

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA"
TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII
CATEDRA DE CONSTRUCTII CIVILE, INDUSTRIALE SI AGRICOLE

Ing. Agneta TUDOR

CONTRIBUTII LA CALCULUL ELEMENTELOR
SI STRUCTURILOR COMPUSE OTEL-BETON

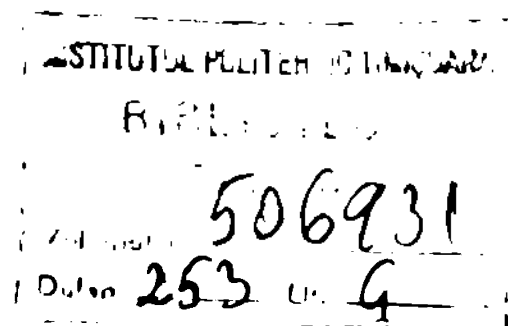
- T E Z A D E D O C T O R A T -

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

CONDUCATOR ȘTIINȚIFIC

Prof.em.ing. Constantin AVRAM
Membru corespondent al Academiei R.S.R.

- 1986 -



C U P R I N S

	Pag.
1. ASPECTE GENERALE	7
1.1. Introducere	7
1.2. Construcții cu structură mixtă oțel-beton executate în străinătate	11
1.2.1. Clădiri civile etajate	11
1.2.2. Procedee de execuție ale plamelelor compuse la clădiri civile și industriale.	16
1.2.3. Poduri cu structura compusă oțel-beton	18
1.3. Construcții cu structura compusă oțel-beton realizate în țara noastră	23
1.4. Obiectul tezei	26
2. BAZELE TEORETICE ALE CALCULULUI ELEMENTELOR COMPUSE OTEL-BETON CU METODA STĂRILOR LIMITA.	31
2.1. Norme de calcul	31
2.2. Principii fundamentale de calcul la stări limită.	32
2.2.1. Stări limită ale capacității portante.	33
2.2.2. Stări limită de exploatare	34
2.3. Determinarea eforturilor unitare în grinziile compuse oțel-beton în domeniul elastic.	35
2.4. Comportarea grinzilor compuse oțel-beton încovoiate	37
2.5. Considerarea gradului de interacțiune în calculul grinzilor compuse	40
2.5.1. Calculul în domeniul elasto-plastic al grinzilor compuse cu interacțiune parțială	40
2.5.2. Calculul în domeniul elasto-plastic al grinzilor compuse cu interacțiune completă	44
2.6. Calculul la starea limită de rezistență a grinzilor compuse oțel-beton încovoiate	44
2.6.1. Calculul grinzilor compuse în domeniul plastic	44
2.6.2. Calculul grinzilor compuse în domeniul elasto-plastic	47
2.7. Metodă originală de calcul la starea limită de rezistență a grinzilor compuse oțel-beton	49
2.7.1. Ipoteze de calcul.	49
2.7.2. Grinzi compuse de tipul I.	53
2.7.3. Grinzi compuse de tipul II și III	62
2.8. Concluzii	68
3. PROIECTAREA GRINZILOR COMPUSE OTEL-BETON	71
3.1. Materiale folosite.	71
3.1.1. Oțelul	71
3.1.2. Betonul.	71

	Pag.
3.2. Lățimea de calcul a plăcii din beton armat	72
3.3. Elemente de legătură	77
3.3.1. Rolul elementelor de legătură. Clasificare.	77
3.3.2. Stări limită ale elementelor de legătură. .	78
3.3.3. Calculul forței de lunecare	79
3.3.3.1. Starea limită de rezistență.	79
3.3.3.2. Starea limită de oboseală.	80
3.3.3.3. Starea limită de exploatare.	80
3.3.4. Capacitatea portantă a elementelor de legă- tură la starea limită de rezistență	80
3.3.4.1. Elemente de legătură elastice.	80
3.3.4.2. Elemente de legătură rigide.	83
3.3.5. Calculul elementelor de legătură la starea limită de exploatare	84
3.3.6. Calculul elementelor de legătură la starea limită de oboseală	84
3.3.7. Calculul numărului de elemente de legătură.	85
3.3.8. Incercări experimentale	85
3.4. Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la stări limită	88
3.4.1. Noțiuni generale.	88
3.4.2. Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la starea limită de exploatare	89
3.4.3. Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la starea limită de rezistență	91
3.4.4. Relații de calcul și diagrame pentru proiec- tarea grinzilor compuse oțel-beton cu metoda originală	92
3.4.4.1. Grinzi compuse cu grinda metalică asimetrică	93
3.4.4.2. Grinzi compuse cu grinda metalică din profile laminate I	98
3.5. Concluzii. Contribuții	101
4. STUDII EXPERIMENTALE CU PRIVIRE LA GRINZILE COMPUSE OTEL-BETON CU EFORȚURI INITIALE	104
4.1. Aplicarea structurilor compuse oțel-beton la hale industriale	104
4.2. Alegerea modelului experimental.	106
4.2.1. Principii de modelare geometrică.	107
4.2.2. Materiale	107
4.2.3. Incărcări	107
4.3. Proiectarea și confecționarea modelului experimen- tal	107

	Pag.
4.3.1. Proiectarea modelului	107
4.3.2. Confectionarea modelelor experimentale.	113
4.4. Incercarea grinzilor compuse cu eforturi initiale.	114
4.4.1. Caracteristicile fizico-mecanice reale ale ma- terialelor	114
4.4.2. Stabilizarea treptelor de incarcare	115
4.4.3. Aparata de masura	116
4.5. Rezultatele incercărilor experimentale	117
4.6. Concluzii	126
5. STUDII TEORETICE SI EXPERIMENTALE CU PRIVIRE LA ACOPERISURI CU STRUCTURA MIXTA OTEL-BETON PENTRU HALE INDUSTRIALE DE DESIDERI MARI	129
5.1. Proiecte experimentale. Indici tehnico-economici	129
5.1.1. Structuri mixte otel-beton pentru acoperisuri cu grinzi principale transversale	130
5.1.2. Structuri mixte otel-beton cu elemente trans- versale tip ferma	133
5.1.3. Studiul înalțimii optime a structurilor mixte de acoperisuri.	136
5.2. Elementul prototip	136
5.2.1. Descriere	136
5.2.2. Materiale	137
5.2.3. Tehnologii de executie.	137
5.2.4. Incărcări	137
5.2.5. Proiectarea prototipului.	138
5.3. Modelul experimental. Proiectare și confectionare.	139
5.3.1. Principii de modelare	139
5.3.2. Materiale	141
5.3.3. Schema statică și încărcări	141
5.3.4. Proiectarea modelului experimental.	142
5.3.5. Confectionarea modelului experimental	144
5.3.6. Caracteristicile fizico-mecanice ale modelului.	145
5.4. Incercarea modelului experimental	146
5.4.1. Stabilirea treptelor de incarcare	147
5.4.2. Aparata de masura	148
5.5. Rezultatele incercării experimentale	149
5.6. Concluzii	157
6. CONCLUZII FINALE. CONTRIBUTII, RECOMANDARI DE ALCATUIRE SI PROIECTARE	159
6.1. Avantajele economice ale structurilor compuse sau mix- te otel-beton.	159

	Pag.
6.2. Concluzii experimentale	161
6.3. Contribuții privind calculul și proiectarea grinzi- lor compuse oțel-beton cu metoda stărilor limită. .	163
6.4. Recomandări privind proiectarea și alcătuirea con- structivă a structurilor compuse și mixte oțel-beton	165
6.4.1. Grinzi compuse oțel-beton pentru plasele halelor industriale cu încărcări mari.	165
6.4.2. Acoperișuri mixte oțel-beton pentru hale in- dustriale cu deschideri mari	167
BIBLIOGRAFIE	169

1. ASPECTE GENERALE

1.1. Introducere

Directivele Congresului al XIII-lea al PCR, referitoare la construcții, implică proiectanții și executanții la rezolvarea unor sarcini importante în legătură cu elaborarea unor sisteme constructive de mare eficiență, care să permită reducerea energiei înglobate, posibilitatea executării industrializate, refolosirea unor părți structurale etc.

În tendința de creștere a unor noi soluții eficiente de alcătuire a construcțiilor, folosirea structurilor compuse ocupă un loc important. Ele pot fi folosite la orice scară de mărime, de la deschideri mici la construcții "mari" fie ca deschidere, fie ca înălțime.

Principiul de bază al structurilor compuse constă în alăturarea unor materiale structural similare sau diferite, în condiții de solicitare diferită. Pot conlucra materiale de construcții ca betonul, oțelul, lemnul, materiale ceramice, plastice, deci materiale cu proprietăți fundamental diferite, sau se pot folosi structuri formate din beton armat-beton precomprimat, oțeluri de calitate diferite, sisteme de lemn stratificat, combinând materiale cu proprietăți asemănătoare.

Un tip obișnuit de structuri folosite în construcții sînt structurile compuse oțel-beton, la care cele două materiale (betonul cu rezistență mare la compresiune raportată la cost și oțelul cu rezistență mare la întindere), conlucrează economic. Combinarea în structură a celor două materiale se poate referi la ansamblul clădirii (de exemplu cadre din oțel cu diafragme din beton armat), rezultînd structuri mixte oțel-beton, sau la subansambluri (de exemplu grinzi cu dală din beton și grindă metalică), rezultînd elemente compuse oțel-beton.

Trecînd în revistă în tabelul 1.1. cîteva din proprietățile celor două materiale de construcții diferite - betonul și oțelul - se pot deduce condițiile în care folosirea structurilor compuse este avantajoasă.

Cel mai comun tip de structuri compuse în construcții civile și industriale și poduri sînt grinzile compuse oțel-beton, la care grinda de oțel și dala de beton armat conlucrează.

TABELUL 1.1

Proprietate	Oțel	Beton
R_c / cost	AB	B
R_t / cost	B	N
rezistențe greutate	B	N
rigiditate greutate	B	AB
rezistențe rigiditate	B	AB
Impermeabilitate	N	B
Ductilitate	B	N
Rezistență la oposeală	B	AB
Rezistență la foc	N	B
Toleranțe de execuție	B	AB
Execuție prefabricată	B	AB
Execuție in situ	B	AB
Stabilitatea forme	N	B

LEGENDĂ B - bun
 AB - aproape bun
 N - nesatisfăcător

Dacă la elementele din beton armat aderența dintre beton și armătură asigură perfect conlucrarea, la grinzile compuse, aderența pe suprafața de contact dintre grinda de oțel și placa din beton armat se poate distruge la încărcări chiar mai mici decât cele de exploatare.

Acțiunea compusă este asigurată prin înglobarea completă a oțelului în beton, prin înglobarea parțială sau prin elemente de legătură.

Din anii 1930 încep să fie folosite tabliere compuse la poduri, iar din anii 1960 se folosesc structurile compuse

oțel-beton la construcții civile. Chiar dacă sub o formă sau alta structurile compuse oțel-beton sînt folosite de mult timp, calculul lor luînd în considerare acțiunea compusă este de dată mai recentă.

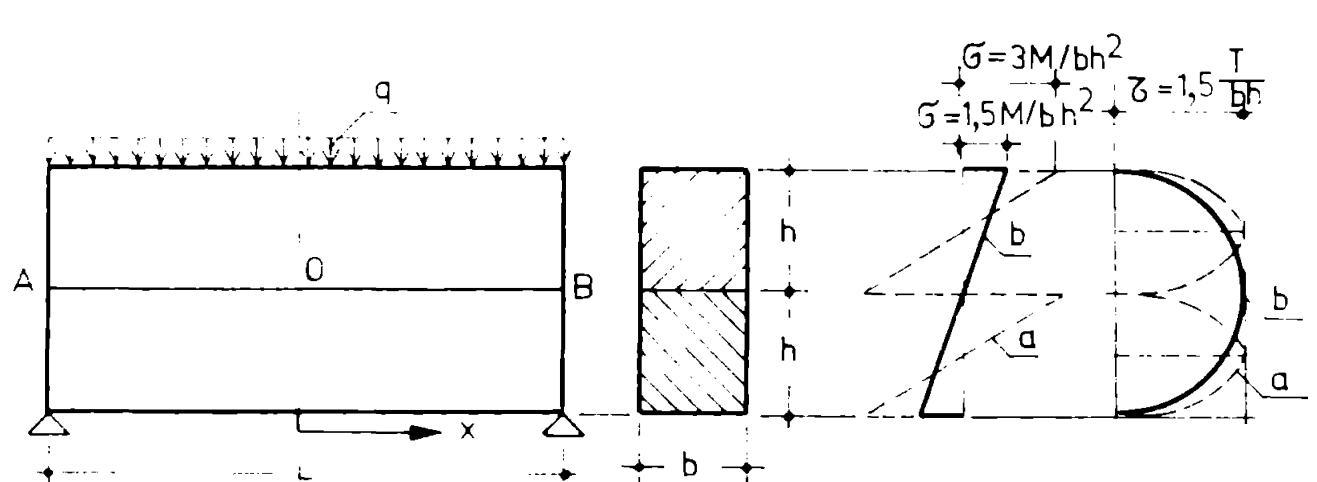


Fig. 1.1 a) Eforturi unitare în grinzile independente
 b) Eforturi unitare în grinzile cu conlucrare

Importanța asigurării conlucrării celor două materiale poate fi sugerată printr-o experiență simplă. Johnson (1975) compară comportarea grinzilor încovoiate din material elastic cu și fără conlucrare /61/, (figura 1). Se observă că în cazul conlucrării, eforturile unitare maxime se reduc la jumătate, însă eforturile unitare tangențiale maxime rămân neschimbate. Săgeata maximă se reduce la un sfert din valoarea săgeții grinzilor independente.

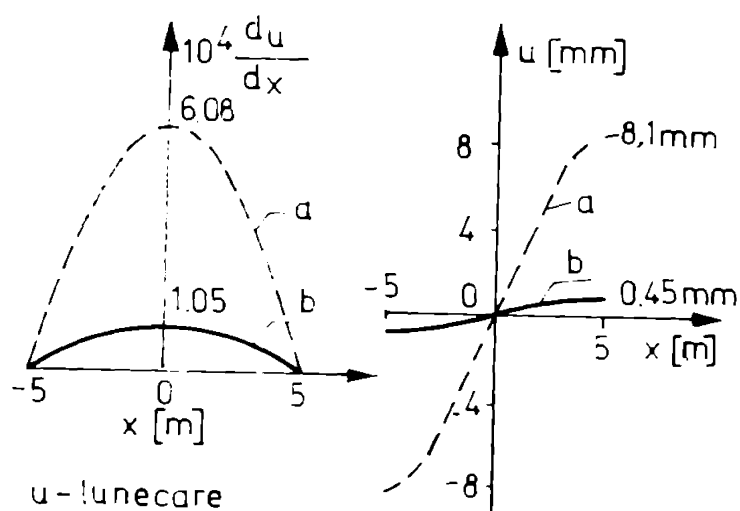


Fig. 1.2 a) Fără interacțiune
b) Interacțiune parțială

Pentru două grinzi cu interacțiune parțială, alunecarea la interfața AB, este comparată cu cea a grinzilor fără interacțiune, în figura 1.2.

Se poate trage deci concluzia, că, prin conlucrare crește rigiditatea grinzii, iar efortul unitar tangențial maxim apare la interfața celor două elemente, care în acest caz coincide cu planul axei neutre. În general la grinzile compuse oțel-beton planul axei neutre nu coincide cu interfața celor două materiale.

