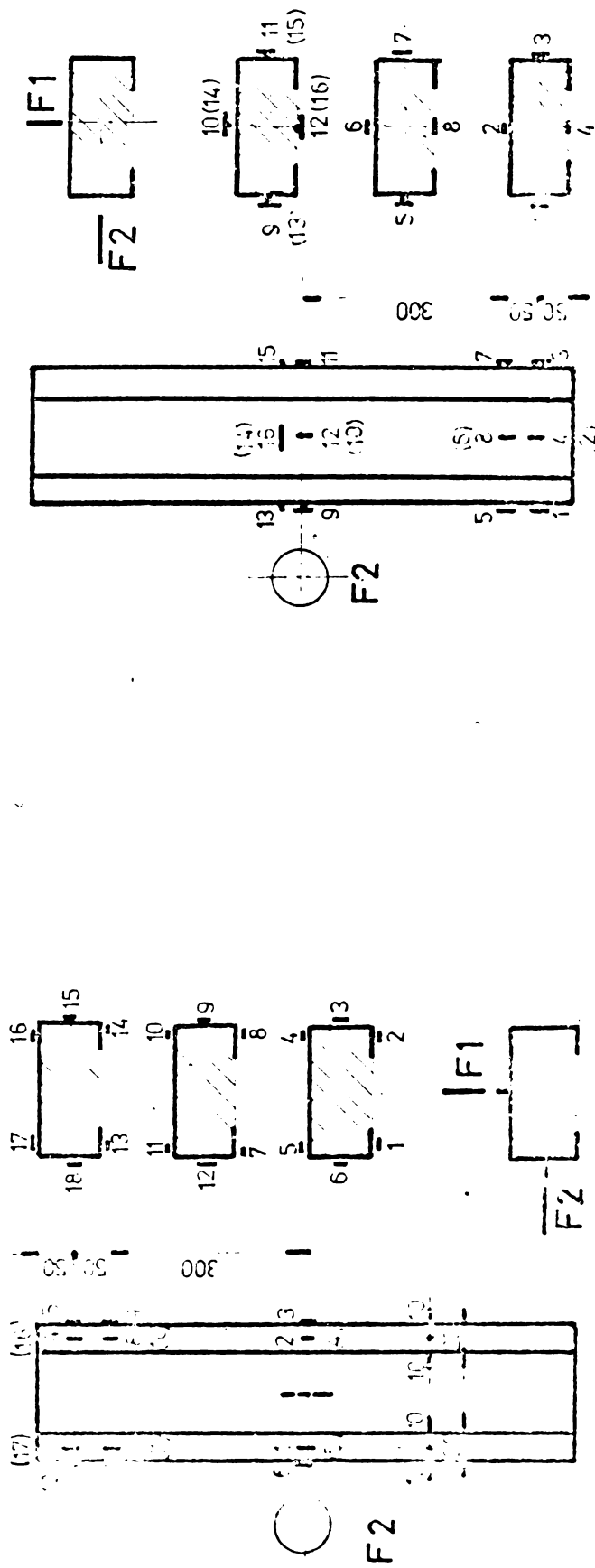


Fig. II 22 Schema amplasare timbre si fleximetru
Epruvata 1

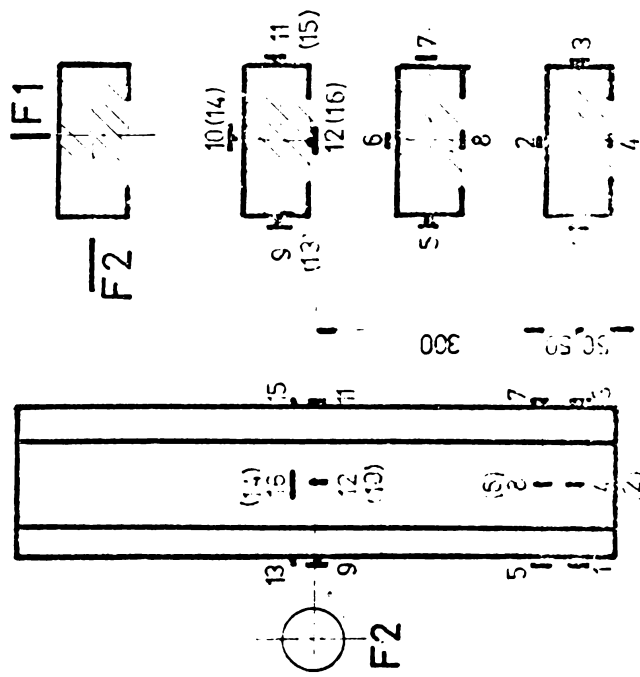


Fig. II 25 Schema amplasare timbre si fleximetru
Epruvata 7,8

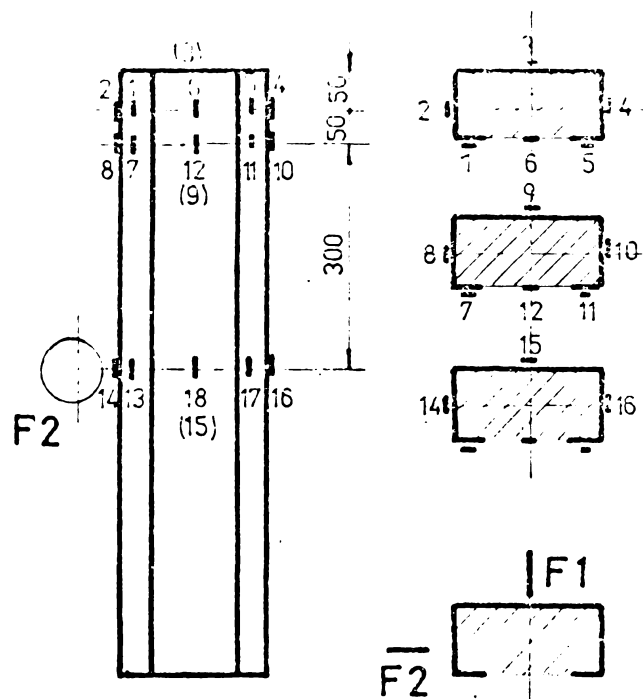


Fig. II 23 Schema amplasare timbre si fleximetre
Epruveta 2, 3 și 4

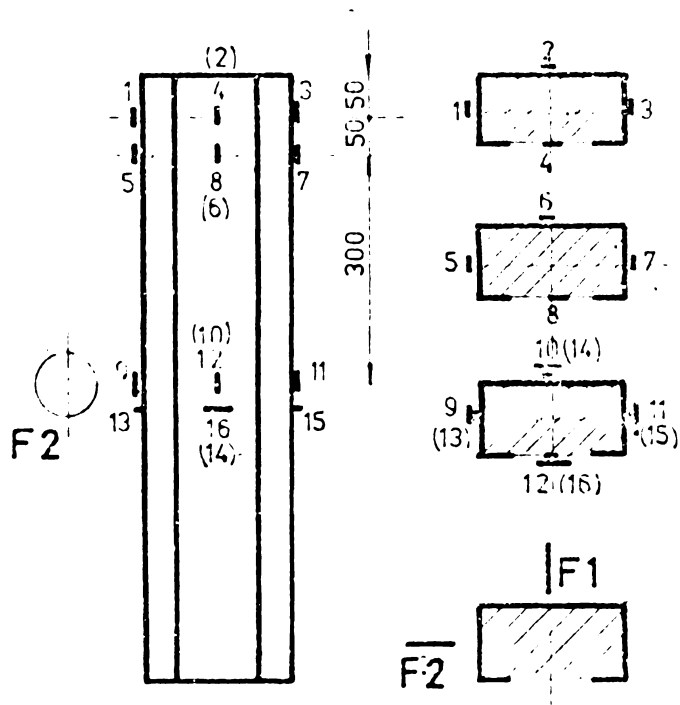


Fig. II 24 Schema amplasare timbre si fleximetre
Epruveta 5, 6

Poziția timbrelor și a fleximetrelor, pe cele 8 epruvete este prezentată în fig.II.22 ; II.23 ; II.24 ; II.25 .

Transmiterea forței de compresiune prin intermediul rezemelor prezentate anterior s-a făcut la primele 4 epruvete atât asupra mantalei metalice cât și a simburelui de beton, iar la epruvetele 5-8 doar asupra simburelui de beton în partea superioară și asupra mantalei metalice în partea inferioară. Influența asupra distribuției tensiunilor în interiorul elementului solicitat, a modului de transmitere a forței la capetele elementului nixt comprimat este studiată în Capitolul IV al lucrării de față.

Descrierea încercării.

Încărcarea epruvetei s-a făcut lent și progresiv, acest lucru realizându-se prin însăși construcția mașinii de încercat, la care forța de încărcare provine din greutatea apei ce umple un bazin. La realizarea unei trepte de încărcare s-a așteptat până s-au stabilizat deformațiile, după care s-au făcut citirile. Pentru a înlătura eventuale rezultate eronate ale primelor citiri, s-a făcut câte un ciclu de încărcare, descărcare la prima treaptă de solicitare, după care s-au adus atât deformațiile cât și tensiunile la zero și s-a început efectuarea măsurărilor.

Încărcarea epruvetelor s-a făcut în trepte de câte 100 daN până la ruperea lor.

Pe parcursul încercării s-a urmărit modul de comportare al epruvetelor, eventualele desprinderi ale mantalei de simburele de beton.

Modul de încărcare, modul de rezemare precum și amplasarea timbrelor tensometrice, a fleximetrelor și microcomparatoarelor epruvetei I sînt prezentate în fig.II.26. Ruperea epruvetei s-a produs la o încărcare maximă de 11 t. prin cedarea betonului la compresiune în zona de mijloc a înălțimii epruvetei precum și prin depășirea limitei de curgere și voalarea mantalei metalice în unele porțiuni ale acestei zone. fig.II.27.

Epruveta nr.II este prezentată în fig.II.28. Distrugerea ei s-a produs la o încărcare de 11 t. în același mod ca la epruveta I.

În fig.II.29 și II.30 este prezentat modul de rupere al epruvetei III. Încărcarea maximă prelustră de această epruvetă este de 10,75 t, puțin mai mică decît a celor două epruvete anterioare. Acest lucru se explică și prin excentricitatea mai mare a acțiunii forței de compresiune față de cazul epruvetelor anterioare.

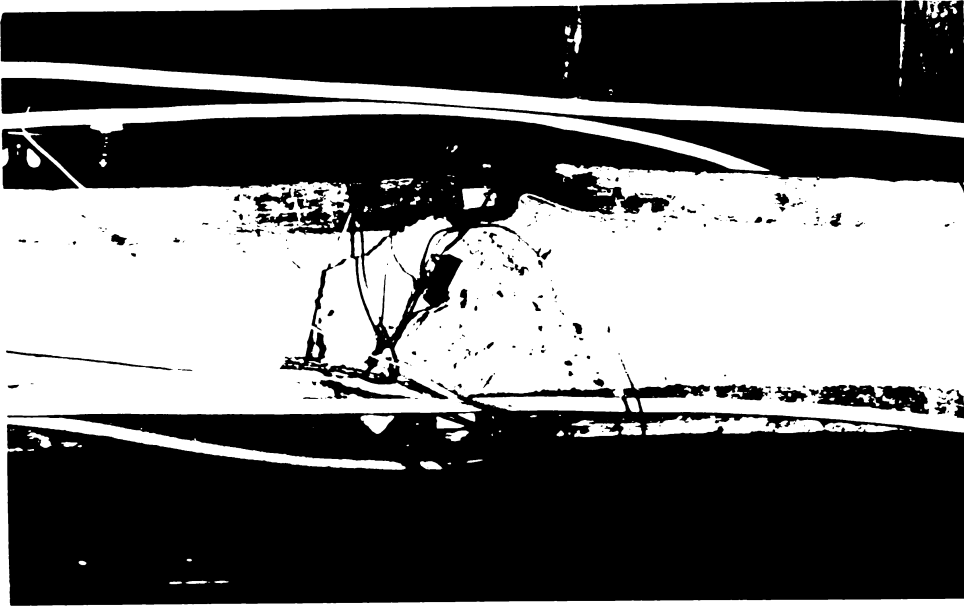


Fig II.27

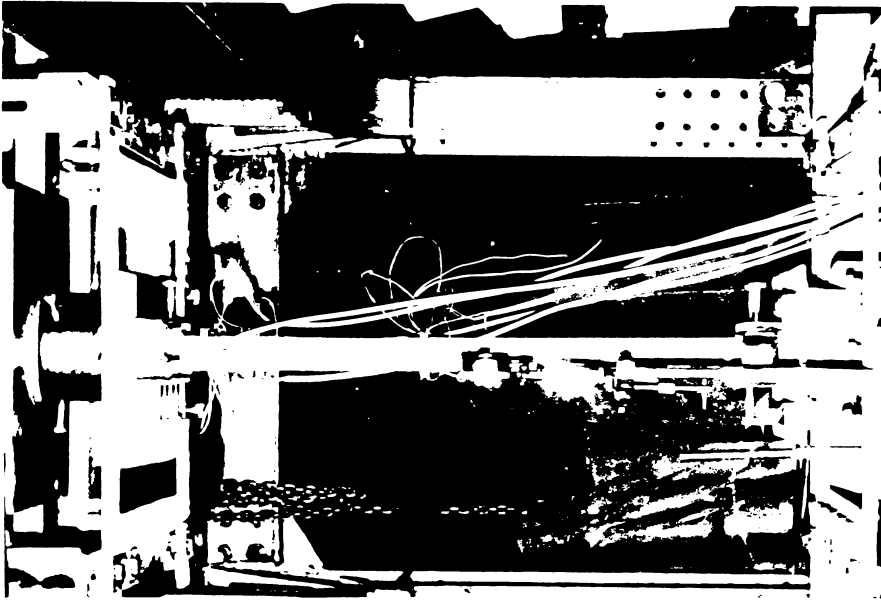
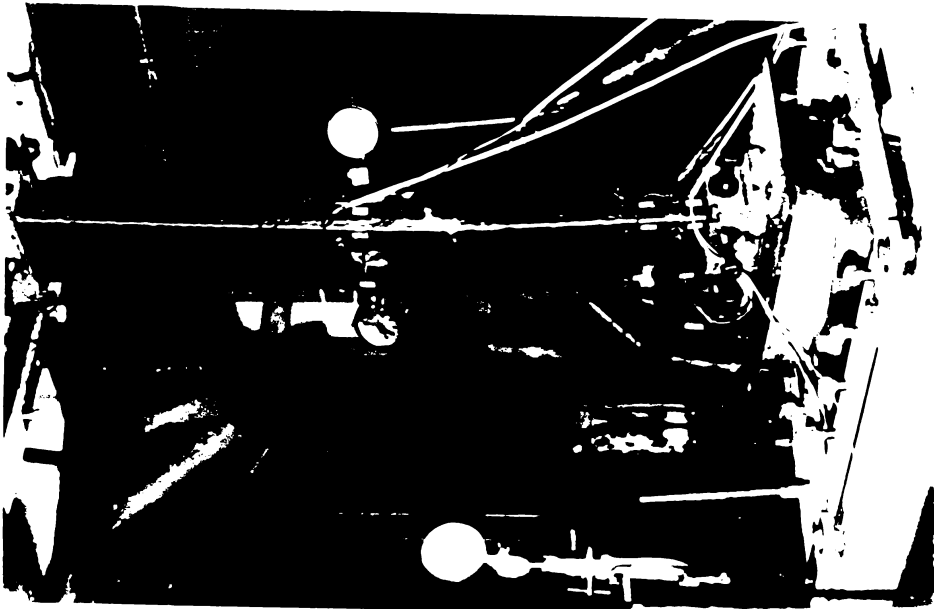


Fig II.26



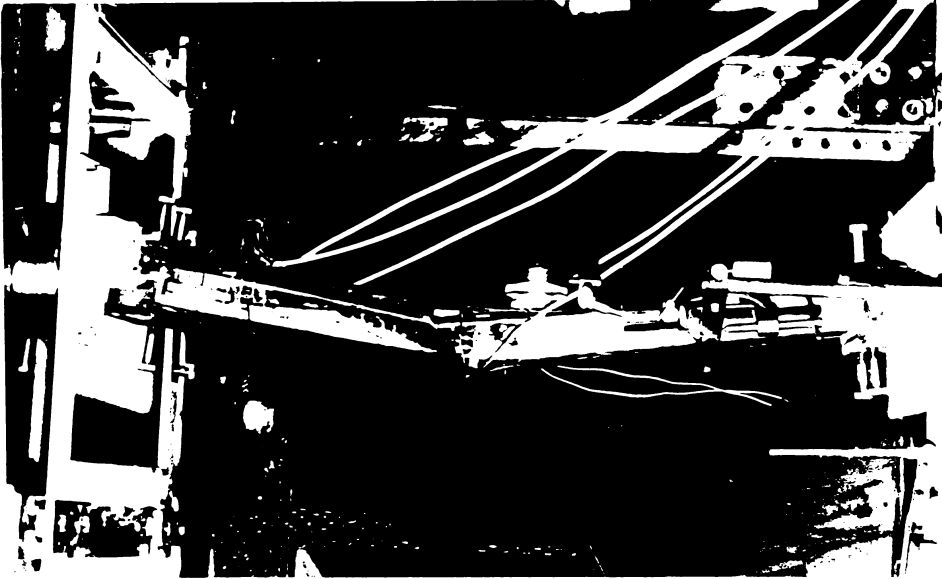


Fig. II.29

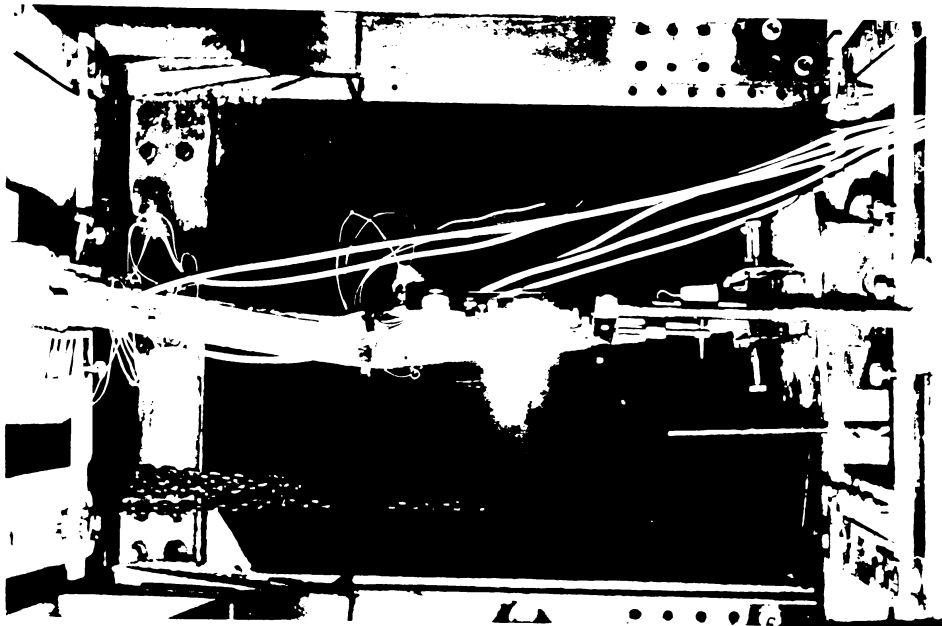


Fig. II.28

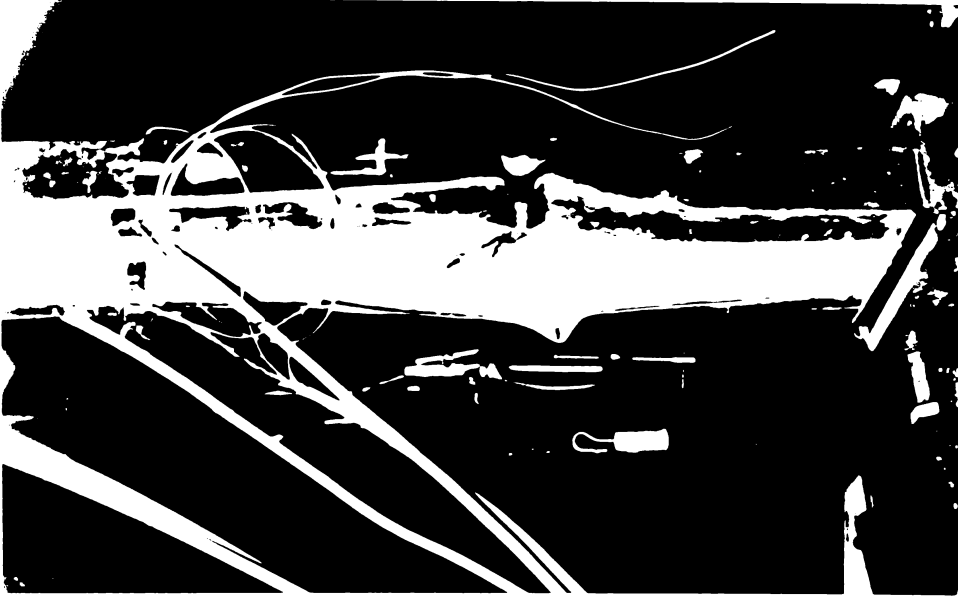


Fig. II.31

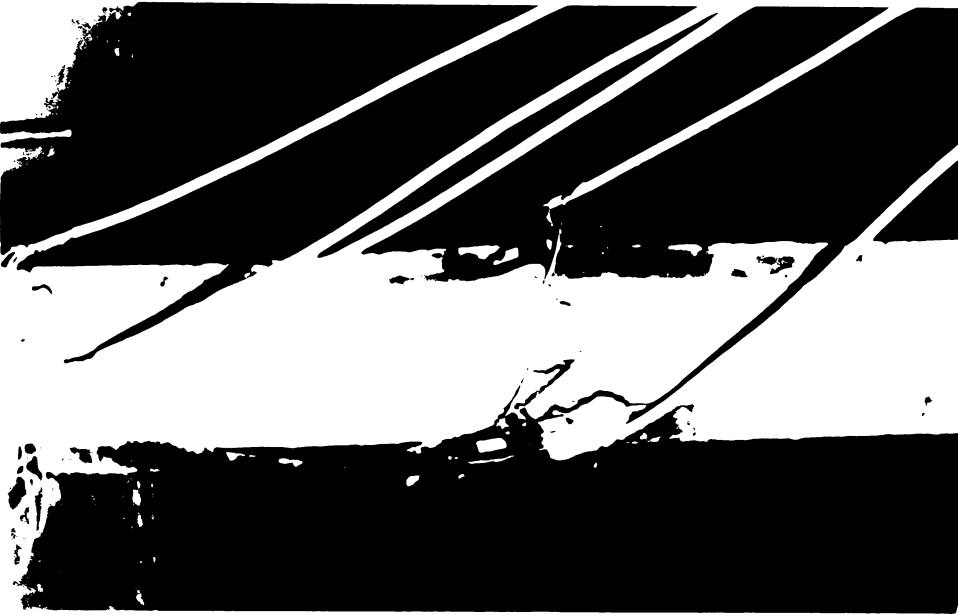


Fig. II.30

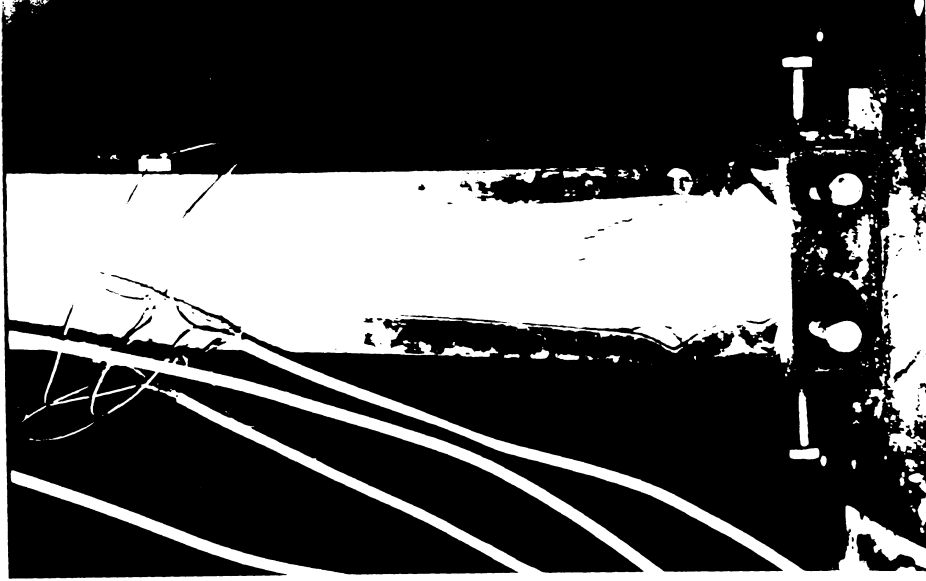


Fig. II.53

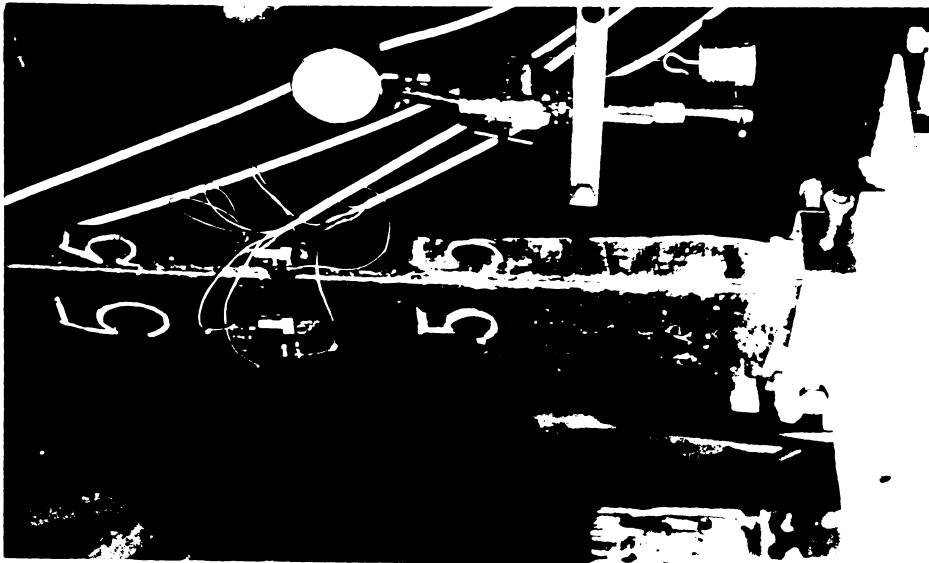


Fig. II.52

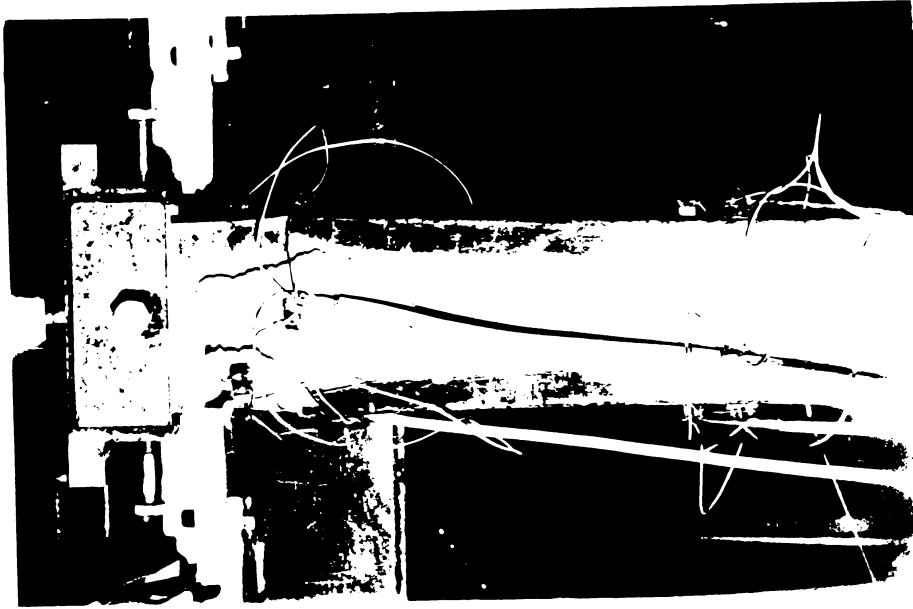


Fig. II.35

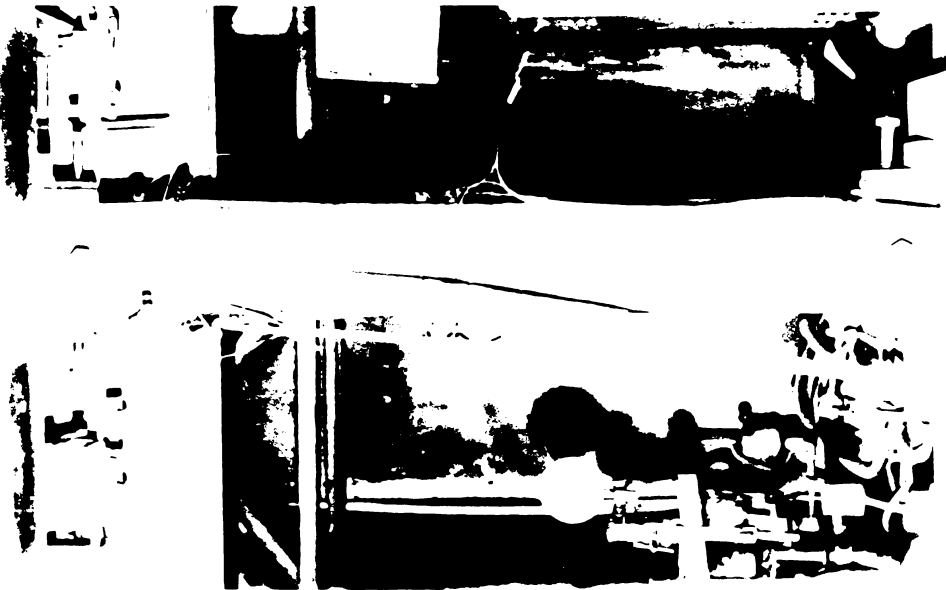


Fig. II.34

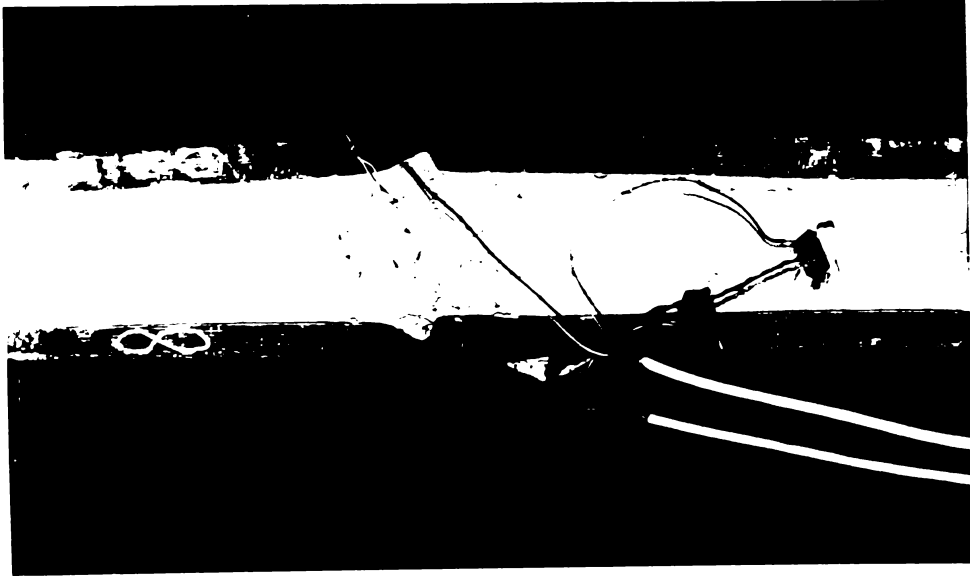


Fig II-55

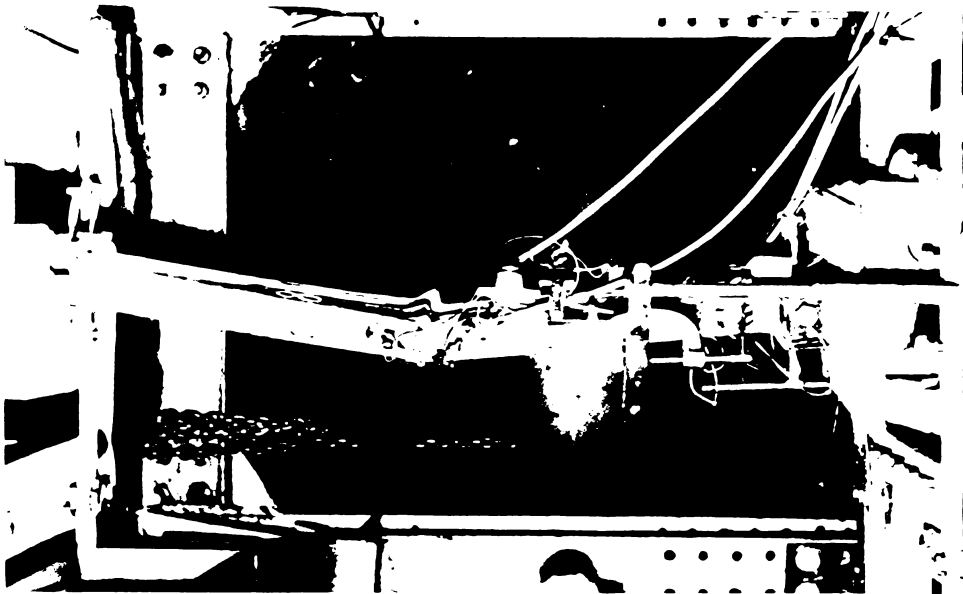


Fig II-56

Epruveta IV a suportat o încărcare maximă de 12 t. Distrugerea ei s-a produs în mod similar cu a epruvetelor I-III, fig.II.31.

Epruveta V prezentată în fig.II.32 a preluat o încărcare maximă de 12 t. Distrugerea ei s-a produs prin voalarea mantalei metalice la capătul inferior al epruvetei, desprinderea ei de sîmburele metalic și distrugerea betonului în zona de rezenare a capătului inferior al epruvetei fig.II.33.

Epruveta VI prezentată în fig.II.34 a preluat o încărcare maximă de 12 t. Distrugerea ei s-a produs în dreptul reazemului superior, prin cedarea betonului în această zonă, fig.II.35.

Epruveta VII a preluat o încărcare maximă de 12,5 t. Distrugerea ei s-a făcut în dreptul reazemului superior, în mod similar cu al epruvetei VI.

Epruveta VIII a preluat o încărcare de 12 t. Distrugerea ei s-a produs în zona centrală a înălțimii epruvetei prin cedarea betonului comprimat și voalarea mantalei metalice, fig.II.36 și II.37.

2.3.5. Rezultatele încercărilor experimentale. Concluzii.

În timpul încărcării celor 8 epruvete s-au făcut măsurători atât asupra deformațiilor cât și asupra tensiunilor ce apar în elementul solicitat.

Variația săgeților orizontale ce apar la mijlocul înălțimii epruvetelor, în funcție de treptele de încărcare este prezentată în graficul din fig.II.38 și II.39. S-au reprezentat săgețile după cele două direcții principale de flambaj.

Din studiul săgeților elementului mixt rezultă următoarele :

1. Creșterea continuă a deformațiilor odată cu încărcarea arată în cazul epruvetelor 1-4 un aspect calitativ constant al comportării elementului, fără modificări bruște în structura elementului mixt, ca de exemplu desprinderea bruscă a mantalei metalice de sîmburele de beton.
2. Asemănarea mare a diagramei epruvetelor 1-4 între ele arată o comportare apropiată a celor 4 epruvete, o comportare a elementului mixt identică cu cea a unui element alcătuit dintr-un material omogen, unitar.
3. În apropierea ruperii se observa o creștere mai accentuată a săgeților.
4. Ruperea s-a produs la atingerea unei săgeți de aproximativ 4 mm.



NT

12

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

0

E8

E6

E5

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E3

E4

E7

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E5

E7

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

E6

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

F7

$F_2 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

$F_1 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

$F_3 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

$F_4 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

$F_5 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

$F_6 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

$F_7 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

$F_8 \cdot 10^4 \text{ (mm)}$

fig. II 38

fig. II 39

Din diagramele reprezentând săgețile epruvetelor 5-8 după cele două direcții de flambaj se observă următoarele :

1. O comportare asemănătoare a epruvetelor 5-8, epruvete avind o rezemare identică.
2. Intre treptele 5-6 se observă o creștere bruscă a deformațiilor. Această creștere se datorează atingerii limitei de curgere a oțelului în mantaua metalică, în porțiunea rezemului inferior unde rezemarea elementului mixt s-a făcut doar pe manta. Oțelul ajuns la limita de curgere se desprinde de simburile de beton, producind la o distanță de aproximativ 5 cm de marginea elementului o burdușire a mantalei.