Dezvoltarea conceptului de acțiune compusă, demonstrată de Johnson, clarifică și pentru grinzile compuse oțel-beton rolul calitativ al interacțiunii între cele două părți componente. În cazul în care nu există interacțiune între placa din beton și grinda de oțel, neglijând frecarea, cele două elemente discontinue nu pot prelua

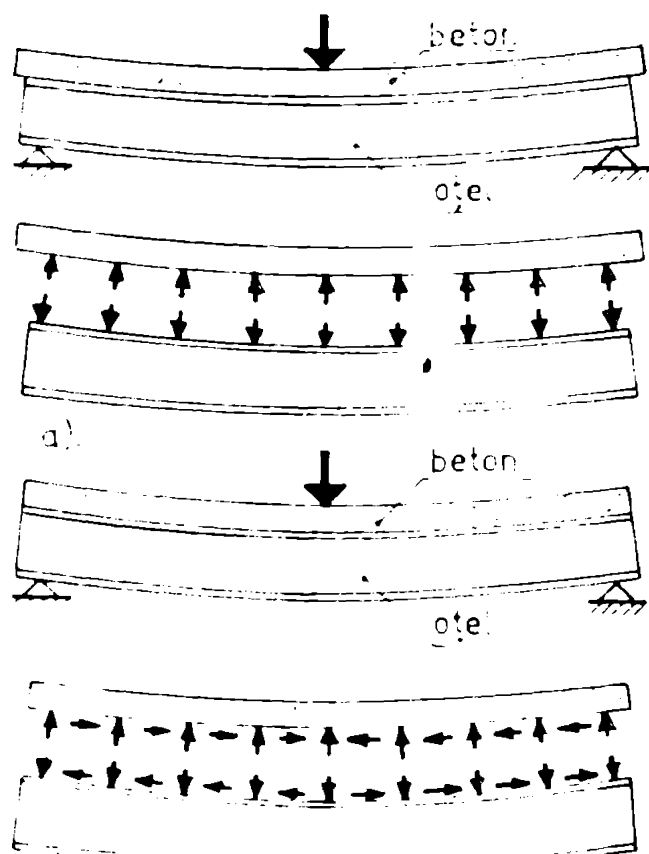


Fig. 1.3
a) Grindă fără interacțiune
b) Grindă compusă oțel-beton
interacțiune totală

decît forțe verticale (figura 1.3a). Lunecarea dintre suprafețele de contact este, deci liberă, iar capacitatea portantă este dată de însumarea capacităților portante a plăcii și a grinzii. Axele neutre sînt distincte pentru placă și pentru grinda de oțel, (figura 1.4a).

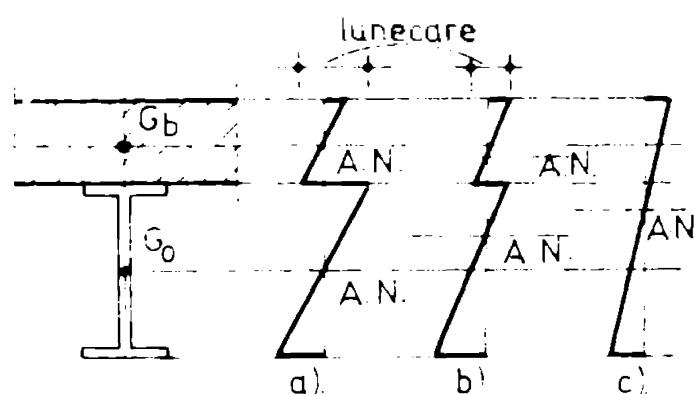
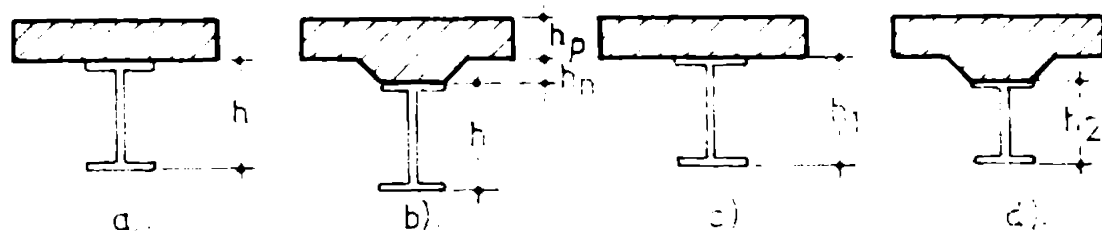


Fig 1.4 a) Lunecare liberă
b) Interacțiune parțială
c) Interacțiune totală

Axele neutre sînt distincte pentru placă și pentru grinda de oțel, (figura 1.4a).

Dacă se admite o interacțiune parțială între cele două părți componente, axele neutre se apropie, în placă crește rezultanta eforturilor de compresiune, iar în grinda de oțel crește rezultanta eforturilor de întindere. Lunecarea este, evident, mai mică (figura 1.4b), iar capacitatea portantă crește.



Înălțimea grinzii compuse	$a < b$	$\frac{I_{comp}}{I_{steel}} > 1$
Braț de pînghie interior	$a < b$	$\frac{I_{comp}}{I_{steel}} < 1$
Secțiunea de oțel	$a = b$	$\frac{I_{comp}}{I_{steel}} > 1$
Capacitate portantă	$a < b$	$\frac{I_{comp}}{I_{steel}} > 1$

Fig 1.5 Influența nervurii la grinzile compuse

Consi-
derînd o
interacți-
une per-
fectă, nu
mai există
lunecări
între cele
două ele-
mente, axa
neutră es-
te unică
(figura
1.4c), iar

capacitatea portantă a grinzii compuse este maximă.

Eforturile unitare care apar la interfața grinzii de oțel cu betonul, au tendința, pe de o parte, de a separa vertical cele două elemente, iar pe de altă parte, de a le deplasa longitudinal (figura 1.3b). Aceste tendințe de separare verticală și longitudinală trebuie să fie împiedecate de elementele de legătură.

La majoritatea grinzilor compuse oțel-beton, placa de beton este prevăzută cu o nervură de îngroșare.

Influența acestei nervuri de îngroșare se poate deduce din figura 1.5. Trebuie totuși observat că înălțimea nervurii de îngroșare trebuie limitată datorită faptului că ea este solicitată foarte defavorabil, fiind situată în zona transmiterii efortului de luare de la grinda de oțel la placa de beton mult mai largă.

■

Alegerea soluției de sistem compus oțel-beton de către proiectant impune o analiză atentă a performanțelor ce se cer îndeplinite de construcție, a posibilităților disponibile de execuție, a costului tehnologiei de execuție, a ritmului necesar de realizare, a gradului de complexitate al calculului structurii cu metodele de rezolvare disponibile, a funcționalității construcției în timp, și, evident, a costului investiției.

Executarea unei construcții în sistem compus oțel-beton cere atenție deosebită pentru realizarea dezideratelor cerute de proiectare. Tehnologia specifică atât pentru betonul armat, cât și pentru oțel presupune folosirea unei mîini de lucru de o calificare mai complexă, ceea ce nu întotdeauna este posibil în cadrul unei aceeași întreprinderi ; acestui fapt i se datorează și numărul relativ redus al construcțiilor compuse oțel-beton la noi în țară.

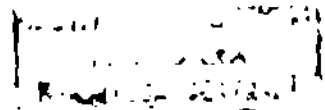
1.2. Construcții cu structură mixtă oțel-beton executate în străinătate

1.2.1. Clădiri civile etajate

Structurile mixte oțel-beton au în prezent o largă utilizare în foarte multe țări ca U.R.S.S., R.P. Polonia, Elveția, R.F. Germană, Anglia, Franța, S.U.A., Italia etc.

Clădirile civile (clădiri de locuit, clădiri administrative, spitale, clădiri comerciale) executate în soluție mixtă sînt în general clădiri înalte, la care cerințele de rezistență, rigiditate, stabilitate, ductilitate sînt satisfăcute de alegerea sistemului constructiv, rezultat prin adoptarea unei soluții mixte pentru ansamblul clădirii și a unor structuri compuse pentru subansambluri.

În general clasificarea acestor tipuri de clădiri se face în funcție de modul în care are loc preluarea încărcărilor verticale și orizontale de ansamblul structurii. În continuare se vor exemplifica cîteva moduri de concepție a clădirilor în structură mixtă, analizînd pe baza datelor din literatură și performanțele economice a a-



cestor clădiri.

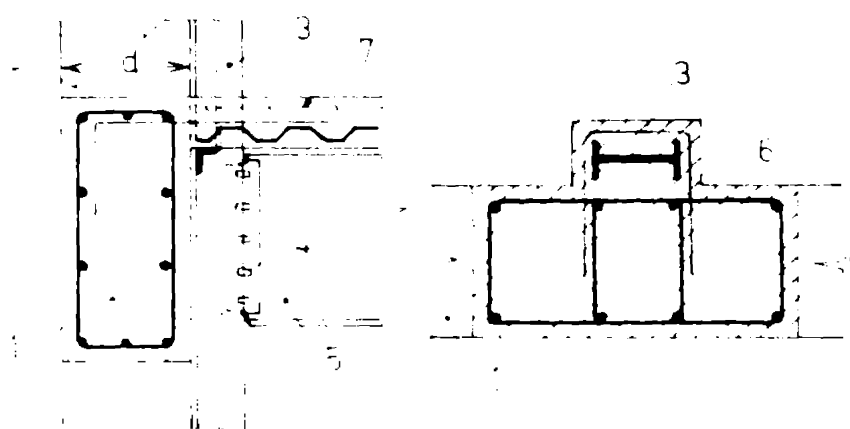


Fig. 1.6 1 - Grindă beton, 2 - Stâlpi beton armat, 3 - Stâlpi oțel exterior, 4 - Legătură grindă-stâlp, 5 - Grindă planșea compus oțel-beton, 6 - Ancoraj, 7 - Dală beton și oțel-beton.

a) Sistem
mișt_tub_cadru.
Structura de rezistență este alcătuită dintr-un miez central din beton armat, cadre interioare din oțel, planșea compus și cadru exterior din beton armat. Secțiunea transversală tipică pentru oadrede mixte și

planșeul compus oțel-beton sînt arătate în figura 1.6. Comportarea sub acțiunea încărcărilor orizontale rezultă ca o combinație

între comportarea de consolă prin cadrul exterior și miezul central și comportarea de cadru prin sistemul interior.

Clădiri executate cu acest sistem sînt :

- Gateway III Building, Chicago, Illinois - 35 de etaje, distanța între cadrele exterioare 2,7 m (figura 1.7)/61/.

- One Shell Square Building, New Orleans, Louisiana - 52 de etaje, distanța dintre cadrele exterioare 2,7 m (figura 1.8) /61/.

Compararea acestui sistem cu o construcție metalică, respectiv cu una

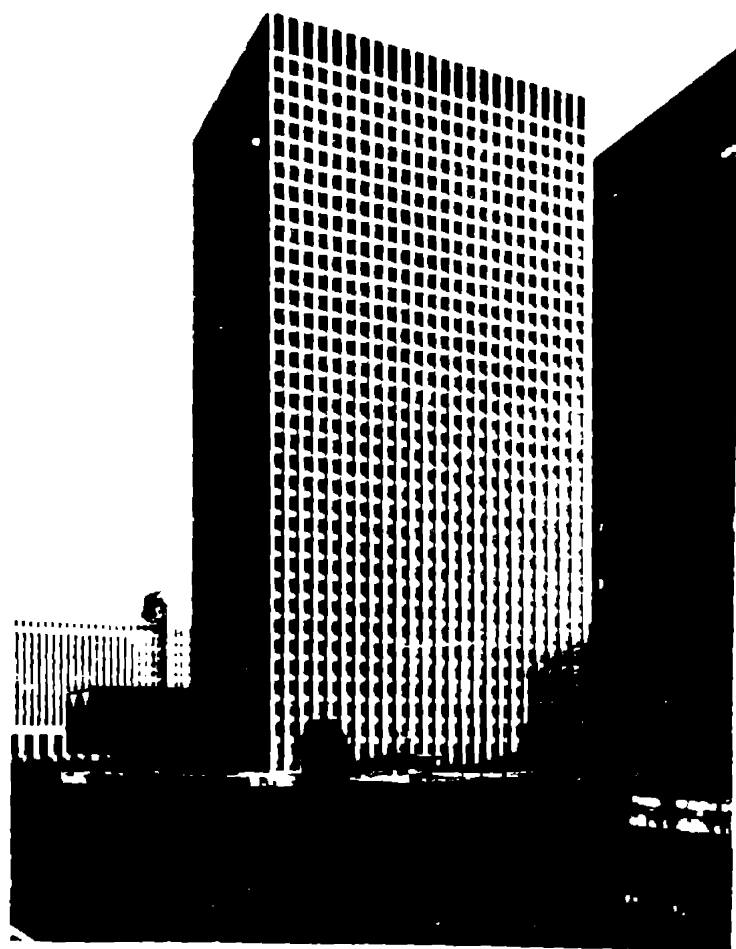


Fig. 1.7



Fig. 18

din beton armat se prezintă în tabelul 1.2.

b) Alte tipuri de sisteme mixte tub-cadru. Cadrul exterior oferă o flexibilitate considerabilă pentru forma în plan. În situația în care în exterior nu este nevoie de cadrele din beton armat pe tot conturul, se pot folosi sisteme tubulare parțiale cu aceeași rezolvare a planșeului ca în cazul a) (figura 1.9). Gruparea unor tuburi-cadru de 18-24 m poate da de asemenea o mare varietate de forme în plan.

Clădiri executate în acest mod sînt :

- Ohio National Bank Building, Columbus, Ohio - 25

Tabelul 1.2

	Soluții structurale de rezistență		
	oțel	beton	mixtă
<p>a.</p>	<p>b.</p>		
<p>Tipul structurii de rezistență</p> <p>Tipul de planșeu: în beton</p> <p>Tipul de perete: din beton</p> <p>Tipul de acoperiș: beton</p>	<p>100% Nime</p> <p>100% Nime</p>	<p>3000</p> <p>100% Nime</p> <p>100% Nime</p>	<p>100%</p> <p>100%</p>

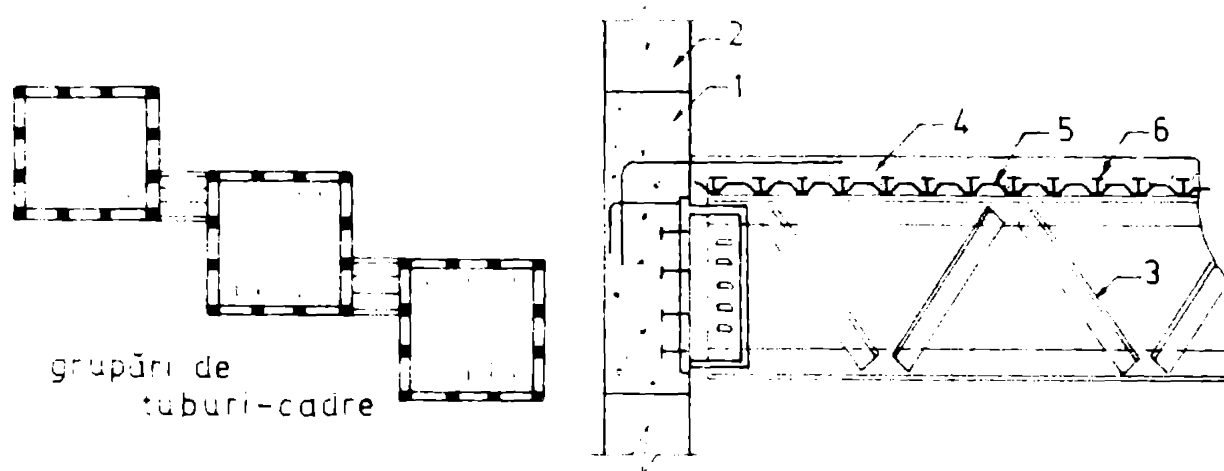


Fig.1.9 1-Grindă cadru beton armat exterior. 2-Stîlp beton armat 3-Grindă cu zăbrele planșeu compus. 4-Placă beton armat. 5-Profil tablă cutată. 6-Elemente de legatură tip dorn cu cap

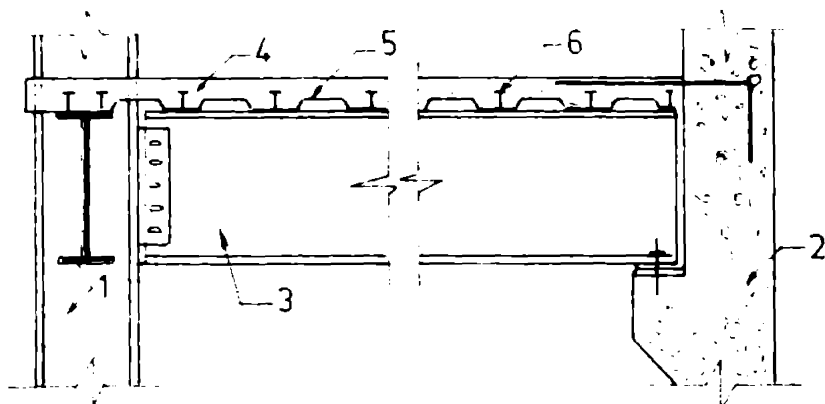


Fig 1 10 1-Grindă și stîlp oțel, cadru exterior. 2-Diafragmă centrală 3-Grindă oțel planșeu. 4-Placă beton armat 5-Cofraj pieraut tablă cutată 6-Elemente de legatură dornuri

etaje, 6 tuburi care se termină la nivele diferite, planșeu compus oțel-beton.

- Sears Tower, Chicago, Illinois - 8 tuburi de înălțime diferită, planșeu compus.

e) Sisteme cu miez central din diafragme din beton armat și cadre exterioare din oțel. O secțiune transversală tipică este prezentată în figura 1.10. În general la aceste tipuri de structuri cadrele de oțel preiau încărcările gravitaționale, în timp ce încărcările orizontale sînt transmise diafragmelor. Succesiunea fazelor de construcție poate fi urmărită la o construcție în curs de execuție (figura 1.11), /61/.

Exemple de construcții executate în sistemul prezentat mai sus sînt :

- Clădirea televiziunii din Bratislava, 27 etaje (100 m înălțime);
- Clădirea Maine-Montparnasse din Paris, 58 etaje (210 m

înălțime);



Fig. 1.11

- Denver Square Office Building, Denver, Colorado - 40 etaje;

- Penmor Towers, Johannesburg (Africa de Sud) /65/;

- Clădirea "Boisldieu", Puteaux, Franța /79/. La această clădire, grinzile metalice ale plangeului compus sînt executate cu contrasăgeată;

- Clădirea "Steglitzer Kreisel", Berlin, R.F.G. /28/. Plangeul compus este executat din plăci prefabricate din beton armat (3,75 mx2,5 m) cu grosimea de 10,5 cm, prevăzute cu bucle laterale pentru îmbinarea prin sudură la montaj;

- Noul centru comercial, Berlin, R.F.G. /60/.

Plangeul compus este patent "Rütter", alcătuit din grindă metalică cu zăbrele, fără șalpă superioară, conluorind cu dale prefabricate din beton armat prin intermediul elementelor de legătură, buloane de înaltă rezistență (figura 1.12).

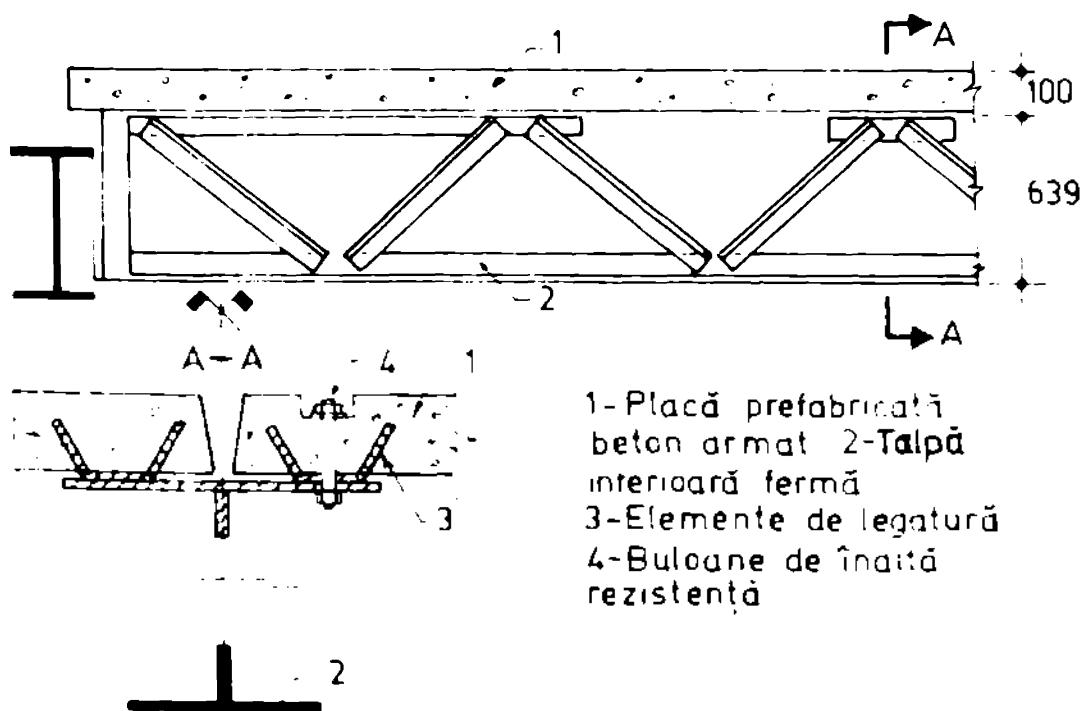


Fig 1.12 Plaseu compus „Rütter”

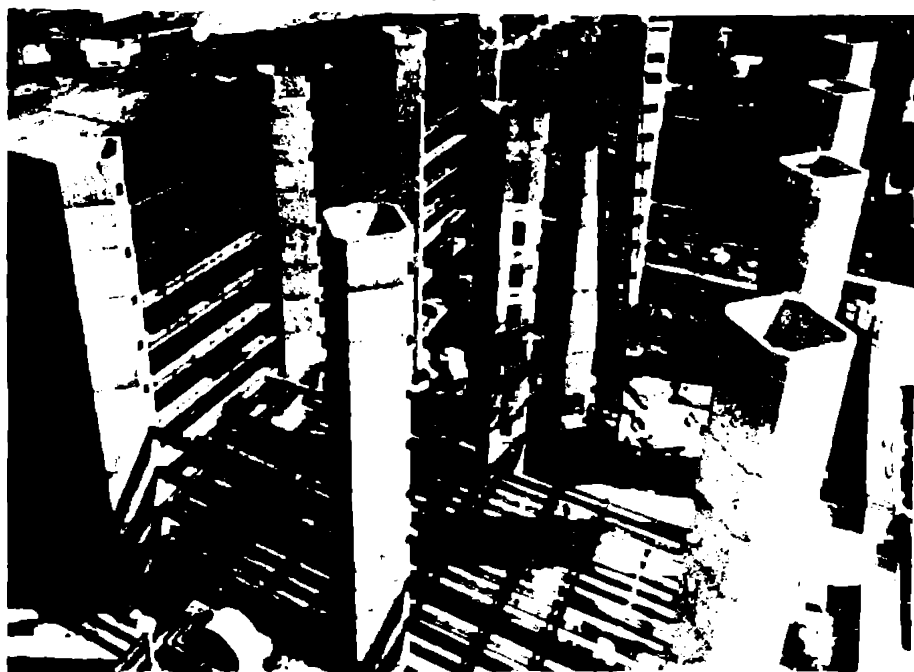


Fig. 1.13



Fig. 1.14

d) Sisteme cu tuburi din beton armat multiple. La acest sistem, în faza de montaj tuburile din beton armat, prevăzute cu goluri, servesc ca reazeme pentru grinzile metalice (cu inimă plină sau cu zăbrele) ale planșeului compus.

Un exemplu este "Fourth Financial Bank Building" Wichita, Kansas prezentat în figurile 1.13, 1.14.

e) Sisteme compuse de deschideri mari. Un acoperiș în variantă mixtă este cel realizat la hala peron a gării centrale din München/39/. Construcția are două deschideri de 70,0 m, acoperite cu grinzi compuse oțel-beton, la care grinda metalică este o fermă triunghiulară (figura 1.15).

1.2.2. Procedee de execuție ale planșeelor compuse la clădiri civile și industriale

În privința procedee-
lor de execuție al planșee-
lor cu grinzi compuse oțel-
beton, se disting trei ti-
puri de grinzi în funcție de
modul de preluare a încăr-
cărilor permanente și tem-
porare.

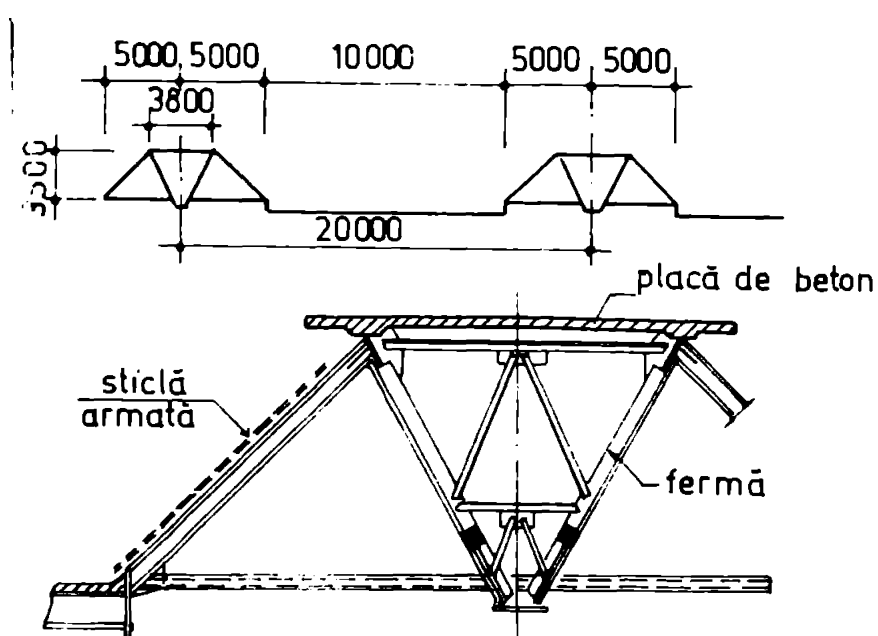


Fig. 1.15 Hala peron a gării München

Grinzile de tipul I se pretează a fi folosite în cazul grinzilor prefabricate, la care structura compusă este realizată înainte de montare, sau la grinzile la care se poate realiza o rezemare continuă sau suficient de deasă pentru a putea neglija eforturile unitare care iau naștere în oțel. La acest tip de grinzi,

toate încărcările sînt preluate de secțiunea compusă.

Grinzile de tipul II au eficiența mult scăzută datorită faptului că o parte din încărcări (greutatea proprie și greutatea betonului) este preluată numai de secțiunea de oțel, încărcările moarte și utile fiind preluate apoi de secțiunea compusă. Dacă sînt prevăzute sprijiniri provizorii, atunci încărcările permanente sînt preluate de grinda de oțel continuă, iar structura compusă preia încărcările rezultate din forțele concentrate de sens opus cu reacțiunile rezemelor provizorii și încărcările utile.

Cel mai avantajos mod de realizare a grinzilor compuse sînt cele cu eforturi inițiale, sau de tipul III. La aceste tipuri de grinzi se obțin economii de oțel de cea. 30% și o reducere considerabilă a înălțimii de construcție.

Procedeu cel mai folosit este preîncovoarea grinzii de oțel în sens invers acțiunii încărcărilor exterioare; aceasta duce la scăderea eforturilor unitare în oțel pe seama creșterii eforturilor în beton. Fazele de lucru pentru o astfel de grindă sînt prezentate detaliat în capitolul 4.

Contrasăgeata inițială a grinzii de oțel se mai poate realiza și prin tiranți cu caracter provizoriu sau permanent, plasați la partea inferioară

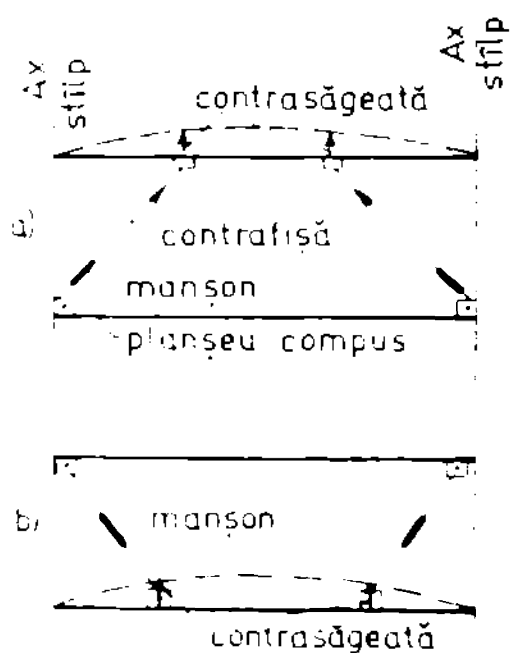


Fig. 1.16

5069 3/23 9

a grinzii.

În cazul construcțiilor etajate, la care placa se toarnă în situ, realizarea contrasăgeții grinzilor metalice se poate realiza cu ajutorul unor contrafișe cu manșon, prin împingere de la nivelul inferior (figura 1.16a) sau prin tracțiune de la nivelul superior (figura 1.16b).

Eliminarea acestor "reazeme" provizorii se face după întărirea betonului.

Alte procedee de execuție a structurilor compuse oțel-beton, specifice podurilor, sînt prezentate la punctul 1.2.3.

1.2.3. Poduri cu structură compusă oțel-beton

Podurile executate cu structură compusă au avantajul reducerii greutății proprii, posibilitatea unei executări rapide și sigure, durabilitate în timp, realizarea unor economii la consumul de oțel de 20-50% față de soluțiile metalice. Deschiderile optime se situează pentru tablierele simplu rezemate între 25-90 m, iar pentru cele cu grinzi continue între 50-120 m. Lungimea totală variază între 500-900 m.

Tablierul în soluție compusă este alcătuit din două sau mai multe grinzi principale metalice sudate, nesimetrice, distanțate la 3,5-23 m și dala de circulație, de grosime minimă de 20 cm.

Cîteva secțiuni caracteristice transversale se pot observa în figura 1.17.

Aspectul podurilor realizate în soluție compusă oțel-beton este în general constant pe toată lungimea, chiar dacă variază deschiderile, impresia creată este de lejeritate, datorită zvelteții grinzilor principale.

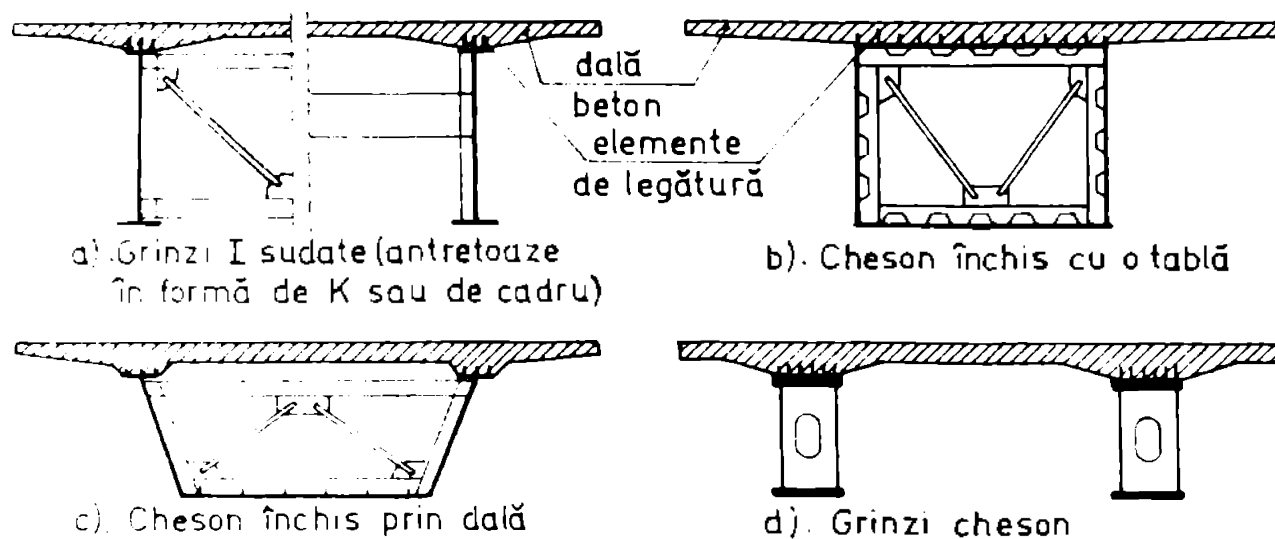


Fig. 1.17

Se observă următoarele tendințe în concepția acestor tipuri de poduri :

- a) simplificări importante prin reducerea elementelor de stabilizare ca rigidizări, antretoaze, contravîntuiri ;
- b) folosirea oțelurilor cu rezistențe obișnuite, deoarece înlocuirea acestora cu oțeluri de mare rezistență ar duce la reduceri ale secțiunii transversale, dar ar pune probleme de stabilitate sau oboseală ;
- c) folosirea tablelor din oțel din ce în ce mai groase, care permit mărirea secțiunii grinzilor principale și posibilitatea reducerii rigidizărilor orizontale și verticale, a antretoazelor ;
- d) precomprimarea longitudinală, transversală sau bidirecțională a dalei din beton.

Modul de realizare al podurilor cu structură compusă oțel-beton reflectă evoluția în timp a concepțiilor de calcul și a tehnologiilor de execuție/12/.

Grinzile principale executate în anii '60 au inimile rigidizate longitudinal și transversal pe fața interioară. Antretoazele sînt în formă de K. Există contravîntuire superioară și inferioară, astfel încît secțiunea este închisă. Eforturile de torsiune sînt preluate uniform (Saint-Venant) (figura 1.18).