Ca urmare apare o creștere bruscă a săgeților după cele două direcții.

Modificarea în variația diagramei săgeților arată o schimbare calitativă apărută în structura elementului mixt și anume desprinderea generalizată a mantalei metalice și voalarea ei în apropierea capătului rezemat direct pe manta.

3. În cazul epruvetelor 5-6 creșterea accentuată a săgeților indicate de fleximetrul δ_2 între treptele de încărcare de 3 și 4 t se datorează atingerii limitei de curgere în cele două tălpi ale mantalei, tălpi care se desprind de simburile de beton și încep să voaleze. Acest fenomen se accentuează pe întreaga manta la încărcarea de 5+6 t. În cazul epruvetelor 7 și 8 această creștere a săgeții între treptele de încărcare de 3+4 t nu mai apare deoarece tălpile sînt fixate de simburile de beton prin intermediul unor ghiare.

4. În apropierea ruperii creșterea deformațiilor se accentuează. Ruperea se produce la o săgeată a mijlocului epruvetei de aproximativ 6 mm. Scăzînd influența deformațiilor locale asupra mărimii săgeții (variația săgeții între treptele 5-6 de încărcare) se obține aceeași valoare ca în cazul epruvetelor 1-4.

În fig.II.40 + II.51 sînt prezentate variațiile eforturilor în tiabrele verticale și orizontale situate la mijlocul înălțimii epruvetei. Din aceste grafice rezultă următoarele :

1. În mantaua metalică și simburile de beton apar eforturi unitare longitudinale de compresiune, care cresc continuu odată cu încărcarea. Excepție fac eforturile din epruvetele 2 și 3 prezentate în fig.II.40 și II.42 la care datorită excentricității mari a forței ce compriază elementul, apar mici eforturi longitudinale de întindere.
2. În epruvetele 1 și 5 fig.II.41, II.42, II.43, II.44, II.45 apar

eforturi unitare longitudinale mai mari. Acest lucru se datorează faptului că epruvetele 1 și 5 au pereți liși, fără ancoraje. Prezența ancorajelor sub formă de gheară, existente la celelalte epruvete contribuie la antrenarea în mai mare măsură a betonului la preluarea încărcării.

3. În mantaua metalică a epruvetelor 8 și 4 apar eforturi unitare longitudinale minime. Acest lucru se datorează distanței mici între ancorajele mantalei de șimburele de beton.

4. Eforturile unitare longitudinale din beton cresc continuu, până la atingerea rezistenței prismatice a betonului, moment în care epruveta se rupe.

5. Eforturile unitare transversale, măsurate de timbrele orizontale de la mijlocul înălțimii epruvetei sînt eforturi unitare de întindere, valoarea lor crescînd odată cu încărcarea. fig.II.49 și fig. II.50.

Această creștere continuă dovedește conlucrarea permanentă dintre mantaua metalică a peretelui și șimburele de beton.

6. În timbrele orizontale ale tălpilor mantalei metalice apar eforturi unitare transversale mai mari decît în cele de pe inimă, valori datorate unor desprinderi a oțelului de beton. Din această cauză apar eforturi unitare tangențiale mari în timbrele orizontale de pe tălpile epruvetei 5.

7. În general eforturile unitare transversale sînt mici în comparație cu cele longitudinale.

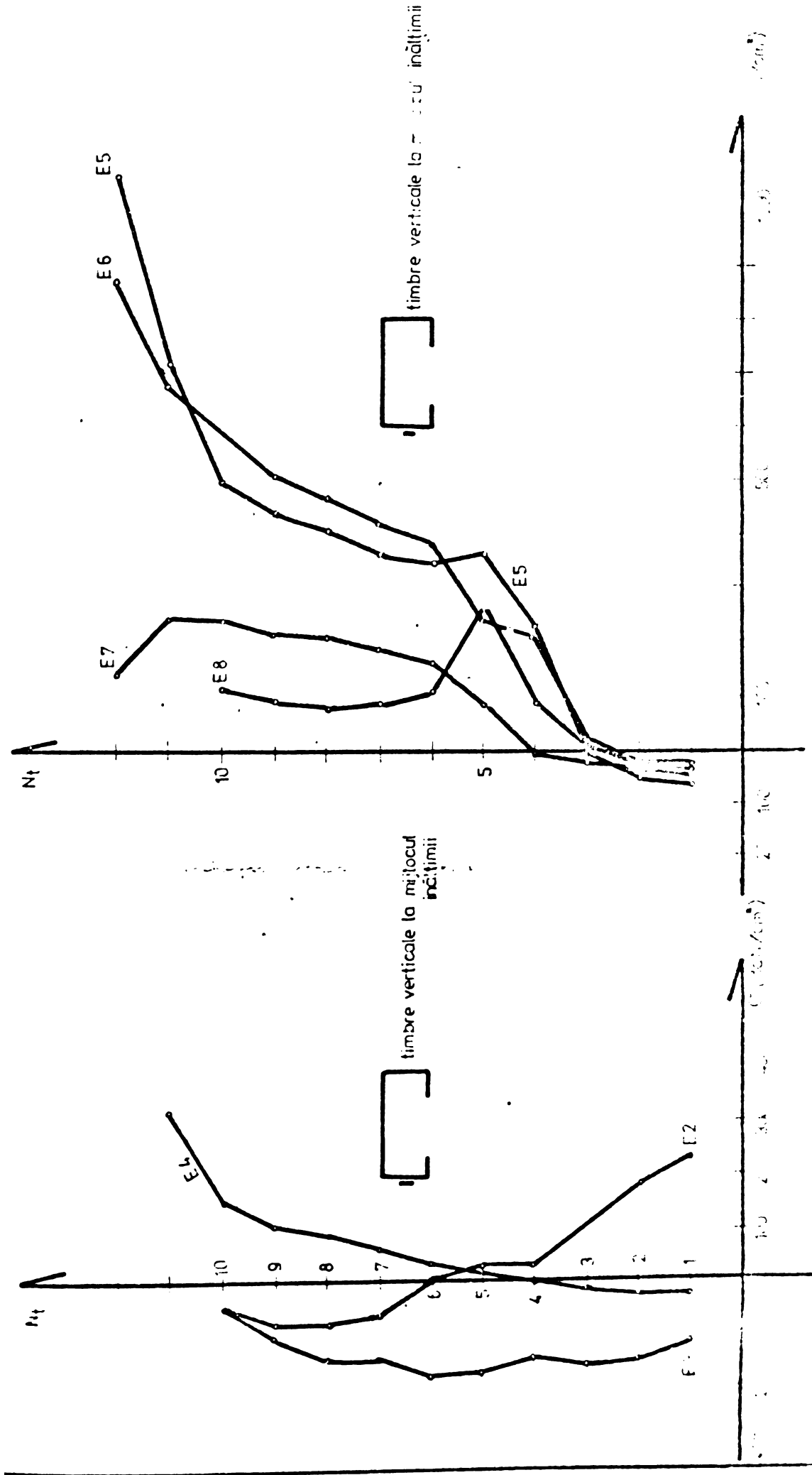
8. În preajma ruperii, datorită desprinderii mantalei metalice de beton, și atingerii limitei de curgere a oțelului după direcția longitudinală de solicitare apar scăderi bruște a eforturilor unitare tangențiale. fig.II.51 epruveta E.8.

Concluzii.

Din rezultatele încercărilor efectuate se pot trage următoarele concluzii.

1. Cele 8 epruvete au avut o comportare aproape identică. Forța medie de rupere a fost de 11,65 t. Față de această valoare medie abaterile maxime înregistrate au fost de + 0,07 t și -0,9 t .

2. Datorită turnării epruvetelor în poziție orizontală și datorită contragerii betonului în timpul intrării, aderența între beton și rebordurile orizontale ale tălpilor a fost mică. În timpul încărcării



f. II / 41

3. 11. 70

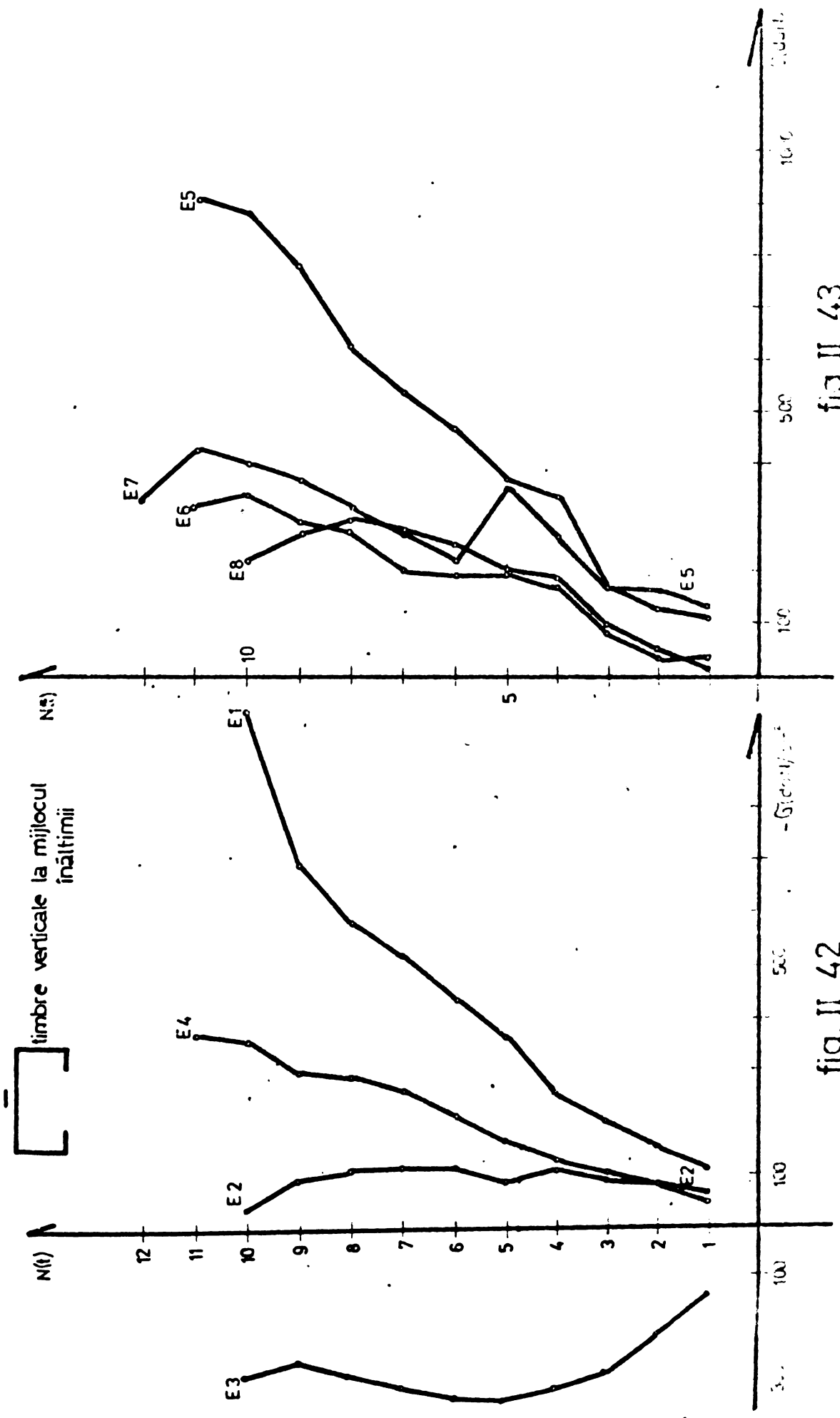


fig. II 43

fig. II 42

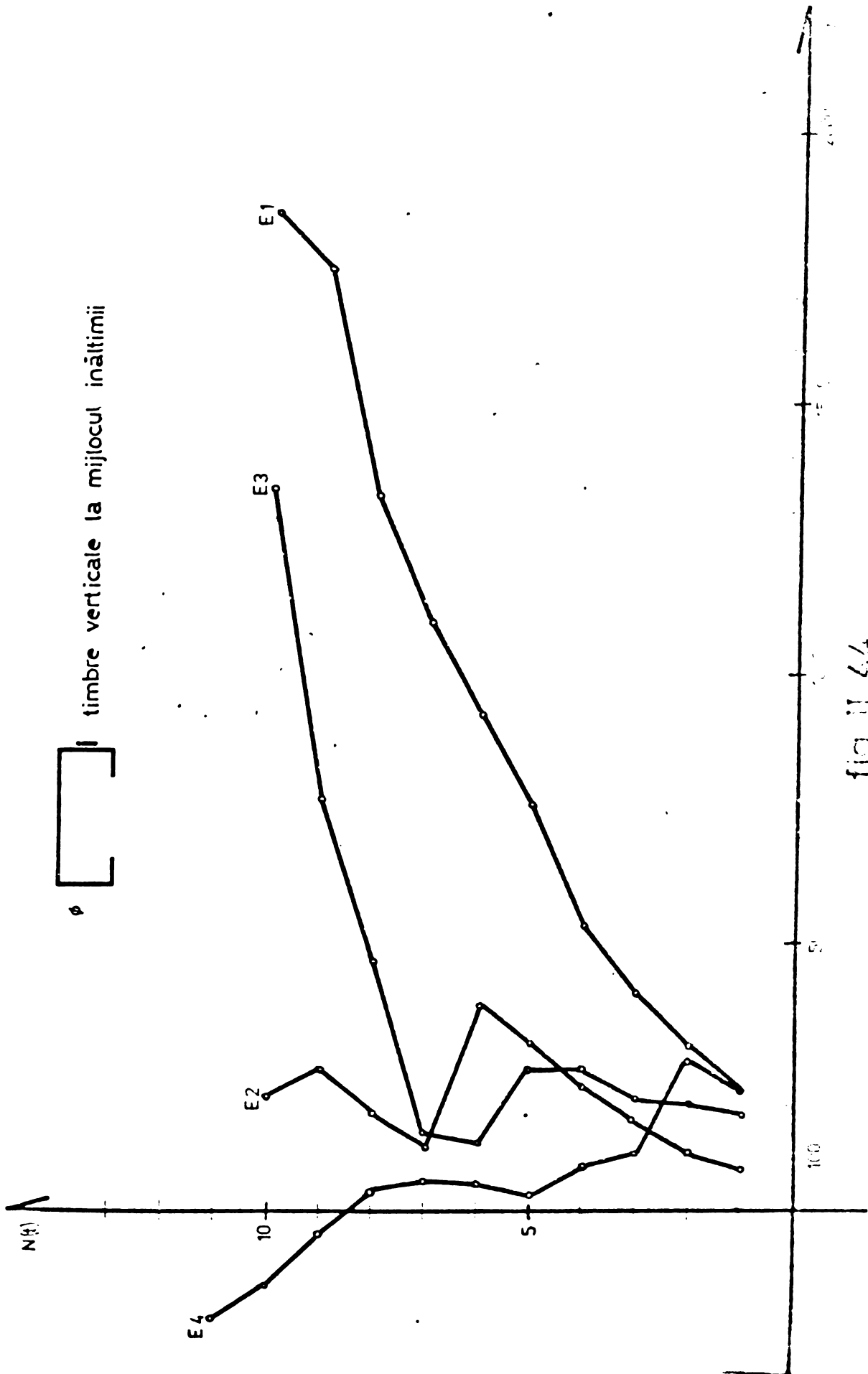


fig. II 44

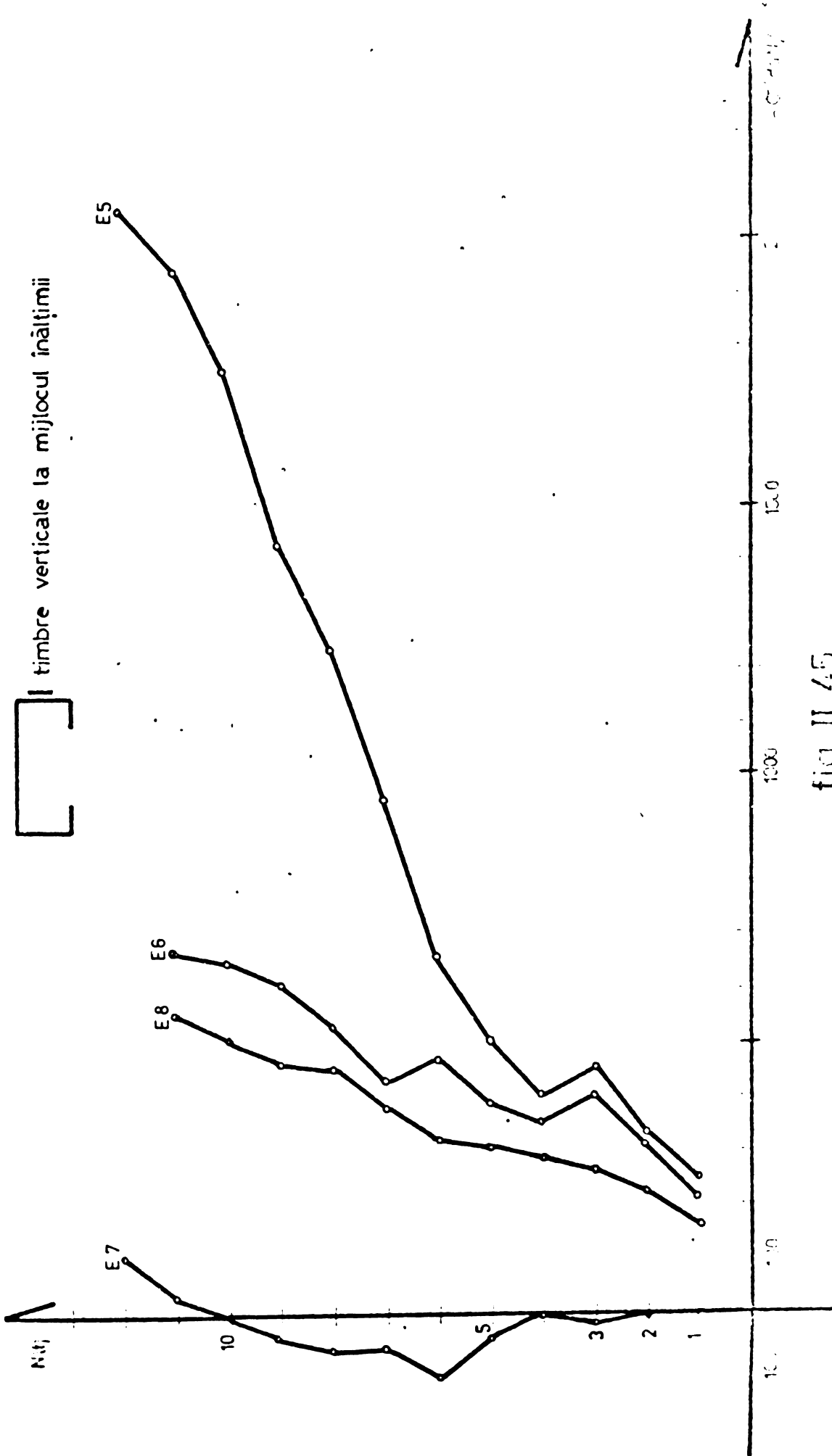


fig. II 45

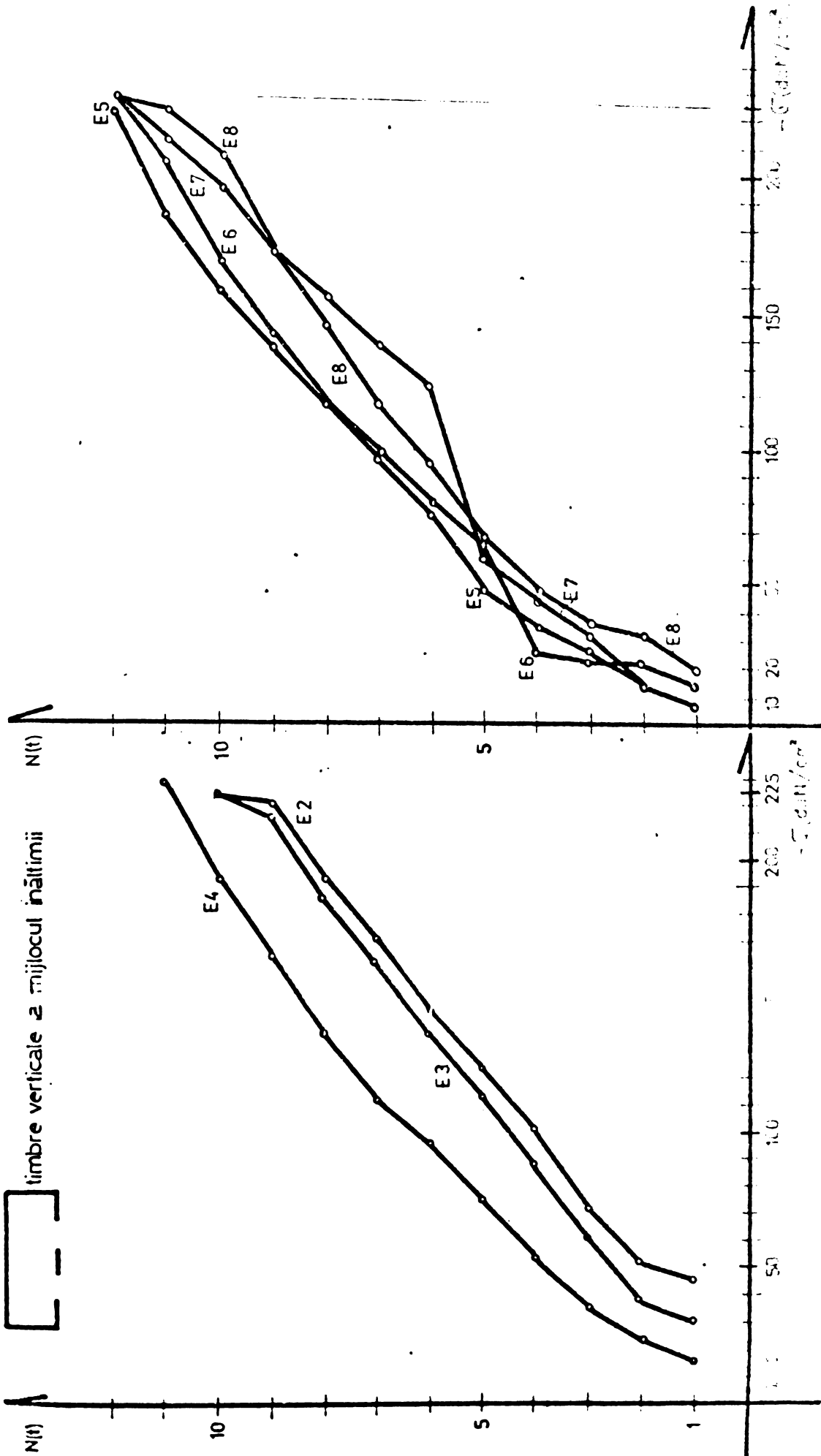


fig. II.46

fig. II.47


 : umbre orizontale la mijlocul înălțimii

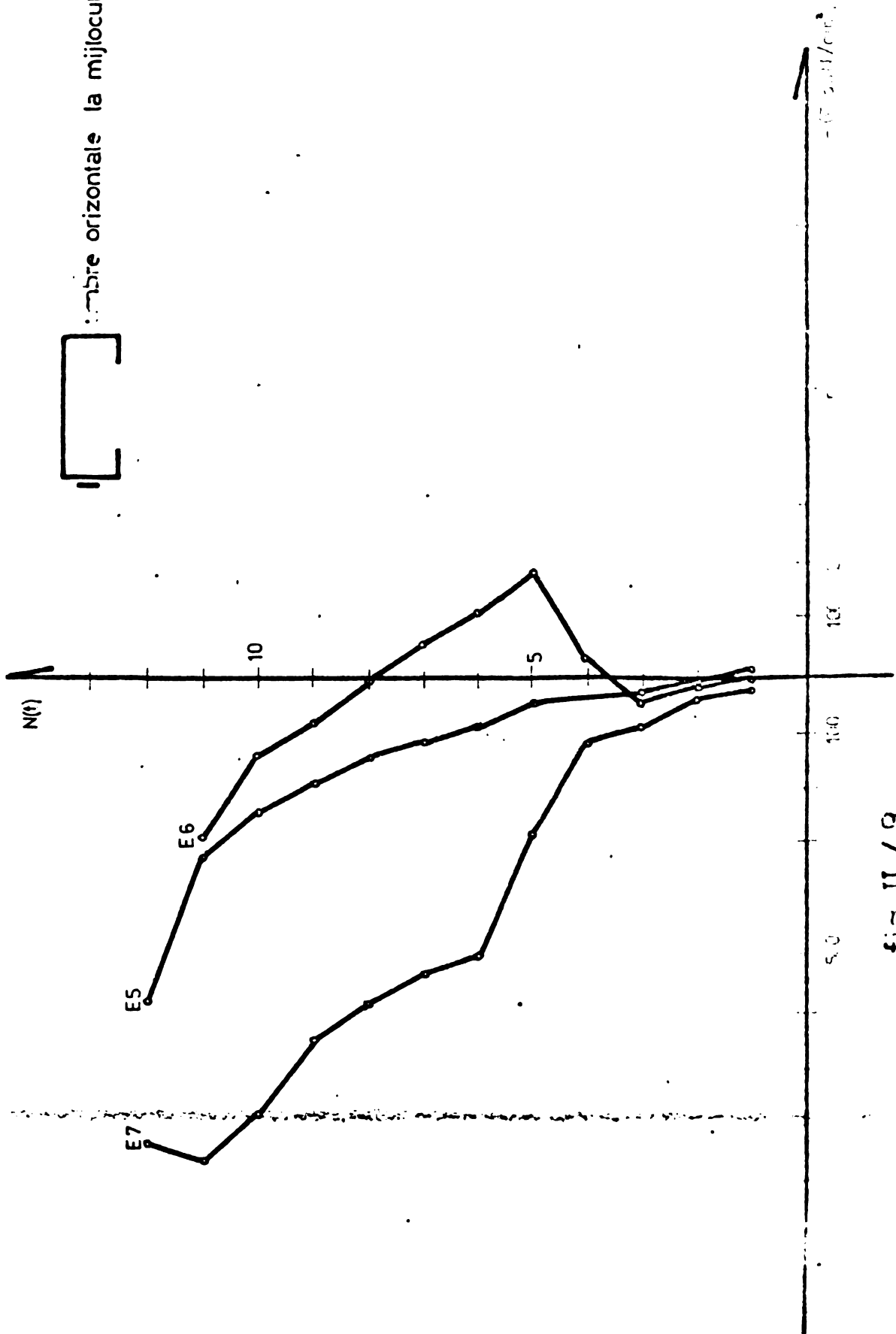


fig. II 48

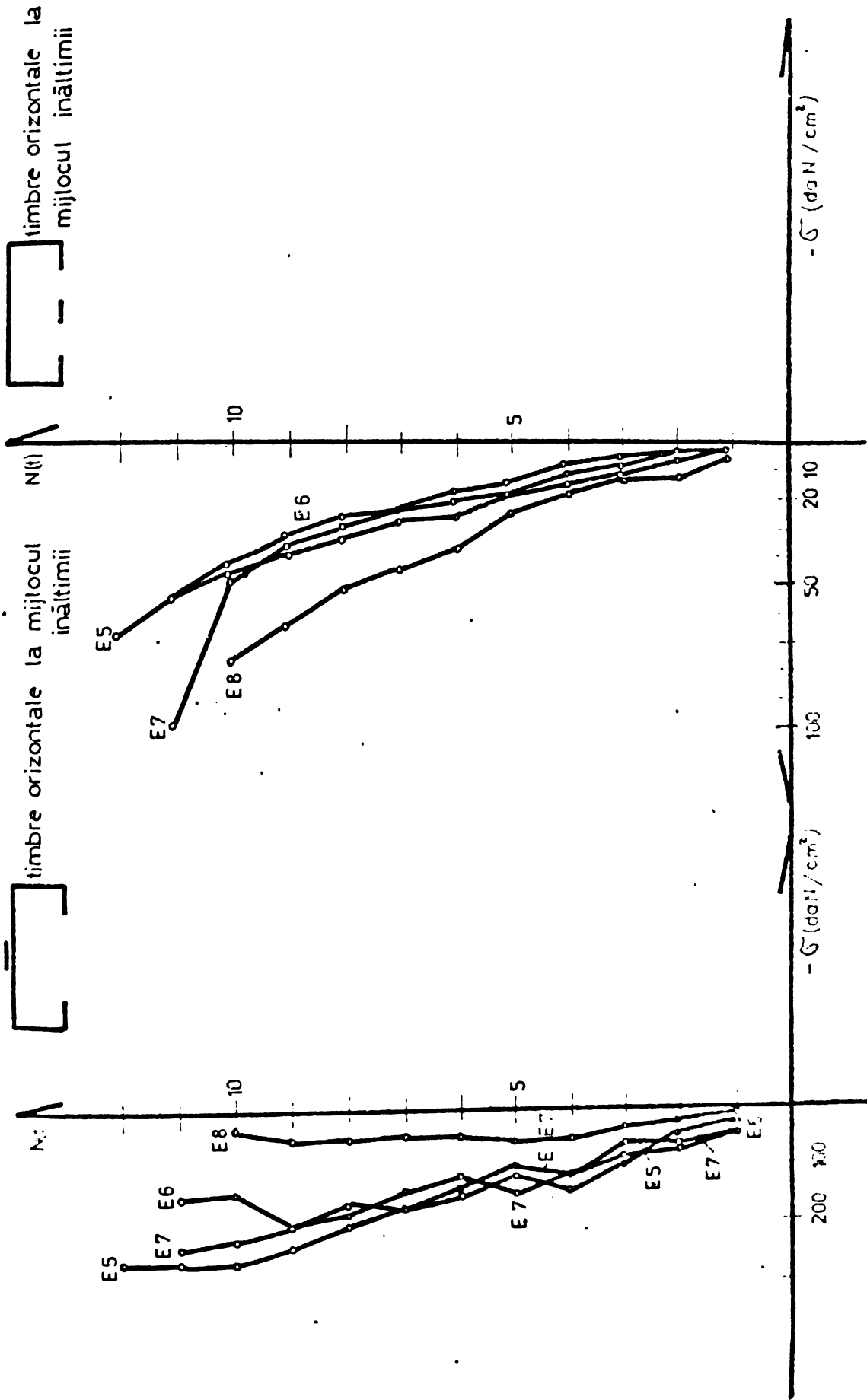


fig II 49

fig II 50

timbre orizontale la mijlocul înălțimii

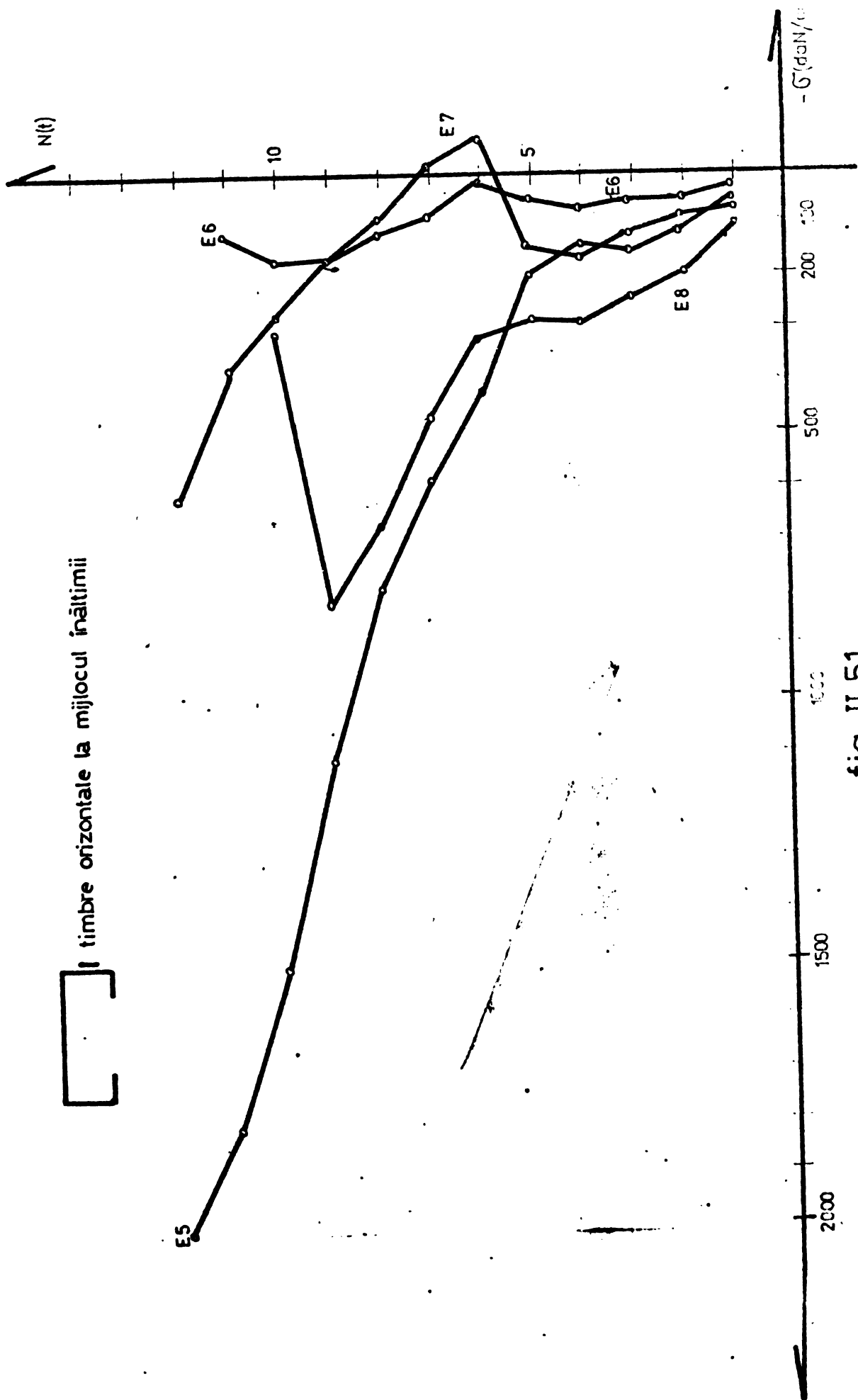


fig. II 51

aceste reborduri ale tălpilor profilului U_1 s-au desprins de beton, voalind și au antrenat în continuare și tălpile profilului.

Se recomandă ca urmare, atât realizarea unor ancoraje a rebordurilor (ancoraje cu gheară sau legare din loc în loc a tălpilor), cât și o ancorare a tălpilor cu ancoraje tip gheară la distanțe de $1,5 h_0$, în care h_0 este înălțimea inimii profilului ce alcătuiește mantaua.

3. În cazul epruvetelor fără ancoraje s-a observat o desprindere a mantalei în zona de rupere sau de rezemare atât în dreptul inimii cât și în dreptul tălpilor.

Se recomandă, în acest sens, realizarea ancorajelor atât pe inimă cât și pe tălpile profilului, obținându-se în acest fel o conlucrare mai bună între metal și beton, eforturi mai mici în mantaua de oțel și o localizare mai bună a eventualelor desprinderi ale oțelului de beton.

4. Conlucrarea între metal și beton se păstrează pînă la rupere, elementul mixt comportîndu-se ca un element unitar.

5. Cu cît marca betonului este mai bună, deci rezistența prismatică a betonului este mai mare, încărcarea de rupere a epruvetelor va fi mai mare.

6. Forța de rupere mai mică înregistrată în cazul epruvetei E_3 se datorează excentricității mai mari a forței de compresiune a elementului.

2.3.6. Formula de calcul pentru barele din profile cu pereți subțiri deschise umplute cu beton, solicitate la compresiune.

Pentru calculul barelor din profile cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton, solicitate la compresiune centrică s-a adaptat metoda de calcul propusă de K.Klöppel și W.Goder în lucrarea [8].

Pentru stabilirea forței critice de flambaj a barei cu secțiune mixtă comprimată centric s-a menținut aceeași expresie calitativă ca în cazul barelor alcătuite din oțel.

La stabilirea forței critice de flambaj de către Euler s-a presupus că bara este comprimată centric, iar tensiunea critică de flambaj este mai mică sau egală cu limita de proporționalitate a oțelului.

În cazul betonului nu se poate vorbi în mod strict de o forță critică de flambaj de tip eulerian deoarece modulul de elasticitate

al betonului nu este constant în nici un domeniu al diagramei specifice a betonului. Cu toate acestea, nu există nici un impediment de a aplica această lege pur calitativă și în cazul structurilor mixte cu condiția ca să se țină seamă de alura diagramei specifice $\sigma - \varepsilon$ a betonului.

După cum s-a arătat în paragraful 2.3.2 din cercetările experimentale s-a trasat diagrama specifică a betonului la compresiune. Această diagramă specifică a fost înlocuită de o variație parabolică, apropiată ei, avînd expresia $\sigma = 8,78 \times 10^7 \varepsilon (3,2 \times 10^{-3} - \varepsilon)$ și corespunzînd unui modul de elasticitate inițial $E_0 = 285000 \text{ daN/cm}^2$.