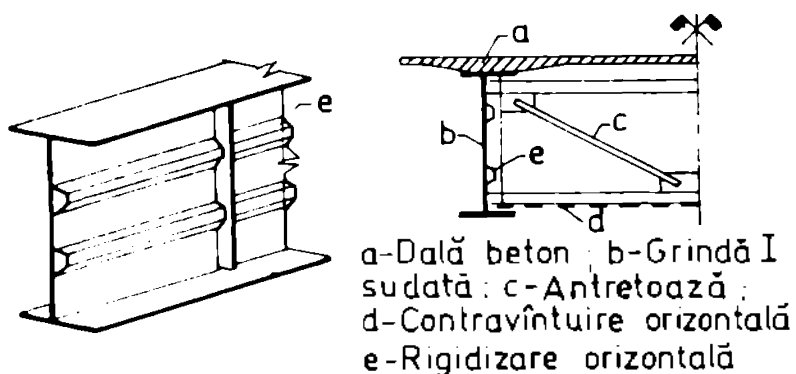


Fig. 1.18

În anii '70 folosirea sudurii automate continue nu mai permite sudarea numai în interiorul grinzilor principale, și rigidizările longitudinale se sudează pe fața exterioară. Rigidizările verticale sînt în general întrerupte înaintea aripilor și legate prin gusee triunghiulare, care pot fi

locul de generare a unor fisuri de oboseală. În general antretoazele sînt tot în K, dar lipsește contravîntuirea superioară, ceea ce duce la preluarea torsiunii mixte (figura 1.19).

Dezvoltarea teoriei voalării postcritice spre anii '80 (Basler și Thürlimann), conform căreia dacă inima unui pod este voalată, ea mai poate prelua un surplus de forță tăietoare, duce la

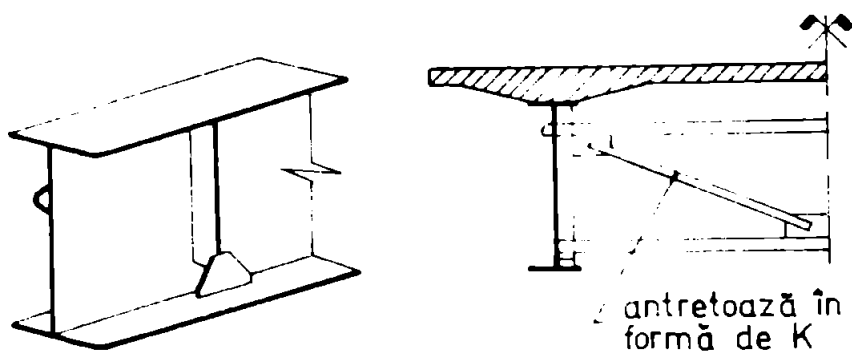


Fig. 1.19

posibilitatea suprimării rigidizărilor longitudinale. Rigidizările verticale, în formă de T, se sudează direct de aripă. Creșterea grosimii inimii permite o distanțare mai mare a rigidizărilor verticale. Eforturi-

le de torsiune sînt preluate prin torsiune neuniformă, de fiecare dată cînd curbură deschiderii o permite, pe baza teoriei lui Basler și Kollbrunner. Simplificările aduse prin reducerea rigidizărilor, antretoazelor, contravîntuirilor atrag după sine mărirea grosimilor secțiunii transversale, deci se mărește și durabilitatea. Antretoazele trec de la forma K la formă de cadru, permițînd simplificarea execuției și a atașării de grinzile principale (figura 1.20).

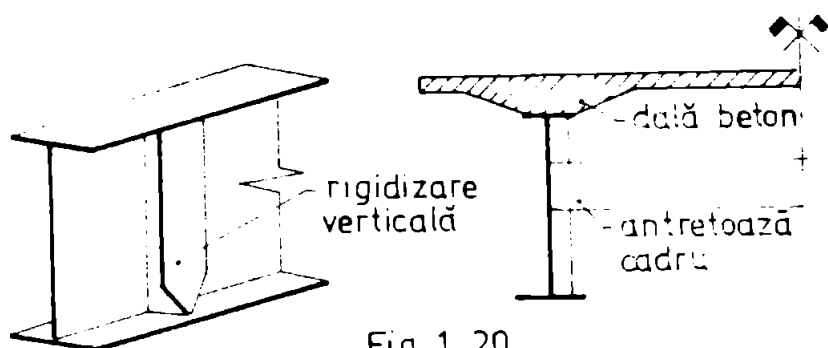


Fig. 1.20

Dala are rolul de a suporta circulația, de a conlucra cu grinzile metalice pentru a forma secțiunea compusă, de a fi contravîntuire orizontală superioară. Deoarece durabilitatea dalei depinde de

fisurare, se iau măsuri împotriva acestora fie prin compoziția betonului folosit (adaosuri de diminuare a contracției), fie prin alcătuire (mod de armare, precomprimare).

Precomprimarea longitudinală a dalei se poate realiza prin denivelarea reazemelor sau cu cabluri. Precomprimarea prin denivelarea reazemelor este economică, dar în timp, datorită contracției și curgerii lente se poate pierde pînă la 80% din efectul inițial. Precomprimarea dalei prin cabluri longitudinale se limitează de obicei la zona reazemelor.

Tehnologia de execuție a podurilor cu structură compusă este influențată de condițiile oferite de teren, folosirea macaralelor reprezentând soluția cea mai economică, dacă înălțimea infrastructurii o permite. Dacă infrastructura este înaltă, montarea suprastructurii se face cu ajutorul tehnologiei de lansare prin împingere.

Modul de execuție a dalei de beton poate influența hotărâtor costul, durata de execuție, etanșeitățile și durabilitatea. Se folosesc în principal următoarele moduri de execuție :

- Dala prefabricată pe tronsoane de 2-3 m, ceea ce permite o execuție rapidă, dar ridică probleme de etanșeitate;

- Dala prefabricată progresiv, ce permite executarea unei dale care reunește avantajele turnării monolite cu prefabricarea. Pe culee sau pe structura metalică deja montată se instalează un cofraj fix, cu care se poate turna un tronson de 20-30 m de dală. Montarea dalei la locul prevăzut în proiect se face prin lunecarea pe patinele metalice prevăzute între dală și grinda metalică. Elementele de legătură sînt sudate pe grinda metalică într-un mod care să permită patinarea dalei ; în dală sînt prevăzute goluri, betonate ulterior. Distanța care rămîne între dală și grinda metalică (1-2 cm) din cauza patinelor se poate injecta ulterior. Această metodă este avantajoasă atît timp cît distanța dintre punctul de turnare și punctul în care trebuie montată dala nu este mai mare de cea. 400 m și dacă podul este drept sau are o curbura constantă;

- Dala turnată continuu pe amplasamentul definitiv, prin intermediul unui cărucior de betonare care se deplasează pe structura metalică ; roțile din față se deplasează pe o șină provizorie, iar roțile din spate pe o șină fixată de dală. Această metodă este avantajoasă în cazul unui pod cu curbura variabilă.

În continuare se dau cîteva exemple de poduri sau viaducte realizate în structură compusă, exemple care ilustrează diversitatea posibilităților de proiectare și realizare a acestor structuri:

- Pod peste Sarine, Elveția (1964). Are trei deschideri de 85,5; 106,5; 85,5 m. La acest pod s-a realizat o precomprimare longitudinală a dalelor prefabricate prin denivelarea (ridicarea) reazemelor intermediare cu 1,6 m și o precomprimare prin cabluri (figura 1.21)/12/;

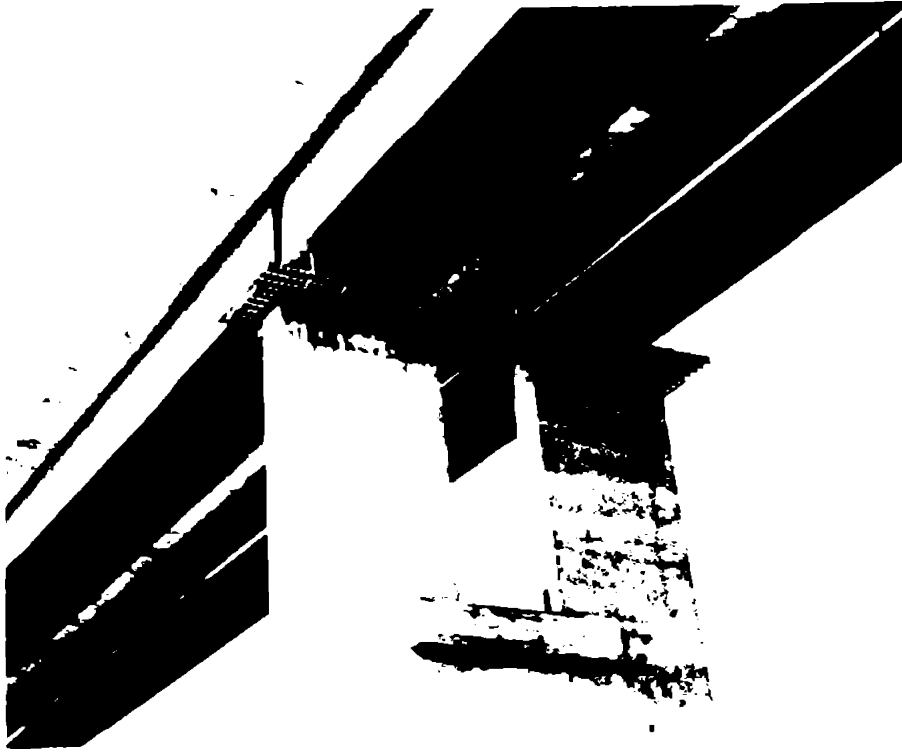


Fig. 1.21

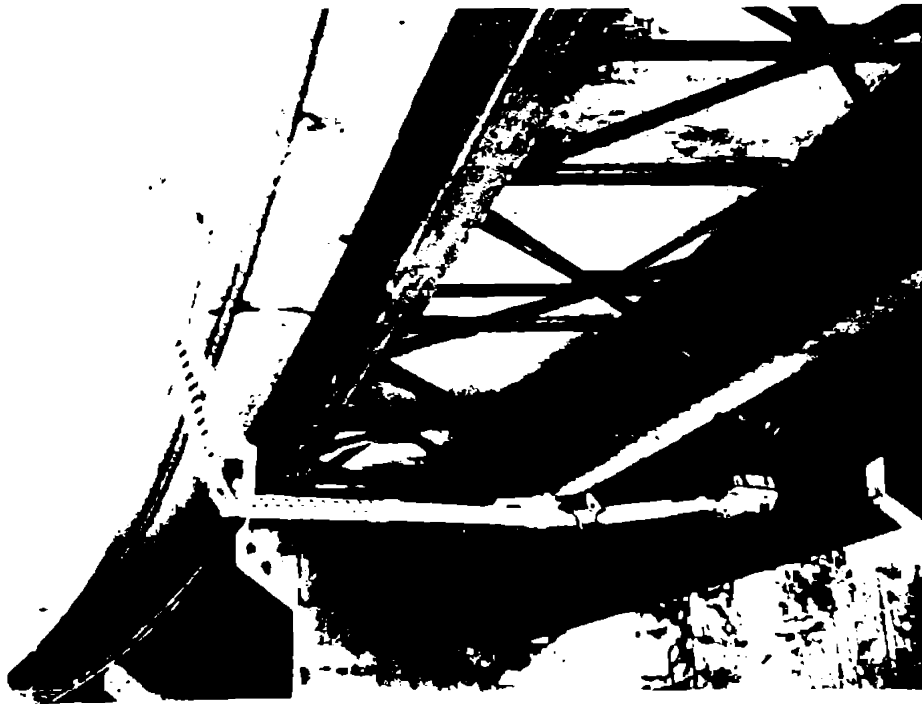


Fig. 1.22

- Podul Kauppen și podul Heidinsfeld, Austria (1962) sînt poduri continue pe șapte, respectiv nouă deschideri, realizate cu precomprimare longitudinală prin denivelare și cabluri longitudinale și precomprimare transversală/34/, /69/;

- Pod peste Chandelar, Elveția (1972). Are 5 travei, înălțimea grinzii 2,7 m; este un pod curb la care dala a fost realizată prin tehnologia turnării progresive și s-a renunțat la contravîntuirea superioară/12/, (figura 1.22);

- Viaductul Entella (Italia) are realizată o precomprimare a dalei prin preîncovoierea grinzii de oțel, coborînd reazemele extreme. La acest viaduct format din două deschideri marginale (63 m) și două tronsoane intermediare cu trei deschideri (95 m), tablierele marginale sînt prinse articulat de cele continue ; reazemele fixe sînt amplasate pe culei și cele mobile pe pile, drept care suprastructura are un sin-

gur rost de dilatație la mijlocul deschiderii/26/;

- Podul Napoleon, Elveția, (1982) pod curb, continuu pe 5 travei cu o lungime totală de 330 m. Antretoazele sînt în formă de cadru, nu s-au folosit decît rigidizări verticale, uşoara contra-vîntuire folosită la montaj pentru susținerea căruciorului de betonare fiind demontată ulterior/12/;

- Podul de la Arbois, Franța (1984-1985). Structura de rezistență aleasă are la bază secțiunea clasică de cheson, dar la care pereții laterali sînt din tablă de oțel sudată sau din ferme metalice, dala superioară și placa inferioară fiind din beton precomprimat. În cazul podului amintit pereții laterali ai chesonului sînt alcătuiți din două grinzi cu zăbrele metalice cu secțiunea barelor tubulară. Dala de beton inferioară este precomprimată prin cabluri în zonele de cîmp, iar dala superioară în zonele de reazem/83/.

1.3. Construcții cu structură compusă oțel-beton realizate în țara noastră

În țara noastră, aceste tipuri de structuri sînt utilizate relativ mai restrîns în domeniul construcțiilor civile și industriale. În domeniul podurilor, lucrările realizate sînt mai numeroase.

Ca exemple de construcții industriale putem aminti :

- hala-depozit ICIM-Brașov, cu o deschidere de 12 m;
- hala Diesel la Uzinele "Tractorul" Brașov, la care plangeul intermediar este realizat în soluție compusă oțel-beton;
- hala depozit la Antrepriza de construcții industriale nr.1 din Gheorghiu-Dej.

În domeniul podurilor cu structură compusă, primul pod rutier realizat în soluție compusă este "Pasajul superior rutier Calea Sagului", peste C.F., pe drumul internațional E94, Timișoara Sud, construit în 1971/41/.

Opțiunea pentru soluția mixtă a fost determinată de necesitatea realizării unei suprastructuri cu înălțime redusă din considerente estetice și economice și care să permită o execuție într-un termen cît mai redus, corelat cu cerința de reducere a consumului de metal.

Pasajul are suprastructura alcătuită din 8+7 deschideri de cîte 21 m și o deschidere centrală de 41,0 m. În secțiune transversală, pasajul este alcătuit din cîte două tabliere de 11,10 m lățimi



Fig. 1.23

realizate din cupoane din profil U-20, sudate pe talpa superioară. Consumul de oțel raportat la suprafața carosabilului și trotuarelor este de 218 kg/m^2 .

Un alt pod mixt realizat la Timișoara este "Pod peste Bega str. Dorobanți", la care soluția compusă a fost adoptată din necesitatea realizării unei suprastructuri mai ușoare decât în cazul soluției cu grinzi din beton precomprimat, pentru menținerea infrastructurilor existente/41/.

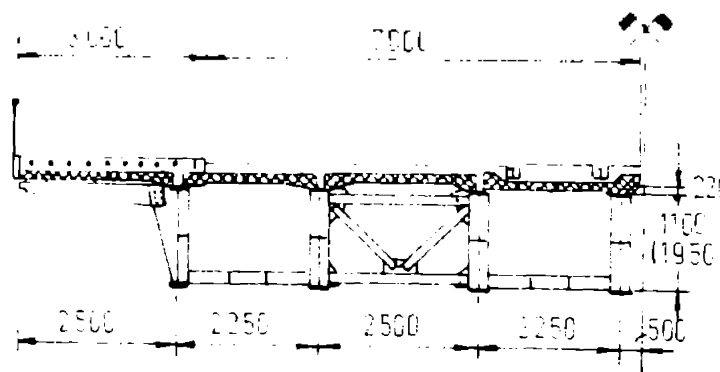


Fig. 1.24

me (figura 1.23) avînd înălțimea de 1500 mm, adică $1/27$ din deschidere. Tablierul este realizat din oțel OL37-4 k, cu dala din beton marca B400, turnat pe tablierul sprijinit timp de 28 zile. Imbinările sînt realizate prin sudură. Legăturile transversale sînt realizate din profile laminate. Elementele de legătură sînt re-

Podul este în sens longitudinal o grindă continuă cu 3 deschideri, $9,30+31,0+9,3$ m. În secțiune transversală, tablierul este alcătuit din două cassette metalice legate prin legături transversale, îmbinate pe șantier cu grinzi cheșon prin șuruburi de înaltă rezistență (figura 1.24). Dala din be-

ton armat de 20 cm grosime este realizată din elemente prefabricate (B400), monolitizate ulterior de talpa superioară a tablierului metalic.