Forța critică de flambaj va trebui să satisfacă următoarele două condiții :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (E_0 I_0 + E_w I_b)}{l^2} \quad 2.3.1.$$

$$P_{cr} = \varepsilon_{cr} (E_0 A_0 + E_w A_b) \quad 2.3.2.$$

Prima expresie reprezintă o generalizare a formulei lui Euler, iar a doua expresie reprezintă condiția de conlucrare între mantaua metalică și sîmburele de beton.

„ fost posibilă scrierea acestei condiții deoarece prin măsurile constructive luate s-a asigurat, în tot timpul funcționării lor, conlucrarea între beton și metal.

Din rezolvarea ecuațiilor 2.3.1 și 2.3.2 s-a determinat deformația specifică ε_{cr} careia îi corespunde apariția flambajului.

$$\varepsilon_{cr} = \frac{1 + \frac{ab}{E_0 \mu} + \frac{2a}{E_0 \kappa} \cdot \frac{\pi^2}{l_0^2}}{\frac{2a}{E_0 \mu}} - \sqrt{\frac{\left(1 + \frac{ab}{E_0 \mu} + \frac{2a}{E_0 \kappa} \cdot \frac{\pi^2}{l_0^2}\right)^2}{\frac{2a}{E_0 \mu}} - \frac{\pi^2 \left(1 + \frac{ab}{E_0 \kappa}\right)}{l_0^2 \frac{a}{E_0 \mu}}} \quad 2.3.3.$$

În această formulă $a = 8,78 \times 10^7$, $b = 3,2 \times 10^{-3}$, $\mu = \frac{A_0}{A_b}$, $\kappa = \frac{I_0}{I_b}$
 $l_0 = \frac{l}{i_0}$.

A_0 , I_0 , i_0 reprezintă aria, momentul de inerție respectiv raza de girație a secțiunii din oțel.

A_b , I_b reprezintă aria, respectiv momentul de inerție al secțiunii din beton.

Se fac notațiile :

$$n_{cr} = \frac{E_0}{E_b \sigma} = \frac{E_0}{\frac{d\bar{\sigma}}{d\varepsilon}} = \frac{E_0}{a(b-2\varepsilon)} \quad 2.3.4$$

$$n = \frac{E_0}{E_b} = \frac{E_0}{\bar{\sigma}} \varepsilon = \frac{E_0}{a(b-\varepsilon)} \quad 2.3.5$$

Cu ε_{cr} calculat din expresia 2.3.3 se va calcula un coeficient de zveltețe ideal λ_{id} corespunzător secțiunii compuse

$$\lambda_{id} = \sqrt{\frac{\pi^2}{\varepsilon_{cr}}} \quad 2.3.6 \text{ precum și } n_{cr} = \frac{E_0}{a(b-2\varepsilon_{cr})} \quad 2.3.7$$

Relația 2.3.2 se poate pune sub forma :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_0}{\lambda_{id}^2} A_{id} \quad 2.3.8 \text{ unde } A_{id} = A_c \left(1 + \frac{1}{n_{cr} \mu} \right) \quad 2.3.9$$

Pentru secțiunea mixtă se poate determina și o rază de girație ideală i_{id} din condiția $i_0 \lambda_0 = i_{id} \lambda_{id}$

$$i_{id} = \sqrt{\frac{\lambda_0^2}{\pi^2} \varepsilon_{cr}} \quad i_0 \quad 2.3.10$$

Formula 2.3.8 permite determinarea forței critice de flambaj euleriene, în cazul unei secțiuni mixte, ca și în cazul unei secțiuni din oțel avînd o arie și un coeficient de zveltețe A_{id} , respectiv λ_{id}

Pentru a determina forța admisă la flambaj în cazul secțiunilor mixte zvelte se va menține același coeficient de siguranță ca și în cazul secțiunilor din oțel. Menținerea aceluiași coeficient de siguranță este justificată de influența mică pe care o are schimbarea calității betonului asupra mărimii forței critice de flambaj.

Astfel s-a calculat forța critică de flambaj pentru betoane de calitate diferite, a căror diagramă specifică la compresiune a fost reprezentată de variațiile parabolice următoare :

Pentru cazul 1 s-a ales o diagramă specifică a betonului de tipul $\bar{\sigma} = a \varepsilon (b - \varepsilon) = 4,2 \times 10^7 \varepsilon (5 \times 10^{-3} - \varepsilon)$ pentru cazul 2 o diagramă de tipul $\bar{\sigma} = 6,25 \times 10^7 \varepsilon (5,2 \times 10^{-3} - \varepsilon)$ iar pentru cazul 3 o diagramă specifică a betonului avînd ecuația $\bar{\sigma} = 8,78 \times 10^7 \varepsilon (3,2 \times 10^{-3} - \varepsilon)$.

Calculînd forța critică de flambaj, cu metoda propusă mai sus, pentru o bară comprimată centric alcătuită din $U_1 \quad 100 \times 40 \times 3$

avind $\lambda_0 = 100$ și cu un simbur de beton alcătuit pe rind din cele trei calități de betoane s-au obținut următoarele forțe critice de flambaj. Pentru cazul 1 $P_a = 13,95$ t reprezentind o eroare de -1,76 % față de cazul 3, la care $P = 14,2$ t. Pentru cazul 2, $P = 16,29$ t reprezentind o eroare de 14,7 % față de cazul 3.

Această modificare cu aproximativ 15% a valorii forței critice de flambaj în cazul nerealizării calității dorite a betonului este neseanificativă față de valoarea coeficientului de siguranță admis de norme în domeniul flambajului elastic al oțelului. Ca urmare, forța admisă de flambaj în elementul mixt se va putea determina cu un grad de siguranță mulțumitor cu relația

$$P_a = \frac{P}{C} \quad 2.3.11$$

$$C = 2,4$$

Pentru a simplifica calculul de proiectare s-au calculat și reprezentat grafic valorile rapoartelor $\frac{I_{1d}}{I_0}$ și $\frac{1}{n_{kr}}$ în funcție de coeficientul de zveltețe al oțelului λ_0 fig. II.52 și II.53. Se constată că pentru un tip de profil dat (în cazul de față U_1) între valorile λ și μ există un raport de aproximativ 1,3. Ca urmare, în calculele efectuate la determinarea rapoartelor $\frac{I_{1d}}{I_0}$ și $\frac{1}{n_{kr}}$ în funcție de λ_0 este suficient să se țină seama de mărimea coeficientului de armare μ . Mărimea valorilor $\frac{I_{1d}}{I_0}$ și $\frac{1}{n_{kr}}$ în funcție de μ și λ_0 sînt prezentate și în tabelul II.54.

Pentru un caz concret fiind date tipul profilului U_1 , deci coeficientul μ și A_0 , precum și coeficientul de zveltețe λ_0 se scot din tabel sau din grafice valorile $\frac{I_{1d}}{I_0}$ și $\frac{1}{n_{kr}}$. Cu aceste valori se calculează :

$$\lambda_{1d} = \frac{\lambda_0}{\frac{I_{1d}}{I_0}} \quad A_{1d} = A_0 \left(1 + \frac{1}{n_{kr} \mu} \right)$$

Se obține forța critică de flambaj.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_0}{\lambda_{1d}^2} \cdot A_{1d}$$

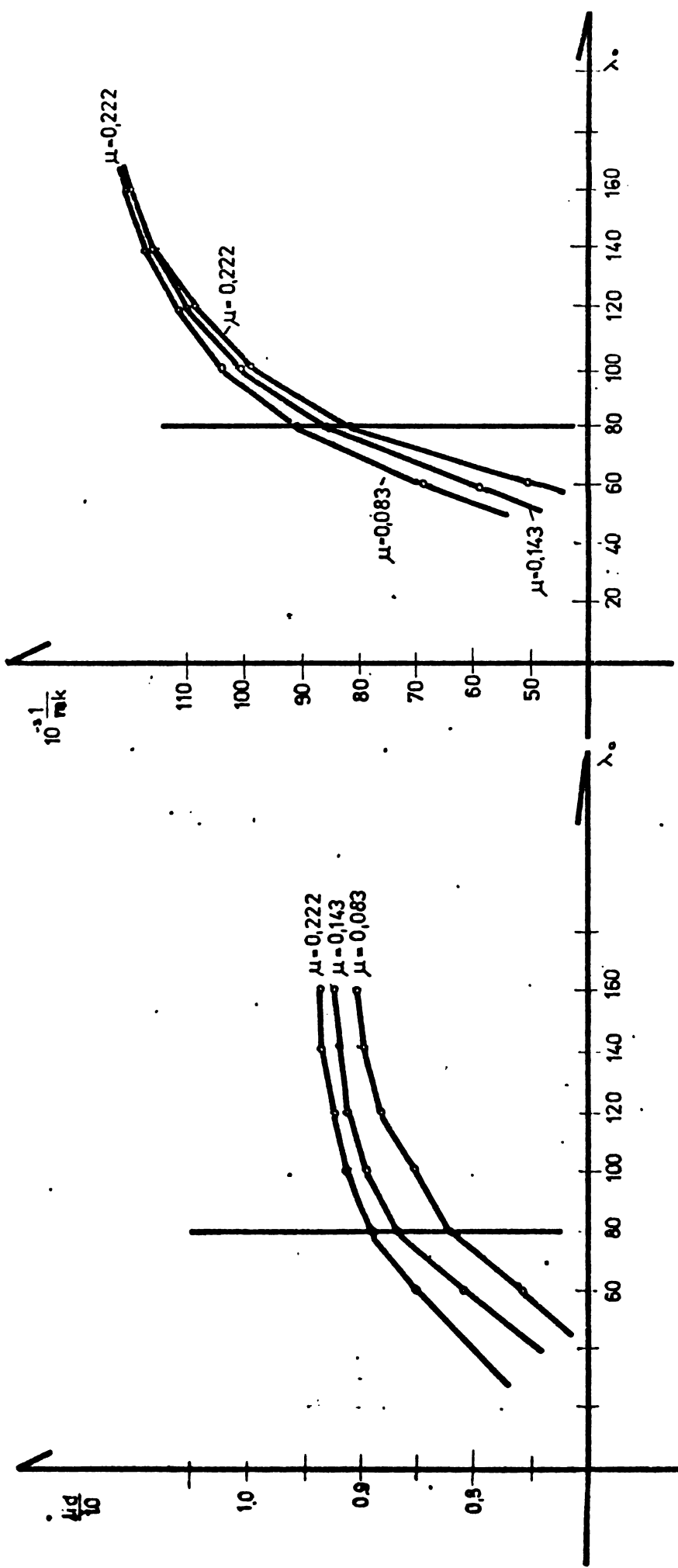


fig. II 53

fig. II 52

λ_0	60	80	100	120	140	160	
0,083	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	69	90	104	111	117	121
	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	0,75	0,83	0,85	0,88	0,89	0,9
0,125	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	62	87	101	110	116	120
	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	0,79	0,85	0,90	0,90	0,91	0,92
0,143	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	59	85	101	110	116	120
	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	0,81	0,87	0,89	0,91	0,91	0,92
0,145	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	59	85	101	110	116	120
	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	0,81	0,87	0,90	0,91	0,92	0,92
0,174	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	55	84	100	110	116	120
	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	0,83	0,88	0,9	0,91	0,92	0,92
0,222	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	50	82	99	109	116	120
	$\frac{1}{\sigma} \cdot 10^3$	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,93

fig. II 34

Concluzii.

1. Graficele și tabelele întocmite sînt valabile doar pentru cazul unor profile de tip U_1 umplute cu un beton avînd diagrama caracteristică $\sigma = 8,78 \cdot 10^7 \varepsilon (3,2 \times 10^{-3} - \varepsilon)$.
2. Metoda se poate generaliza și pentru alte tipuri de profile cu pereți subțiri deschise și alte tipuri de calitate de betoane. In acest sens s-a întocmit un program de calcul care va fi prezentat la anexa I. a acestei lucrări.
3. Metoda de calcul prezentată este valabilă în domeniul elastic de comportare al elementului mixt, în cazul de față pentru o deformație longitudinală $\varepsilon \leq \varepsilon_{\text{maxim}}$ al betonului ($\varepsilon_m = 1,6 \times 10^{-3}$) adică pentru o valoare aproximativă $\lambda_{id} \geq 80$.

4. Pentru valori ale coeficientului de zveltețe $\lambda_{id} < 80$ se recomandă să se calculeze capacitatea portantă a elementului cu formula

$$P_{cp} = A_0 \sigma + A_b R_c$$

Valoarea σ este egală cu efortul unitar apărut în oțel la atingerea unei deformații specifice ϵ egală cu valoarea ϵ_{max} din diagrama $\sigma - \epsilon$ a betonului comprimat. În majoritatea cazurilor $\sigma = \sigma_c$, limita de curgere a oțelului.

5. Se recomandă pe viitor efectuarea unor încercări experimentale care să permită determinarea cu mai mare exactitate a forței critice de flambaj în domeniul $20 \leq \lambda_{id} \leq 80$.

2.3.7. Aplicația formulei de calcul propuse, comparație cu rezultatele experimentale.

Cele 8 epruvete încercate la compresiune centrică au fost alcătuite din U_1 $100 \times 40 \times 20 \times 1$, umplut cu beton avînd diagrama caracteristică determinată experimental $\sigma = 0,78 \times 10^7 \epsilon$ ($3,2 \times 10^{-3} - \epsilon$). Din calcule efectuate pentru valorile :

$$\mu = 0,058 ; \nu = 0,12 ; \lambda_0 = 35 , A_0 = 2,16 \text{ rezultă}$$

$\lambda_{id} = 65 < 80$, distrugerea se va produce prin depășirea capacității portante a elementului

$$P = 17,3 \text{ t} \gg P_{cp}$$

$$P_{cp} = A_0 \cdot \sigma + A_b R_c = 12,5 \text{ t} .$$

$$\sigma = 1920 \text{ (corespunzător deformației } \epsilon = 1,6 \times 10^{-3} \text{)} .$$

Din încercările experimentale a rezultat o valoare medie a forței de rupere a celor 8 epruvete de 11,65 t deci cu 0,85 t mai mică decît cea determinată prin calcul. Se observă o bună concordanță între rezultatele teoretice și cele experimentale.

Formula de calcul propusă a mai fost verificată și pentru alte încercări experimentale a căror rezultate vor fi prezentate în Capitolul III.

CAPITOLUL III. COMPORTAREA NODURILOR FERMELOR CU ZĂBRELE, ALCĂTUITE DIN PROFILE CU PEREȚI SUBȚIRI, UMPLOTE CU BETON.

3.1. Generalități.

Din studiile și cercetările experimentale întreprinse s-a ajuns la concluzia că nodurile grinzilor cu zăbrele reprezintă puncte slabe ale structurii de rezistență. Grinzi cu zăbrele a căror elemente au fost corect dimensionate din punct de vedere al rezistenței, au fost în pericol de a se distruge datorită unor deformații sau eforturi unitare locale apărute în dreptul îmbinării barelor în noduri.

Pentru a preveni acest pericol, s-au făcut o serie de studii teoretice și experimentale, studii pe baza cărora s-au putut face recomandări privind alcătuirea nodurilor grinzilor cu zăbrele. În paragraful 3.2 al acestui capitol sînt prezentate sumar unele din rezultatele unor cercetări experimentale [60] ale comportării nodurilor grinzilor cu zăbrele alcătuite din țevi. Paragrafele 3.3 și 3.4 se ocupă cu studii experimentale privind comportarea nodurilor grinzilor cu zăbrele alcătuite din profile cu pereți subțiri, respectiv din profile cu pereți subțiri umplute cu beton.

3.2. Considerații asupra comportării nodurilor grinzilor cu zăbrele alcătuite din profile cu pereți subțiri închise.

S-a constatat că sub acțiunea încărcărilor exterioare unele grinzi cu zăbrele se distruge datorită deformațiilor locale mari apărute în dreptul nodurilor grinzii ca urmare a depășirii limitei de curgere în această zonă. În acest sens s-au făcut studii pentru a determina așa-numita forță ultimă " P_u ", reprezentînd componenta perpendiculară pe talpa grinzii cu zăbrele, a forței din diagonala ce intră în nod. Această forță P_u reprezintă forța maximă ce poate fi preluată de un nod alcătuit din elemente avînd anumite dimensiuni, pentru cazul cînd deformațiile apărute în nod se încadrează în cele admise. ($\frac{V}{C} \leq 1\%$).

Pentru determinarea mărimii forței P_u s-au admis, în funcție de tipul nodului, anumite mecanisme de distrugere ale acestuia și anume formarea unor muchii de plasticizare, delimitate de panouri presupuse plane. Pentru nodurile de tip V din fig. III.1 și III.2,

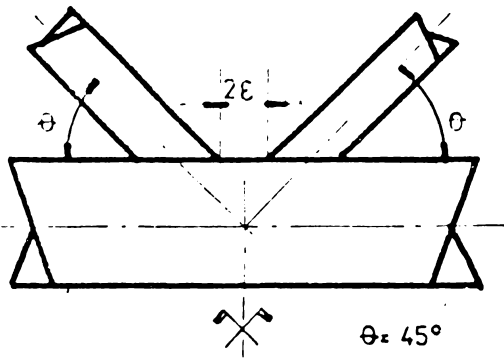


fig. III 1

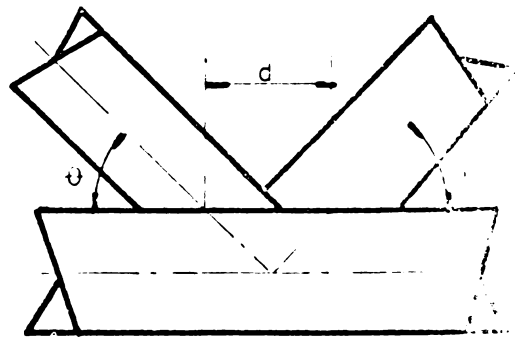


fig. III 2

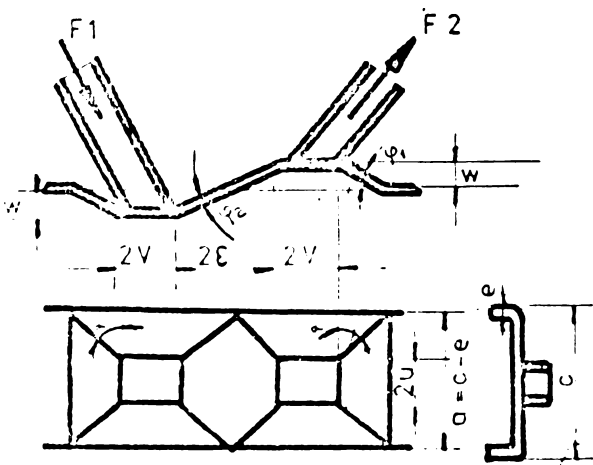


fig. III 3

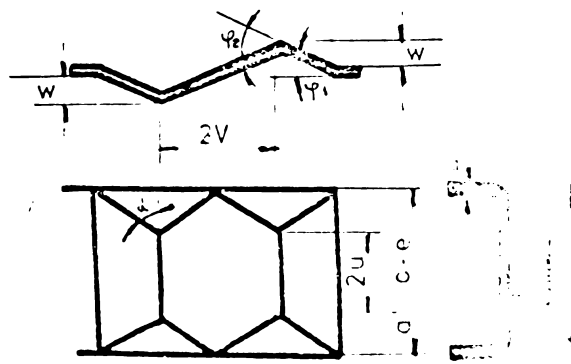


fig. III 4

sînt prezentate în fig.III.3 și fig.III.4 mecanismele de distrugere ale nodurilor.

Considerînd că de-a lungul muchiilor de plasticizare în secțiune s-a atins momentul plastic și exprimînd egalitatea dintre lucrul mecanic interior și exterior se obțin pentru cele două cazuri următoarele valori ale forței ultime P_u .

$$\frac{P_u}{e^2 \sigma_c} = \frac{2 \frac{\varepsilon}{a} + \frac{4v}{a}}{1 - \frac{2u}{a}} + \frac{a}{4\varepsilon} + 2 \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{2u}{a}}} \quad \text{pentru cazul din fig.III.1.}$$

$$\frac{P_u}{e^2 \sigma_c} = \frac{v}{d} \left[\frac{4 \frac{v}{a}}{1 - \frac{2u}{a}} + \frac{a}{2v} + 4 \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{2u}{a}}} \right] \quad \text{pentru cazul din fig.III.2.}$$

Valorile forței P_u au fost calculate pentru cazul alcătuirii nodului din țevi pătrate. În cazul alcătuirii diagonalelor sau montanților din țevi rotunde formulele de mai sus rămîn valabile ținînd cont de următoarele :

Pentru un nod de tipul celui din fig.III.1, avînd diagonalele din țevi rotunde se înlocuește conturul eliptic de intersecție al diagonalei cu talpa cu un contur dreptunghiular de laturi $2u$ și $2v$. Mărimea acestor laturi se determină din condiția de egalitate a perimetrelor elipsei cu a dreptunghiului și din condiția de proporționalitate a celor două laturi a dreptunghiului cu axele a și b ale elipsei.

Se fac notațiile :

$$2b = D$$

$$2a = \frac{D}{\sin \theta}$$

$$k_1 = \frac{\pi(a+b)\mu}{4}$$

$$k_2 = \frac{a}{b}$$

unde a și b sînt axa mare respectiv cea mică a elipsei iar D este diametrul țevii.

μ reprezintă un coeficient care se determină în funcție de înclinația θ a diagonalelor prin interpolare a valorilor din tabel :

θ	90°	$54^{\circ}54'$	$41^{\circ}48'$	$32^{\circ}36'$	$25^{\circ}24'$	$19^{\circ}30'$	$14^{\circ}30'$	$10^{\circ}9'$	$6^{\circ}24'$	3°	0°
μ	1	1,002	1,01	1,022	1,040	1,063	1,092	1,127	1,168	1,216	1,273

Cunoscând valorile k_1 și k_2 , mărimile u și v se vor determina din rezolvarea sistemului de ecuații

$$u + v = k_1$$

$$\frac{v}{u} = k_2$$

Cu mărimile astfel determinate problema se reduce la cazul unei țevi dreptunghiulare a cărei rezolvare se cunoaște.

Pentru cazul prezentat în fig. III.2, în cazul când diagonalele sînt alcătuite din țevă rotundă determinarea forței P_u se poate face în mod asemănător.

Deoarece distrugerea nodului, prin depășirea forței P_u , poate să survină înainte ca barele structurii cu zăbrele să cedeze, normele existente în diferite țări impun realizarea anumitor soluții constructive de alcătuire a nodurilor grinzilor cu zăbrele din țevi. Astfel de exemplu, normele franceze recomandă introducerea în dreptul nodului în axul longitudinal, a țevii tălpii a unor rigidizări avînd dimensiuni prescrise.

3.3. Cercetări experimentale privind comportarea nodurilor grinzilor cu zăbrele cu diagonale din țevi și tălpi din profile cu pereți subțiri deschise.

Cercetările experimentale întreprinse au avut ca scop studierea comportării nodurilor acestor grinzi cu zăbrele în timpul încărcării, studierea deformațiilor și eforturilor unitare ce apar în dreptul prinderii barelor în nod și recomandarea unor măsuri pentru remedierea eventualelor situații periculoase.

3.3.1. Aparat de măsură

Încărcarea nodurilor s-a realizat cu ajutorul a trei prese de ulei avînd o capacitate maximă de încărcare de 20 t, respectiv 10 t și 10 t. Înregistrarea forței transmise prin intermediul presei de 20 t s-a făcut la mașina de încercat universală tip Z.D.M. (V.L.P. W.P.M. Leipzig). Măsurarea forței transmise prin cele două prese de cîte 10 t s-a făcut cu ajutorul unui manometru indicînd presiunea uleiului în prese.

Pentru măsurarea eforturilor unitare în barele nodului s-au folosit timbre tensometrice de tip TER 10 M.120 avînd rezistența oamică

de 119 Ω și constanta timbrului $K = 2,0$.

Pentru citirea deformațiilor timbrului s-au folosit aceleași dispozitive de măsurat ca la paragraful 2.3.1.

Măsurarea săgeților în diferite puncte ale nodului s-a făcut cu ajutorul unor fleximetre tip Tense Huggenberger.

3.3.2. Materiale folosite

Cele două noduri s-au executat din oțel. Pentru determinarea calității oțelului folosit s-au extras câte trei probe atât din cele două diagonale cât și din talpa nodului. Din aceste probe s-au confecționat epruvete STAS care au fost încercate la tracțiune conform STAS 200-75 determinându-se limita de curgere aparentă $\bar{\sigma}_c$ (daN/cm^2) rezistența la rupere a oțelului $\bar{\sigma}_r$ (daN/cm^2) precum și alungirea la rupere δ 10 %.

În urma încercărilor efectuate s-au obținut următoarele rezultate :

Sortiment	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	10 .	Marca
țeavă 50 x 3,5	2624	3653	28,7	OLT 35
țeavă 60 x 5	3320	4443	27	OLT 45
U 100 x 40 x 3	3660	5185	33,3	OL 52
U 120 x 60 x 4	2395	3864	33,3	OL 37

3.3.3. Descrierea încercării, epruvete folosite

Pentru efectuarea încercărilor s-au confecționat două noduri ale unei grinzi cu zăbrele, având talpa alcătuită din profil Ui, iar diagonalele din țeavă rotundă. Aceste noduri au fost încercate într-un stand spațial destinat atât încercării nodurilor plane cât și a celor spațiale. fig.III.5.

Nodul grinzi cu zăbrele s-a fixat în planul orizontal al standului. Unul din cele două capete ale tălpii precum și capătul unuia din cele două diagonale ale nodului au fost fixate de stand. La capătul celei de-a doua diagonale s-au dispus presa de 20 t iar la capătul tălpii presa de 10 t. A doua presă de 10 t, a transmis o încărcare direct în nod, echivalând cu acțiunea unei forțe concentrate exterioare ce acționează în nodul unei grinzi cu zăbrele.



Fig. III. 5

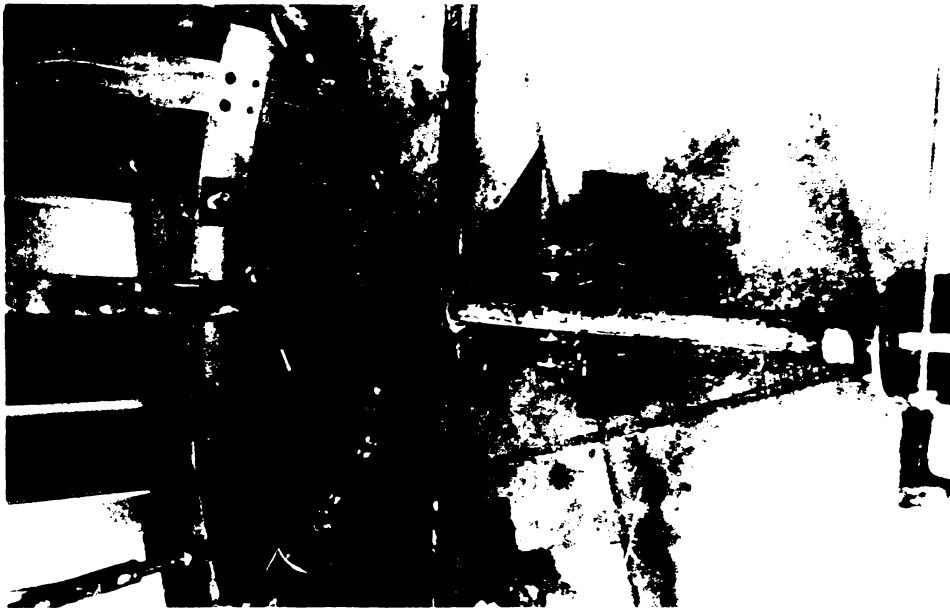


Fig III. 6



Presă de 20 t a introdus în nod o forță de compresiune N_3 . Prin intermediul celor două prese de 10 t s-au introdus în talpă cît și direct în nod forțele de compresiune $N_1 = N_2$. Prin echilibrarea eforturilor în a doua diagonală a nodului a rezultat o forță de întindere iar în panoul al doilea al tălpii tot o forță de compresiune.

Încărcarea s-a făcut în trepte menținînd $N_1 = N_2$ constant și crescînd treptat mărimea forței N_3 . S-a urmarit prin aceasta să se studieze eforturile unitare ce apar în talpa grinzii în dreptul prinderii diagonalei comprimate, mărimea lor precum și felul cum variază în funcție de forța N_3 .

De asemenea s-au studiat deformațiile locale ce apar în inimă ca urmare a prinderii diagonalei de ea. Pentru aceasta s-au fixat pe inima tălpii în apropierea îmbinării cu diagonală timbre tensometrice. De asemenea s-au plasat în nod două fleximetre avînd firul fixat de inima profilului, iar alte două avînd firul fixat de o plăcuță heftuită de tălpile profilului U, plăcuța prin intermediul căreia s-a transmis forța N_2 în nod (fig. III.6). Diferențele între înregistrările fleximetrelor fixate de inima sau de plăcuța de transmitere a forței N_2 au indicat eventuala burdușire a inimii profilului U în dreptul nodului. (fleximetrele F_2, F_3, F_4, F_5).

Pentru a măsura rotirea ansamblului nodului s-a sudat în nod o vergea metalică de 500 mm. Deplasarea vîrfului acestei vergele în timpul încărcării barelor s-a studiat cu ajutorul unui fleximetru F_1 , deplasările astfel obținute fiind echivalate cu rotirile de nod corespunzătoare.

Poziția timbrelor precum și amplasarea fleximetrelor sînt prezentate în fig. III.7 și III.8.

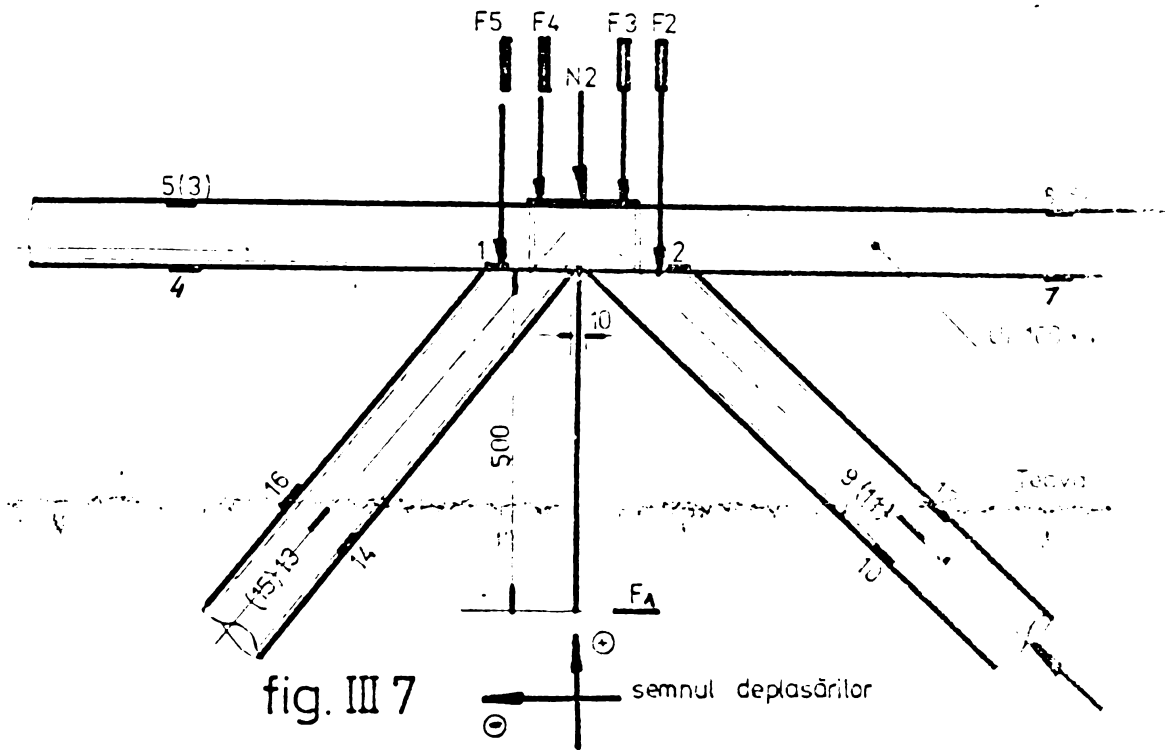
După cum se observă din fig. III.7 primul nod a fost alcătuit cu diagonale din țeavă $\varnothing 50 \times 3,5$ sudate de inima unui profil UI 100 x 40 x 3. După cum se vede între marginile celor două țevi ale diagonalelor, apare în nod un spațiu liber de 10 cm.

Cel de-al doilea tip de nod este alcătuit cu diagonale suprapuse, din țeavă $\varnothing 60 \times 5$, sudate de inima unui profil UI 120x60x4.

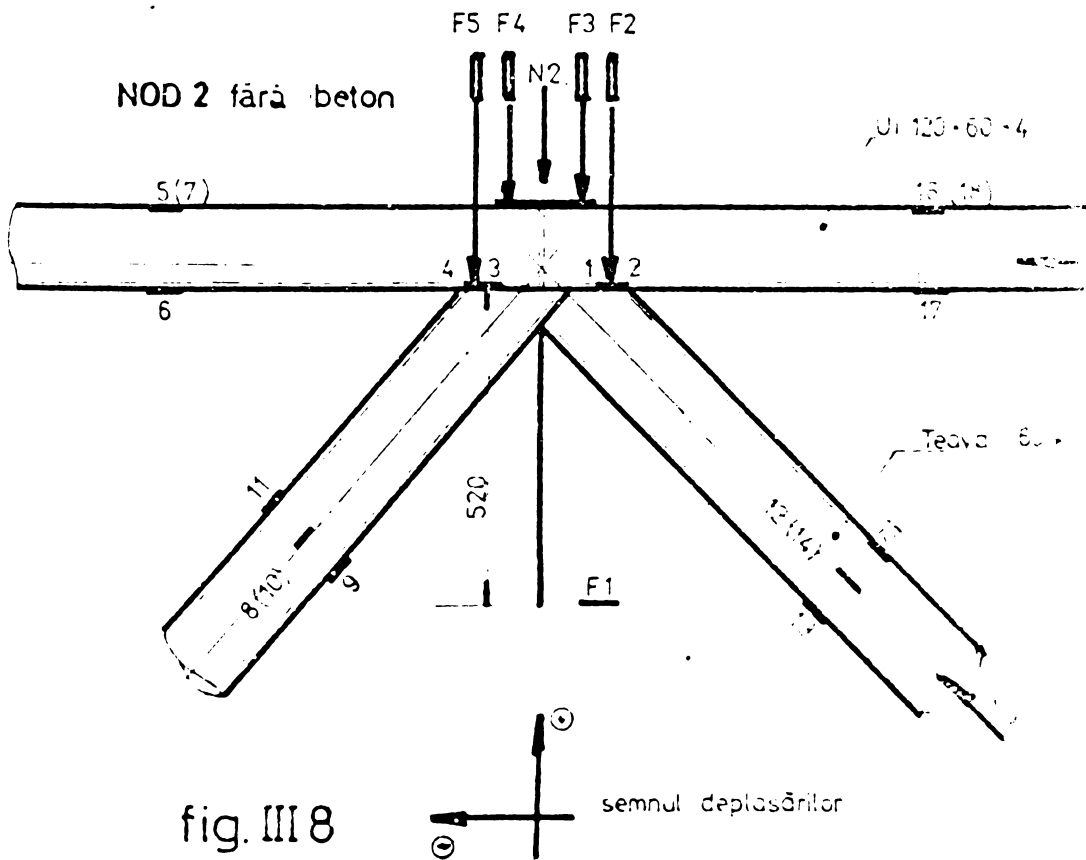
S-au ales aceste două tipuri diferite de îmbinare a diagonalelor în nod deoarece comportarea lor sub sarcină, așa cum s-a arătat în paragraful 3.2 este diferită.

Totodată pentru a înlătura apariția unor sîgeți relativ mari ale inimii profilului în dreptul îmbinării diagonalelor, sîgeți a căror apariție a fost analizată în paragraful precedent, profilul

NOD 1 fără beton



NOD 2 fără beton



inimii fiind deschis s-au putut plesa rigidizări transversale în interiorul lui. Astfel în cazul nodului din fig.III.7 s-au dispus cîte o rigidizare în dreptul axelor diagonalelor, prinderea lor în nod fiind excentrică, iar în cazul nodului din fig.III.8 s-a dispus o rigidizare a tălpii în axul nodului.

Prezența acestor rigidizări, care în cazul unei secțiuni închise a tălpii nu ar fi fost posibilă, contribuie evident la îmbunătățirea comportării îmbinării barelor din nod.

3.3.4. Rezultatele încercărilor experimentale. Concluzii.

Pentru a îmbunătăți modul de comportare al nodurilor grinzilor cu zăbrele executate din profile cu pereți subțiri deschise, față de cazul folosirii unor secțiuni din profile cu pereți subțiri închise în axele nodurilor s-au dispus rigidizări, după cum se observă în fig.III.7 și fig.III.8 .

Ca urmare a introducerii acestor rigidizări modul de lucru al nodului, distribuția eforturilor unitare și a deformațiilor în nod se modifică față de cazul cînd aceste rigidizări nu există.

Scopul cercetărilor experimentale întreprinse, descrise în acest capitol a fost de a studia tensiunile și deformațiile locale ce apar în nod, pentru a putea preîntîmpina apariția unor situații ce ar periclita rezistența construcției.

Din cercetările întreprinse, în urma măsurărilor efectuate se pot observa următoarele :

1. În cazul nodurilor de tip 1, în dreptul prinderii diagonalei comprimate de inima tălpii (timbrul 2) apar tensiuni de întindere a căror valoare depășește limita de curgere a oțelului.

Variația tensiunilor din timbrul 2 în funcție de forța N_3 , respectiv de tensiunea σ_3 apărută în diagonala comprimată este prezentată în fig.III.9. De asemenea în aceeași diagramă este prezentată variația tensiunii $\sigma_2 - \sigma_{N_1}$, efort unitar introdus în timbrul tensometric 2 doar de forța din diagonala comprimată. σ_{N_1} reprezintă tensiunea din talpa nodului provenită din încărcarea N_1 , tensiune ce există pe întreaga lungime a tălpii deci influențează și valoarea tensiunii din timbrul 2 .

Din diagrama din fig.III.9 se constată că în dreptul prinderii diagonalei de inima tălpii, în inimă apar eforturi unitare mari care depășesc ca valoare, atât eforturile unitare din diagonală cît și pe cele din talpă. Cu cît încărcarea adusă de diagonala comprimată crește, accesează tendință de majorare a eforturilor unitare locale din

NOD 1 štrā beton

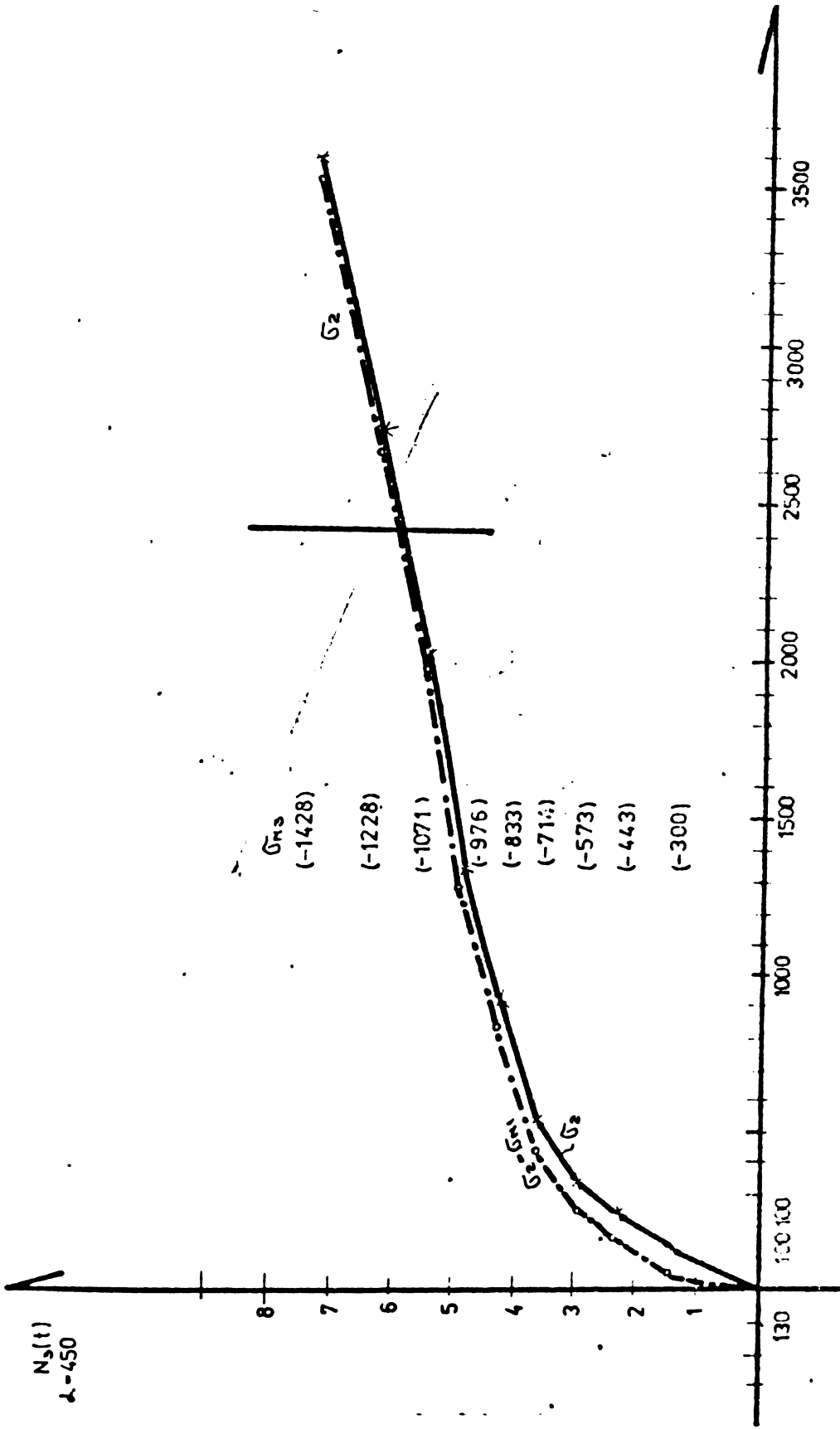


fig. III 9

NOB
TIL
BILDA

nod se accelerează.

2. De asemenea se observă apariția unei deformații locale a inimii în dreptul prinderii diagonalelor. În cazul nodurilor de tip 1 valoarea acestor deformații nu depășește însă valorile admise date de toleranțele de fabricație a profilelor cu pereți subțiri. Variația acestor deformații, înregistrate de fleximetrele F_2 și F_3 , precum și diferența acestor citiri, ΔF_{23} reprezentând burdușirea inimii este prezentată în fig. III.10.

3. Ca urmare a prinderii excentrice a diagonalelor în nod, apare o tendință de rotire a nodului în ansamblu. Unghiul de rotire maxim înregistrat a fost de $25'$ și s-a determinat prin măsurarea cu ajutorul fleximetrului F_1 a săgeților ce apar în vârful unei vergele metalice sudate în axul nodului, fig. III.11.

4. Deformațiile și tensiunile înregistrate în timbrul 1 situat în dreptul diagonalei întinse au avut valori mult mai mici, ca urmare a efortului mic adus de diagonala întinsă.

5. Distrugerea nodului s-a produs prin flambajul diagonalei comprimate, flambaj care a survenit însă după ce în timbrul 2 s-a depășit limita de curgere a oțelului ajungându-se în domeniul de ecruisaj al acestuia. Apariția flambajului diagonalei a fost accelerată datorită unor excentricități inevitabile în aplicarea forței N_3 .

6. În cazul nodului de tip 2, nod având diagonalele suprapuse, se constată de asemenea apariția unor eforturi unitare mari în dreptul prinderii diagonalei de inima tălpii.

Din diagrama din fig. III.12 se constată o aplatizare a diagramei de variație a eforturilor unitare, ceea ce indică o accelerare a creșterii tensiunilor în timbrul 1 pentru creșteri mici ale eforturilor N_3 din diagonală.

Și în acest caz ca și în cazul nodului de tip 1 există pericolul distrugerii fermei cu zăbrele prin cedarea materialului în dreptul îmbinării diagonalelor de inima tălpii.

7. Se constată de asemenea apariția unor deformații locale mari ale inimii ($\approx 1,7$ mm). fig. III.13, III.14 atât în dreptul diagonalei comprimate cât și în dreptul celei întinse. Aceste burdușiri ale inimii au semne inverse și sînt determinate de rezultanta perpendiculară pe axa tălpii a forțelor din cele două diagonale.

$(N_3 - N_d) \times 0,707$ și rotirea nodului.

NOD 1 fārā beton

$N3(t)$
($\alpha = 45^\circ$)

10

5

$\Delta F23$

F3

F1

0

5

10

15

20

25

30

35

40

45

50

55

60

65

t, s

fig. III 10

NOD 1 fārā beton

$N3(t)$
($\alpha = 45^\circ$)

10

5

F1

$\gamma_{max} = 35'$

0

5

10

15

20

25

30

35

40

t, s

fig. III 11

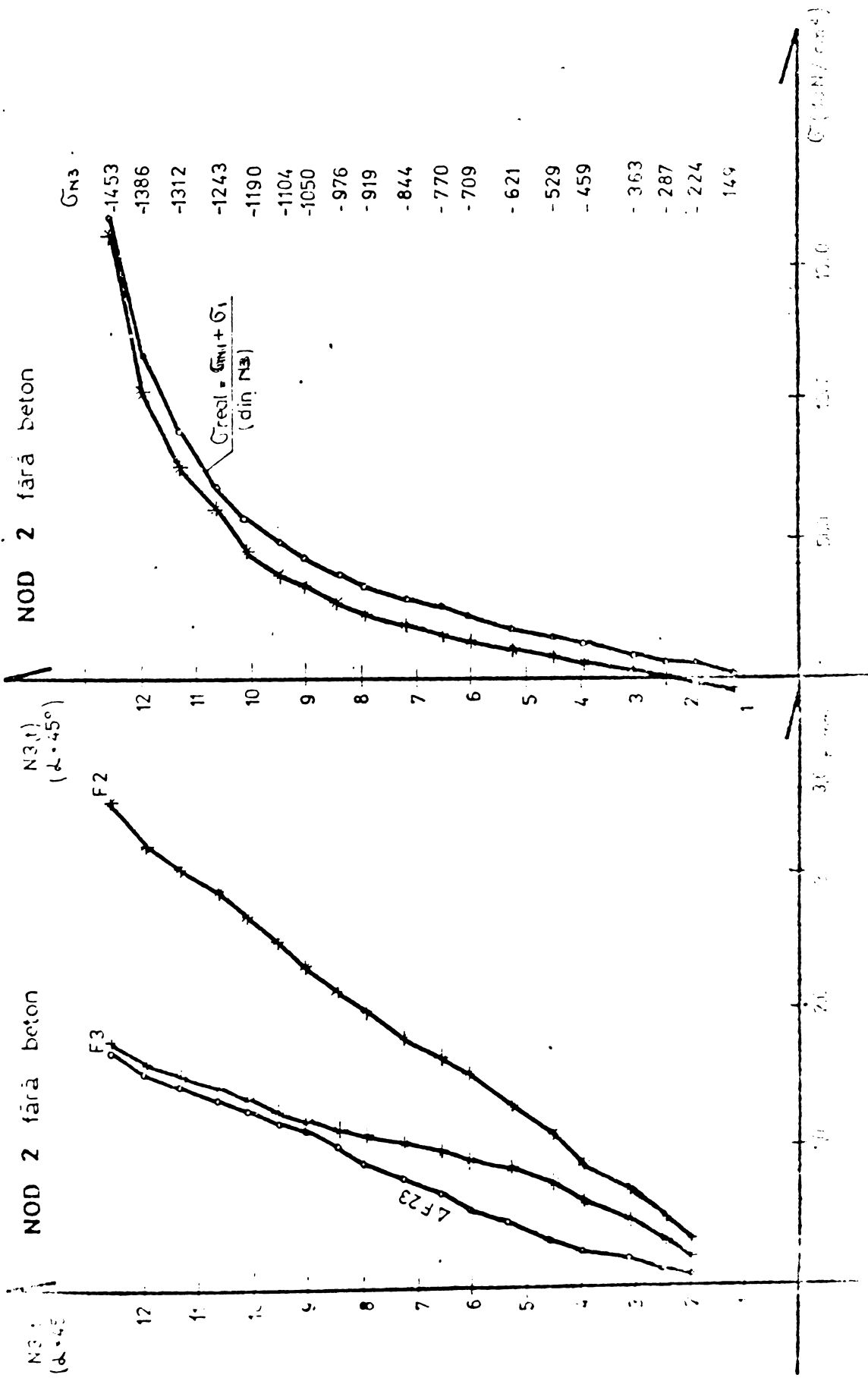


fig. III 12

fig. III 13

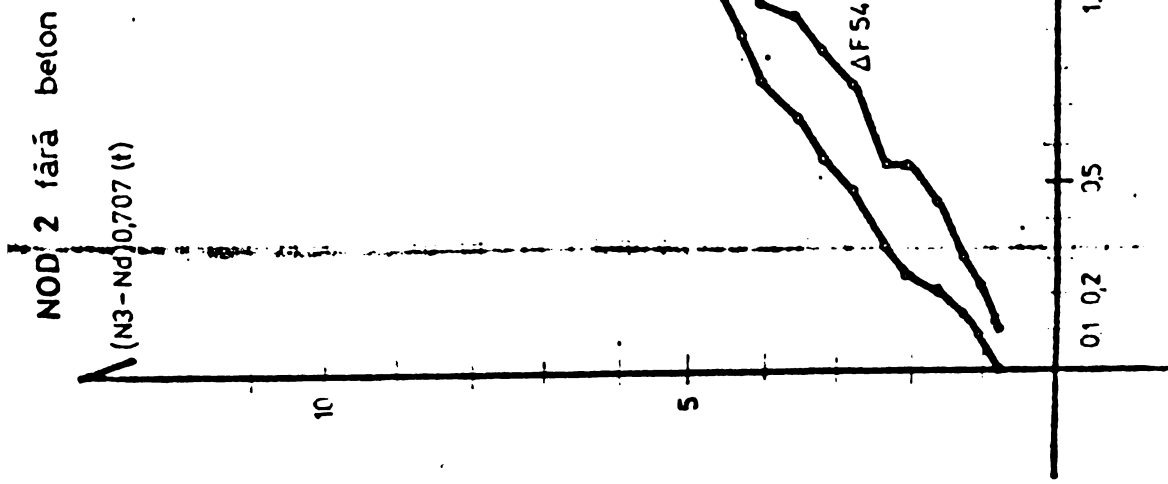


fig. III 14

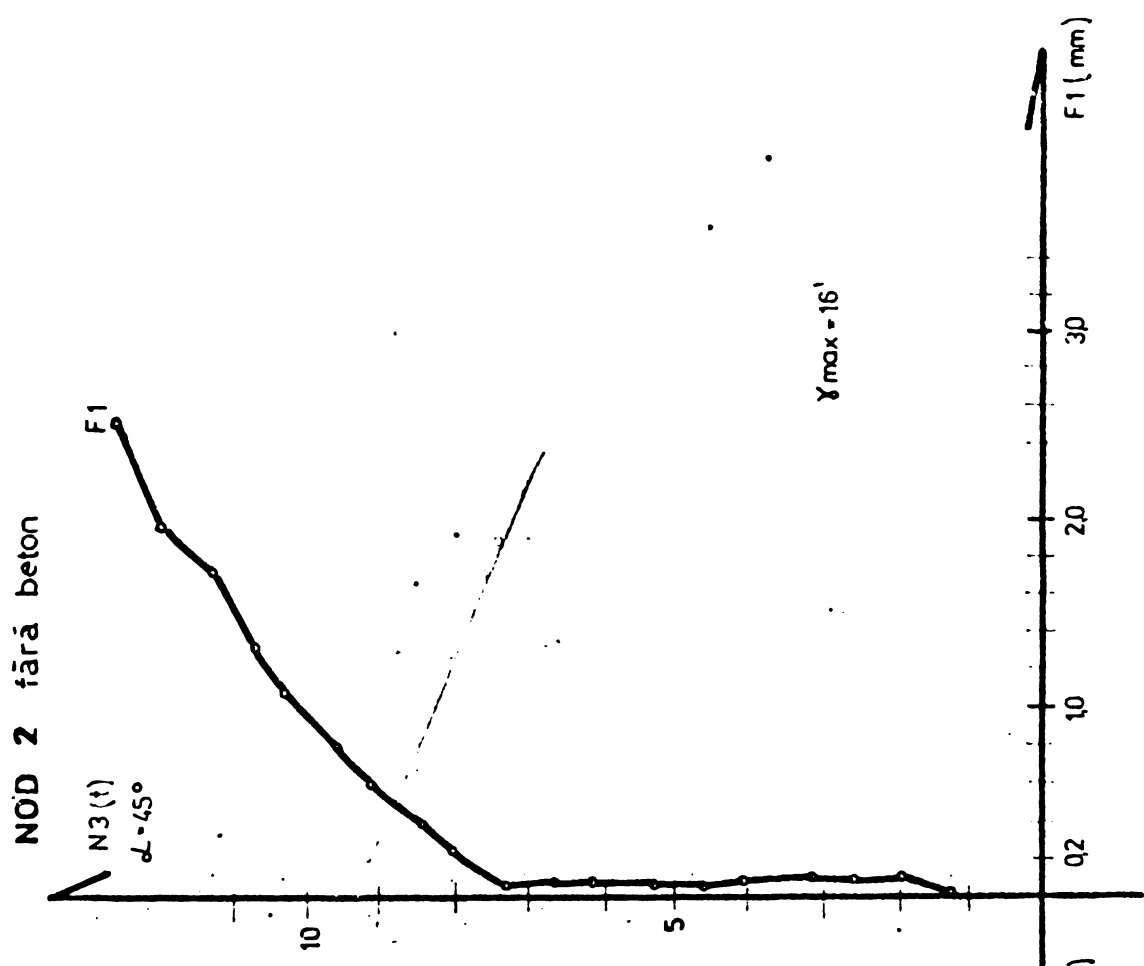


fig. III 15

8. Rotirea nodului, măsurată prin săgeata înregistrată de fleximetrul F_1 este mai mică decât în cazul nodului de tip 1. (fig.III.15).

3.4. Cercetări experimentale privind comportarea nodurilor grinzilor cu zăbrele cu diagonale din țevi și tălpi din profile cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton.

Din paragraful precedent a rezultat că în nodurile grinzilor cu zăbrele alcătuite din profile cu pereți subțiri există pericolul depășirii limitei de curgere a oțelului în zona de îmbinare a zăbrelelor de talpa fermei precum și pericolul apariției unor deformații mari ale inimii profilului ce alcătuiește talpa. Pentru a înlătura aceste neajunsuri s-a betonat talpa nodului, obținându-se atât o comportare mai bună a îmbinării barelor din nod cât și o capacitate portantă a tălpii mult mai mare. Creșterea greutății unei ferme realizată astfel este nesemnificativă, datorită volumului mic de beton folosit la umplerea profilului ce alcătuiește talpa.

3.4.1. Aparate de măsură.

Încărcarea nodului s-a realizat cu 3 prese cu ulei având o capacitate maximă de încărcare de 20 t, 40 t și 40 t.

Inregistrarea forței, N_3 , transmisă de presa de 20 t s-a făcut pe cadranul unei mașini de încercat universale tip ZMI Leipzig de 50 t.

Măsurarea forțelor N_1 și N_2 transmise prin intermediul presei de 40 t s-a făcut cu ajutorul unui manometru care a indicat presiunea uleiului din pompe.

Pentru măsurarea tensiunilor și deformațiilor s-au folosit transductoare rezistive, aparate de măsură și fleximetre identice cu cele descrise în paragraful 2.3.1.

Tot pentru măsurarea deformațiilor s-au folosit microcomparaatoare tip I.O.R.

3.4.2. Materiale folosite.

Cele două noduri s-au executat din oțel, și anume diagonalele din țevă 50 x 3,5 oțel marca OLT 35 și țevă 60 x 5 oțel marca OLT 45. Tălpile s-au executat din profile U_1 100 x 40 x 3 oțel marca OL 52 și U_1 120 x 60 x 4 oțel marca OL 37.

Caracteristicile mecanice ale oțelurilor folosite, determinate prin încercarea la tracțiune sînt prezentate în paragraful 3.3.2.

Tălpile executate din profile U_1 , au fost umplute cu beton marca B 250. Compoziția granulometrică și caracteristicile mecanice ale acestui beton sînt cele prezentate în paragraful 2.3.2.

3.4.3. Descrierea încercării, epruvete folosite.

Încercarea s-a făcut într-un stand destinat încercării nodurilor plane sau spațiale ale unor structuri cu zăbrele.

Schema de încărcare a celor două noduri, dispoziția timbrelor tensometrice destinate măsurării eforturilor uniforme, precum și a fleximetrelor și microcomparatoarelor necesare măsurării deformațiilor este prezentată în fig. III.16 și fig. III.17, III.18 și III.19.

Încercarea nodurilor s-a făcut în trepte, menținînd $N_1 = N_2 = \text{const.}$ și măriind treptat forța N_3 .

S-au urmărit eforturile unitare ce apar în talpa fermei cu zăbrele în apropierea nodului, odată cu creșterea forței N_3 .

Pentru a se putea observa o eventuală burdușire a mantalei metalice, sau o desprindere a ei de sîmburele de beton în dreptul nodului s-au fixat un fleximetru și un microcomparator, diferența înregistrărilor dată de acestea reprezentînd o eventuală deformație locală a tălpii în nod.

De asemenea pentru a înregistra eventuala rotire a întregului nod s-au măsurat cu ajutorul fleximetrului F_1 deplasările vîrfului unei tije metalice sudate în axul nodului.

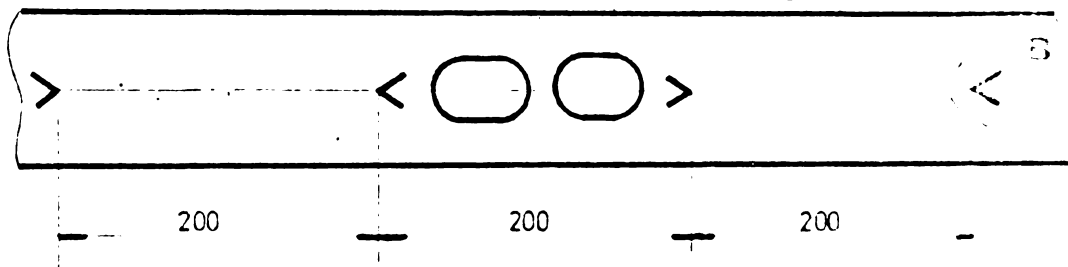
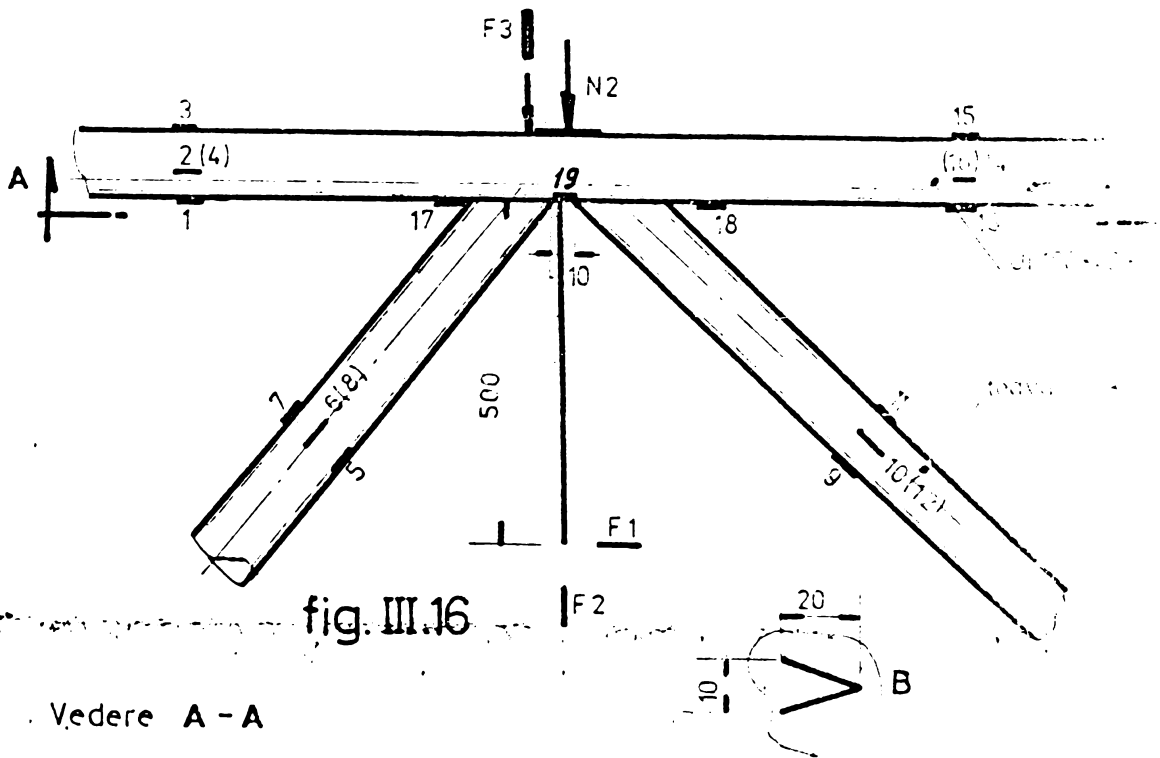
Modul de alcătuire geometrică a celor două noduri a fost identic cu cel al nodurilor executate fără sîmbure de beton pentru a putea studia comparativ distribuția eforturilor unitare și deformațiile ce apar în cele două tipuri de structuri.

Pentru a asigura conlucrarea între sîmburele de beton și mantaua metalică s-au luat următoarele măsuri.

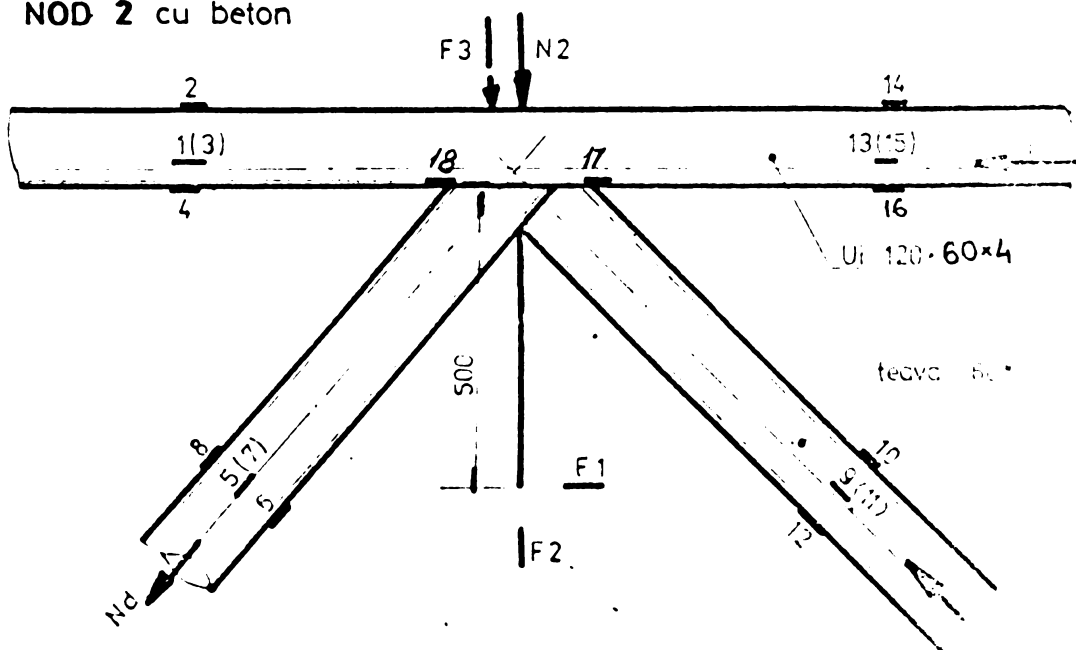
În inima nodului din fig. III.16 s-au practicat niște tăieturi de tipul vîrfului unei pioaneze, materialul metalic fiind îndoit spre interior cu un unghi de 45° . S-au format astfel niște ancoraje de tipul vîrfului unei pioaneze care au îmbunătățit legătura între beton și metal. Aceste ancoraje s-au executat în axul inimii profilului U_1 $100 \times 40 \times 3$, la distanțe egale cu 200 mm (2 h.) fiind orientate alternativ cu vîrful spre unul respectiv spre celălalt capăt al tălpii.

În planul vertical al axei inimii celui de-al doilea nod s-a sudat din loc în loc o sîrmă continuă ondulată cu diametrul $\varnothing 2$ mm, înălțimea și pasul unduleurilor fiind de 40 mm.

NOD 1 cu beton



NOD 2 cu beton



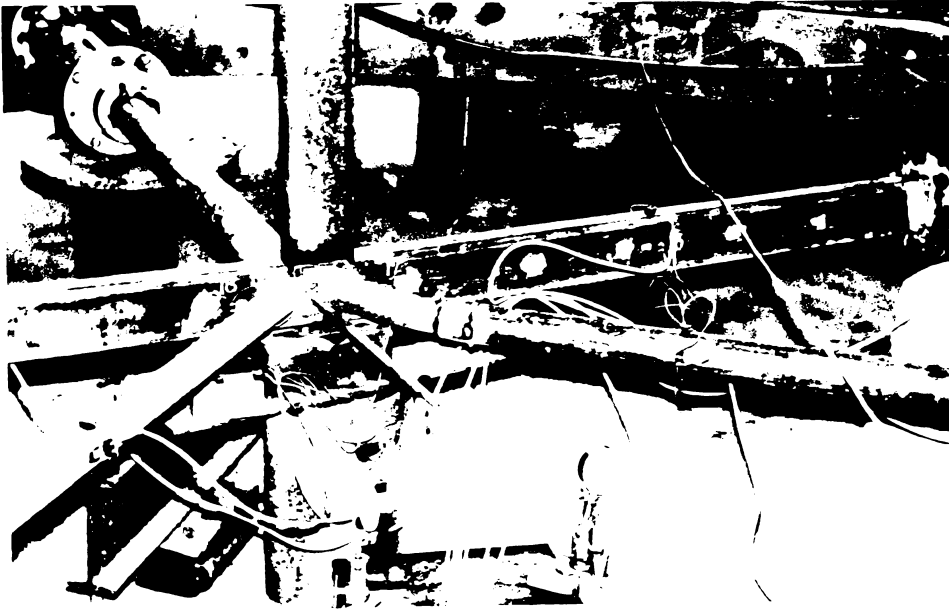


Fig III 18



Fig III 19

Pentru a se putea compara rezultatele obținute cu cele din paragraful 3.3.4. s-au menținut aceleași trepte de încărcare atât la încercările nodurilor cu tălpi nebetonate cât și la cele cu talpa umplută cu beton.

De asemenea pentru a se determina capacitatea portantă a elementului mixt format din profil U_1 umplut cu beton, în cea de-a doua etapă a încercării menținând forța N_3 constantă la valoarea ei maximă s-a mărit forța $N_1 = N_2$ pînă la distrugerea tălpii.

3.4.4. Rezultatele încercărilor experimentale. Concluzii.

Pentru a îmbunătăți comportarea nodurilor fermelor cu zăbrele alcătuite din profile cu pereți subțiri, precum și pentru a măți capacitatea portantă a barelor comprimate alcătuite din profile cu pereți subțiri s-a betonat talpa comprimată a grinzii cu zăbrele. Din cercetările experimentale efectuate pe cele două noduri descrise în paragraful anterior a rezultat următoarele

1) În nodul de tip 1, eforturile unitare ce apar în apropierea prindării diagonalelor de inima tălpii au valori relativ mici (fig. III.20). Se observă că atât în timbrul 18 cât și în timbrul 19 ele sînt eforturi unitare de compresiune. Valoarea lor este mai mică decît eforturile unitare apărute în diagonală sau în talpă.

2) De asemenea deformația inimii ΔF_{32} este practic nulă. (fig. III.21).

3) Și în acest caz apare o rotire a nodului ($\alpha = 35'$), rotire măsurată prin înregistrările date de fleximetrul F_1 .

4) Distrugerea elementului s-a făcut prin cedarea tălpii și anume depășirea rezistenței prismatice a betonului, în apropierea nodului, înainte ca tensiunile sau deformațiile locale în nod să fi depășit o valoare admisă ($N_R = 12,8t$) (fig. III.22).

Se constată o bună comportare a nodurilor de acest tip, fiind înlăturate deficiențele care au fost semnalate în cazul nodurilor alcătuite din profile cu pereți subțiri nebetonate.

5) În tot timpul încărcării lor s-a constatat o conlucrare între profilul metalic și șimburele de beton.

Aderența dintre beton și oțel nu a fost distrusă decît în momentul ruperii, în dreptul betonului sfărîmat.

6) În cazul nodului de tip 2 se constată de asemenea o comportare îmbunătățită față de cazul nodurilor nebetonate. Efortul unitar în

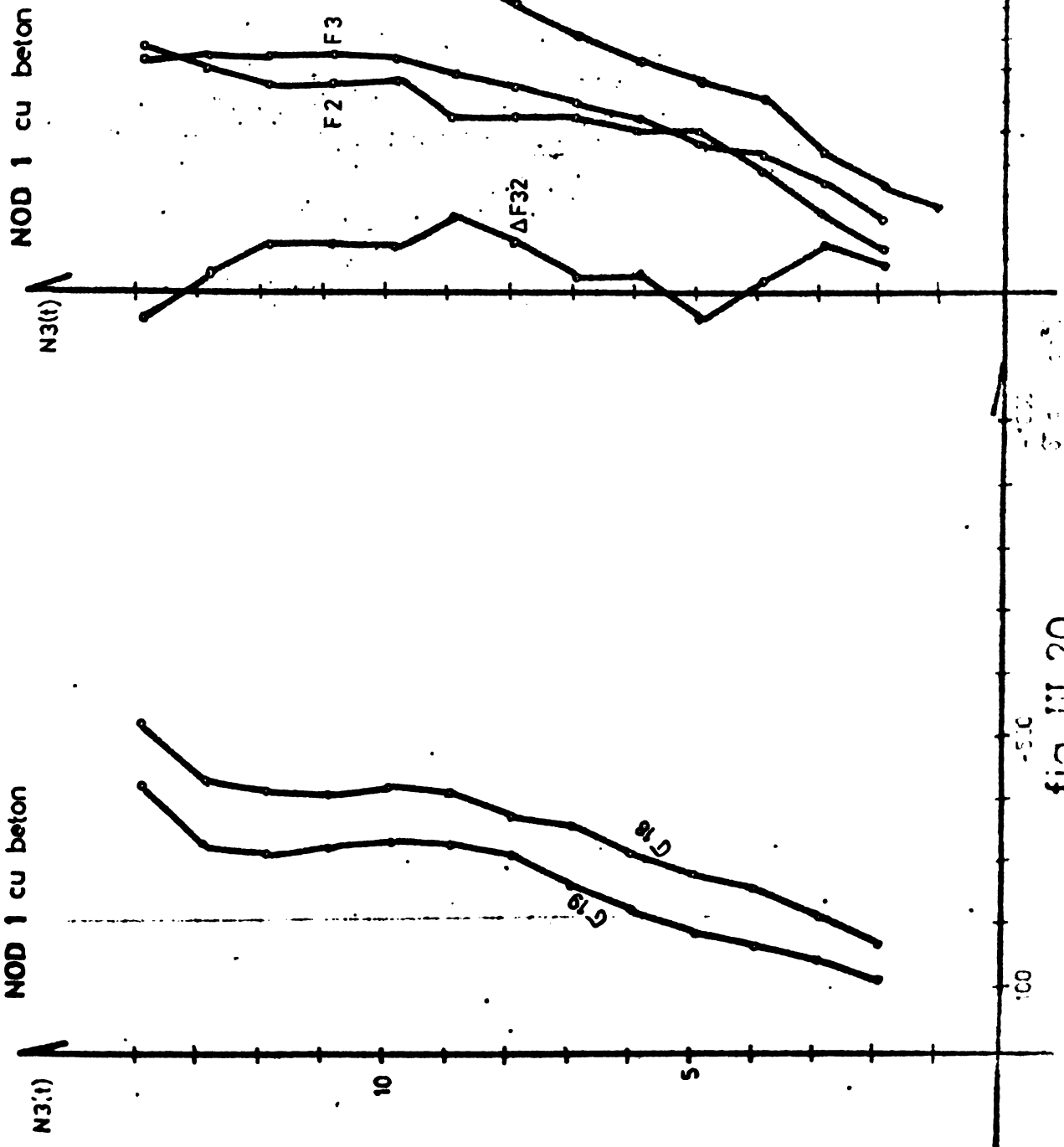


fig. III 21

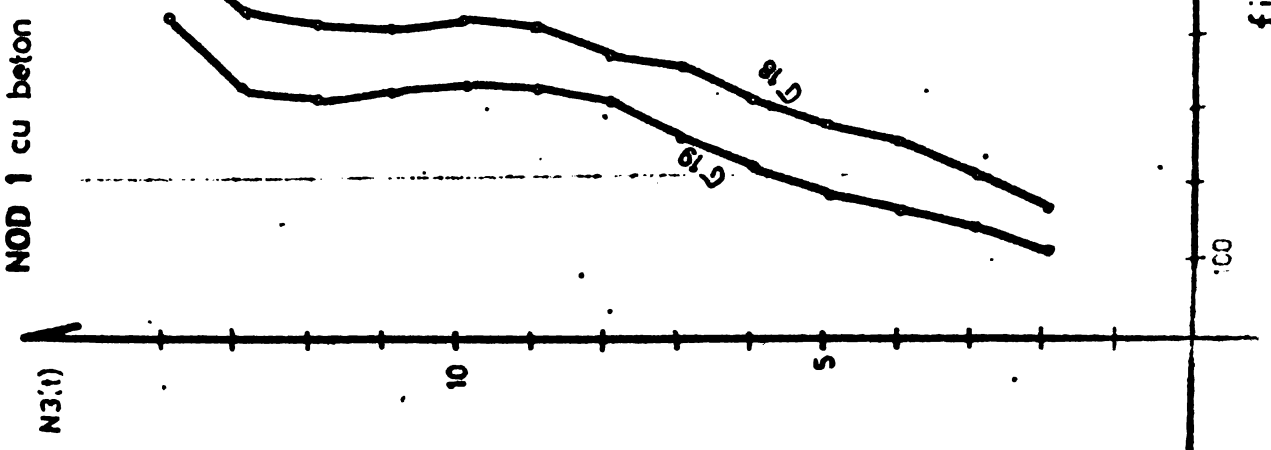


fig. III 20

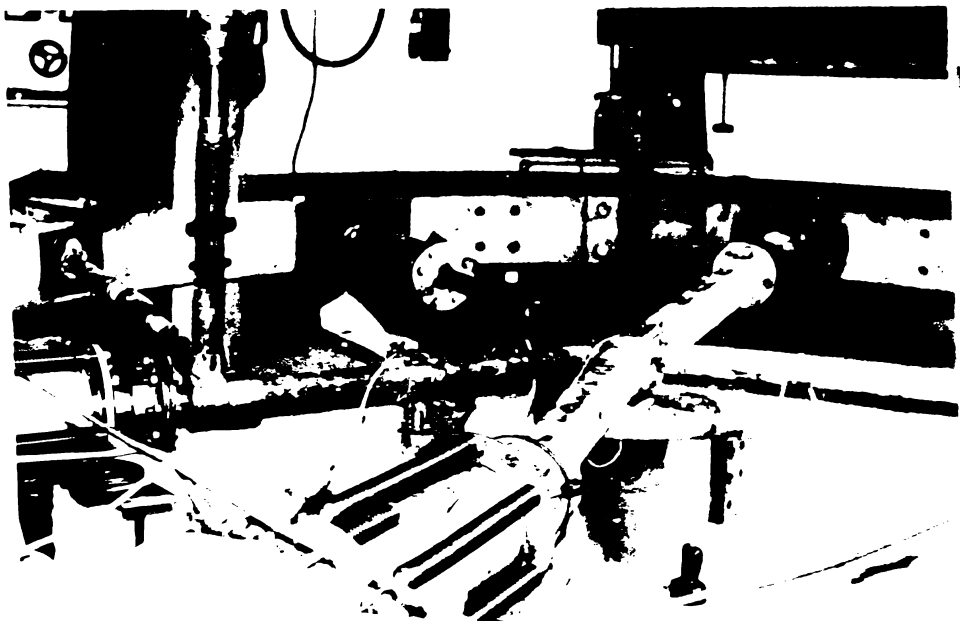


Fig III 22

timbrul 17, corespondent timbrului 1 din nodul nebetonat este mult mai mic (fig.III.23).