Pe reazeme, dala de beton este precomprimată cu fasciole postîntinse 1805. Monolitizările s-au executat înainte de descinderarea tablierului, cu excepția dalelor precomprimate, care s-au monolitizat numai după precomprimare.

Indicii tehnico-economici realizați (raportați la suprafața de circulație) sînt : consum oțel laminat - 21 kg/m^2 ; consum oțel-beton 19 kg/m^2 ; consum ciment - 79 kg/m^2 ; cost - 5109 lei/m^2 .

Alte poduri rutiere executate în soluție compusă oțel-beton sînt : podul peste Trotuș la Cornățel, podul peste Olt, podul pe șoseaua București-Giurgiu, podurile peste canalul Dunăre-Marea Neagră de la Agigea-Medgidia etc.

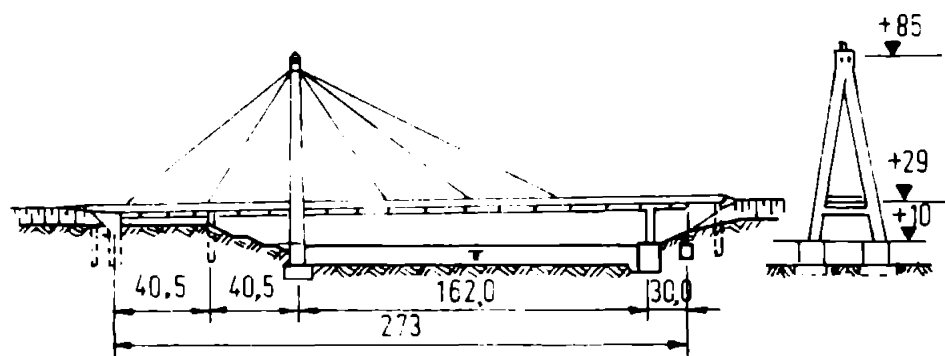


Fig.1.25

Podul rutier Agigea, pe drumul DN 39/E95 este un pod cu cabluri înclinate. Cele cinci perechi de cabluri sînt ancorate în sistem radial de un singur pilon vertical în formă

de A, cu înălțimea de 75 m, realizat din beton armat. Lungimea totală a podului este de 273 m, cu deschiderea centrală de 162 m, care este cea mai mare deschidere la podurile realizate în România. Tablierul are structura compusă, fiind realizat din patru grinzi metalice cu inimă plină și o placă din beton armat. Lățimea tablierului la nivelul părții carosabile este 20,5 m, înălțimea 3,45 m (figura 1.25),/41/.

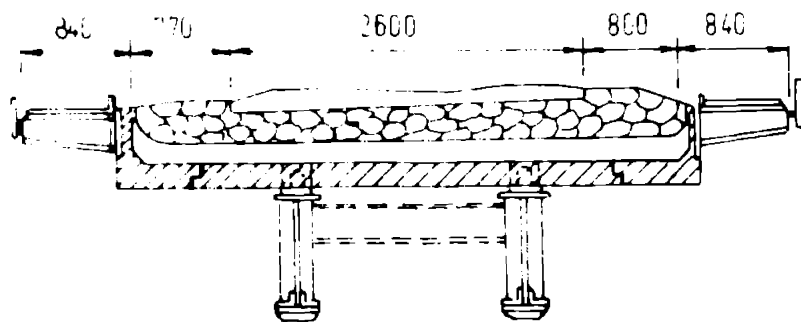


Fig.1.26

În anul 1980 s-a executat la noi în țară primul pod compus de oale ferată pe linia Dărmănești-Vatra Dornei, (figura 1.26) după care s-au mai proiectat și executat și alte poduri de oale ferată în soluție compusă oțel-beton/53/. Structurile com-

puse sînt recomandate la deschideri mari, încărcări mari, în cazul unor înălțimi limitate de construcție ; de aceea se folosesc îndeosebi la realizarea planșelor pentru parcaje etajate, acoperișurilor de hale industriale, planșelor clădirilor social-culturale, la realizarea podurilor rutiere și de oale ferată.

Se poate prevedea că, datorită avantajelor importante de ordin economic, estetic, datorită siguranței și rapidității în execuție, structurile compuse oțel-beton vor primi o aplicabilitate și mai largă în viitor.

Luând în considerare numeroasele studii teoretice și experimentale executate de mulți ani la noi în țară, se poate afirma că există baza științifică necesară întocmirii unor norme de calcul și alcătuire naționale pentru structurile compuse oțel-beton.

1.4. Obiectul tezei

Din cele prezentate la punctul 1.2. rezultă domeniul larg de aplicare a structurilor compuse oțel-beton în construcțiile ingineresti. Comparativ cu soluțiile constructive clasice din beton armat, beton precomprimat sau oțel, folosirea structurilor compuse oțel-beton conduce la avantaje ca : reducerea consumului de oțel, reducerea greutății proprii a elementelor structurale (față de soluțiile din beton), reducerea înălțimii de construcție, a energiei înglobate ; în același timp se pot păstra și posibilitățile de prefabricare parțială sau integrală proprii structurilor clasice.

Eficiența structurilor compuse s-a dovedit a fi mai mare în special la construcții cu deschideri medii și încărcări mari, la construcții cu deschideri mari (≥ 24 m) și la poduri.

Folosirea plânșelor compuse la clădiri social-culturale este foarte răspândită în străinătate, multe firme specializate având brevetate procedee proprii de execuție și montaj (Krupp-Montex, Rütterbau etc.).

Eficiența sporită a structurilor mixte impune studiul acestora sub aspectul tipurilor constructive optime atât din punct de vedere al formei geometrice, al secțiunii transversale celei mai eficiente, cât și din punct de vedere al materialelor folosite, al posibilităților de prefabricare.

Folosirea dalelor prefabricate de beton greu sau ușor la construcții industriale necesită studiul conlucrării cu grinda metalică în condițiile folosirii unui număr limitat de elemente de legătură echidistante și a solicitării date de încărcări mari de exploatare.

Realizarea unor acoperișuri mixte oțel-beton la hale industriale permite elaborarea unui număr mare de variante constructive. Formele și secțiunile tipice ce se pot realiza reprezintă

o gamă largă de soluții inedite, generată de posibilitățile de conlucrare a celor două materiale componente. Se pot folosi betonul greu, ușor, betonul precomprimat, iar la alcătuirea ferelor se poate reduce numărul de bare, indiferent de faptul că se folosesc profile laminate sau profile îndoite la rece.

În privința calculului elementelor compuse oțel-beton, acesta se face de obicei ținând cont de comportarea elastică a materialelor. În ultimul timp se remarcă o tendință accentuată de a introduce, în special pentru construcțiile civile și industriale, calculul care să țină seama de comportarea elastico-plastică sau plastică a materialelor. Normele oficiale referitoare la structurile compuse din diferite țări străine admit ca bază de calcul metoda rezistențelor admisibile sau teorii semiprobabiliste de tipul metodei stărilor limită.

La noi în țară există preocupări susținute pentru elaborarea unor instrucțiuni tehnice și norme de calcul ale structurilor compuse oțel-beton, remarcându-se în acest sens contribuția școlii din Timișoara (construcții civile și industriale) și celor din Iași și București (poduri de șosea și de cale ferată). În "Instrucțiunile tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a structurilor compuse oțel-beton", elaborat de un colectiv de cercetare de la I.P.T.V. Timișoara în colaborare cu I.C.C.P.D.C. Filiala Timișoara, metoda de calcul propusă este metoda semiprobabilistă la stări limită. Trebuie subliniat că în comparație cu normele din alte țări, această metodă, pe baza unor diagrame de calcul a materialelor în domeniu elastico-plastic unanim acceptate, rezolvă toate situațiile de solicitare a grinzilor compuse de tipul I, II, III.

Metoda este însă destul de laborioasă ; proiectarea grinzilor compuse oțel-beton se poate face numai prin încercări, necesitând un timp destul de îndelungat.

În normele străine și în lucrările unor autori se întâlnesc propuneri de proiectare pe baza unor relații simplificate sau diagrame ; aceste propuneri însă se referă fie la elemente cu un domeniu restrâns de aplicabilitate (grinda metalică executată din profile laminate și placă compusă realizată cu cofraj înglobat de tablă cutată), fie iau în considerare cazuri de solicitare ce nu cuprind decât unele posibilități.

Ținând seama de problemele legate de calculul, executarea

constructivă și comportarea elementelor compuse oțel-beton, în teză se propune rezolvarea unor aspecte teoretice și experimentale referitoare la aceste structuri :

a) Calculul la starea limită de rezistență :

- elaborarea unei metode de calcul originală la starea limită de rezistență a grinzilor compuse oțel-beton cu grinda de oțel alcătuită din profile laminate sau sudate, cu plăci din beton armat monolite sau prefabricate, cu sau fără nervuri de îngroșare ; metoda trebuie să fie simplă, suficient de exactă și să acopere toate posibilitățile de atingere a stării limită de rezistență ;

- elaborarea unor diagrame de proiectare a tipurilor specificate de grinzi pe baza metodei simplificate și ținând seama de o asimetrizare cât mai economică a secțiunii de oțel ;

- studiul lățimii de calcul a plăcii pe baza lățimii active determinate experimental pentru rapoarte $L/b < l_0$ și $L/b \geq l_0$;

- stabilirea înălțimii optime care corespunde la cele mai scăzute consumuri de oțel pentru ferme mixte oțel-beton de deschidere mare (≥ 24 m).

b) Grinzi compuse oțel-beton cu eforturi inițiale și dale prefabricate din beton :

- studiu comparativ al eficienței structurilor compuse utilizate pentru realizarea planșelor clădirilor industriale etajate cu deschideri medii și încărcări mari ;

- studiul comportării unor modele experimentale, realizate respectând în mare măsură condițiile reale de solicitare pentru tipul de planșee amintit mai sus ;

- studiul conlucrării dalelor prefabricate cu grinzile metalice realizate cu contrasăgeată, în condițiile încărcărilor de exploatare și de rupere ;

- verificarea experimentală a justeții ipotezelor de calcul acceptate (metoda secțiunii transformate, calculul elementelor de legătură, determinarea lățimii de calcul a plăcii, calculul la starea limită de rezistență) ;

- determinarea siguranței unor astfel de elemente compuse.

c) Ferme mixte pentru acoperișuri cu deschideri mari :

- studiu comparativ al eficienței fermelor mixte utilizate pentru acoperișuri de deschideri mari (24-30 m) ;

- studiul experimental al unui model pentru o variantă de acoperiş realizat în sistem de fermă, cu talpa superioară formată dintr-o placă de beton armat și o nervură compusă oțel-beton, și talpa inferioară, respectiv diagonalele realizate din profile îndoite la rece ;

- studiul comportării modelului atât la încărcări de exploatare, cât și la încărcări de rupere, pentru stabilirea siguranței prezentate de astfel de elemente mixte.

Actualitatea problemelor tratate rezultă din numărul de contracte de cercetare științifică avînd ca temă fundamentarea eficienței folosirii structurilor compuse în diverse domenii de utilizare și întocmirea unor norme de calcul și alcătuire a structurilor compuse, bazate pe încercări experimentale.

Contractele care au stat la baza elaborării tezei sînt :

- "Studii teoretice și experimentale privind alcătuirea constructivă și calculul elementelor compuse oțel-beton", - contract nr.2181/1972 cu M.C.Ind., Direcția tehnică și de prescripții, fazele :

- "Elemente de legătură folosite la grinzile compuse oțel-beton"

- "Comportarea și calculul la încărcări statice și repetate ale elementelor compuse oțel-beton precomprimate".

- "Clădiri industriale etajate cu pînă la P+5 nivele cu încărcări utile pînă la 1000 kg/m^2 cu structuri compuse oțel-beton cu trama stîlpilor de $12 \times 6 \text{ m}$ ", contract nr.2723/1976 cu Filiala de cercetare și proiectare Timișoara, I.C.C.P.D.C., faza "Documentare și analiza soluțiilor de structură".

- "Noi soluții constructive eficiente pentru structuri metalice și mixte la clădiri industriale și social-culturale", contract nr.1107/1977 cu I.C.C.P.D.C. Filiala Timișoara, fazele :

- "Cercetări teoretice și experimentale pe modele asupra comportării plănșeelor și a nodurilor structurilor compuse oțel-beton".

- "Studiu și referat cu concluzii. Recomandări pentru proiectare".

- "Noi sisteme constructive eficiente pentru structuri metalice și mixte la clădiri industriale și social-culturale", contract 163/1980 cu I.C.C.P.D.C. Filiala Timișoara, faza "Studii și

elaborări proiecte experimentale. Verificări de structuri eficiente".

- "Noi sisteme constructive eficiente pentru structuri mixte" contract nr.878/1981 cu I.C.C.P.D.C.-Filiala Timișoara, faza "Studii și recomandări de proiectare. Experimentări".

2. BAZELE TEORETICE ALE CALCULULUI ELEMENTELOR COMPUSE OȚEL-BETON CU METODA STĂRILOR LIMITA

2.1. Norme de calcul

Calculul elementelor compuse oțel-beton ridică probleme de o mare diversitate, legate de specificul conlucrării celor două materiale. De aceea existența normelor de calcul pentru elementele din beton, respectiv din oțel nu exclude necesitatea elaborării unor norme specifice structurilor compuse.

Dezvoltarea conceptului semiprobabilist al calculului la stări limită pentru construcțiile civile și industriale din beton și din oțel a permis fundamentarea calculului structurilor compuse pe aceleași premize de calcul.

Există atât în străinătate cât și la noi în țară preocupări pentru elaborarea unor norme de calcul a structurilor compuse oțel-beton cu metoda stărilor limită.

În 1960 comitetul reunit ASCE-ACI pentru construcții compuse editează recomandări de proiectare și execuție a grinzilor compuse pentru construcții /90/. În 1965 și 1967 apar normele britanice pentru grinzi compuse simplu rezemate în construcții, respectiv pentru poduri /87/, /88/.

Comisia "Construcții mixte oțel-beton", constituită în 1971 sub auspiciile Asociației Internaționale de Construcții civile, cu participarea AIPC, CEB, CECM și FIP editează în 1980 un "Proiect de cod model pentru construcții mixte" /89/. Acest cod de calcul respectă recomandările normativelor pentru structurile din oțel, respectiv pentru construcțiile din beton armat și beton precomprimat, în măsura compatibilității lor cu natura comportării specifice ale unui element compus. O atenție deosebită este acordată aplicării principiilor generale de securitate, luând în considerare structura compusă oțel-beton, cu posibilitățile specifice de atingere a stărilor limită. Ca metodă generală de calcul este adoptat calculul semiprobabilist la stări limită.

În țara noastră, pe baza unor vaste studii teoretice și experimentale se editează în 1973 "Instrucțiunile tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a structurilor compuse oțel-beton" /95/, elaborat de un colectiv de la Facultatea de Construc-

ții, catedra CCIA din Timișoara.

Instrucțiunile se reeditează în 1981, în urma intrării în vigoare a noilor normative pentru calculul elementelor din beton armat și precomprimat, respectiv pentru calculul construcțiilor metalice /96/. În aceste normative se aplică metoda de calcul semiprobabilist la stări limită pentru elemente compuse folosite la construcții civile și industriale.

Domeniul de aplicare se referă la grinzi compuse pentru planșee, elemente de suprafață pentru acoperișuri cu grindă cu inimă plină sau cu zăbrele și placă din beton greu sau ușor, estacade pentru culoare de benzi transportoare, poduri industriale de tip estacadă.

În principiu aceste elemente compuse sînt formate din :

- grindă de oțel (profile laminate, grinzi sudate sau nituite asimetrice cu inima plină sau ajurată, grinzi cu zăbrele) ;
- placa din beton greu sau ușor, turnată monolit peste grinda de oțel sau realizată din elemente prefabricate și monolitizate ;
- elemente mecanice de legătură flexibile sau rigide.

Din punctul de vedere al modului de realizare al grinzilor compuse, instrucțiunile de calcul se pot aplica atât grinzilor fără eforturi inițiale, cît și celor cu eforturi inițiale realizate prin preîncovoierea grinzii de oțel în sens invers acțiunii încărcărilor utile.

2.2. Principii fundamentale de calcul la stări limită

În general atingerea unei stări limită poate fi definită și la structurile compuse prin dezvoltarea unui nivel convențional admis al eforturilor sau deformațiilor într-o structură sau într-un element al structurii.

Se iau în considerare următoarele stări limită pentru elementele compuse oțel-beton :

A. Stări limită ale capacității portante :

- starea limită de rezistență
- starea limită de stabilitate a formei sau poziției
- starea limită de oboseală.

B. Stări limită de exploatare

- starea limită de deformații specifice
- starea limită de deformații.

Verificările la stările limită în diferite etape (execuție, transport, montaj, exploatare) se face la cele mai defavorabile condiții de solicitare, clasificarea și gruparea acțiunilor, valorile normate și de calcul ale parametrilor care caracterizează acțiunile respectând prevederile standardelor în vigoare /108/, /109/.

Pentru stabilirea celor mai defavorabile caracteristici ale materialelor se au în vedere standardele pentru elementele din beton /112/ și din oțel /115/. În unele cazuri se iau în considerare coeficienți suplimentari ai condițiilor de lucru.

2.2.1. Stări limită ale capacității portante

Starea limită de rezistență. Verificarea se face punând condiția ca solicitarea de calcul cea mai defavorabilă să fie mai mică sau cel mult egală cu capacitatea portantă minimă a secțiunii transversale compuse.

În cazul grinzilor compuse oțel-beton starea limită de rezistență poate fi atinsă prin :

- cedarea prin dezvoltarea unei rotiri prea mari care să ducă la colaps plastic ;
- cedarea elementelor de legătură sau cedarea sistemului compus prin alunecări prea mari între grinda de oțel și placa de beton ;
- cedarea locală a betonului sub influența elementelor de legătură rigide (de exemplu șuruburi de înaltă rezistență) ;
- cedarea prin fisurarea longitudinală a plăcii, datorită preluării unei forfecări prea mari de la grinda de oțel prin intermediul nervurii sau direct, pe o suprafață relativ îngustă ;
- cedarea în sens transversal a plăcii prin formarea unor linii de plasticizare.

Starea limită de stabilitate a formei sau poziției. Verificarea stabilității formei constă în verificarea la voalare (stabilitate locală) a inimii grinzii de oțel, conform cu prevederile din /115/. Efectul de încastrare dat de dală de beton asupra marginii superioare a inimii de oțel nu se ia în considerare.

Stabilitatea poziției se verifică numai în cazul grinzilor compuse independente.

Eforturile unitare (în domeniul elastic) care apar în grinda de oțel se determină ținând seama de caracteristicile secțiunii compuse (punctul 2.3).

Starea limită de oboseală. Verificarea constă în limitarea valorii eforturilor unitare normale în beton și oțel, determinate cu luarea în considerare a efectului dinamic al sarcinilor repetate care produc oboseala, la valoarea rezistențelor de calcul la oboseală al betonului /112/ și oțelului /115/.

2.2.2. Stări limită de exploatare

Starea limită de deformatii specifice. Verificarea se face prin limitarea eforturilor unitare normale în beton și oțel, în așa fel încât în oțel să nu se producă deformatii remanente cauzate de depășirea limitei de proporționalitate, iar în beton să nu se atingă limita de microfisurare care poate prejudicia durabilitatea plăcii sub efectul încărcărilor de exploatare (normate). Deci, în oțel efortul unitar maxim de întindere sau compresiune trebuie să respecte condiția :

$$\sigma_{ot}^{max} \leq 0,8R \quad (\text{pentru OL37})$$

În beton, efortul unitar în fibra cea mai comprimată se limitează la valoarea :

$$\sigma_b^{max} \leq 0,8R_o$$

Limitarea eforturilor unitare în beton este necesară și pentru a nu se depăși curgerea lentă liniară, deoarece o curgere lentă cu valori mari ar putea periclita eficiența conlucrării plăcii de beton armat (în special monolită) și a grinzii de oțel.

Verificarea la starea limită de deformatii specifice se face în toate etapele de lucru a structurii compuse, deși și în fazele intermediare, când pot lua naștere eforturi unitare defavorabile (de exemplu în cazul grinzilor compuse nesprijinite în faza inițială, grinda de oțel preluând încărcările date de greutatea proprie și de betonul proaspăt sau la grinzile cu eforturi inițiale rezultate din preîncovoierea grinzii de oțel).

Starea limită de deformatii. Verificarea constă în limitarea mărimii săgeții grinzii compuse la valoarea săgeții admise pentru construcțiile metalice. Săgețile se verifică pentru fazele de lucru caracteristice (execuție sau exploatare), atât sub efectul acțiunilor normate de scurtă durată cât și a acțiunilor de lungă durată, luându-se în considerare în acest caz și efectul curgerii lente a betonului.

2.3. Determinarea eforturilor unitare în grinzile compuse oțel-beton în domeniul elastic

În verificările la stările limită de exploatare și de oboseală determinarea eforturilor unitare și a săgeților se face cu metodele mecanicii construcțiilor, ca pentru corpuri omogene și elastice. Metodele de calcul acceptate pentru determinarea eforturilor au la bază următoarele ipoteze :

- valabilitatea ipotezei lui Bernoulli (secțiunile plane și perpendiculare pe axa neutră rămân plane și perpendiculare pe axa neutră și după deformarea grinzii) ;
- valabilitatea legii lui Hooke ;
- valabilitatea ipotezei suprapunerii efectelor ;
- modul de elasticitate constant pentru beton ;
- se neglijează deformațiile date de forța tăietoare ;
- secțiunea de calcul al betonului se limitează la zona comprimată a dalei ; aportul nervurii de îngroșare se neglijează, chiar dacă este în zona comprimată ;
- se acceptă interacțiunea perfectă între dala de beton și grinda de oțel.

În cele ce urmează se prezintă pe scurt câteva metode de calcul pentru determinarea eforturilor unitare în grinzile compuse oțel-beton în domeniul elastic.

Metoda secțiunii transformate se bazează pe echivalarea secțiunii dalei comprimate de beton cu o secțiune de oțel, reducând lățimea de calcul a dalei prin împărțirea cu coeficientul de echivalență n' . Metoda permite luarea în considerare în mod diferențiat a efectelor încărcărilor de scurtă și lungă durată sau repetate prin modulii de elasticitate ai betonului cu care se lucrează. Astfel de efectul curgerii lente se ține seama prin folosirea modulului deformației totale $E_{b\varphi}$ sau $E_{b\bar{\varphi}}$.

Caracteristicile de calcul a secțiunii compuse se calculează diferit în funcție de cele două poziții posibile ale axei neutre. Pentru axa neutră situată în dala sau nervura de beton, caracteristicile secțiunii compuse se calculează după relațiile date în figura 2.1., iar pentru axa neutră în grinda de oțel, după relațiile din figura 2.2. În relațiile de calcul date s-a luat în considerare și armătura de rezistență a plăcii (pentru situația când este paralelă cu axa grinzii).

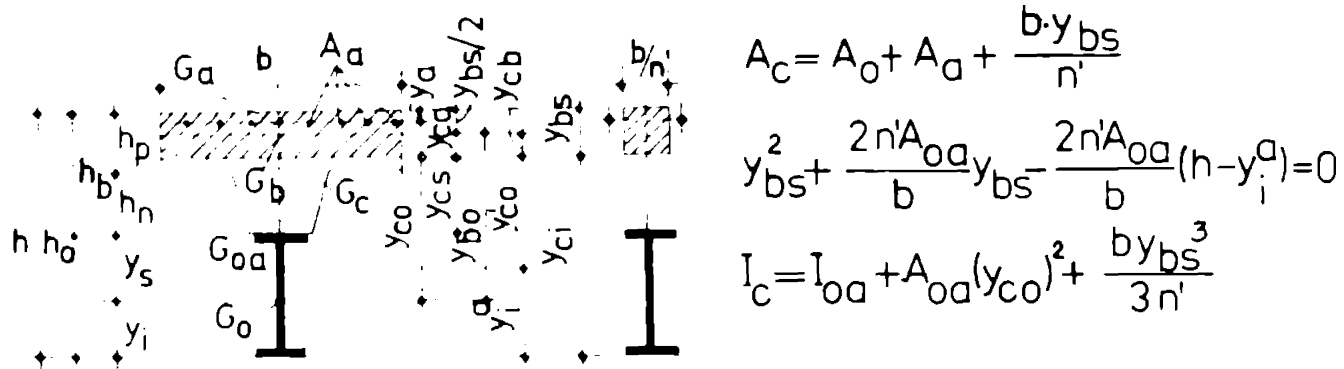


Fig.2.1 Caracteristici de calcul ale secțiunii compuse pentru axa neutră în dala de beton

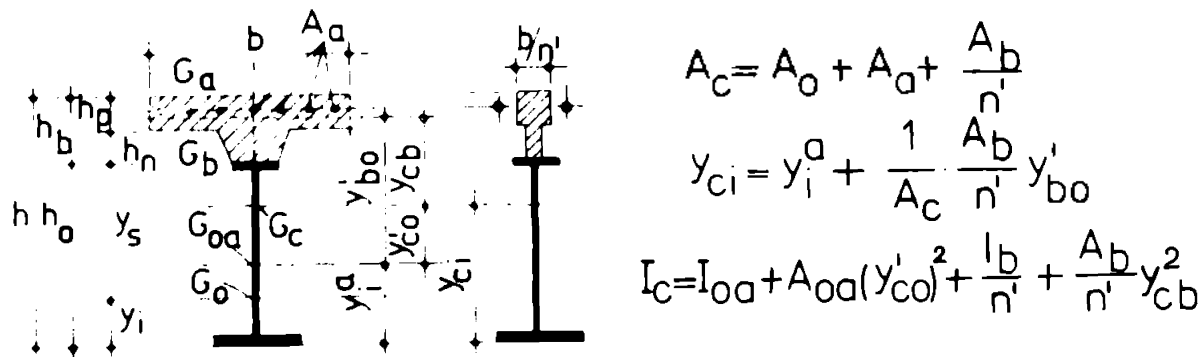


Fig.2.2 Caracteristici de calcul ale secțiunii compuse pentru axa neutră în grinda de oțel

Metoda repartizării eforturilor are la bază aceleași ipoteze de calcul ca și metoda secțiunii transformate. Metoda permite o evaluare matematică mai exactă a stării de eforturi unitare, în funcție de valoarea caracteristicii de curgere lentă a betonului și de raportul rigidităților dalei de beton și a grinzii de oțel, necesitând însă un calcul mai laborios.

Metoda fibrelor conjugate constă în înlocuirea secțiunii transversale reale cu două fibre (prisme) convenționale, aflate la o anumită distanță, în așa fel încât deformațiile uneia dintre ele să nu se transmită și la cealaltă, deci solicitările exterioare care acționează una din fibre, nu produc eforturi în cealaltă fibră. Dacă se cunosc deformațiile specifice și eforturile unitare în cele două fibre, pe baza ipotezei secțiunilor plane se pot determina deformațiile specifice și eforturile unitare la orice nivel al secțiunii transversale.

2.4. Comportarea grinzilor compuse oțel-beton încovoiate

În general comportarea la încovoiere este determinantă în proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la starea limită de rezistență, deoarece rotirea secțiunii transversale este limitată de atingerea în betonul comprimat a deformației specifice limită $\bar{\epsilon}_{br}$ (grinzi simplu rezemate).

Analizând comportarea unui element încovoiat de oțel în comparație cu unul din beton, se știe că oțelul prezintă proprietăți elastico-plastice superioare betonului, material cu o comportare pronunțat reologică, cu zona întinsă scoasă din lucru.

În cazul oțelurilor moi, pe parcursul palierului de curgere se poate admite o deformație plastică pură, pînă în zona marilor deformații. Pentru oțelurile de înaltă rezistență folosite în construcții proprietățile generale sînt aceleași ca la oțelul moale, cu deosebirea unei limite de elasticitate mai mare de cca. 1,5 ori și a unui palier de curgere mai scurt decît jumătate.

În cazul unei grinzi dublu simetrice de oțel supusă la încovoiere, teoretic poate apare plasticizarea întregii secțiuni de oțel pentru o curbura infinită, cu o distribuție birectangulară de eforturi. Atingerea momentului de plasticizare este practic imposibilă, deoarece curbura maximă se limitează la $2/h$ datorită fenomenului de pliaj în bloc și deformațiile specifice extreme se limitează la intrarea în zona marilor alungiri. Deci în oțel în realitate există întotdeauna o zonă elastică, a cărei înălțime depinde de curbura atinsă într-o fază de încovoiere /42/.

Dacă se admite pentru oțel diagrama de calcul din figura 2.30 oțelul are o comportare perfect elastică și proporțională pînă la

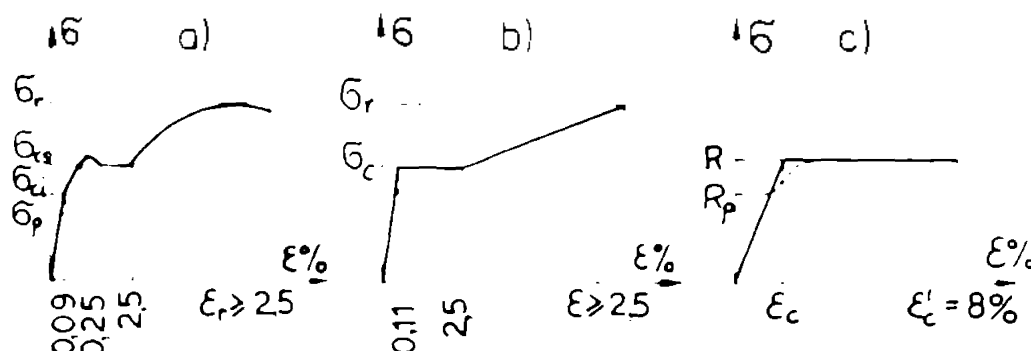


Fig. 2.3 Curba caracteristică σ - ϵ (oțel normal)
a. curba reală. b. curba teoretică.
c. diagrama de calcul

0,8-0,85 σ_c , comportare elastică pînă la atingerea deformației de curgere ϵ_c , iar deformația specifică maximă se limitează la $\epsilon'_c = 8\%$.

În cazul betonului, nu se poate vorbi nici

după propor-

tare elastică reală, nici despre posibilitatea plasticizării complete a zonei comprimate /10/. Se acceptă pentru corelarea dintre eforturile unitare și deformațiile specifice ale betonului obișnuit o parabolă de gradul 2 (figura 2.4a,b).