7) Deformațiile și rotirile ce apar în nod sînt neseemnificative (fig.III.24).

8) Distrugerea epruvetei s-a făcut prin flambajul tălpii la o forță de compresiune de 28 t în apropierea nodului, fără ca în dreptul prinderii diagonalelor să fi apărut eforturi unitare sau deformații, care să depășească pe cele admise.

În secțiunea de rupere betonul a cedat prin depășirea rezistenței lui prismatice.

9) În tot timpul încercării s-a păstrat conlucrarea dintre sîmburele de beton și mantaua de oțel.

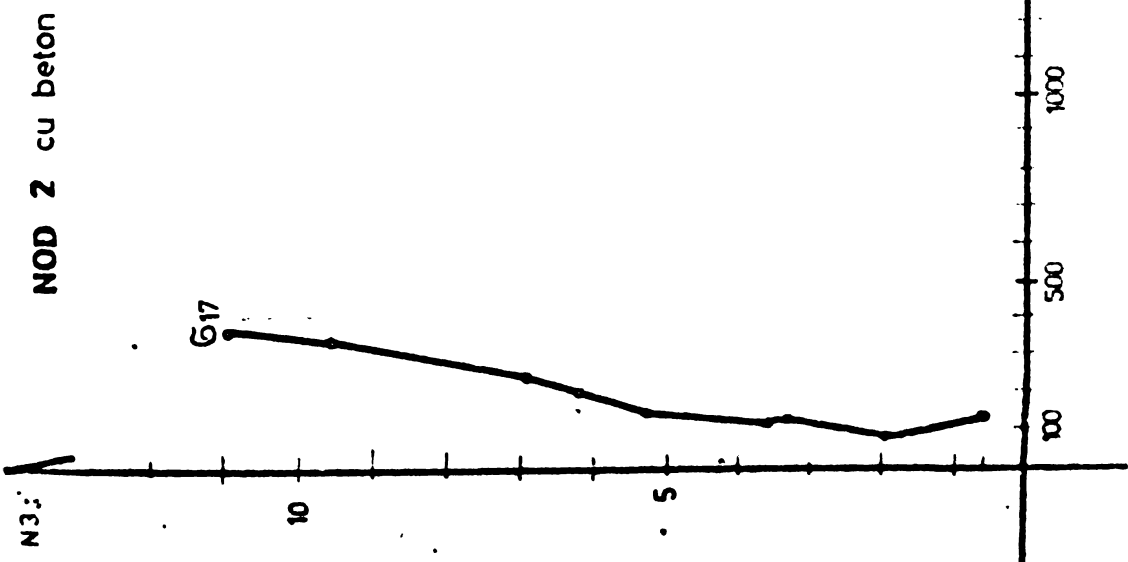


fig. III 23

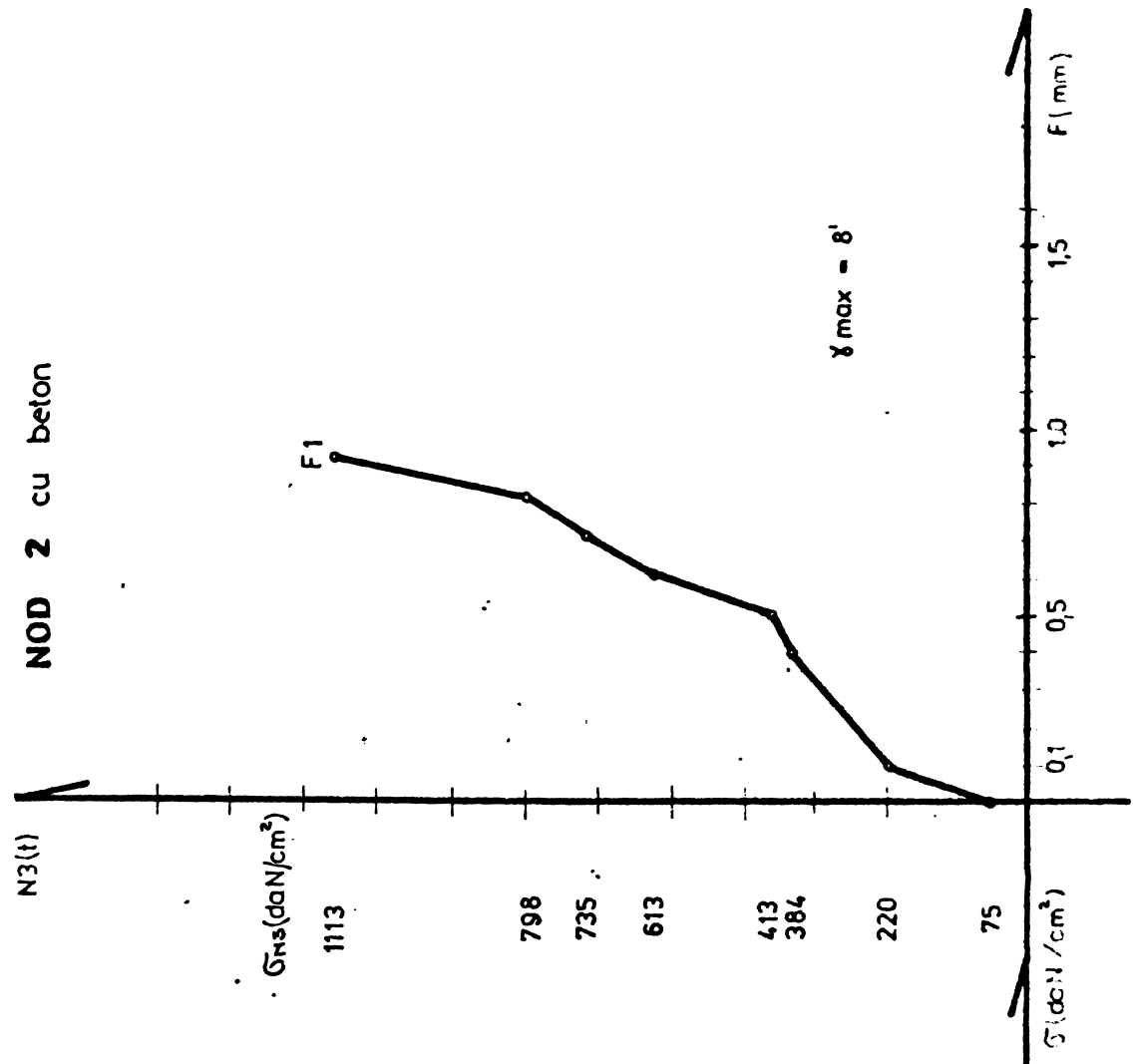


fig. III 24

3.5. Calculul forței de rupere a tălpii nodului prin metoda propusă în capitolul 2.

Din încercările experimentale efectuate a rezultat pentru nodul 1 cu șabure de beton o forță de rupere egală cu $P_1 = 12,8$ t, iar pentru nodul 2 o forță de rupere de 28 t.

Aplicînd metoda de calcul propusă în capitolul 2 se obțin pentru tălpile nodurilor următoarele forțe de rupere :

Nodul 1.

U1 $100 \times 40 \times 3$; $A_0 = 5,0$ cm^2 ; $I_y = 1,22$ cm^4 ; $l = 125$ cm ; $\mu = 0,145$

Din tabel sau grafice se obține : $\frac{I_{id}}{I_0} = 0,9$; $\frac{1}{n_{kr}} = 101 \times 10^{-3}$

Se calculează :

$$A_{id} = A_0 \left(1 + \frac{1}{m_{cr} \mu} \right) = 5,04 \left(1 + \frac{0,101}{0,145} \right) = 8,55 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_{id} = \frac{\lambda_0}{\frac{I_{id}}{I_0}} = \frac{100}{0,9} = 111$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_0}{\lambda_{id}^2} \cdot A_{id} = 14,37 \text{ t}$$

$$P_{cp} = 2880 \times 5,04 + 42,32 \times 225 = 24,03 \text{ t.}$$

Se observă că forța critică de flambaj calculată $P_{cr} = 14,37$ t depășește cu $0,7$ % valoarea experimentală obținută. Acest lucru se datorează pe de-o parte lungimii de flambaj introduse, bara fiind considerată dublu articulată, situație care nu corespunde întru-totul cu situația reală, precum și existenței unor excentricități inițiale a căror valoare s-a mărit odată cu încărcarea.

Nodul 2.

U1 $120 \times 60 \times 4$; $A_0 = 8,96$ cm^2 ; $I_y = 1,89$ cm^4 ; $\mu = 0,142$;

$$\lambda_0 = \frac{125}{1,89} = 66,1 < 80 \quad \text{distrugerea se va face prin pierderea capacității portante.}$$

$$P_{cp} = 1920 \times 8,96 + 62,7 \times 225 = 31,3 \text{ t.}$$

Din cercetările experimentale a rezultat o forță de 23 t adică avînd o valoare cu 11 % mai mică decît cea de calcul. Cauzele acestei neconcordanțe sînt cele prezentate și în cazul nodului 1.

CAPITOLUL IV. INFLUENȚA CONDIȚIILOR DE REZEMARE ASUPRA STĂRII DE TENSIUNE

4.1. Influența condițiilor de rezemare asupra stării de tensiune în cazul țevilor din oțel umplute cu beton.

Pentru a studia influența modului de realizare a rezemărilor capetelor stîlpilor din oțel umpluți cu beton sau cu beton cu ciment expansiv, s-au făcut cîteva încercări experimentale ale căror rezultate sînt prezentate în lucrarea [41] .

Acest studiu a fost necesar pe de-o parte pentru a preveni eventuala distrugere a țevilor umplute cu beton la capete, datorită unor vîrfuri de solicitări a căror valoare depinde de modul de realizare al reazemelor, iar pe de altă parte pentru a preciza mărimea zonei care este influențată de prinderea capetelor în reazeme. Ca urmare a acestui studiu se pot trage anumite concluzii și se pot face recomandări în vederea alegerii unui mod de rezemare sau a altuia. Tipurile de stîlpi și rezemări folosite precum și rezultatele tensiunilor în oțel și beton la capete și la mijloc sînt prezentate în tabelele IV.1 și IV.2.

Indiferent de modul de rezemare se constată că distribuția tensiunilor la mijlocul înălțimii stîlpului este practic independentă de modul de rezemare. Mărimea acestor tensiuni depinde bineînțeles de rezemarea capetelor, prin condițiile de margine introduse de acestea. Se constată că zona în care apar vîrfuri de tensiuni datorită rezemărilor nu are o înălțime mai mare decît un diametru al țevii de oțel.

În cazul încercării 1, cînd forța exterioară se repartizează la capetele țevii pe ambele materiale, distribuția tensiunilor pe secțiunea și înălțimea sîmburelui este prezentată în fig.IV.3 și fig.IV.4.

Din analiza rezultatelor experimentale prezentate în tabelul IV.1 și 2 și a diagramelelor tensiunilor se pot trage următoarele concluzii :

1. Perturbația tensiunii axiale din beton σ_{zz}^b crește dacă rezemarea la capete se face doar pe sîmburele de beton, față de cazul cînd rezemarea se face pe ambele materiale.

2. De asemenea această perturbație a valorii σ_{zz}^b crește dacă rezemarea este astfel alcătuită încît deplasările radiale la capete sînt împiedecate.

Nr.	Tipul sîmburului de beton	Încărcarea la capetele este aplic.	Transmiterea încărcării prin plăcile de capăt
1	fără gol	pe oțel și beton	cu frecare
2	fără gol	doar pe sîmburele de beton	fără frecare
3	fără gol	— " —	cu frecare
4	cu gol	— " —	fără frecare
5	cu gol	— " —	cu frecare

TABELUL IV.1.

Nr probl.	Tensiuni axiale în beton				Tensiuni în oțel			
	capete		mijloc		axiale		tangentiale	
	min.	max.	min.	max.	capăt	mijloc	capete	mijloc
1	-7,0	-5,5	-6,6	-6,6	-57,3	-51,4	-17,0	-4,2
2	-17,1	-8,8	-5,7	-5,7	-0,8	-44,5	+8,1	-3,6
2	-24,4	-8,4	-6,1	-6,1	-0,5	-47,4	+6,1	-3,9
3	-20,6	-8,1	-6,1	-6,1	-0,4	-44,8	+0,3	-3,7
3	-26,1	-7,8	-6,1	-6,1	-0,7	-47,6	+0,1	-3,9
4	-17,7	-9,1	-5,5	-5,5	-0,4	-49,9	+7,6	-4,9
4	-25,1	-8,9	-5,9	-5,9	-0,9	-53,7	+5,3	-5,3
5	-21,1	-8,0	-5,2	-5,1	-1,3	-65,7	+0,4	-8,8
5	-25,7	-7,4	-5,8	-5,7	-2,6	-65,6	-0,2	-8,1

TABELUL IV.2.

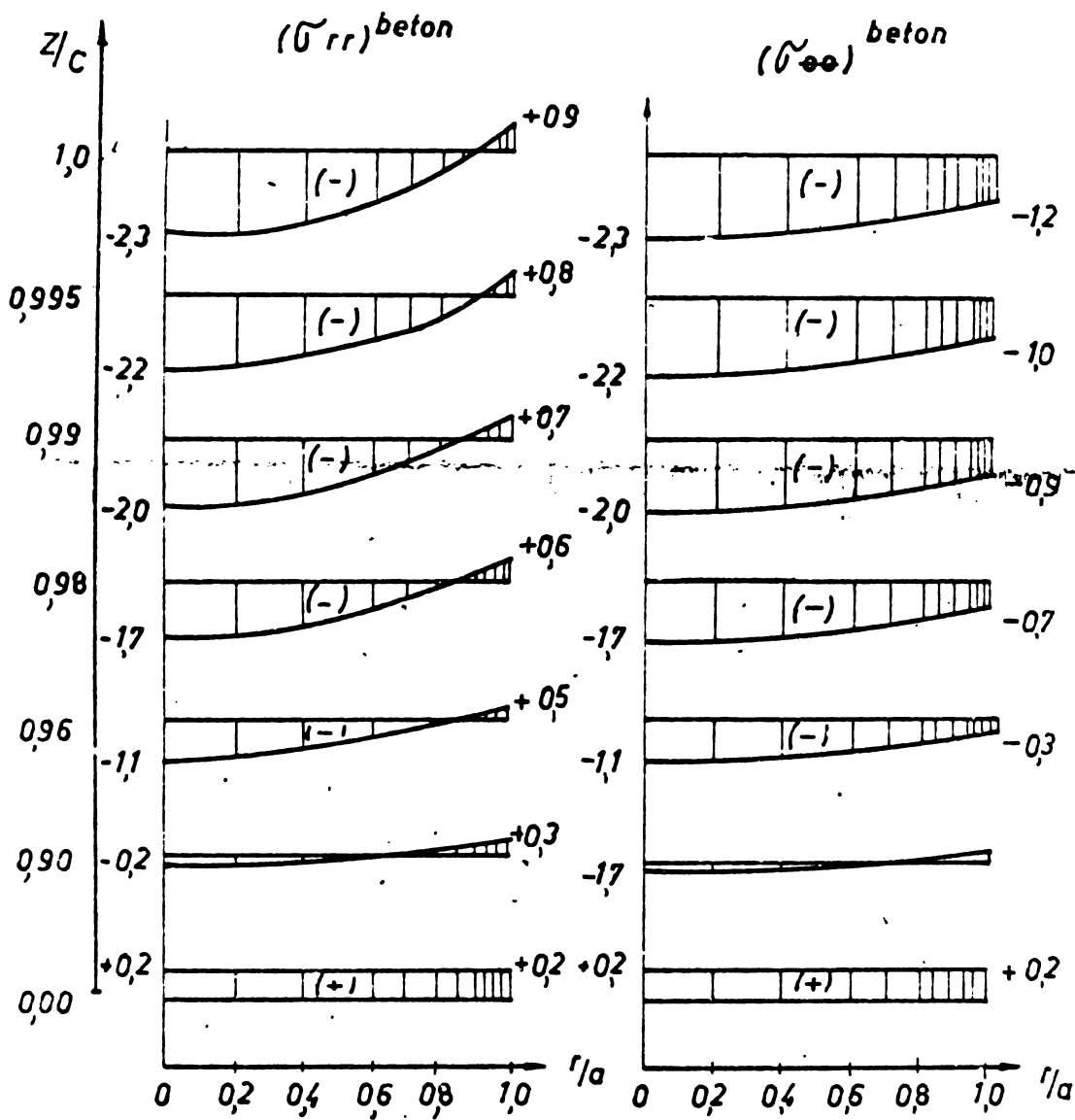


FIGURA IV. 3.

DISTRIBUȚIA TENSIUNILOR RADIALE ȘI TANGȚIALE ÎN SÎMEJURELE DE BETON

NOTĂ : TOATE TENSIUNILE SÎNT ÎN :

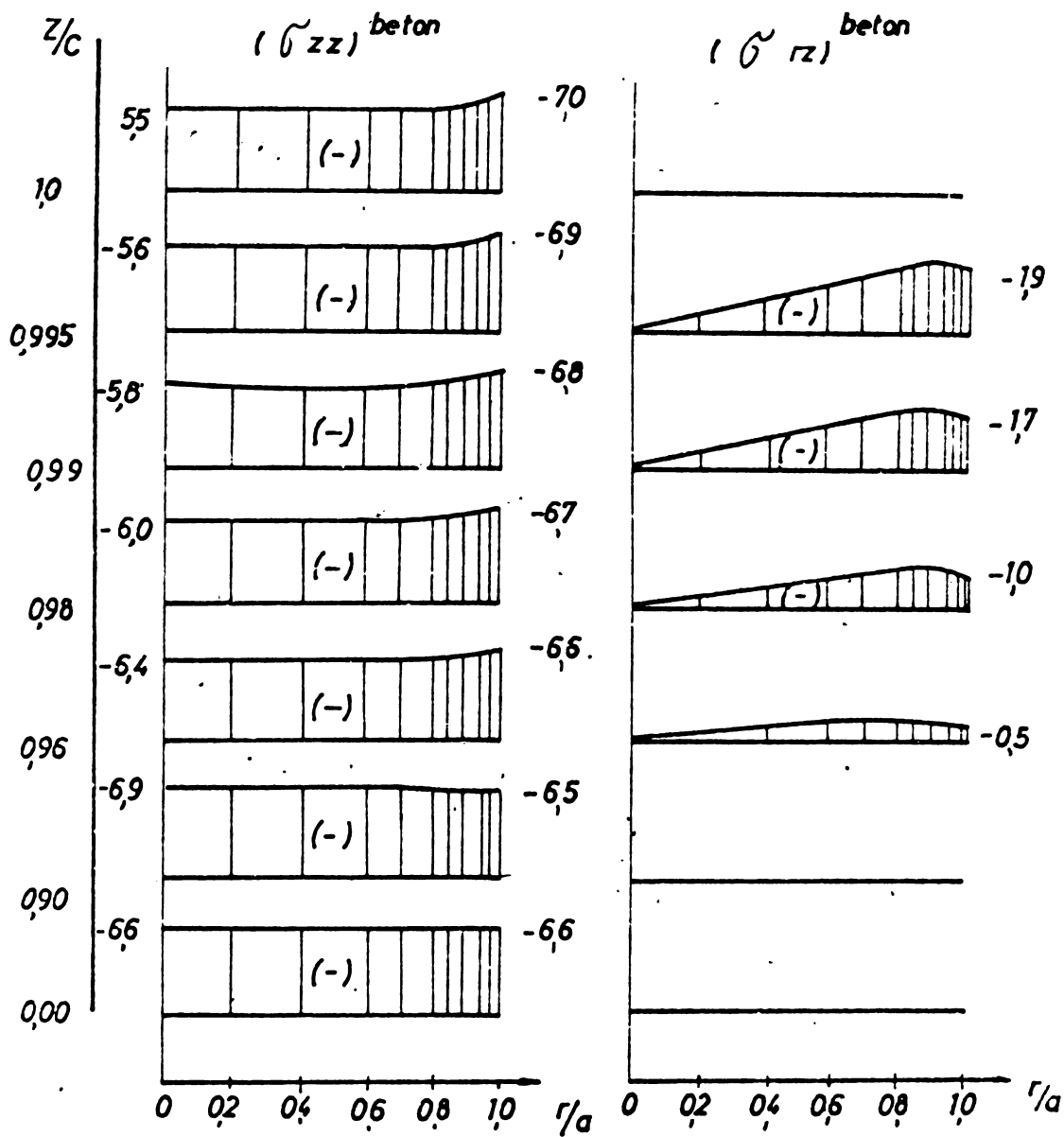


FIGURA IV.4.

DISTRIBUȚIA TENSIUNILOR AXIALE ȘI DE FORFECARE
ÎN SÎMBURELE DE BETON.

3. In cazurile 2 și 4, când deplasările radiale la capete sînt permise în mantaua de oțel apar la capete tensiuni tangențiale de întindere mari. Această situație indică posibilitatea distrugerii tubului de oțel la capete în cazul acestor condiții de încărcare.
4. In cazul când deplasările radiale sînt împiedecate în mantaua de oțel apar la capete tensiuni tangențiale de întindere foarte mici, practic considerîndu-se țeava neîncărcată la vîrf.
5. Indiferent de modul de rezemare al coloanei distribuția tensiunilor axiale în beton la mijlocul înălțimii este uniformă și depinde puțin de condițiile de capăt, tensiunile $\sigma_e^b = \sigma_r^b$, iar $\sigma_{rz}^b = 0$.
6. Perturbația datorită condițiilor de rezemare se extinde la capete pe o lungime de $l_0 + 15\%$ din înălțimea stîlpului compus.
7. Tensiunea axială în tubul de oțel urmărește legea impusă prin enunț și valoarea ei la mijlocul înălțimii e puțin influențată de condițiile de rezemare.

4.2. Influența condițiilor de rezemare asupra stării de tensiune în cazul profilelor cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton.

Pentru a studia distribuția eforturilor unitare în cele două materiale ale elementului mixt, în funcție de modul de transmitere a forței de compresiune la capetele epruvetelor, acestea au fost alcătuite după cum urmează ; La primele 4 epruvete transmiterea forței s-a făcut concomitent asupra betonului și mantalei metalice. Acest lucru s-a realizat prin sudarea pralabilă a unor plăcuțe la capetele profilului U1 . De aceste plăcuțe s-a heftuit placa de rezemare cu lăcașul sferic.(fig.IV.5).

Pentru a studia influența rezemării fie doar asupra sîmburelui de beton fie doar asupra mantalei metalice, rezemarea epruvetelor 5-8 s-a realizat în felul următor. După întărirea betonului, plăcuțele de 1 mm situate în capetele epruvetei s-au înlăturat, de asemenea s-a înlăturat mantaua metalică pe o lungime de 5 mm la capătul superior. In acest fel transmiterea forței la acest capăt s-a făcut doar asupra sîmburelui de beton. (fig.IV.6). La partea inferioară s-a sudat de mantaua metalică un profil închis, formînd un contur dreptunghiular de dimensiunile 100 x 40 mm și avînd o

grosime de 4 mm. Acest profil închis a fost heftuit de o placă de bară, rezenată pe platanul inferior al mașinii de încercat. (fig. IV.7).



Fig IV 5

În felul acesta la partea inferioară rezemarea s-a făcut doar pe mantaua metalică.

Pentru a studia influența modului de rezemare asupra tensiunilor din metal și beton s-au dispus la capetele elementelor timbre tensometrice. Astfel pentru primele 4 epruvete s-au dispus timbre la 5 cm respectiv 10 cm de capăt. (fig.II.22 și II.23).

Pe epruvetele 5 și 6 s-au dispus timbre tensometrice la capătul superior atât pe metal cât și pe beton la o distanță de 5 cm respectiv 10 cm de vîrf. (fig.II.24). Cu ajutorul lor s-a studiat influența rezemării doar pe sîmburele de beton.

La epruvetele 7 și 8 s-au dispus timbre tensometrice la 5 cm respectiv 10 cm de capătul inferior, studiindu-se cu ajutorul lor influența rezemării doar pe mantaua metalică. (fig.II.25).

Variația eforturilor unitare normale longitudinale în timbrele tensometrice dispuse este prezentată grafic în fig.IV.8, + IV.19.

În cazul cînd rezemarea elementului și transmiterea forței de compresiune se face concomitent pe metal și beton (fig.IV.8 + IV.11) se constată următoarele :