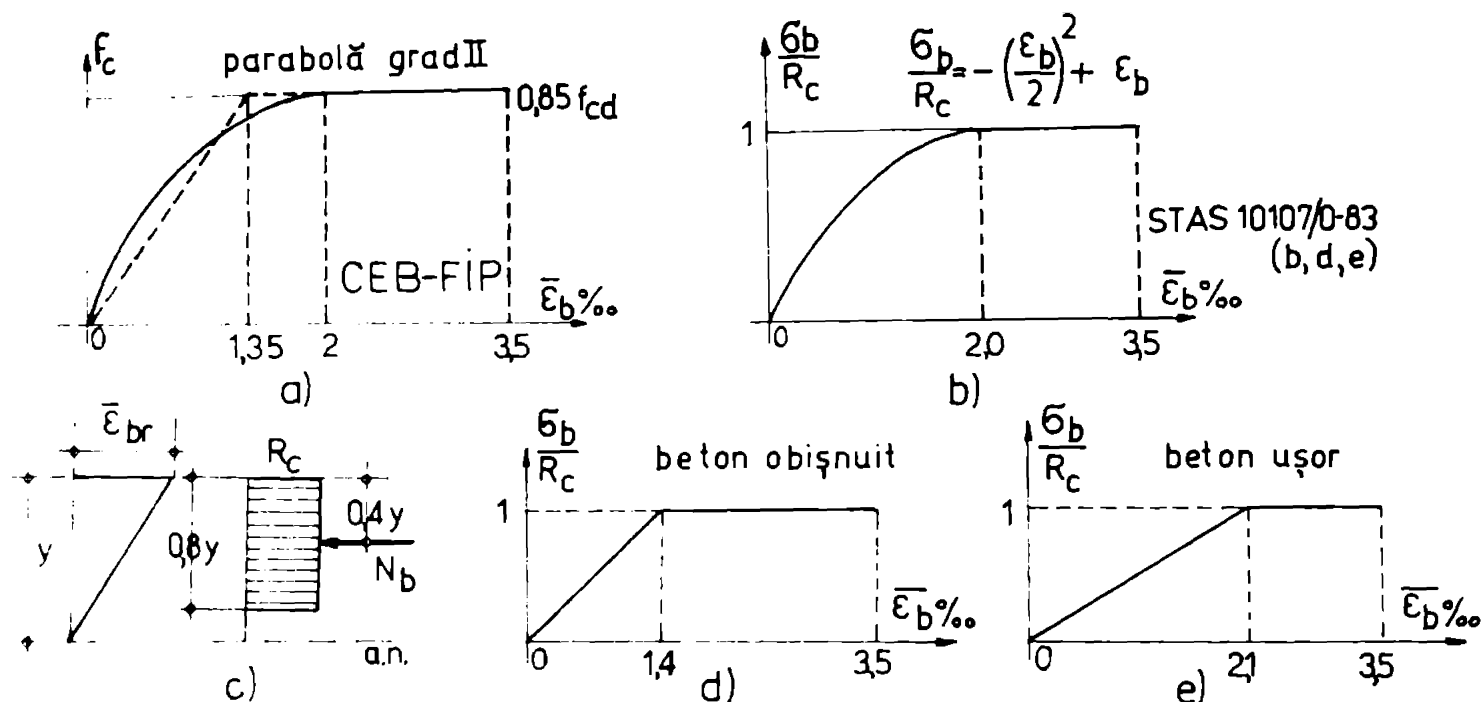


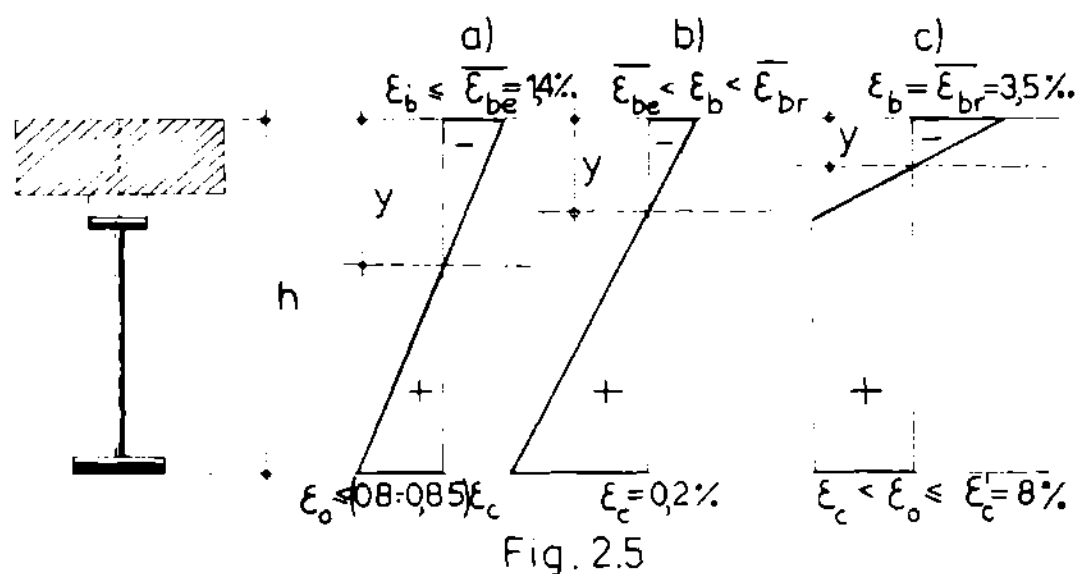
Fig. 2.4. Diagrame σ - ϵ pentru beton.

Folosirea diagramei cu variație parabolică a eforturilor unitare de compresiune pînă la deformația specifică de 2‰ conduce însă la complicarea exagerată a relațiilor de calcul. De aceea în general în cazurile în care se admite o rezolvare simplificată, se acceptă diagrame de calcul simplificate, biliniare, deduse din curba parabolă-linie dreaptă.

Funcția biliniară σ - ϵ definește o limită de elasticitate convențională $\bar{\epsilon}_{be} = 1,35\%$ conform normelor CEB-FIP și $\bar{\epsilon}_{be} = 1,4\%$ conform STAS 10107/0-83 pentru betonul obișnuit, greu. Pentru betonul ușor se acceptă $\bar{\epsilon}_{be} = 2,1\%$ (figura 2.4a,d,e). După depășirea deformației specifice $\bar{\epsilon}_{be}$ se contează pe plasticizarea betonului comprimat, limitată de atingerea deformației specifice limită de rupere, $\bar{\epsilon}_{br} = 3,5\%$, valoare acceptată pentru orice marcă de beton greu sau ușor.

Se poate accepta de asemenea pentru betonul comprimat și o diagramă dreptunghiulară a eforturilor unitare cu intensitatea R_c , extinsă pe 0,8 din înălțimea axei neutre (figura 2.4c) situație în care rezultanta eforturilor de compresiune din beton este egală cu cea pentru diagrama biliniară.

În continuare, acceptând pentru oțel diagrama de calcul din figura 2.3c, iar pentru beton funcția biliniară $\bar{\sigma} - \bar{\epsilon}$ din figura 2.4d, se analizează stadiile prin care poate trece o grindă compusă oțel-beton, prin prisma atingerii deformațiilor specifice elastice, plastice sau limită în fibrele extreme. Se acceptă ipoteza conlucrării perfecte, deci axa neutră este unică pentru elementul compus pînă la rupere.



Comportarea elastică a întregii secțiuni compuse (figura 2.5a), cu atingerea simultană a limitelor de elasticitate în fibra cea mai comprimată de beton și fibra cea mai întinsă de

oțel conduce la o valoare a curburii secțiunii transversale de $1/\rho = (1/333 h + 1/323 h)$ cu valoarea corespunzătoare a poziției axei neutre $y = (0,467 + 0,451) h$.

Dacă în oțel se ajunge la deformația specifică de curgere, iar în betonul comprimat deformația specifică este cuprinsă între limita de elasticitate și deformația specifică limită, (figura 2.5b), curbura este cuprinsă între limitele $1/294 h < 1/\rho < 1/182 h$, iar poziția axei neutre între valorile $0,4117 h < y < 0,6364 h$.

Dacă în fibra cea mai comprimată de beton se atinge deformația specifică limită $\bar{\epsilon}_{br}$, iar în oțel deformația specifică este $\epsilon_o \leq \epsilon_{ot} \leq \bar{\epsilon}'_c$, curbura corespunzătoare este între limitele $1/182 h < 1/\rho \leq 1/12 h$. Poziția corespunzătoare a axei neutre poate fi $0,042 h \leq y \leq 0,6364 h$.

Valoarea $y = 0,042 h$ corespunde situației când și în oțel se ajunge la deformația specifică limită de calcul; deoarece în practică valoarea $y < 0,042 h$ este foarte rar atinsă, la încovoiere pozitivă, cedarea grinzii compuse se va produce în general prin zdrobirea betonului comprimat.

Capacitatea portantă a secțiunii compuse oțel-beton este deci limitată prin atingerea deformației specifice limită a betonului.

2.5. Considerarea gradului de interacțiune în calculul grinzilor compuse oțel-beton

În funcție de modul cum se consideră legătura dintre placa de beton și grinda de oțel s-au dezvoltat două direcții de calcul : calculul admitând o interacțiune parțială între cele două elemente și calculul admitând o interacțiune perfectă.

2.5.1. Calculul în domeniul elasto-plastic al grinzilor compuse cu interacțiune parțială

În general elementele de legătură cele mai utilizate sînt cele elastice de tip bară-spirală, oțel U și I, dormuri, folosirea celor rigide fiind limitată de posibilitatea unei rupturi fragile la nivelul betonului. Pe suprafața de contact dintre dală și grindă se produce, după distrugerea aderenței, o lunecare elastică și o lunecare remanentă. Lunecarea remanentă se poate neglija practic în cazul unui calcul corect al elementelor de legătură, iar lunecarea elastică depinde ca valoare de tipul de element de legătură utilizat.

Prima analiză a unei legături parțiale între grinda de oțel și dala de beton armat a fost făcută de Newmark, Viest, Siess /54/. Autorii, în jurul anilor 50, admit o comportare elastică liniară pentru beton, oțel și elemente de legătură. Legătura parțială este considerată continuă, deci dispunerea elementelor de legătură este presupusă continuă. Se admite deasemenea că deformațiile de încovoiere ale dalei de beton armat și ale grinzii de oțel au valori egale în orice punct de pe suprafața de contact.

Chapman /77/, /78/, realizează în perioada 1968-1972 un model de calcul a grinzilor compuse cu legături parțiale, admitînd următoarele ipoteze : legătura este reprezentată printr-o funcție continuă în lungul interfeței oțel-beton (ipoteză acceptabilă numai pentru elemente de legătură suficient de dese), forța de interacțiune este considerată nulă în dreptul reazemelor unei grinzi simplu rezemate, comportarea betonului este perfect elasto-plastică. Pentru grinzile continue, în distribuția momentelor încovoietoare nu se ține seama de efectul lunecării, ceea ce poate duce la o apreciere incorectă a diagramei de momente și lunecări.

Chapman și Yam propun o relație exponențială între încărcarea P și lunecarea s , cu luarea în considerare a unor constante determinate experimental pentru fiecare tip de element de legătură :

$$P = a(1 - e^{-Ps})$$

Johnson și May /89/ propun o metodă de calcul pentru determinarea numărului de elemente de legătură elastice în cazul unei interacțiuni parțiale, față de care Garraugh și Baldwin rețin în funcție de aceleași parametri o relație liniară, simplificată, de forma:

$$N = N_u \frac{M - M_p}{M_u - M_p}$$

în care : N este numărul de elemente de legătură elastice ; N_u numărul de conexiuni necesare unei interacțiuni complete care să poată dezvolta un moment maxim ultim M_u al secțiunii compuse ; M_p este momentul plastic al secțiunii de oțel ; M este momentul care soliciță secțiunea critică.

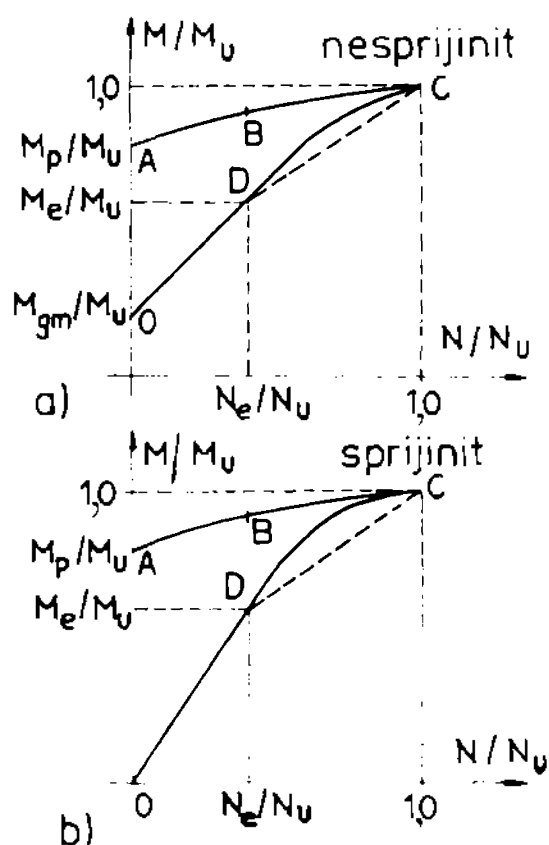


Fig. 2.6

Codul model pentru construcții mixte /89/ admite aceeași relație simplificată pentru elementele de legătură elastice la grinzi compacte.

În cazul general al elementelor de legătură de orice tip, Codul model adoptă metoda propusă de I.W.B.Stark, corespunzând segmentelor OD și DC din figura 2.6. Față de metoda propusă de Johnson și May (corespunzătoare segmentelor AB și BC din figura 2.6), această metodă dă o siguranță mult mai mare. În figura 2.6, M_{gm} reprezintă momentul încovoietor preluat de profilul metalic în faza de construcție (încărcări moarte) în cazul structurilor nesprijinite, M_e este suma lui M_{gm} cu momentul încovoietor preluat de secțiunea compusă în

ipoteza interacțiunii perfecte și a atingerii fie a limitei de elasticitate în fibra extremă de oțel, fie a unei deformații limită convențională în fibra extremă de beton, iar N_e este numărul de elemente de legătură corespunzător la M_e . Calculul numărului de elemente de legătură se face în modul următor :

dacă $M \leq M_e$, $N \geq N_e \cdot M/M_e$ și $N \geq 0,5 N_u$;
dacă $M_e \leq M \leq M_u$, $N \geq N_e + (M - M_e)(N_u - N_e)/(M_u - M_e)$ și
 $N \geq 0,5 N_u$.

Normele AISC propun pentru proiectarea grinzilor cu interacțiune parțială formula :

$$W_{ef} = W_o + \sqrt{\frac{V_h'}{V_h}} (W_{tr} - W_o)$$

în care : W_{ef} este modulul de rezistență al secțiunii compuse cu interacțiune parțială; W_o și W_{tr} sînt moduli de rezistență al secțiunii de oțel respectiv al secțiunii compuse cu interacțiune completă ; V_h' este capacitatea portantă a elementelor de legătură ($V_h' < V_h$) ; V_h este forța de forfecare corespunzătoare interacțiunii complete.

În /3/ Labib și Aribert propun o metodă de calcul teoretic a grinzilor compuse static determinate sau nedeterminate cu interacțiune parțială, care conduce la soluții numerice aplicabile rezolvării cu calculatorul.

Metoda ține seama de comportarea neliniară a betonului de la originea diagramei $\sigma - \epsilon$ și de comportarea elastice-plastică perfectă a oțelului, permițînd analiza în orice stadiu de încărcare cu sarcini de natură statică. Relația lunecare-forță de interacțiune este considerată sub o formă generală, permițînd introducerea caracteristicilor de comportare a oricărui tip de element de legătură, în funcție de relațiile de calcul adoptate teoretic sau deduse experimental.

Programul numeric furnizează în orice stadiu de încărcare considerat distribuția forței de interacțiune, a lunecării și a săgeții în lungul grinzii, diagramele de deformații în orice secțiune, distribuția corectă a momentelor încovoietoare funcție de mărimea lunecărilor în cazul grinzilor continue.

Principalele ipoteze adoptate de autori sînt : deformațiile longitudinale ale fibrei mediane a dalei de beton și a profilului de oțel se presupun identice, adică elementele de legătură trebuie practic să împiedice ridicarea dalei ; legătura la interfața oțel-beton se produce discontinuu în dreptul fiecărui element de legătură ; pentru legea de comportare a unui element de legătură oarecare i , solicitată la lunecare se adoptă forma generală :

$$Q_1 = \frac{\delta_1}{\gamma_1} q(\gamma_1)$$

unde γ_1 este lunecarea în dreptul unui element considerat, iar $q(\gamma_1)$ este o funcție biunivocă de γ_1 și strict pozitivă.

Funcția $q(\gamma)$ depinde de foarte mulți parametri (forma și dimensiunea conectorilor, caracteristicile fizico-mecanice ale betonului, lățimea tălpii superioare a grinzii de oțel etc.), stabilindu-se de obicei în mod empiric, pe baza încercărilor de "push-out" (împingere). De exemplu pentru elemente de legătură tip dornuri cu cap, se poate adopta pentru $q(\gamma)$ expresia :

$$q(\gamma) = q_u (1 - e^{-\beta/\gamma})^n$$

în care q_u este capacitatea ultimă la lunecare, iar β și n sînt coeficienți constanți.

Modelul de calcul elaborat de Labib și Aribert este o metodă de analiză complexă a comportării generale a elementelor compuse oțel-beton, putînd fi o foarte bună bază pentru elaborarea unor metode de calcul simplificate, accesibile proiectării. De asemenea acest model poate servi excelent la urmărirea și interpretarea rezultatelor experimentale a încercărilor de laborator.

■

Acceptarea unei interacțiuni parțiale între grinda de metal și placa de beton armat la starea limită de exploatare pentru elemente de legătură elastice sau la starea limită de rezistență pentru elemente de legătură rigide este recomandabilă în următoarele situații :

- Elementele de legătură elastice sînt foarte dese, ducînd la o conexiune rigidă. În acest caz se poate întîmpla ca la starea limită de rezistență să nu se poată produce deformații care să permită o redistribuire plastică a lunecării longitudinale;

- Nu se atinge capacitatea portantă a secțiunii compuse, deoarece încărcările de exploatare au valori foarte mici;

- Placa de beton este legată de grinda de oțel prin intermediul unei table cutate, care servește drept cofraj. În această situație, elementele de legătură (de regulă dornuri cu cap), nu se pot ancora în întregime în beton și eficacitatea lor poate scădea cu 30%;

- Placa de beton armat este prefabricată și din considerente constructive nu se poate prevedea numărul de goluri necesare distribuției elementelor de legătură, rezultate din calcul.