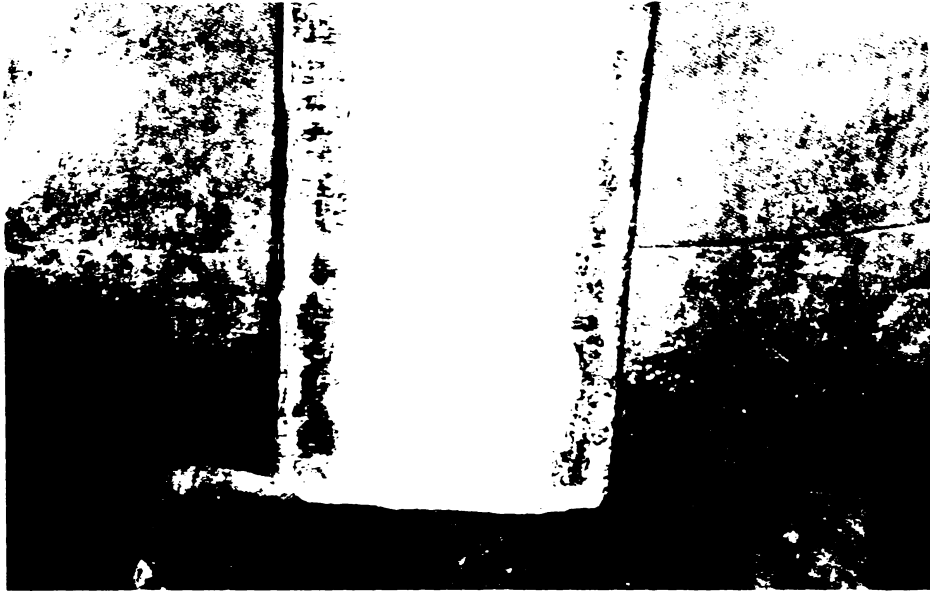


Fig IV.6

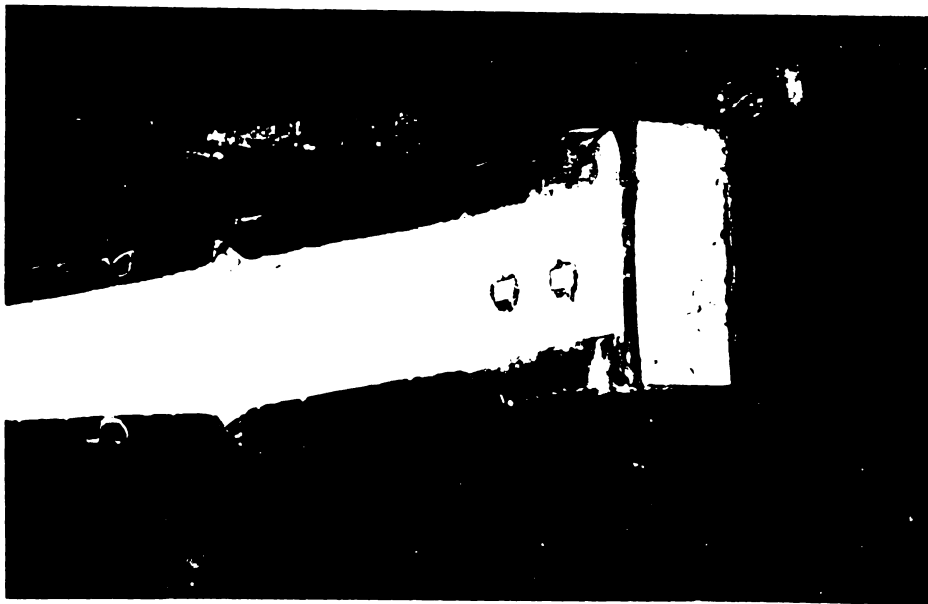


Fig. IV.7

AG
TIP
BUS

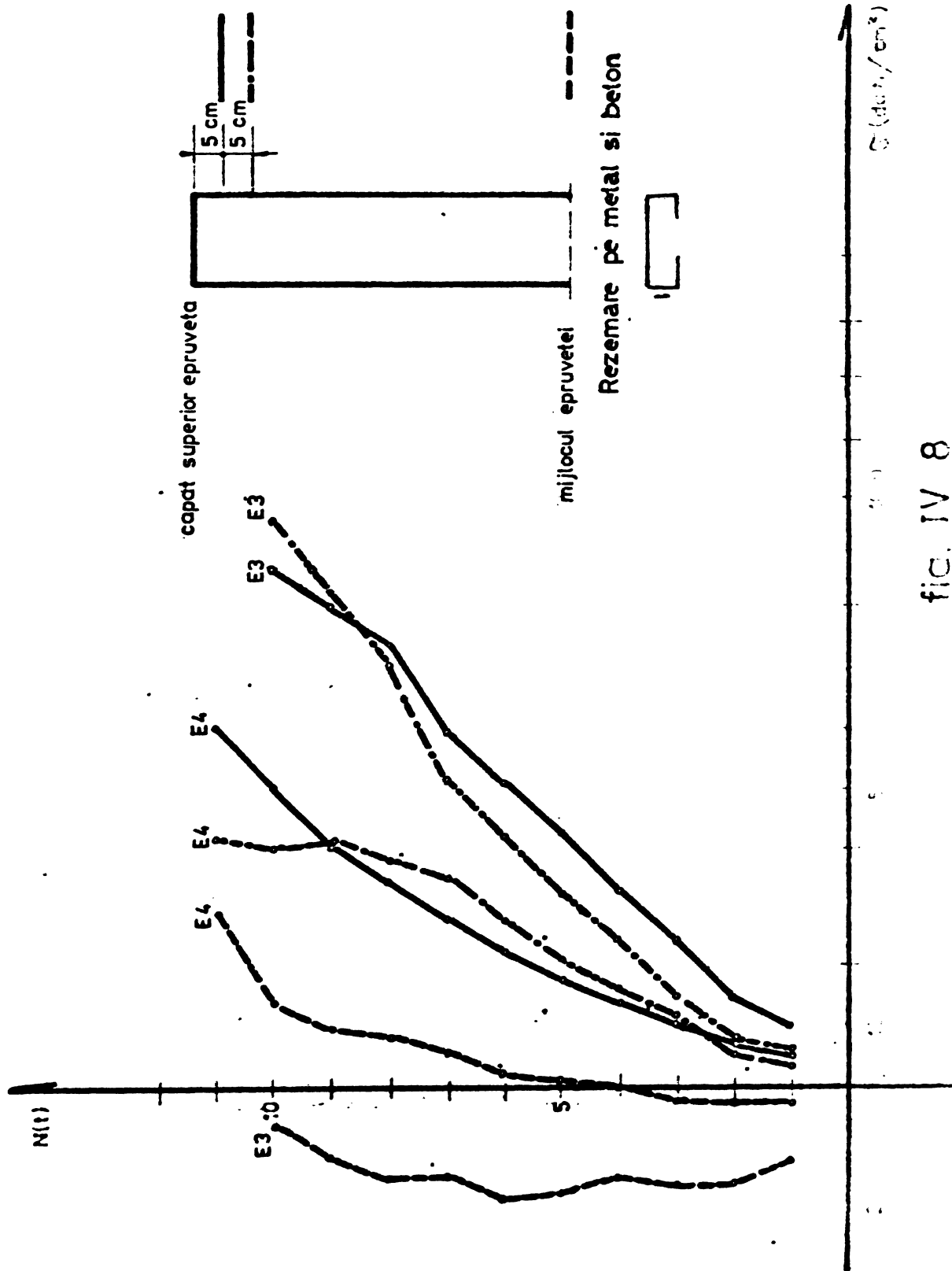


fig. IV 8

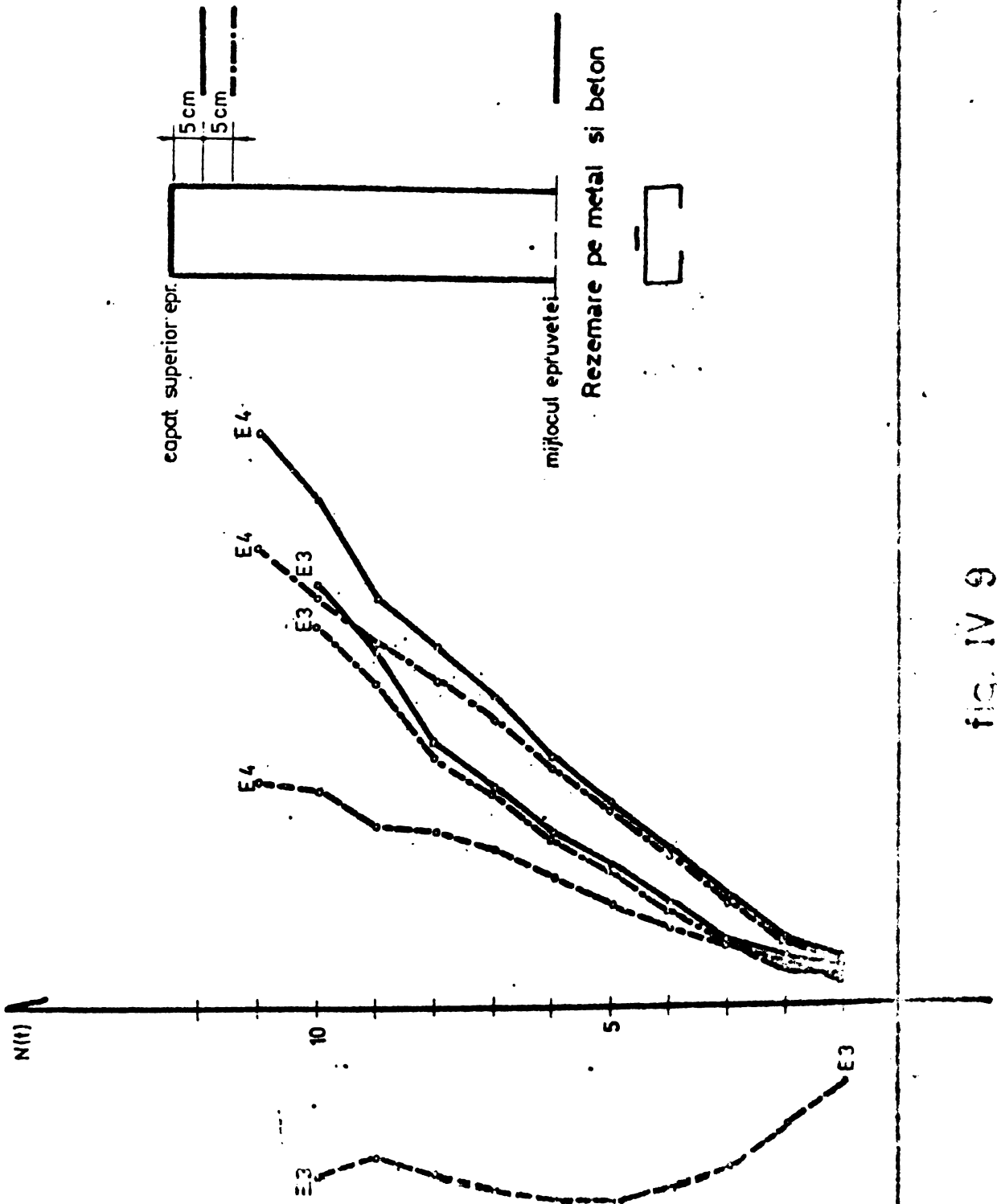


fig. IV 9

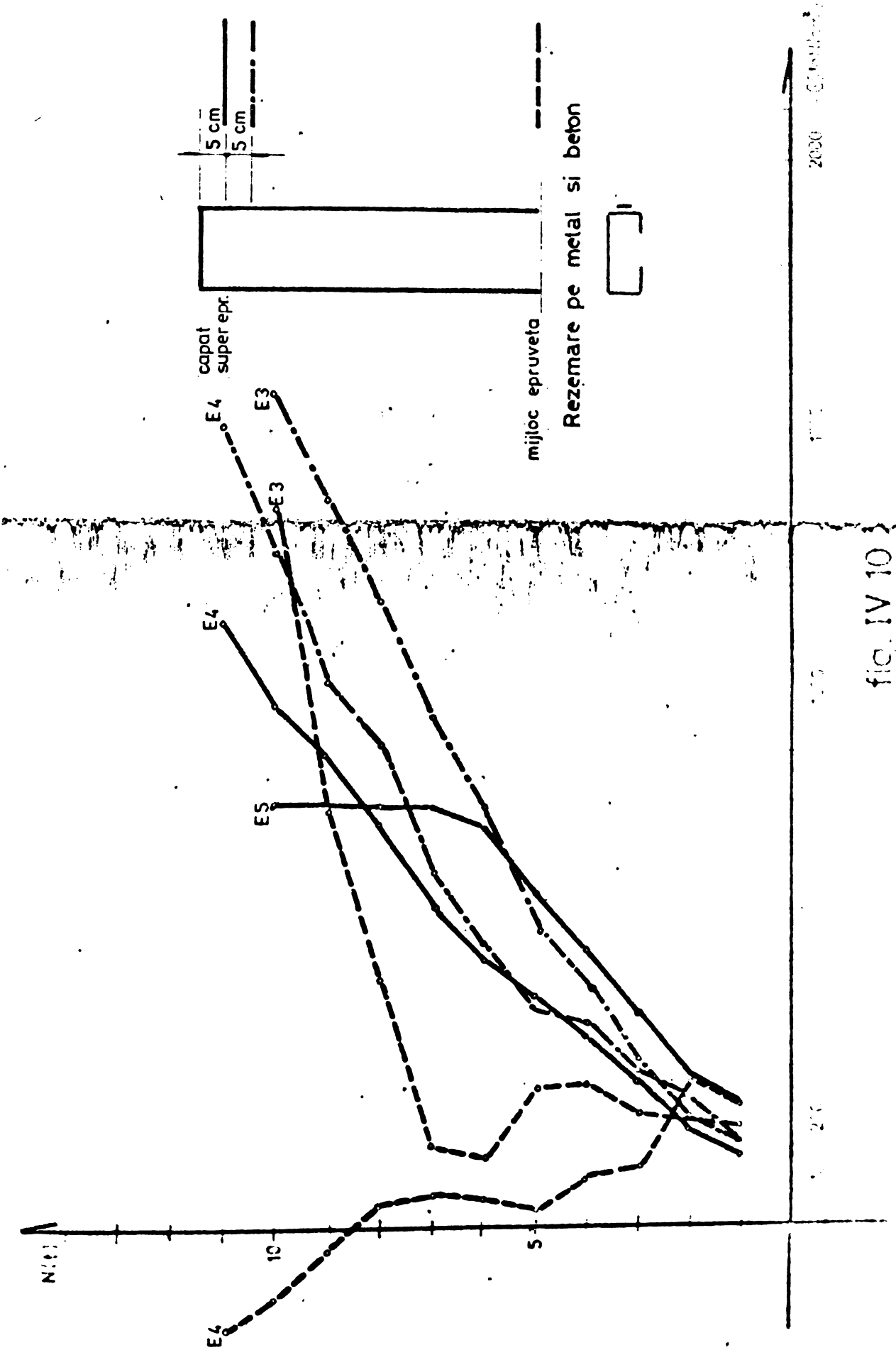


fig. IV 10

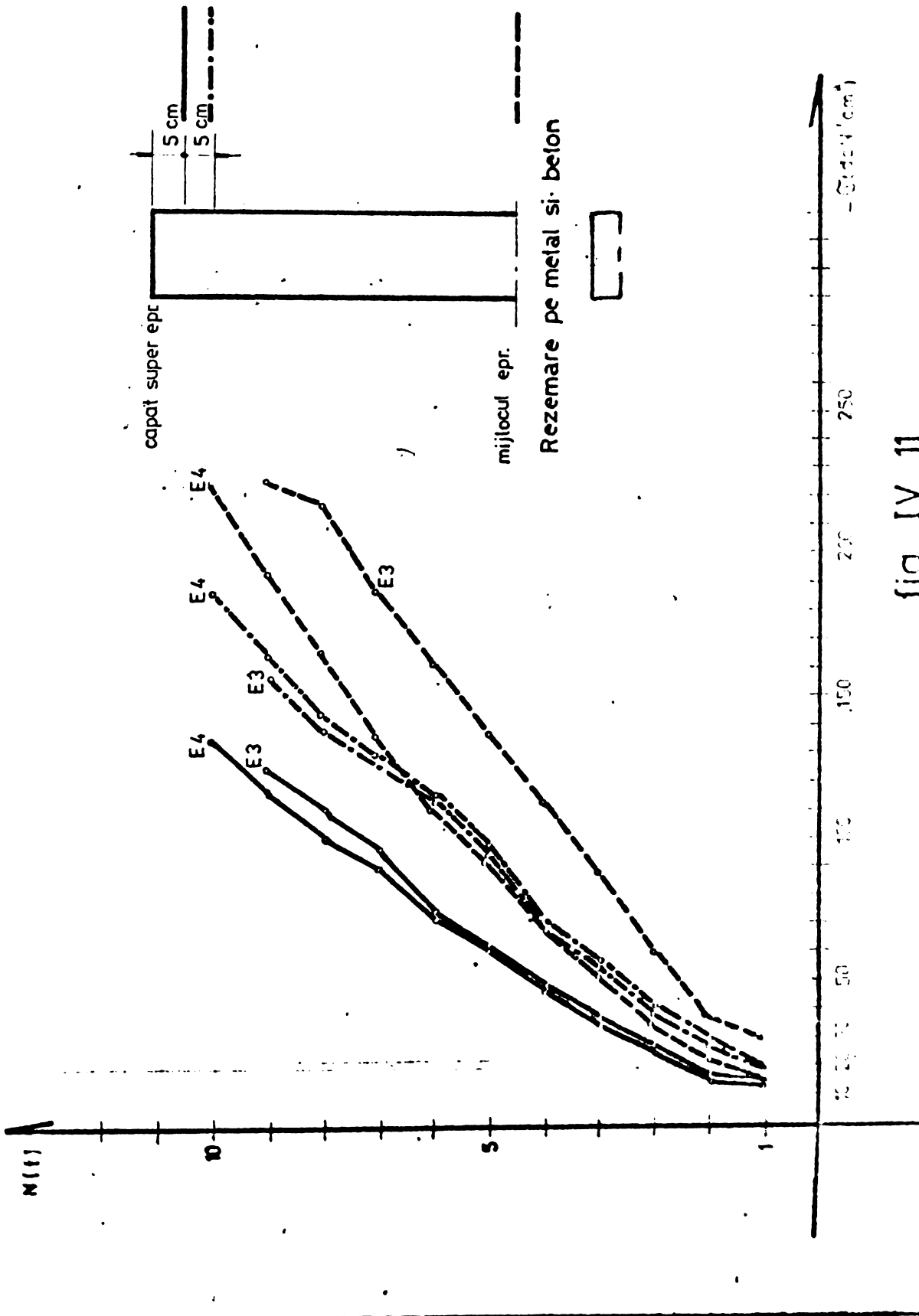


fig. IV 11

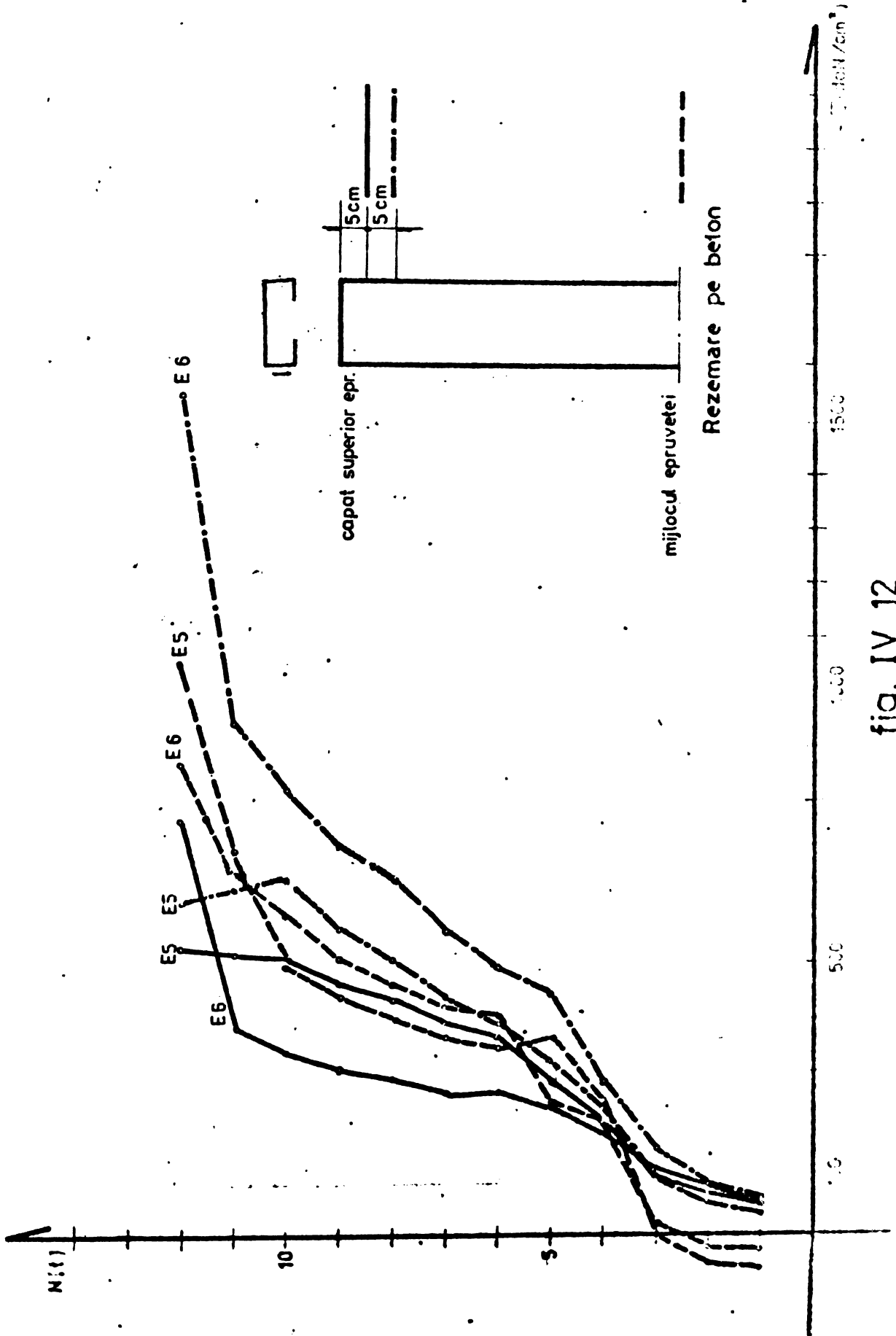


fig. IV 12

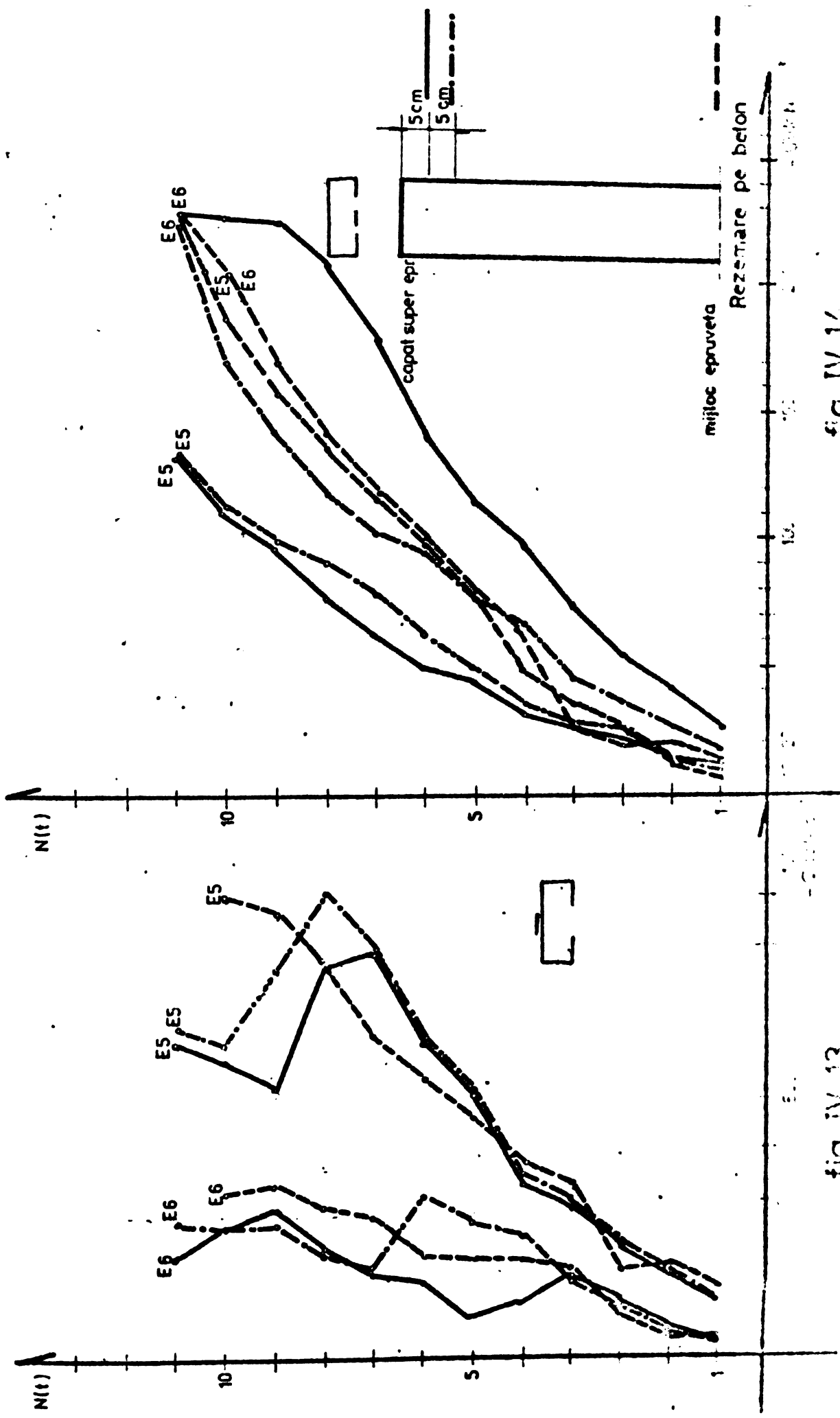


fig. IV 14

fig. IV 13

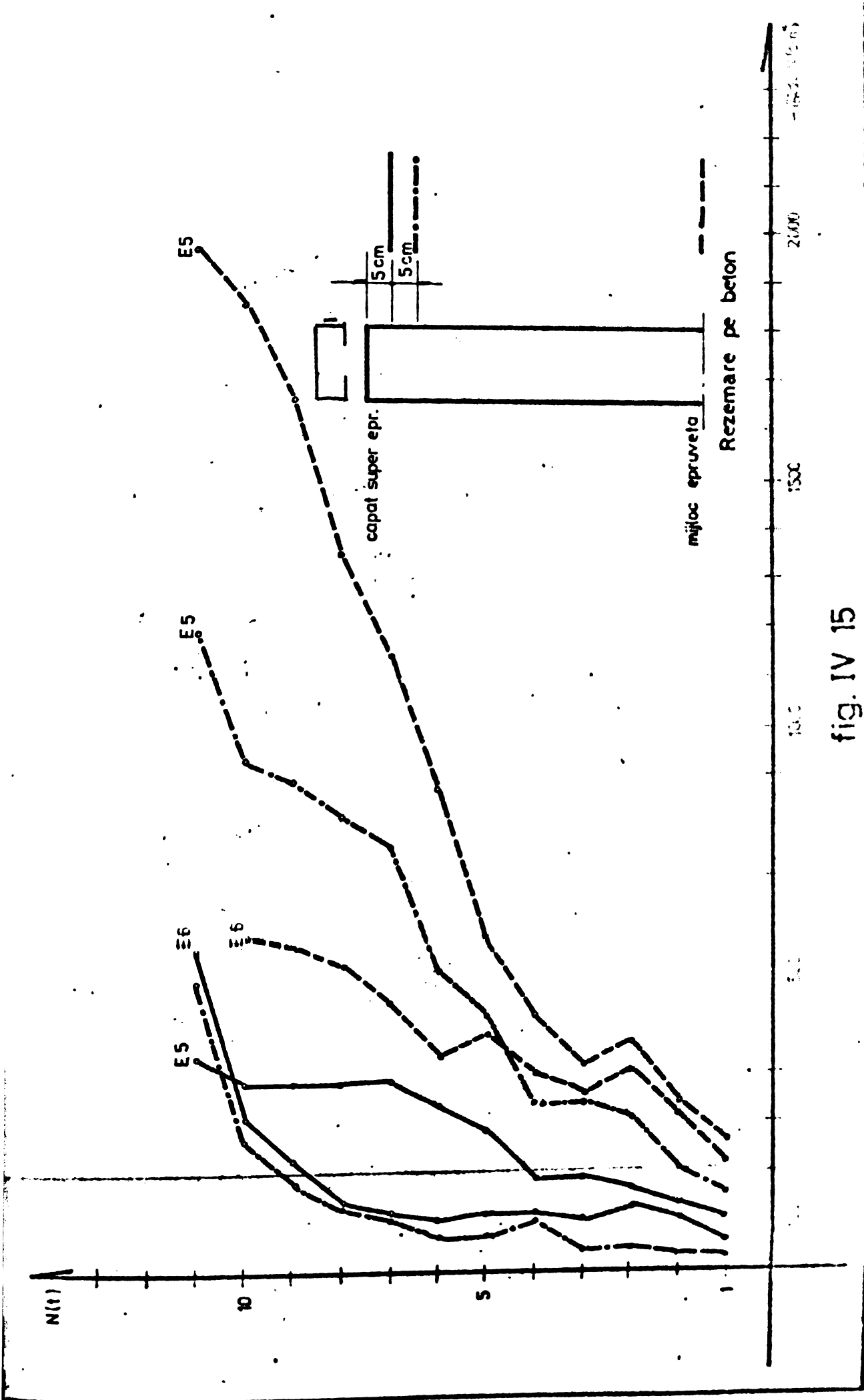


fig. IV 15

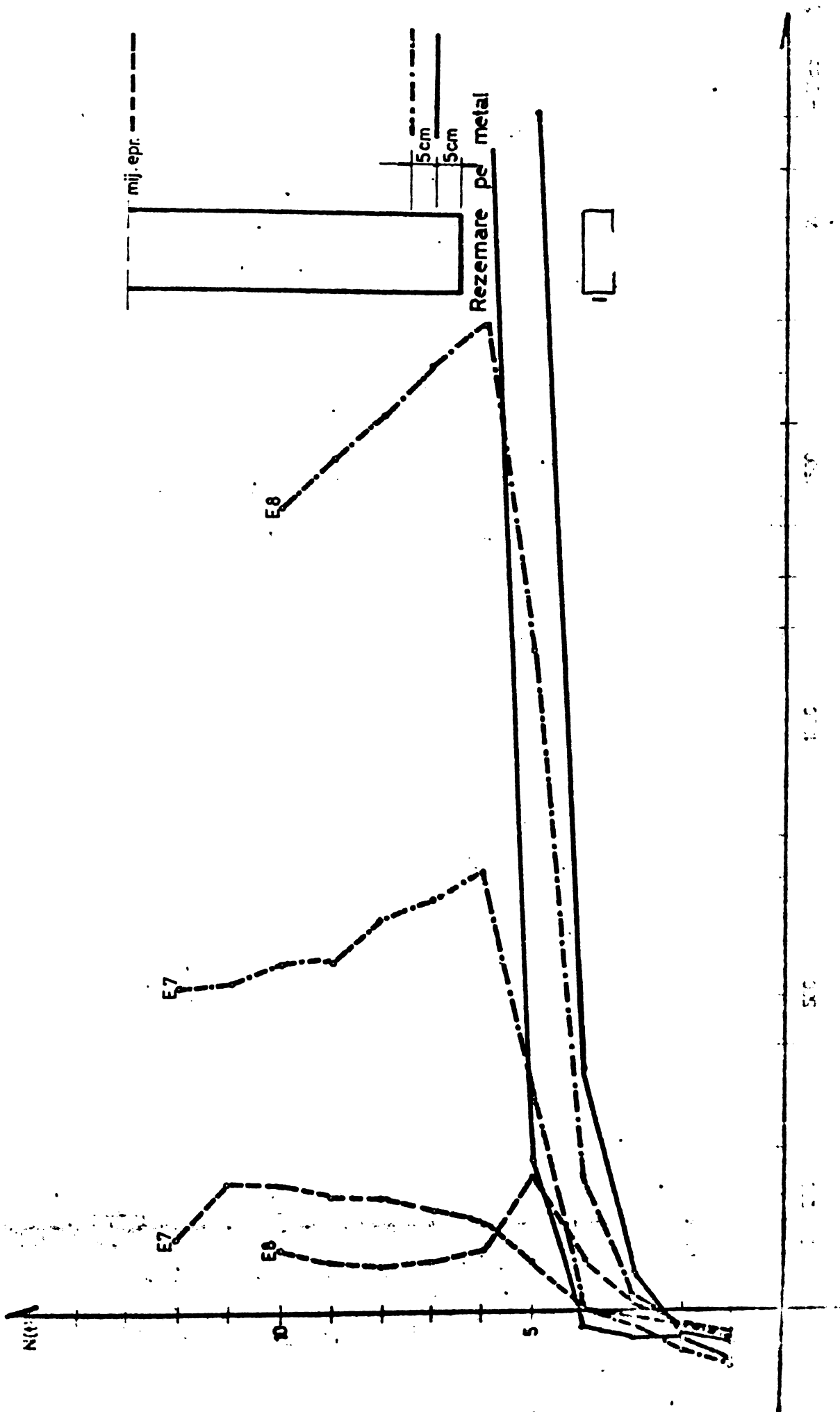


fig. IV 16

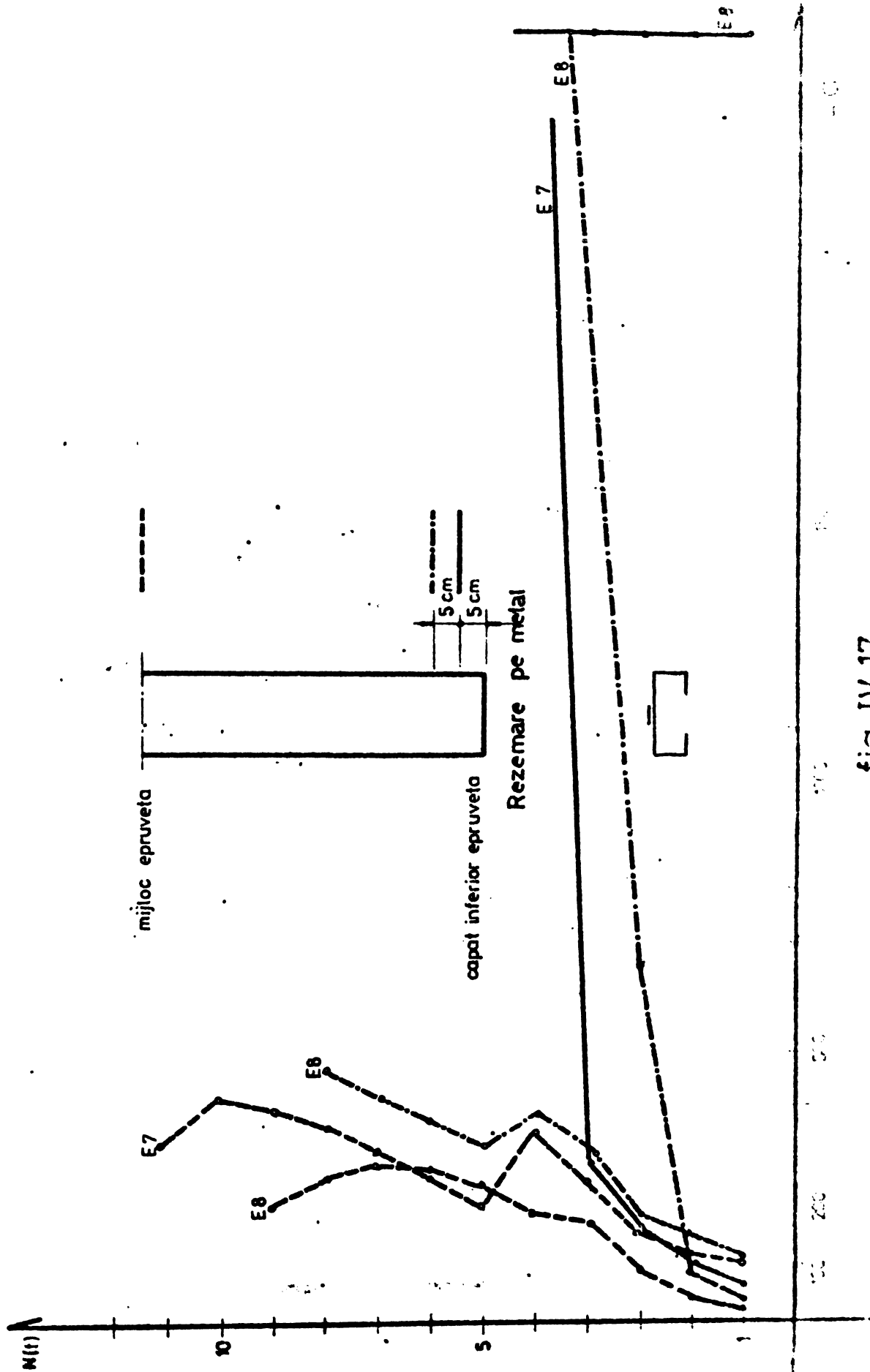


fig. IV 17

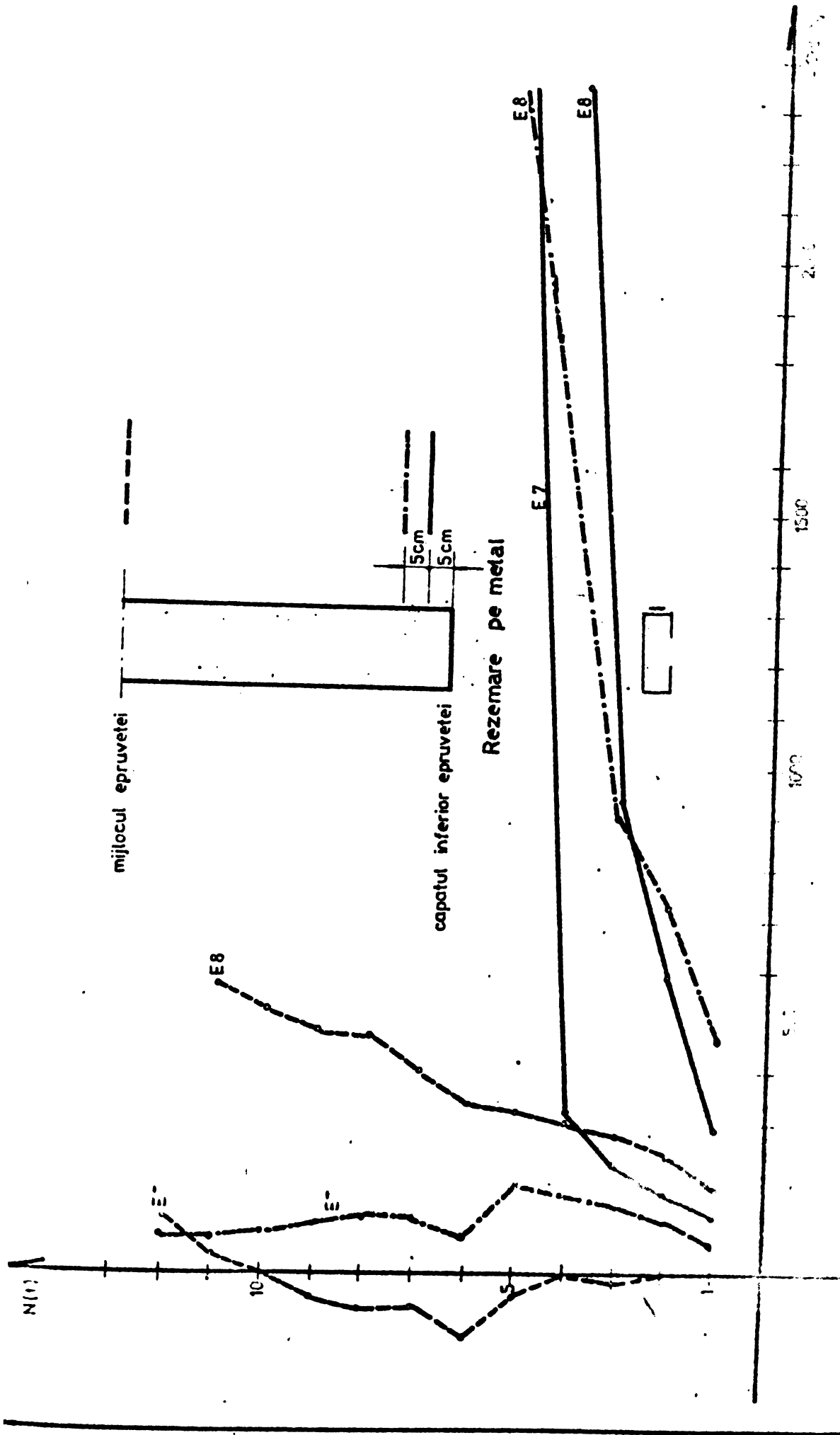


fig. IV 18

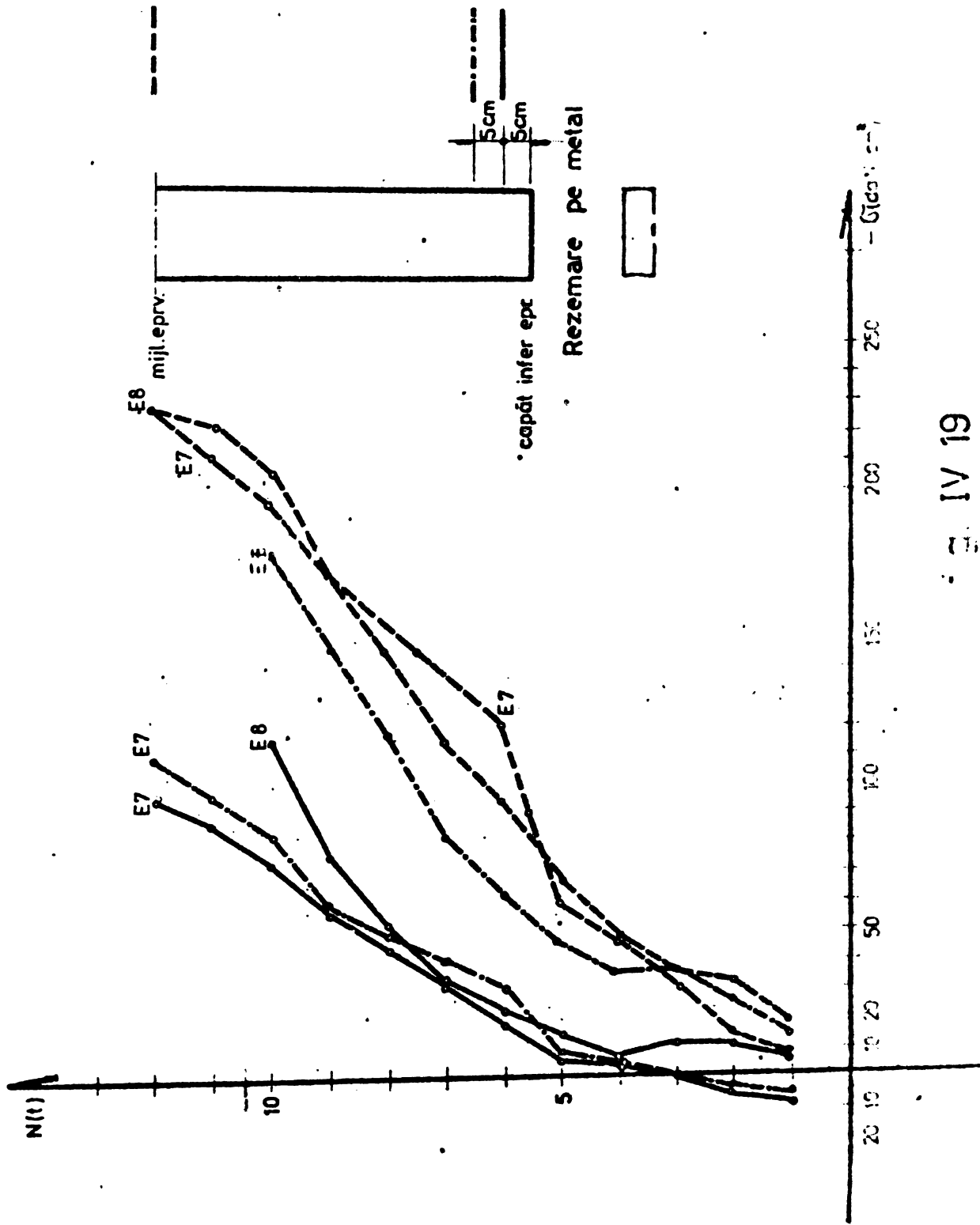


Fig. IV 19

1. Ruperea celor 4 epruvete s-a făcut la mijlocul înălțimii lor.
2. In mantaua metalică apar eforturi unitare longitudinale de compresiune mai mari în dreptul capetelor de rezemare, eforturi ce scad spre mijlocul înălțimii elementului. Există astfel pericolul atingerii în aceste zone a limitei de curgere a oțelului.
3. Influența modului de rezemare asupra distribuției eforturilor unitare în cele două materiale se resimte pe o înălțime egală cu aproximativ $2 h_0$ (h_0 reprezintă înălțimea inițială profilului metalic)
4. Eforturile unitare longitudinale ce apar în sîmburele de beton sînt mai mici spre capete, $\approx 60\%$ din valoarea lor maximă și cresc spre mijlocul epruvetei.

In cazul rezemării pe sîmburele de beton (fig. IV.12 + IV.15) se constată următoarele :

1. Există pericolul distrugerii elementului prin cedarea betonului în zona de rezemare, acolo unde încărcarea se face doar pe sîmburele de beton. Cu toate acestea, acest pericol nu apare întotdeauna deoarece din cele 4 epruvete astfel încărcate (epruvetele 5-8) doar două s-au rupt prin distrugerea betonului la capătul superior unde rezemarea s-a făcut doar pe sîmburele de beton.
2. In mantaua metalică apar la capătul rezemat pe beton eforturi unitare mai mici decît cele situate la mijlocul înălțimii elementului.
3. Influența modului de rezemare asupra distribuției eforturilor unitare în secțiune se resimte pe o înălțime de aproximativ $(2+2,5)h_0$

In cazul rezemării elementului doar pe mantaua metalică, fig. IV.16 + IV.19 se constată următoarele :

1. In dreptul rezemării doar pe mantaua metalică, în momentul cînd datorită creșterii încărcării exterioare se atinge limita de curgere a oțelului, apare o desprindere a mantalei de sîmburele de beton mantaua voalînd în această zonă.

Zona influențată de această rezemare are o înălțime de $\approx 2 h_0$, mantaua metalică prezentînd o burdușire pe toată lățimea ei la o distanță egală cu $\approx h_0$, față de capătul epruvetei.

2. Eforturile unitare ce apar în sîmburele de beton sînt mai mici spre capătul astfel rezemat decît cele din spre mijlocul epruvetei.
3. Distrugerea epruvetei se poate face, fie în această zonă de capăt, cînd după ce mantaua metalică a ajuns la curgere și s-a burdu-

șit, transmiterea forței la capăt a început să se facă prin ambele materiale, iar betonul comprimat cedează și el, fie în zona de mijloc (epruveta 8) sau în dreptul capătului opus în care rezemarea se face doar pe beton (epruveta 6).

Se constată că indiferent de modul în care s-a făcut rezemarea capetelor, conlucrarea dintre metal și beton se păstrează, pînă, la ruperea epruvetei, iar influența rezemelor asupra distribuției eforturilor unitare se resimte doar spre capetele epruvetei pe o înălțime de maximum $3 h_0$.

CAPITOLUL V. STUDIUL PIERDERII STABILITĂȚII LOCALE A MANTALEI METALICE, A PROFIELELOR CU PEREȚI SUBȚIRI UMPLUTE CU BETON SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ.

5.1. Studiul pierderii stabilității locale a peretelui țevii din oțel.

5.1.1. Calculul analitic al stabilității locale a peretelui țevii din oțel.

În general s-a constatat experimental că în marea majoritate a cazurilor voalarea peretelui țevii este exclusă datorită aderenței ce apare între sfîmburele de beton și mantaua metalică. Împiedecarea apariției fenomenului de voalare reprezintă tocmai unul din avantajele acestor structuri mixte oțel-beton. Totuși neglijînd existența adeziunii între beton și metal, pentru încărcări la care coeficientul lui Poisson al betonului este încă mai mic decît cel al oțelului, cît și pentru cazurile unor încărcări mai mari la care pierderea stabilității locale a mantalei se poate produce doar spre exterior, studiul voalării se poate face considerînd o pînză cilindrică ca în fig.V.1.

Se vor face următoarele notații :

- $N_{\phi I}$ = forța tangențială interioară pe unitate de lungime
- N_{xI} = forță axială interioară pe unitate de lungime
- $N_{\phi xI} = N_{x\phi I}$ = forță de forfecare interioară pe unitate de lungime
- $N_{\phi I} = p a$
- $N_{xI} = -P$
- $N_{\phi xI} = N_{x\phi I} = -T$.

Deci adăptăm următoarele notații

$$\frac{\partial}{\partial \phi} = 0 ; \frac{\partial}{\partial x} = ' ; \frac{Et}{1-\nu^2} = \varepsilon \quad (5.1)$$

ecuațiile diferențiale care exprimă pierderea stabilității locale a țevii au următoarea formă : [47]

$$u'' + \frac{1-\nu}{2} u'''' + \frac{1+\nu}{2} v'''' + \nu w' + k \left[\frac{1-\nu}{2} u'' - w'' + \frac{1-\nu}{2} w'''' \right] -$$

$$- q_1 [u'' - w'] - q_2 u'' - 2q_3 u'''' = 0$$

$$\frac{1+\nu}{2} u^{10} + v^{00} + \frac{1-\nu}{2} v'' + w^0 + k \left[\frac{3}{2} (1-\nu) v'' - \frac{3-\nu}{2} w''^{10} \right] -$$

$$-q_1 (v^{00} + w^0) - q_2 v'' - 2q_3 (v^{10} + w^1) = 0$$

$$\nu u^1 + v^0 + w + k \left[\frac{1-\nu}{2} u^{100} - u''' - \frac{3-\nu}{2} v''^{10} + w''' + 2w''^{100} + w^{0000} + \right.$$

$$\left. + 2w^{00} + w \right] + q_1 [u^1 - v^0 + w^{00}] + q_2 w'' - 2q_3 [v^1 + w^{10}] = 0$$

unde :

$$k = \frac{k^2}{12a^2} ; q_1 = \frac{pa}{\varepsilon} ; q_2 = \frac{P}{\varepsilon} ; q_3 = \frac{T}{\varepsilon}$$

În cazul cînd nu există forță tăietoare $q_3 = 0$.

Pentru deplasările cauzate de voalare se iau soluțiile :

$$\begin{aligned} u &= A \cos n \varphi \cos \frac{\delta x}{a} \\ v &= B \sin n \varphi \sin \frac{\delta x}{a} \\ w &= C \cos n \varphi \sin \frac{\delta x}{a} \\ \delta &= \frac{n \pi a}{L} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Această soluție descrie modul de voalare cu n semiunde în lungul cilindrului și cu $2m$ semiunde în jurul circumferinței cilindrului. Soluțiile au fost astfel alese încît respectă condițiile de margine pentru cazuri uzuale în practică.

Astfel pentru capetele cilindrului $X = 0$ și $X = L$ $u = v = 0$.

Introducînd soluțiile 5.3 în ecuațiile diferențiale (5.2) rezultă un sistem de trei ecuații liniare cu amplitudinile de flambaj A, B, C ca necunoscute. Exceptînd soluția ordinară a sistemului $A = 0$, $B = 0$ și $C = 0$ o soluție diferită de zero pentru A, B, C , deci o soluție în care apare fenomenul de voalare se obține doar dacă determinantul celor 9 coeficienți ai sistemului se anulează. Deci condiția de voalare a învelișului este anularea determinantului sistemului.

$$\begin{aligned}
 & A \left[\delta^2 + \frac{1-\nu}{2} m^2 (1+k) - q_1 m^2 - q_2 \delta \right] + B \left[-\frac{1+\nu}{2} \delta m \right] + C \left[-\nu \delta - \right. \\
 & \left. - k \left(\delta^3 - \frac{1-\nu}{2} \delta m - q_1 \delta \right) \right] = 0 \\
 & A \left[-\frac{1+\nu}{2} \delta m \right] + B \left[m^2 + \frac{1-\nu}{2} \delta^2 (1+3k) - q_1 m^2 - q_2 \delta^2 \right] + C \left[m + \frac{3-\nu}{2} k \delta^2 m - q_1 m \right] = 0 \\
 & A \left[-\nu \delta - k \left(\delta^3 - \frac{1-\nu}{2} \delta m^2 \right) - q_1 \delta \right] + B \left[m + \frac{3-\nu}{2} k \delta^2 m - q_1 m \right] + C \left[1 + \right. \\
 & \left. + k \left(\delta^4 + 2\delta^2 m^2 + m^4 - 2m^2 + 1 \right) - q_1 m^2 - q_2 \delta^2 \right] = 0
 \end{aligned}$$

(5.4)

Condițiile de flambaj conțin patru necunoscute și anume : sarcinile adimensionale q_1 și q_2 și parametrii m și δ . Parametrul m trebuie să fie un întreg $m = 0, 1, 2, 3$ iar δ trebuie să fie un întreg, multiplu de $\frac{\sqrt{1-\nu}}{L}$ ($n = 1, 2, 3, \dots$)

Coeficienții ecuației (5.4) sînt funcții liniare de k , q_1 și q_2 . Determinantul acestui sistem de ecuații va fi un polinom de gradul trei în acești parametri. Pentru calcul este suficient să se rețină termenii liniari întrucît influența valorilor termenilor de grad superior este foarte mică.

Astfel se obține relația

$$C_1 + C_2 k = C_3 q_1 + C_4 q_2 \tag{5.5}$$

în care :

$$\begin{aligned}
 C_1 &= (1-\nu^2) \delta^4 \\
 C_2 &= (\delta^2 + m^2)^4 - 2 \left[\nu \delta^6 + 3\delta^2 m^4 + m^6 \right] + 2(2-\nu) \delta^2 m^2 + m^4 \\
 C_3 &= m^2 (\delta^2 + m^2)^2 - m^2 (3\delta^2 + m^2) \\
 C_4 &= \delta^2 (\delta^2 + m^2) + \delta^2 m^2
 \end{aligned}$$

Ecuația (5.5) reprezintă geometric ecuația unei drepte într-un plan cu axele de coordonate $q_1 - q_2$. Pentru diferite valori ale parametrilor m și δ se obține un contur poligonal care delimitază domeniul stabil de cel instabil. Originea sistemului $q_1 = q_2 = 0$

ar reprezenta invelișul nefincărcat.

Dacă o sarcină e aplicată gradat ea va parcurge linia punctată în fig.V.2. Atita timp cât ea nu întâlnește nici una din laturile poligonului, invelișul e în echilibru. Când una din drepte e atinsă echilibrul devine indiferent iar modul de voalare este caracterizat prin parametri m și δ corespunzători dreptei întâlnite.

În calculul practic de proiectare se trasează dreptele din ecuația 3.5 pentru diferiți parametri m și δ (începând cu $m = 1$, $n = 1$, $m = 2$, $n = 1, \dots$ etc.) în sistemul de coordonate q_1, q_2 . Pentru cazul concret de încărcare se figurează în plan poziția punctului ce reprezintă prin coordonatele sale q_1 și q_2 situația de încărcare a problemei studiate. Dacă punctul e în domeniul stabil, nu va apărea fenomenul de voalare.

Problema coeficientului de siguranță care ar trebui admis nu a fost atinsă în cele relatate mai sus. Alegerea acestui coeficient depinde de calitatea oțelului, de normele existente în fiecare țară în parte.

5.1.2. Recomandări practice privind alegerea dimensiunilor țevilor.

Pentru a împiedeca fenomenul de voalare a pereților țevilor din oțel normele existente în diferite țări, au stabilit pe baza unor cercetări experimentale rapoartele optime între diametrul d al țevii și grosimea t a peretelui ei.

Astfel normele americane A.C.I.-Building Code 318-71 prescriu alegerea unor astfel de dimensiuni pentru țevi încât

$$\frac{d}{t} \leq \sqrt{\frac{8E}{\sigma_c}} \quad (5.6)$$

unde E este modulul de elasticitate al oțelului iar σ_c limita de curgere a acestuia, limita considerată egală cu limita de elasticitate în cazul unui material ideal elasto-plastic.

În cazul unei țevi pătrate aceleași norme propun pentru raportul între latura d a secțiunii pătrate a țevii și grosimea t a peretelui ei următoarea valoare

$$\frac{d}{t} \leq \sqrt{\frac{3E}{\sigma_c}} \quad (5.7)$$

De asemenea pentru a împiedeca o voalare prematură a pereților secțiunilor cu pereți subțiri, normele DIN 4114 stabilesc rapoarte între dimensiunile secțiunilor astfel încât pericolul pier-

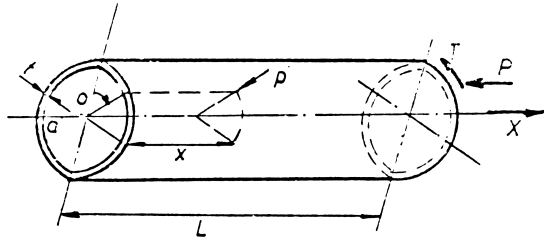


FIGURA V.1. SISTEM DE COORDONATE

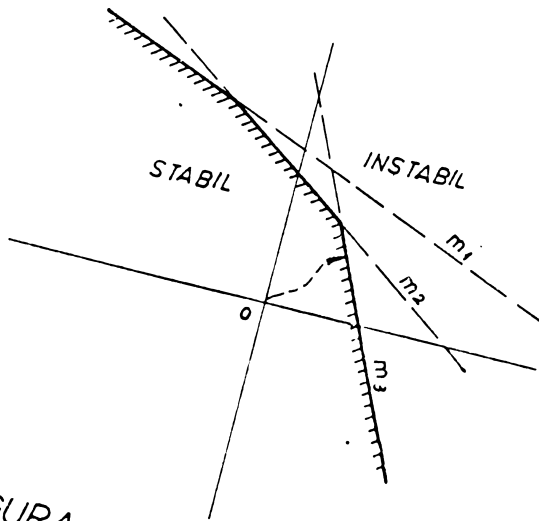


FIGURA V.2. DOMENIUL STABIL ȘI INSTABIL

derii stabilității locale să apară concomitent cu flembajul barei comprimate. În acest sens, alegerea dimensiunilor unei secțiuni depinde și de coeficientul de zveltețe al barei.

Astfel în cazul unor secțiuni chesonate, dreptunghiulare avind pentru o latură lățimea h și grosimea t , iar pentru cealaltă latură lățimea b și grosimea δ se recomandă următoarele rapoarte :

$$\begin{aligned} \text{pentru } \lambda \leq 75 \quad \frac{h}{t} &\leq 60 + 1,7\vartheta^2 \\ \text{pentru } \lambda > 75 \quad \frac{h}{t} &\leq (0,8 + 0,2\vartheta^2)\lambda \end{aligned} \quad (5.8)$$

formule în care $\vartheta = \frac{b \cdot t}{h \cdot \delta}$ sau dacă $b \cdot t > h \delta$, $\vartheta = 1$.

Tot în cazul secțiunilor chesonate dreptunghiulare sau patrate secțiuni ale unor elemente supuse la compresiune, normele franceze recomandă respectarea următorului raport între lățimea b și grosimea t , a laturilor secțiunii, pentru a se împiedeca apariția prematură a voalării peretelui.

$$\frac{b}{t} \leq 32 \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$$

σ_e limita de elasticitate egală cu limita de curgere a oțelului în cazul unui oțel ideal elasto-plastic, exprizată în daN/cm^2 .

5.2. Studiul pierderii stabilității locale a mantolei metalice a profilelor cu pereți subțiri deschise, umplute cu beton.

În cazul unor încărcări mari există pericolul ca aderența între mantaua metalică și șimburele de beton să se distrugă. Acest pericol este mai mare pentru marginile libere ale profilului cu pereți subțiri umplut cu beton, deoarece în această regiune și în urma contragerii betonului în timpul întăririi sau a unei betonări mai puțin corecte, pot să apară porțiuni cu aderența mai mică sau chiar porțiuni la care betonul nu face contact cu metalul.

Pentru a îmbunătăți aderența între șimburele de beton și mantaua metalică și a asigura conlucrarea între cele două materiale în tot timpul solicitării elementului mixt s-au practicat în mantaua metalică a celor 8 epruvete tăieturi de dimensiunile și forma prezentată în fig.V.3. din capitolul de față al lucrării. De asemenea în aceeași figură s-a arătat amplasarea acestor gheare la fiecare epruvetă în parte.

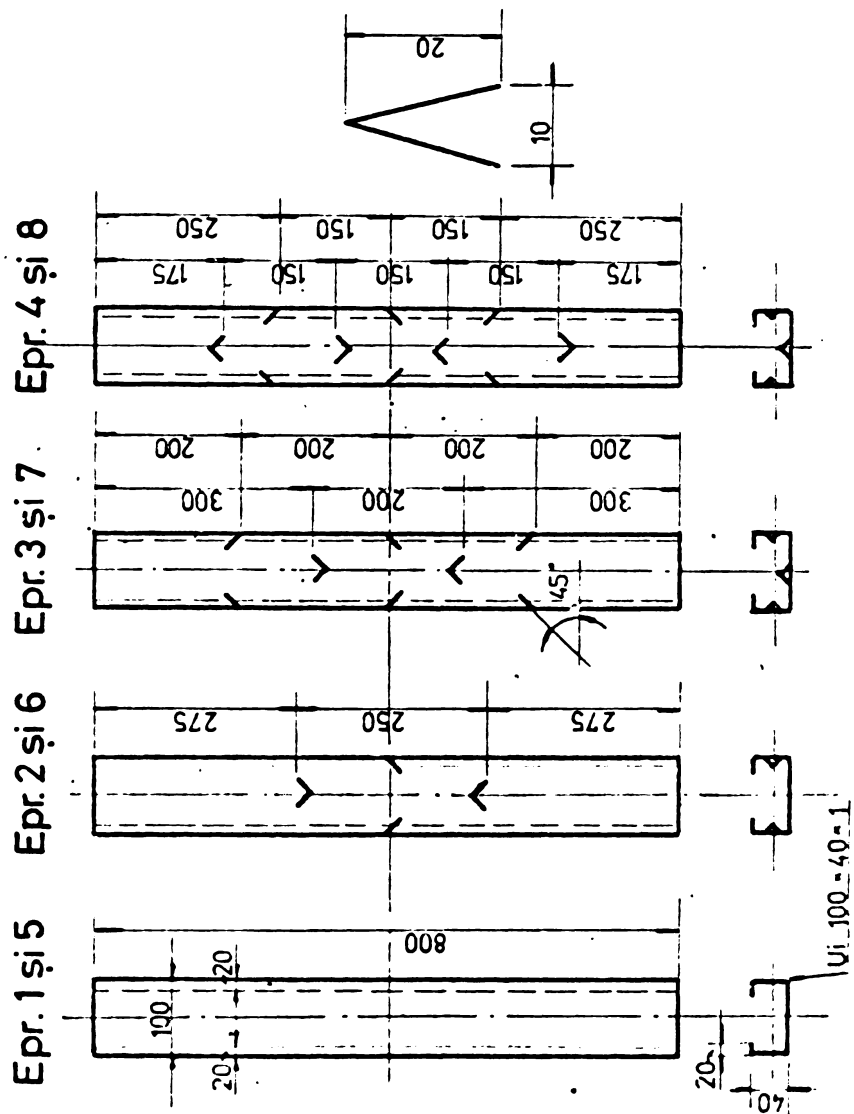


Fig. V. 3 Amplasarea ancorajelor in montarea metalică

Notînd cu h_0 înălțimea secțiunii profilului metalic se observă că la epruveta 2 și 6 distanța în lungul elementului la care s-au practicat aceste gheare este de $2,5 h_0$, la epruvetele 3 și 7 de $2 h_0$ iar la epruvetele 4 și 8 de $1,5 h_0$. Epruvetele 1 și 5 au avut fețele lise.

De asemenea se observă că virfurile acestor tăieturi triunghiulare au fost orientate alternativ spre unul respectiv spre celălalt capăt al epruvetei solicitate.

S-au practicat fante aștit în inima profilului cit și în cele 2 tălpi ale lui pentru a împiedeca voalarea atît a inimii cit și a pereților laterali.

Unul din scopurile cercetărilor experimentale întreprinse a fost de a determina condițiile în care apare pericolul unei voalări a mantalei metalice a elementului mixt. În acest scop s-au studiat comparativ cele 8 epruvete diferite între ele fie prin amplizarea ghearelor fie prin modul lor de rezemare.

Pentru a determina mărirea aderenței ce apare între sîmburele de beton și mantaua metalică s-au confecționat epruvetele 5-8 la care rezemarea s-a făcut în partea superioară doar pe sîmburele de beton iar în cea inferioară doar pe mantaua metalică. Cu toate acestea în nici unul din cazurile cercetate nu s-a putut obține o desprindere totală între mantaua metalică și sîmburele de beton. În tot timpul încărcării conlucrarea între beton și oțel s-a păstrat deși la atingerea forței de rupere au existat porțiuni mai mult sau mai puțin extinse unde mantaua s-a desprins de sîmburele de beton.

Din încercările efectuate a rezultat următoarele :

1. Atît în cazul epruvetelor cu suprafața laterală lisă, cit și în cazul celor cu ancoraje de tip gheară, mantaua de oțel s-a desprins de sîmburele de beton, doar în anumite zone. O desprindere totală a celor două materiale nu s-a putut obține.
2. Zonele de distrugere a aderenței dintre oțel și beton depind de modul de alcătuire, de rezemare și de rupere al epruvetelor.
3. În cazul epruvetelor 1-4 la care rezemarea capetelor s-a făcut pe ambele materiale se constată ca în zonele de reazem aderența între beton și metal se păstrează, asigurîndu-se o conlucrare bună între cele două materiale. fig.V.4, V.5, V.6 și V.7.



Fig. V. 4.

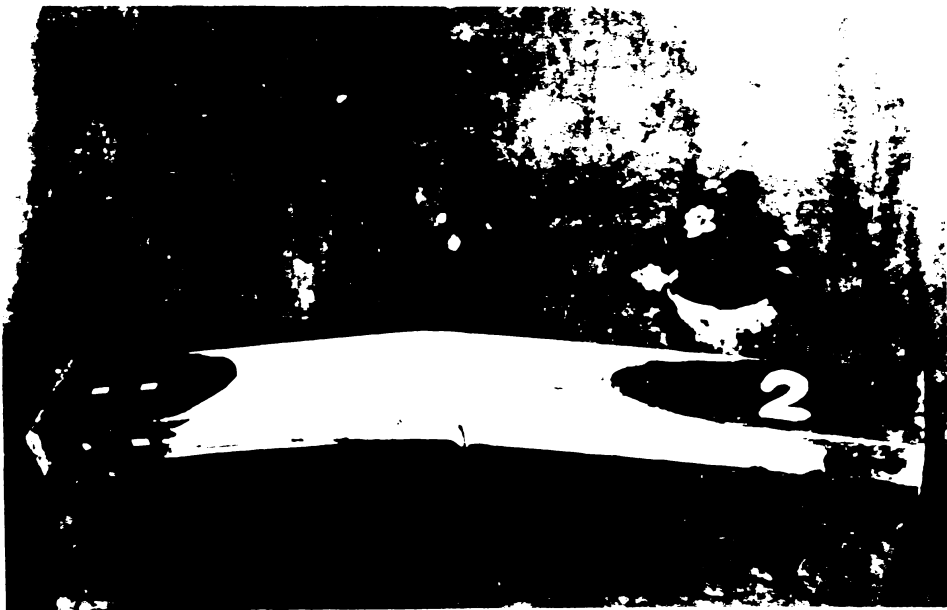


Fig. V. 5

BUPT
TIM 20 2



Fig. V.6

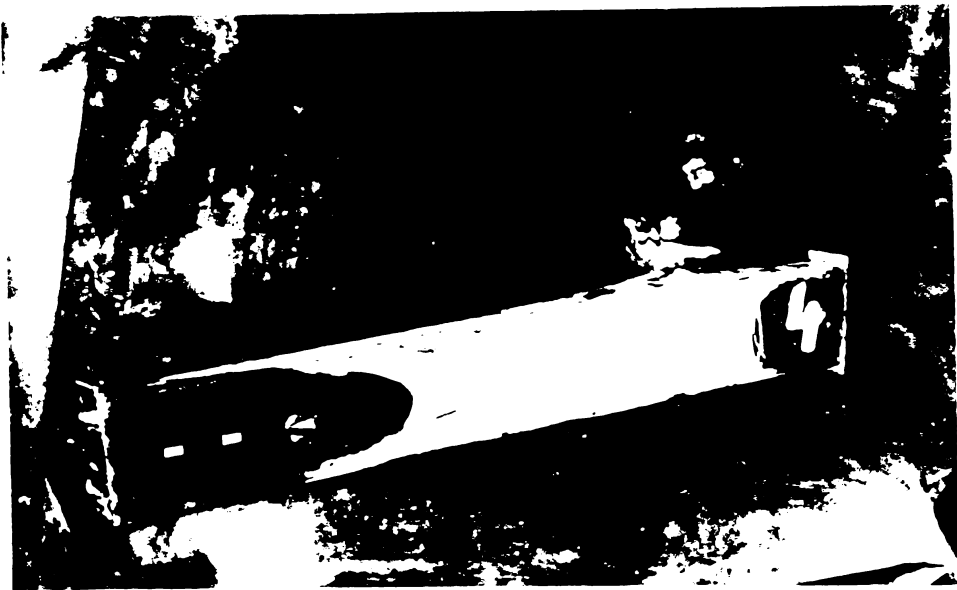


Fig. V.7

4. In cazul epruvetelor 5-8, rezenate în partea superioară pe beton iar în cea inferioară pe mantaua metalică se constată o distrugere a aderenței între oțel și beton în capătul în care rezenarea se face doar pe mantaua de oțel. In capătul opus la care transmiterea forței se face doar prin sîmburele de beton această aderență se păstrează pînă la rupere (fig.V.8 - V.11).

5. Indiferent de modul de rezenare în dreptul secțiunilor de rupere apare o desprindere a mantalei metalice de sîmburele de beton. Astfel la epruvetele 1-4 la care ruperea s-a făcut la mijlocul înălțimii porțiunile desprinse vopsite cu culoare albă, sînt situate mai ales în zona centrală a înălțimii epruvetei. fig.V.5 și V.6.

La epruvetele 6 și 7 la care ruperea s-a produs în capătul superior al epruvetei mantaua s-a desprins de betonul sfărîmat. fig.V.9 și V.10.

6. Se constată de asemenea că în toate cele 8 cazuri studiate, rebordurile tălpilor profilului U_1 s-au desprins aproape în întregime de sîmburele de beton, antrenînd în continuare și cele două tălpi ale profilului ce alcătuește mantaua.

In acest sens se recomandă pe de-o parte practicarea unor amprente de tip gheară în marginea acestor reborduri, astfel încît, din loc în loc ele să fie ancorate în sîmburele de beton, precum și menținerea recomandărilor constructive referitoare la alcătuirea profilelor cu pereți subțiri, care cer ca aripile elementelor deschise, supuse la compresiune să fie legate între ele prin intermediul unor plăcuțe situate la distanțe prescrise de norme.

7. Se constată că amprentele practicate în mantaua metalică constituie puncte de ancoraj în care mantaua este fixată în beton. Ele contribuie la mărirea zonelor în care aderența se păstrează și micșorează totodată deformațiile relative ce apar între manta și sîmbure în zona de rupere sau în zonele apropiate ei.

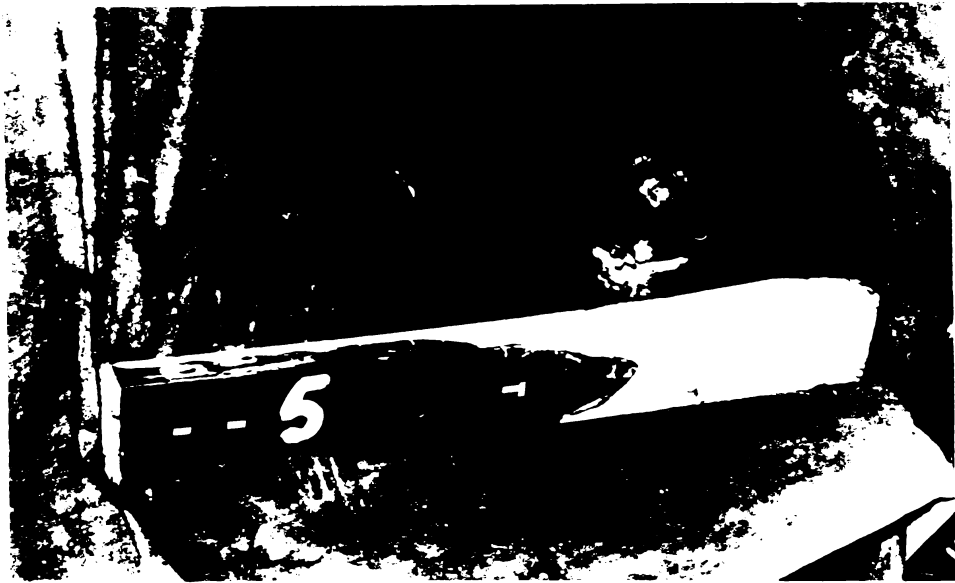


Fig. V.8



Fig. V.9



Fig. V. 10



Fig. V. 11

CAPITOLUL VI. PREZENTAREA COMPARATIVĂ A SOLUȚIILOR CONSTRUCTIVE DE ALCĂȚUIRE ȘI A CONSUMULUI DE OȚEL AL FERMEIILOR CU ZĂBRELE REALIZATE DIN PROFILE LAMINATE ȘI DIN PROFILE CU PEREȚI SUBȚIRI UMPLUTE CU BETON PRECUM ȘI DIN PROFILE CU PEREȚI SUBȚIRI

Pentru a justifica recomandarea de a folosi pe scară cât mai largă fermele cu zăbrele alcătuite din profile cu pereți subțiri și profile cu pereți subțiri umplute cu beton s-a analizat consumul de metal în trei variante de alcătuire a unei ferme metalice având o deschidere de 15 m, distanța între ferme fiind de 6 m. Schema geometrică a fermei cu dimensiunile și eforturile din bare este prezentată în fig.VI.1.

În varianta "a" de alcătuire, atât tâlpile cât și celelalte zăbrele ale fermei sunt alcătuite din profil cornier cu aripi egale, prinse sudat în noduri.

Greutatea totală a fermei, realizate în această variantă este de 300 kg., reprezentând un consum de oțel de $3,33 \text{ kg/m}^2$.

În varianta de alcătuire "b", talpa superioară este realizată din $U_1 60 \times 60 \times 3$ umplută cu beton B.400, celelalte zăbrele fiind alcătuite din profile cu pereți subțiri de tip U_1 .

Greutatea fermei este de 320 kg, dintre care 223 kg oțel, reprezentând o reducere de 25 % față de varianta "a" și 97 kg beton. Consumul de oțel pe metru patrat este de $2,5 \text{ kg/m}^2$. Detaliile de noduri prezentate atât în varianta "a" cât și în varianta "b" reprezintă doar una din modalitățile multiple de alcătuire al acestor ferme cu zăbrele (pag. 136-142).

În varianta de alcătuire "c" zăbrelele fermei au fost proiectate din profile cu pereți subțiri. Detaliile de execuție ale nodurilor fermei sunt prezentate în Gl. Consumul de metal în această variantă de alcătuire este de $2,74 \text{ kg/m}^2$ iar greutatea totală a fermei este de 247 kg oțel. Față de cazul alcătuirii fermei cu zăbrele doar din profile cu pereți subțiri (varianta "c") în cazul folosirii pentru talpa superioară a unor profile U_1 umplute cu beton se obține o reducere a consumului de oțel cu 9,7 %. Acest procent se poate majora prin generalizarea alcătuirii tuturor zăbrelelor comprimate din elemente mixte, profile cu pereți subțiri-beton.

Dimensionarea tâlpii superioare în varianta de alcătuire "b".
Pentru alcătuirea tâlpii superioare a fermei s-a ales un profil de

tip U1 60 x 60 x 3 avînd următoarele caracteristici :

$$A_0 = 5,04 \text{ cm}^2 ; I_{y_0} = 19,17 \text{ cm}^4 ; i_y = 1,95 \text{ cm}.$$

Pentru sigburele de beton s-a folosit un beton marca B.400 avînd diagrama caracteristică $\sigma - \epsilon$ la compresiune de forma

$$\sigma = 8,5 \times 10^7 \epsilon (4 \times 10^{-3} - \epsilon)$$

Din rezolvarea ecuației 2.3.3. s-a determinat $\epsilon_{cr} = 1,25527 \times 10^{-3}$. Valoarea coeficientului de zveltețe ideal obținut, corespunșătoare acestei deformații specifice este de : $\lambda_{id} = 88,65$.
Se calculează

$$n_{cr} = \frac{E_0}{a(b - \epsilon_{cr})} = 9 \text{ și raportul } \frac{\lambda_{id}}{\lambda_0} = \frac{\lambda_0}{\lambda_{id}} = 0,867.$$

Se obține $A_{id} = 8,45 \text{ cm}^2$ și în final valoarea forței critice $P_{cr} = 22,3 \text{ t}$.

Pentru a determina forța maximă admisă în talpa superioară a fermei se împarte forța critică de flambaj cu un coeficient de siguranță $C = 2,4 \times \frac{1500}{1600} = 2,25$.

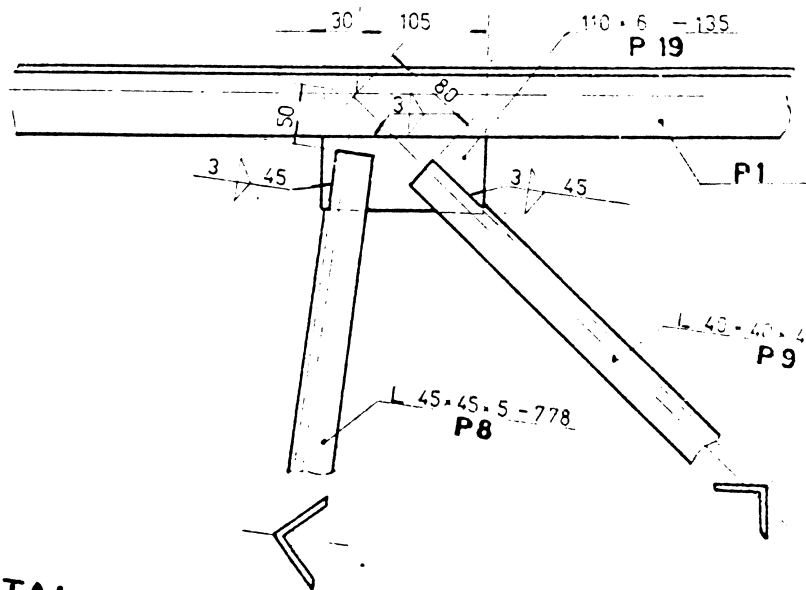
Forța de compresiune maximă admisă în talpa superioară a fermei cu zăbrele din varianta de alcătuire "b" este de

$$P_a = \frac{22,3}{2,25} = 9,91 \text{ t}$$

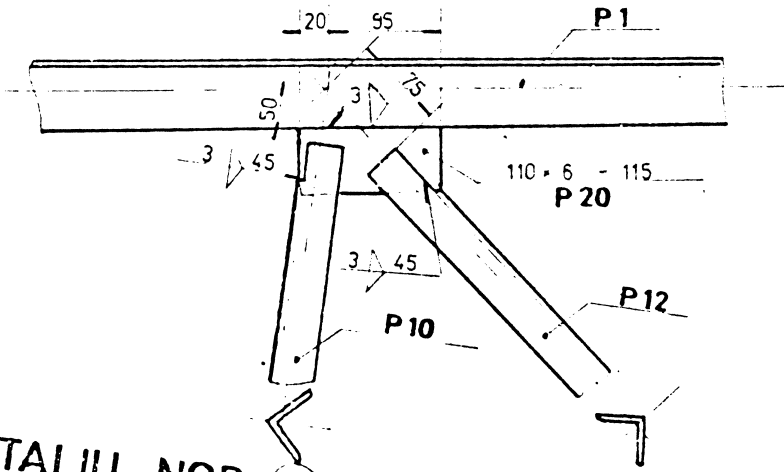
adică aproximativ egală cu cea necesară de 9,975 t din schema fermei prezentate în fig.VI.1.

Detaliile de execuție ale fermei cu zăbrele în variantele "a" și "b" sînt prezentate în paginile 136, 137, 138, 139, 140, 141 și 142.

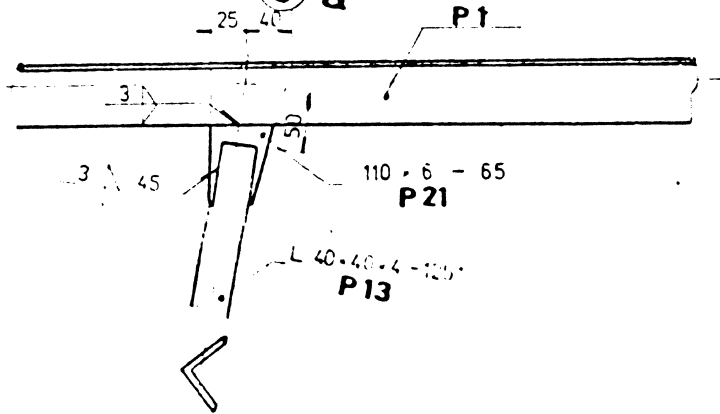
DETALIU NOD ② a



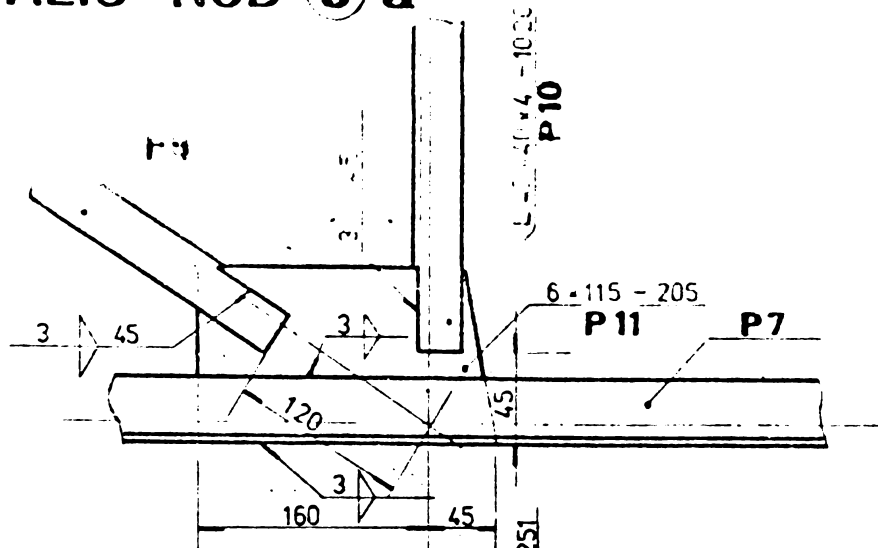
DETALIU NOD ④ a



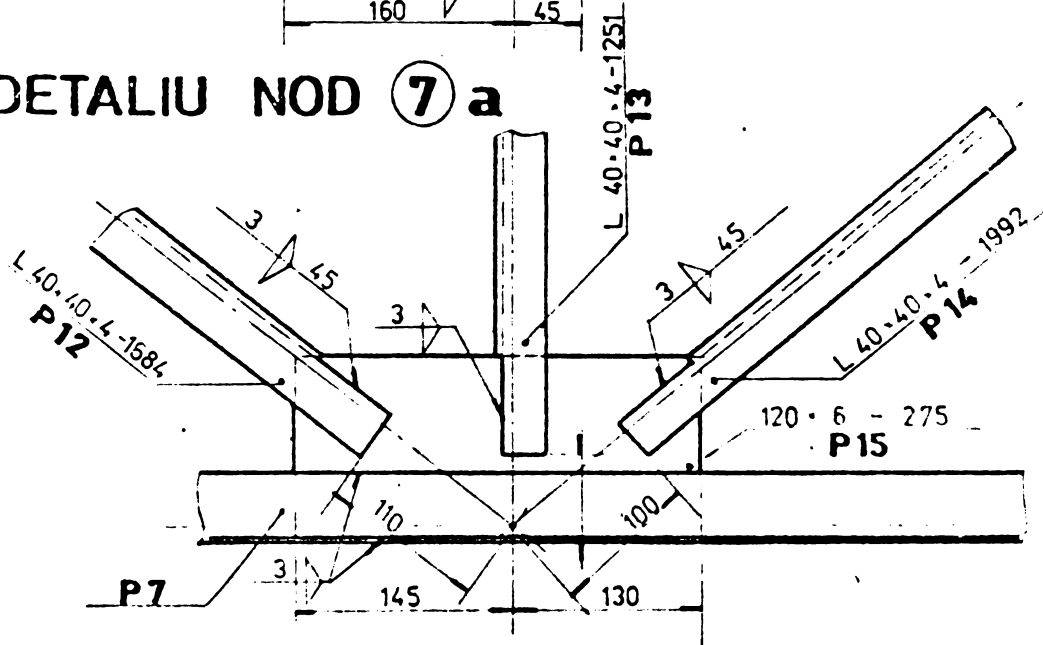
DETALIU NOD ⑥ a



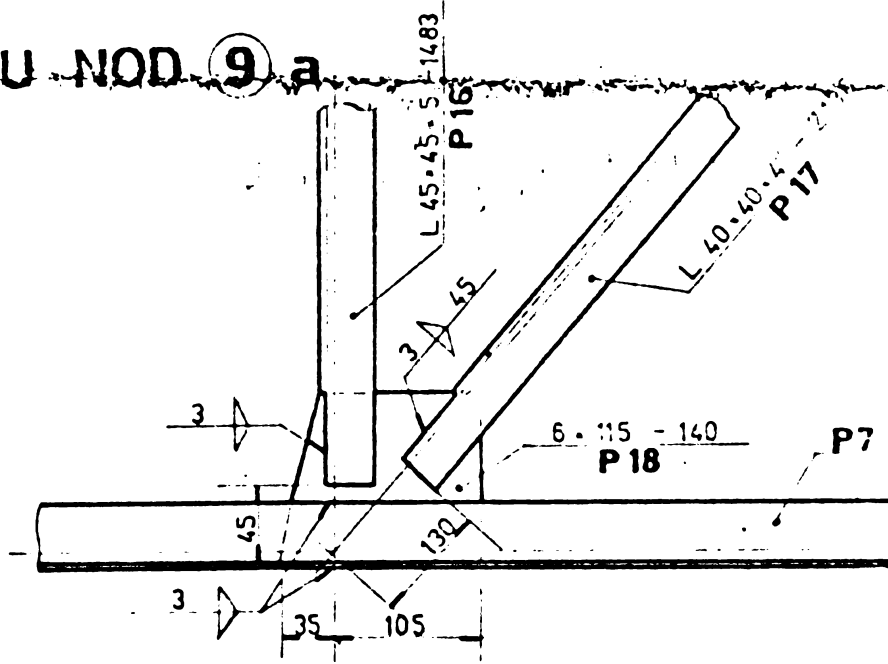
DETALIU NOD ⑤ a



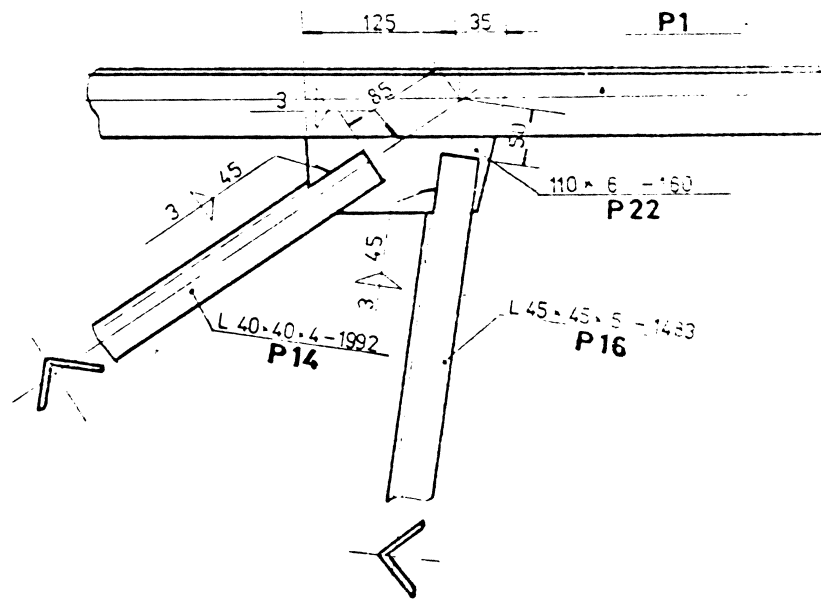
DETALIU NOD ⑦ a



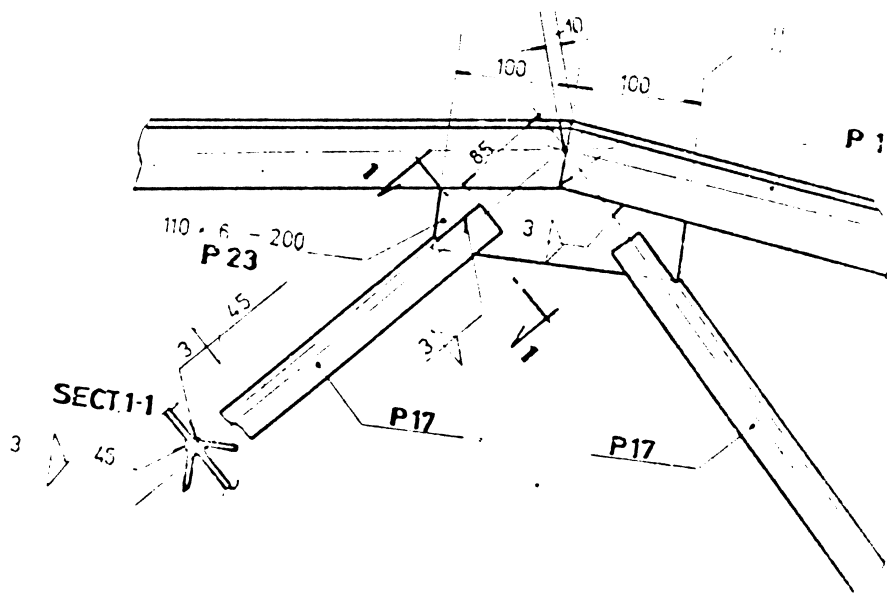
DETALIU NOD ⑨ a



DETALIU NOD ⑧

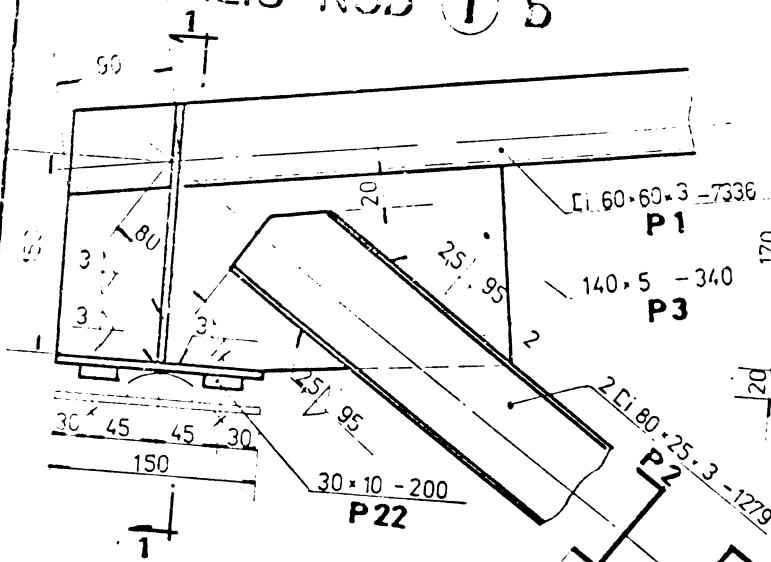


DETALIU NOD ⑩

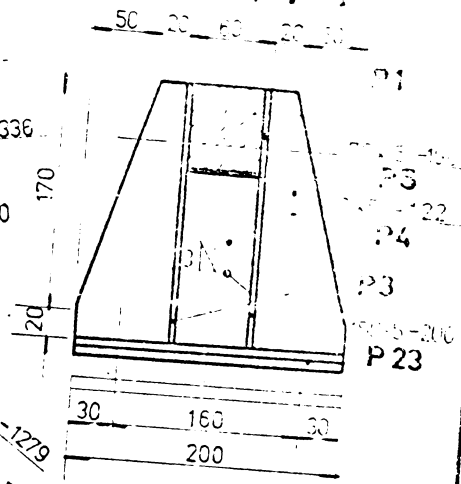


- P25 rigidizari talpa superioara total 20 buc.
- P26 rigidizari talpa inferioara total 10 buc.

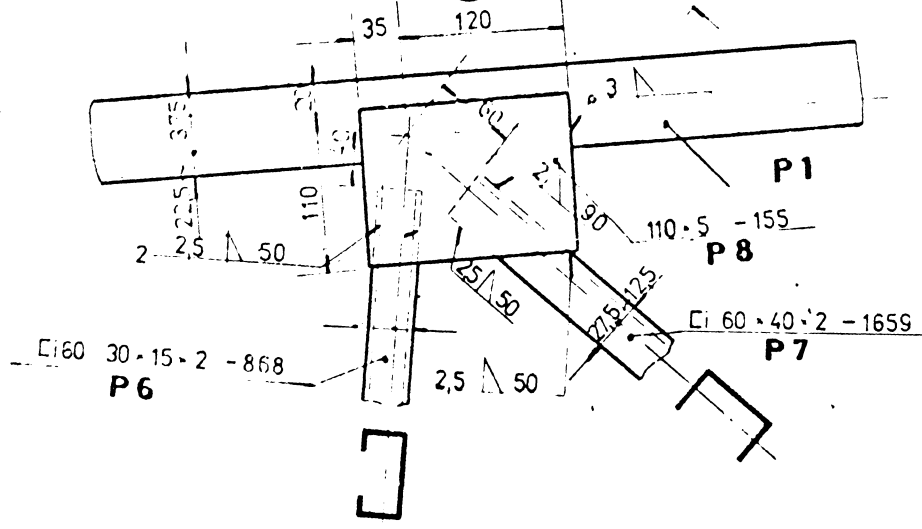
DETALIU NOD (1) b



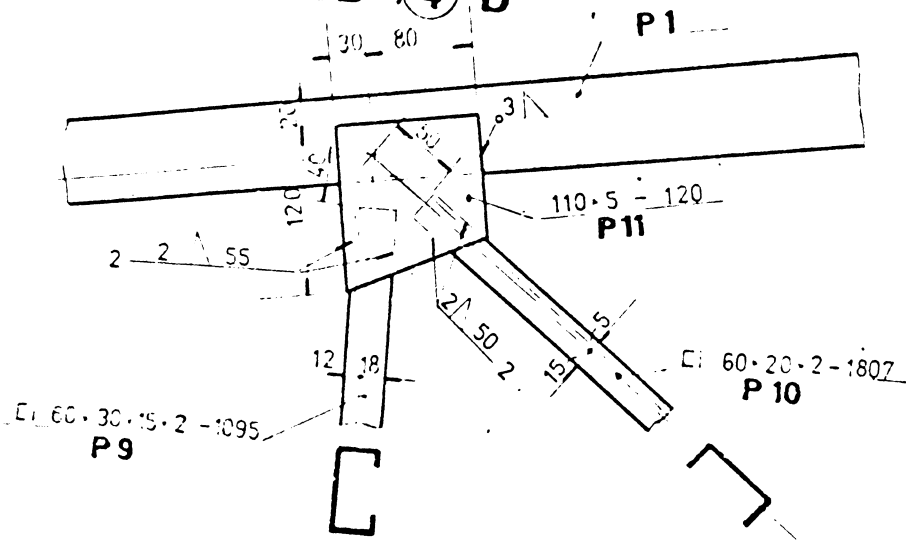
SECT. 1-1



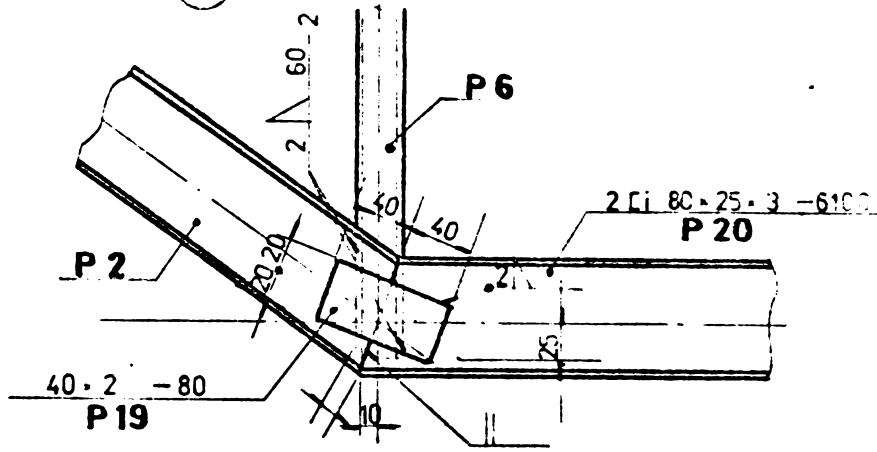
DETALIU NOD (2) b



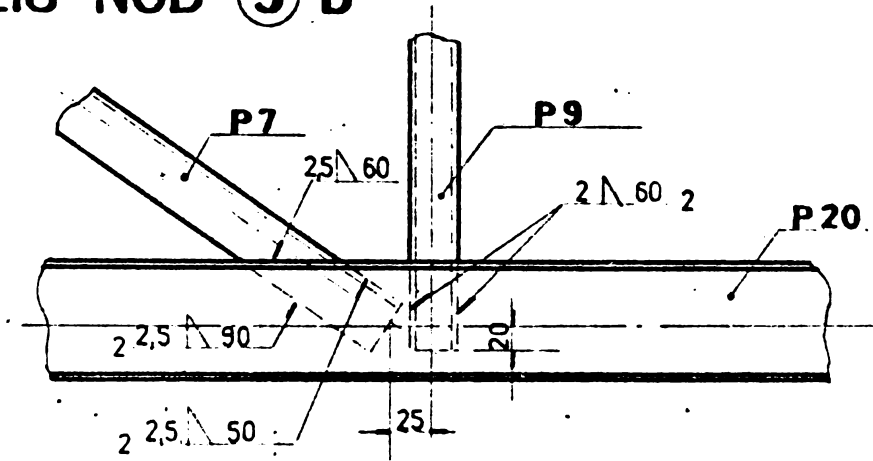
DETALIU NOD (4) b



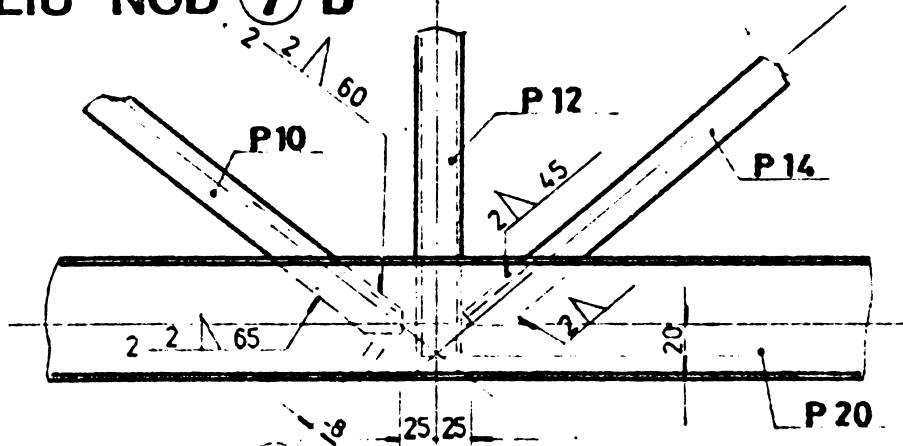
DETALIU NOD (3) b



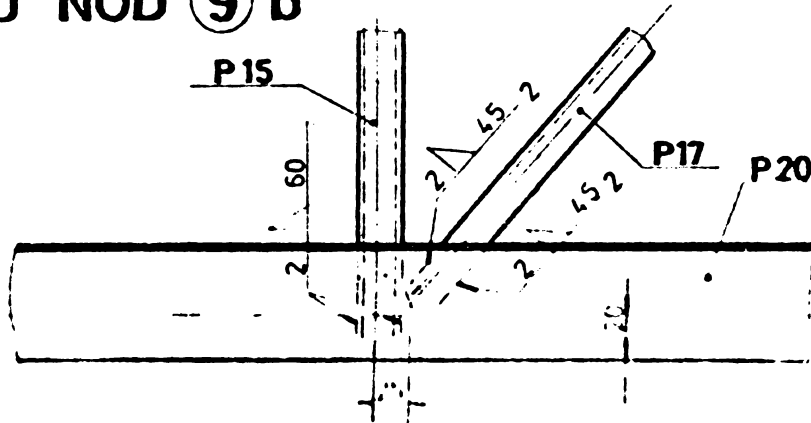
DETALIU NOD (5) b



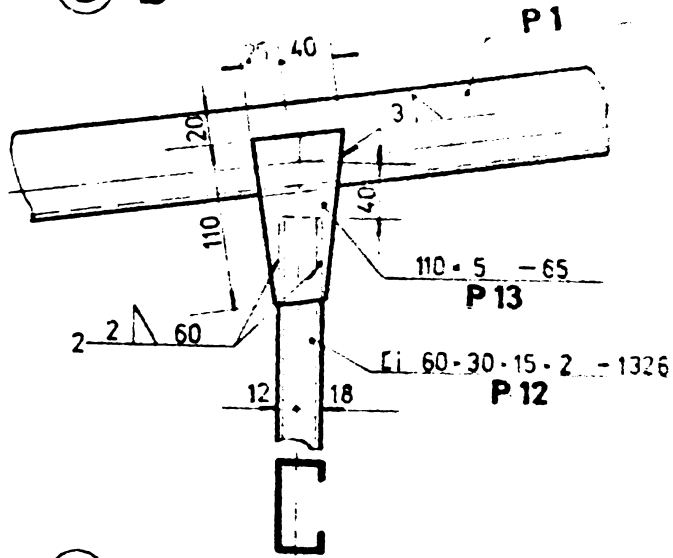
DETALIU NOD (7) b



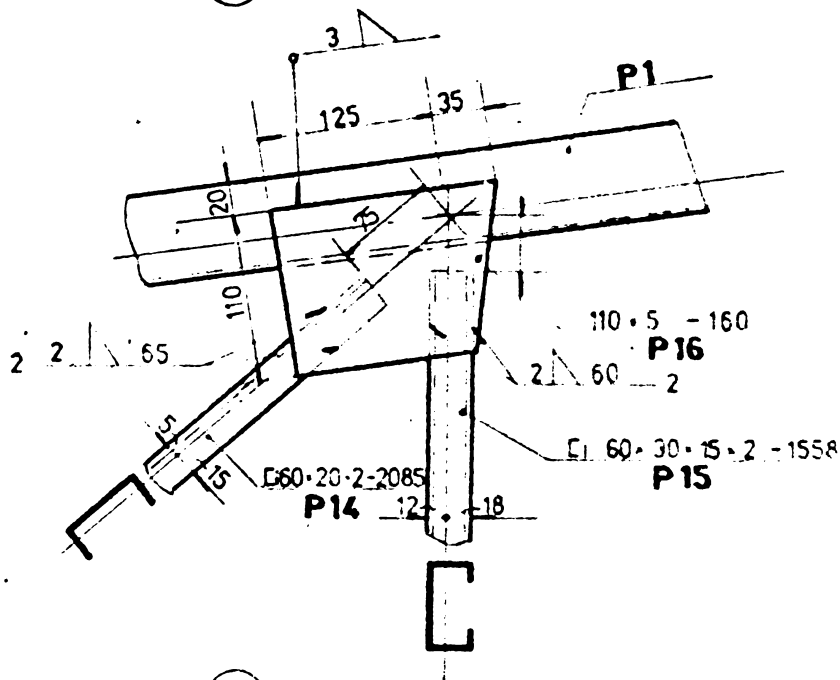
DETALIU NOD (9) b



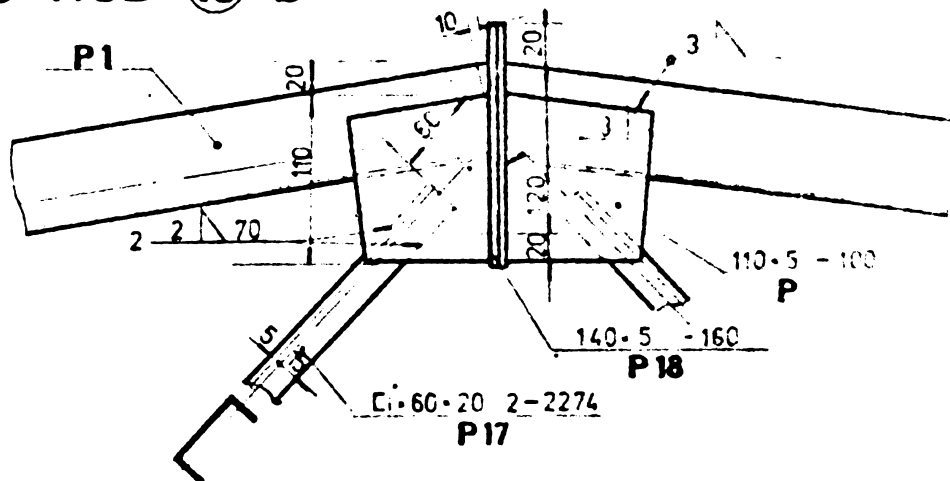
DETALIU NOD ⑥ b



DETALIU NOD ⑧ b



DETALIU NOD ⑩ b



P21 U_i 60-20-2 - 50 22 buc. rigidiz. talpa inferioara

CAPITOLUL VII. CONCLUZII SI RECOMANDARI.

1. Prin înlocuirea soluțiilor clasice de alcătuire a construcțiilor metalice cu soluții de alcătuire din profile cu pereți subțiri se obține o reducere a consumului de oțel de 10-15 %. Această reducere a consumului de oțel crește până la 20 % în cazul folosirii pentru elementele comprimate, a profilelor cu pereți subțiri umplute cu beton. Întrunind totodată avantajele profilelor cu pereți subțiri, profilele cu pereți subțiri și sîmbure de beton înlătură principalele dezavantaje ale acestora (pericol de voalare a inimii profilului, coroziune etc.).

2. Calculul profilelor cu pereți subțiri cu secțiune închisă, umplute cu beton se poate face după una din metodele prezentate în capitolul II. În cazul profilelor cu pereți subțiri cu secțiune deschisă, umplute cu beton, calculul se poate conduce după metoda propusă în paragraful 2.3.6.

- Pentru ușurarea calculului de proiectare se pot folosi graficele sau tabelul prezentat în paragraful 2.3.6, cu condiția ca proiectantul să folosească profile de tip U1 și beton de calitate B.250.

- Pentru o generalizare a metodei propuse și pentru alte calități de beton precum și tipuri de profile s-a întocmit un program de calcul prezentat în anexa I a lucrării de față.

3. Din studiul comportării nodurilor fermelor cu zăbrele alcătuite din profile cu pereți subțiri umplute cu beton rezultă o comportare îmbunătățită față de cazul nodurilor fermelor cu zăbrele din profile cu pereți subțiri fără sîmbure de beton. Deformațiile locale în dreptul prinderii barelor în nod sînt împiedecate de aderența între mantaua metalică și sîmburele de beton.

4. Pentru a îmbunătăți conlucrarea între metal și beton se recomandă practicarea atît în inima cit și în tălpile profilelor a unor ancoraje tip gheară de dimensiunile și la distanțele indicate în paragraful 2.3.5.

5. Se constată că pînă în apropierea ruperii elementului aderența între mantaua metalică și sîmburele de beton se păstrează. O desprindere a oțelului de beton apare fie în zona de rupere, în urma

sfârșirii betonului sau depășirii limitei de curgere a oțelului cit și în unele cazuri în dreptul reaznelor.

6. Se recomandă aplicarea la capetele elementelor mixte a forțelor de compresiune concomitent asupra mantalei de oțel și a sîmburelui de beton. O reșemare doar pe sîmburele de beton poate produce, în cazul betoanelor de calitate inferioară, o distrugere a capătului încărcat a elementului. De esenenea în cazul profilelor cu pereți foarte subțiri (1-2 mm grosime) nu se recomandă reșemarea doar pe mantaua metalică deoarece există pericolul voalării și desprinderii ei în zona de reșemare, de sîmburele de beton.

7. Din studiul efectuat în capitolul VI asupra unui caz concret a rezultat o economie în ceea ce privește consumul de oțel de 25% în cazul înlocuirii soluțiilor clasice de alcătuire a fermei cu săbrelle cu soluții care se bazează pe folosirea profilelor cu pereți subțiri umplute cu beton și o economie de $\approx 10\%$ în cazul proiectării fermei din profile cu pereți subțiri umplute cu beton față de cazul proiectării fermei doar din profile cu pereți subțiri. Această soluție de alcătuire a zăbrellelor fermei ca elemente mixte oțel-beton se poate extinde nu numai asupra tălpii fermei ci și asupra celorlalte zăbrelle comprimate.

8. Pentru studii viitoare se recomandă :

a) perfecționarea metodei de calcul propuse, în domeniul $2\sigma \leq \lambda \leq \lambda$ elastic ;

b) o analiză mai aprofundată a coeficienților de siguranță în vederea posibilității reducerii lor ;

c) realizarea unor soluții constructive îmbunătățite a fermei cu zăbrelle din profile cu pereți subțiri umplute cu beton în vederea reducerii în continuare a consumului de oțel.

9. Se remarcă execuția și montajul ușor al acestor ferme metalice cu talpa executată ca element mixt.

După fixarea în poziția finală a fermei, talpa alcătuită dintr-un profil deschis se betonează.

BIBLIOGRAFIE FOLOSITĂ

1. DIN 1050
2. DIN 4114
3. DIN 1045
4. DIN 17100
5. DIN 2448.
6. Jäger , "Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl", Wien 1937, Springer Verlag.
7. Boné und Seekamp , "Die Verwendung betongefüllter Stahlstützen mit geschlossenem Querschnitt. Der Bau und die Bauindustrie, 1957, Heft 6.
8. Klöppel und Guder , "Traglastversuche mit ausbetonierten Stahlrohren und Aufstellung einer Bemessungsformel", Stahlbau 1,2, 1957.
9. Deutsch , "Einfache Berechnung der Knicklast gerader Stäbe mit beliebig veränderlichem Trägheitsmoment, Der Stahlbau 22 (1953) S.224.
10. DIN 4102
11. DIN 1078, 4239
12. P.Bone , "Supports métalliques remplis de béton". Acier, Stahl, Stul , nr.9 - 1957.
13. Stahl und Hochbau. Verlag Stahleisen M.B.H. Düsseldorf, 1959.
14. "Stahlbau" ein Handbuch für Studium und Praxis, Köln, 1964, Stahlbau-Verlag GmbH.
15. Furlong R.E. , "Design of steel-encased concrete beam-columns" ASCE Journal of the Structural Division, 1967 X, 1968 I.
16. Neogi, Sen et Chapman , "Concrete filled tubular steel columns under excentric loading. "Structural Engineer 1969, V.
17. P.Guiaux, J.Janss , "Comportement au flambement de colonnes constituées de tubes en acier remplis de béton. Rapport CRIF - MT 65 - November 1970.
18. C.Avram, V.Rota , "Structuri compuse oțel-beton și beton precomprimat - beton armat. Editura Tehnică București
19. H.Beer et G.Schultz , "Bases théorétiques des courbes européennes de flambement" Construction Metallique nr.3, 1970.

20. Tadeusz, Godycki et Cwirki , "Scinanie w Zelbecie" 1968, Warszawa.
21. Recommendation internationales pour le calcul et l'exécution de ouvrages en beton. Comité européen du béton - juin 1970.
22. Memme, Bierett, Gruning , "Résistance aux charges centrées de supports métalliques avec noyau en beton (Stahlbau 7, 1934).
23. Battler K. , "Theorie der Verbundkonstruktionen", Verlag W. Ernst u. Sohn - Berlin 1953.
24. Krieg K.H. "Einfluss des Betonkriechens auf die Knicksicherheit krummer Stahlbetonstäbe" Beton-und Stahlbetonbau, 49 (1954) H.Z.
25. Jäger K. , "Die Bemessung schlanker Stahlbetonstützen auf mittigen Druck", Beton-und Stahlbetonbau 50 (1955) H.Z.
26. Seidel K. , "Über die Änderung der Druckfestigkeit des Betons bei Trobsetzung des Grosstkornes". Beton-und Stahlbetonbau 49 (1954) H.Z.
27. Duilio Sfințescu , "Fondament expérimental des courbes européennes de flambement", "Costruzioni metalliche" 6-1970.
28. H. Beer , "Nuove curve per il calcolo di aste compresse" , Costruzioni Metallique nr.5 - 1970.
29. Gianfranco Vannacci , "Le colonne in tubo d'acciaio negli edifici civili" , "Acciaio e Costruzioni Metalliche" 2 - 1957.
30. J. Dutheil , "Vérification de pièces comprimées", Construction Metallique" 1966 - 2.
31. C.N.C.M. "Flambement simple, diagramme experimental", Construction Métalliques, 1966 - 2.
32. Vitelmo V. Bertero , "Comportarea stîlpilor din țevi de oțel umpluți cu beton cu ciment expansiv" (sub tipar).
33. The Lally Column "Structural Design and Details" 1953.
34. Ostapenko A. , "Behavior of Short Concrete Filled Steel Pipe Columns". T.D. 1957 Massachusetts I.T.
35. Aruco Drainage and Metals Products "The Strength of Concrete-Filled Steel Pipes Piles", 1950.
36. American Concrete Institute "Standard Bulding Code", 1963.

37. American Railway Engineering Association, "Manual of Recommended Practice" - Chicago, 1963.
38. Ben-Zvi, Müller, G. and Rosenthal I. , "Effect of Active Triaxial Stress on the Strength of Concrete Elements" A.C.I. publicație Nr. S.P.-13.
39. T.Y.Lin and A.Klein , "Chemical Prestressing of Concrete Elements Using Expanding Cements", Proceedings A.C.I. vol.60, 1963.
40. J.G.Schilling , "Buckling Strength of Circular Tubes", Journal of Structural Division, vol.91, oct.1965.
41. Saad L.M.Aoustafa , "Tezi din oțel unplute cu beton cu ciment expansiv. T.D, University of California, - Berkeley, 1968.
42. Sokolnikoff , "Mathematical Theory of Elasticity", edit. Mc.Graw - 1951, SUA.
43. Filon , "On the Elastic Equilibrium of Circular Cylinders under Certain Practical systems of Load". Royal Society London Philosophical Transaction Vol.198.
44. Abramowitz M., Stegun I.A. , "Memorator matematic de funcții" Dover Publications New York, 1965.
45. Timoshenko S., Goodier I.N. , "Teoria elasticității", edit. Mc.Graw 1956, SUA.
46. Snyder I., Lee S.D. , "Buckling of Elastic-Plastic Tubular Columns", Journal of the Structural Division, Jan. 1968.
47. V.Bota , "Grinzi compuse oțel-beton". Teză dizertație - Timișoara, 1969.
48. P.Augustin, M.Atanasiu , "Bare cu pereți subțiri", Editura Tehnică, București, 1960.
49. Ing.Al.Ciomișiu, M.Popovici , "Beton armat cu oțel rigid", Editura de stat pentru arhitectură și construcții 1954.
50. V.Visarion , "Elemente pentru calculul plăcilor curbe subțiri elastice", Edit. Academiei R.S.R. 1961.
51. S.Timoshenko, S.Goinowsky-Krieger , "Plăci plane și curbe" Editura Tehnică, București, 1968.
52. P.P.Teodorescu , "Probleme plane în teoria elasticității" Editura Academiei R.S.R. 1961.
53. Comportarea elementelor tubulare la compresiune excentrică, L.I.Storojenco, V.I.Goloborodco, I.S.Iarvoi, Revista Construcțiilor XIV, Kiev, 1970.

54. Bota, V. Calcul en plasticité des poutres mixtes acier-béton. In : Construction Métallique, nr.1, Paris, mart. 1970 ; Calculul în domeniul plastic al grinzilor compuse oțel-beton. In : Construcții și materiale de construcții, nr.1, București, 1970.
55. Bota, V. Asupra comportării elementelor de legătură dornuri cu spirală la grinzile compuse oțel-beton. In : Buletinul științific și tehnic al I.P.Timișoara, Seria Construcții, tom 16 (30), fasc.1, 1971.
56. Bota, V. Calcul en plasticité des poutres mixtes acier précontraint-béton. In : Construction Metalique, nr.2, Paris, iun.1971; Calculul în domeniul plastic al grinzilor compuse oțel-beton realizate cu eforturi inițiale. In: Transporturi auto, navale și aeriene, nr.3, București, 1972.
57. Bota, V. Principii generale de proiectare a structurilor compuse oțel-beton. A V-a Conferință de Betonare, Timișoara, oct.1972.
58. Vinnakota, S. "Comportement des structures métalliques en cas d'incendie" Construction Metallique nor 3, 1975.
59. Guiaux, P., Janss, J. "Nœuds d'ossature comprenant des colonnes tubulaires en acier remplis de béton et des poutres en acier" CRIF februarie 1975.
60. Avram, C., Bota, V. "Structuri compuse oțel-beton și beton pre-comprimat- beton armat, Editura tehnică, 1975.
61. Monty, J., "Calcul des charges ultimes des assemblages soudés de profils creux carrés et rectangulaires", Construction Metallique no.2, 1976.
62. Catalog I.P.C.T. Ferme și pane metalice realizate din profile deschise cu pereți subțiri, pentru acoperișuri cu învelitori din azbociment ondulat, 1976.
63. Gleen, P. Rentschler, Wai-Fan-Chen "Ultimate Strength of Concrete-Filled Steel Tubular Beam Columns" Lehigh University - February, 1973.
64. Bode, M., "Stilpi tubulari din oțel umpluți cu beton" (Dimensionare și utilizare) Acier-Stahl-Steel, No.11-12, 1976.
65. Janss, J., R. Bailly , "Dimensionnement des colonnes mixtes acier-beton , Construction Metalliques no.3, 1977.

* Bibliografia a fost prezentată în ordinea folosirii ei în textul lucrării.