2.5.2. Calculul în domeniul elasto-plastic al grinzilor compuse cu interacțiune completă

Interacțiunea completă se realizează pentru un element compus, dacă elementele de legătură nu cedează înaintea atingerii stării limită de rezistență la încovoiere a grinzii compuse.

În acest caz, teoretic nu există nici o alunecare între dala de beton și grinda de oțel, prin urmare va exista o singură axă neutră a secțiunii compuse până la atingerea stării limită de rezistență.

S-a arătat anterior că întotdeauna există alunecări longitudinale, atât din cauza flexibilității elementelor de legătură, cât și a compresibilității betonului.

Dacă se dispune numărul total de elemente de legătură rezultat dintr-un calcul care presupune o interacțiune totală, alunecările care apar nu afectează capacitatea portantă, nici distribuția eforturilor unitare pe secțiunea compusă și săgețile grinzii compuse. Acest lucru a fost demonstrat de metodele de calcul bazate pe conlucrarea parțială. Dacă alunecările maxime nu sînt mai mari de 0,2-0,3 mm, se poate conta pe interacțiune perfectă.

Admiterea conlucrării perfecte, în situația cînd această ipoteză este justificată, conduce la simplificarea relativă a relațiilor de calcul, motiv pentru care majoritatea autorilor acceptă conlucrarea perfectă ca ipoteză de bază în calculul secțiunilor compuse.

2.6. Calculul la starea limită de rezistență a grinzilor compuse oțel-beton încovoiate

În funcție de diagramele caracteristice eforturi unitare-deformații specifice a betonului și oțelului și a gradului de plasticizare admis pe înălțimea secțiunii compuse, în normele de calcul, la starea limită de rezistență se acceptă o comportare plastică sau elasto-plastică a grinzilor încovoiate compuse.

2.6.1. Calculul grinzilor compuse oțel-beton, în domeniul plastic

Se acceptă epuizarea capacității portante prin plasticizarea integrală atât a betonului, cu o diagramă rectangulară pe înălțimea $0,8 y$ și cu valoarea rezistenței de calcul al betonului, cât și a oțelului, indiferent de poziția axei neutre plasti-

ce pe înălțimea secțiunii compuse. Această ipoteză a plasticizării totale conduce la relații de calcul foarte simple, dar în general conduce la o supraapreciere a capacității portante. De exemplu, pentru situația când axa neutră este în inima profilului metalic, capacitatea portantă depășește cu pînă la 15% valoarea dată în ipoteza unei comportări elasto-plastice.

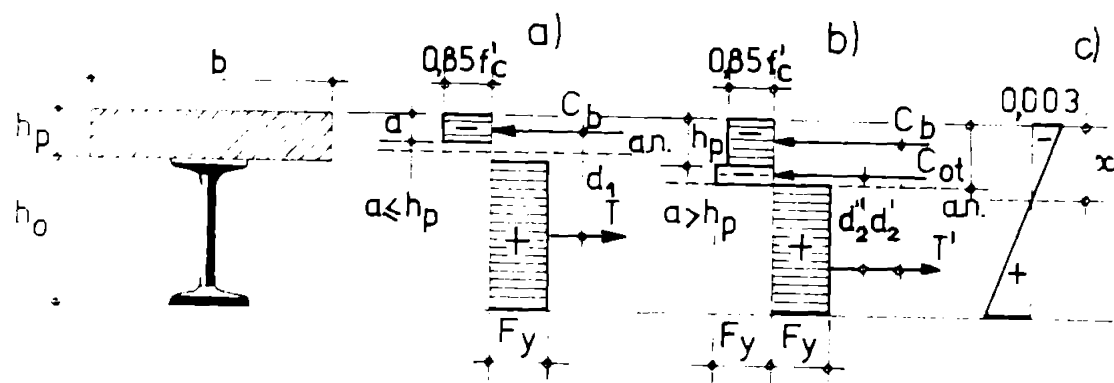


Fig. 2.7

In /61/, pe baza recomandărilor Comitetului reunit ASCE-ACI se dă o metodă de calcul a capacității portante pe baza a două poziții a

axei neutre plastice (figura 2.7):

a) placa "suficientă"-axa neutră cade în placă, zona de beton comprimată poate prelua întregul efort de compresiune C (figura 2.7a) ;

b) placa "insuficientă"-axa neutră cade în secțiunea de oțel, placa preia numai o parte din efortul de compresiune (C_b) iar oțelul preia restul efortului de compresiune (C_{ot}) și efortul de întindere T (figura 2.7b).

Această metodă acceptă o diagramă rectangulară pentru beton pe înălțimea a , cu valoarea $0,85$ din rezistența la compresiune f'_c ; în oțel se acceptă atingerea atât la compresiune cât și la întindere a limitei de curgere, F_y (secțiune compactă). Deformația specifică limită în beton la compresiune este de 3 ‰. Interacțiunea este totală și se neglijează aportul betonului întins.

Relațiile de verificare pentru cele două cazuri sînt :

- cazul a :

$$e = \frac{A_o F_y}{0,85 f'_c b} ; C_b = 0,85 f'_c a b ; T = A_o F_y ;$$

$$M^{cap} = A_o F_y \left(\frac{h_o}{2} + h_p - \frac{a}{2} \right)$$

- cazul b :

$$C_b = 0,85 f'_c b h_p ; T = C_b + C_o = A_o F_y - C_o ; C_o = 0,5 (A_o F_y - C_b) = 0,5 (A_o F_y - 0,85 f'_c b h_p)$$

$$M^{cap} = C_b \cdot d_1 + C_o \cdot d_2$$

În "Codul model pentru construcții mixte" /89/, pentru calculul la starea limită de rezistență a grinzilor cu interacțiune totală se consideră că întreg profilul metalic și armătura longitudinală cuprinsă în lățimea de calcul a plăcii de beton armat sînt solicitate la limita elasticității de calcul. Rezistența betonului la întindere este neglijată, aria de beton comprimată este solicitată uniform la $0,8 f_{ok}/\gamma_m$, unde f_{ok} este rezistența caracteristică cilindrică iar γ_m un coeficient de siguranță parțial.

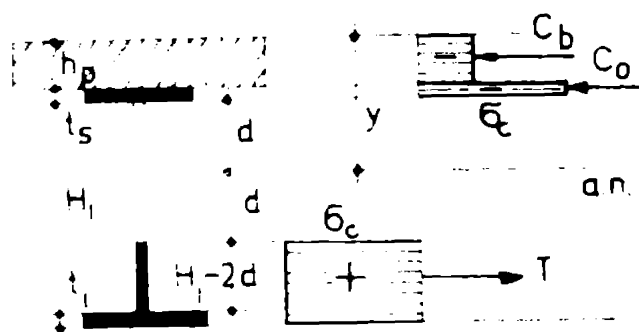


Fig. 2.8

Aceste ipoteze se referă la cazul în care axa neutră cade în placa de beton armat. Pentru cazul în care axa neutră plastică este în grinda de oțel, se recomandă ca metodă posibilă de calcul neglijarea ariei comprimate a inimii de deasupra axei neutre și a unei arii egale din partea întinsă a inimii, restul secțiunii con-

siderîndu-se plasticizată (figura 2.8).

Avînd la bază tot ideea plasticizării secțiunii compuse, H. Bode /16/ diversifică situațiile date de poziția axei neutre plastice pe înălțimea secțiunii transversale compuse. În cazul "a" în care axa neutră cade în placă, capacitatea portantă se calculează la fel ca în /61/, avînd în vedere rezistențele și deformațiile specifice definite de DIN 1045. Pentru situația cînd axa neutră este în secțiunea de oțel, se iau în considerare două cazuri: b) axa neutră este în talpa superioară a secțiunii de oțel și c) axa neutră este în inima grinzii de oțel.

Bode tratează numai cazul cînd grinda de oțel este formată din profile laminare dublu simetrice, iar placa de beton armat este turnată pe un cofraj de tablă cutată, cu nervurile perpendiculare pe axa longitudinală a grinzii. În acest caz se neglijează aportul betonului comprimat pe înălțimea "e" a nervurilor profilului de tablă cutată și de așezerea și aportul secțiunii profilului tablei, deoarece nu au rigiditate la încovoiere pe direcție longitudinală.

Diagramele de calcul pentru cele 3 situații sînt arătate în figura 2.9.

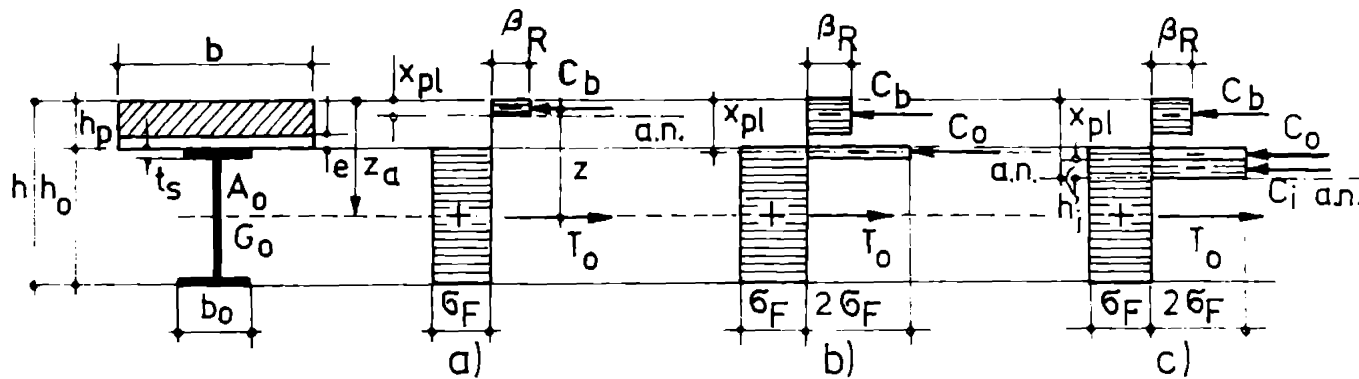


Fig. 2.9

Relațiile de calcul pentru definirea poziției axei neutre și a capacității portante pentru cele 3 cazuri sînt :

- cazul a

$$x_{pl} = \frac{A_o \sigma_F}{b \beta_R} ; M_{pl} = A_o \sigma_F \left(\frac{h_o}{2} + h_p - \frac{A_o \sigma_F}{2b \beta_R} \right) \text{ pentru } \frac{x_{pl}}{h_p} \leq 1 - \frac{e}{h_p}$$

- cazul b

$$x_{pl} = h_p + \left(\frac{A_o \sigma_F - (h_p - e)b \beta_R}{2 b_o \sigma_F} \right) ; M_{pl} = A_o \sigma_F \left(z_a - \frac{h_p - e}{2} \right) - 2 b_o \sigma_F (x_{pl} - h_p) \cdot \frac{x_{pl} + e}{2}$$

pentru $h_p \leq x_{pl} \leq h_p + t_s$

- cazul c

$$x_{pl} = h_p + t_s + \frac{A_o \sigma_F - b(h_p - e)\beta_R - 2 t_s b_o \sigma_F}{2 h_i \sigma_F}$$

$$M_{pl} = 0,5 A_o \sigma_F (h_o + h_p + e) - t_s b_o \sigma_F (h_p + t_s + e) - h_i \sigma_F (x_{pl} - h_p - t_s) (x_{pl} + t_s + e)$$

pentru $x_{pl} > h_p + t_s$.

În relațiile de mai sus, $\beta_R = 0,6 \beta_{WN}$ este valoarea de calcul a rezistenței la compresiune, σ_F limita de curgere a oțelului, iar deformația specifică limită la compresiune a betonului se acceptă 3,5 ‰.

2.6.2. Calculul grinzilor compuse oțel-beton în domeniul elasto-plastic

Acceptarea comportării elasto-plastice pe înălțimea secțiunii transversale este mai apropiată de realitate, avînd în vedere comportarea celor două materiale componente (V.2.4).

Normele sovietice acceptă o comportare elasto-plastică la starea limită de rezistență, și anume plasticizarea integrală a plăcii de beton comprimate și comportarea elastică a grinzii metalice.

După gradul de plasticizare se deosebesc trei cazuri tratate în aceste norme :

- cazul a - se definește prin atingerea simultană a efortului limită (σ_c) în talpa inferioară a grinzii de oțel și a efortului R_c în fibra superioară a dalei de beton armat ;

- cazul b se definește prin plasticizarea completă a secțiunii de beton și prin solicitarea în domeniul elastic atât a grinzii de oțel cât și a armăturii din dala de beton armat ;

- cazul c se caracterizează prin plasticizarea completă a dalei de beton armat și a armăturii acesteia și prin solicitarea în domeniul elastic al grinzii de oțel ; în acest caz se verifică și deformațiile specifice la nivelul centrului de greutate al dalei de beton, pentru a evita ruperea betonului înainte de plasticizarea armăturii sau a atingerii limitei de curgere în oțel.

Aceste ipoteze de calcul duc la subestimarea capacității portante a secțiunii compuse, deoarece nu utilizează real rezistența oțelului.

Un calcul care ia în considerare comportarea elasto-plastică atât a betonului cât și a oțelului, limitând gradul de plasticizare a secțiunii transversale prin atingerea deformației specifice limită de rupere a betonului comprimat, a fost dezvoltată de V. Bota /5/ /96/.

Relațiile de calcul, luând ca bază gradul de plasticizare reală a celor două materiale, sînt mult mai complexe decît în cazul considerării unei plasticizări complete, dar conduc la o apreciere exactă a capacității portante.

Ipotezele de calcul acceptate sînt :

- diagramă σ - ϵ de calcul pentru beton conform figurii 2.4d, iar pentru oțel, figura 2.3c ;

- interacțiune perfectă între dala de beton și grinda de oțel ;

- betonul întins, situat sub axa neutră și betonul nervurii de îngroșare se neglijează ;

- valabilitatea ipotezei lui Bernoulli ;

- forța tăietoare este preluată de inima grinzii metalice.

Determinarea capacității portante se face conform definiției date pentru starea limită de rezistență ; solicitarea de calcul cea mai defavorabilă trebuie să fie mai mică sau la limită egală cu capacitatea portantă minimă (pentru acțiuni și rezistențe acceptîndu-se aceleași valori ca pentru elementele din beton ar-

mat sau din oțel).

Relațiile de calcul au fost dezvoltate pentru trei tipuri de grinzi compuse oțel-beton :

- tipul I - toate încărcările de calcul sînt preluate de secțiunea compusă ;
- tipul II- o parte din încărcări sînt preluate numai de grinda de oțel, restul încărcărilor solicită secțiunea compusă;
- tipul III-grinzi cu eforturi inițiale, obținute prin pre-încovoierea grinzii de oțel în sens invers față de direcția acțiunii încărcărilor utile.

În funcție de poziția axei neutre pe înălțimea secțiunii transversale se disting patru stadii limită, trei dintre acestea fiind subdivizate în două : stadiul limită "a" cu cazurile "a₁" și "a₂", "b" cu cazurile "b₁" și "b₂", "c" cu cazurile "c₁" și "c₂" și "d". Relațiile de calcul se găsesc în /96/, iar pentru grinzi de tipul I sînt prezentate succint în tabelul 2.1.

x

Metodele de calcul la starea limită de rezistență a grinzilor compuse încovoiate, prezentate mai sus, au pe de o parte avantajul simplității (calcul plastic) sau al exactității (calcul elasto-plastic cu metoda exactă), dar pe de altă parte, primele duc la o supraevaluare a capacității portante, iar metoda exactă este prea complexă pentru situația cînd nu există posibilitatea calculului automat.

2.7. Metodă originală de calcul la starea limită de rezistență a grinzilor compuse oțel-beton

2.7.1. Ipoteze de calcul

Analizînd avantajele și dezavantajele metodelor de calcul la starea limită de rezistență expuse anterior, s-a elaborat o metodă de calcul care să permită o rezolvare simplă și rapidă, în același timp fiind și suficient de exactă.

Metodele de calcul bazate pe plasticizarea completă a secțiunii transversale nu iau în considerare toate cazurile de atingere a unei stări limită, ceea ce duce la o apreciere eronată a poziției axei neutre și implicit a capacității portante.

Tabelul 2.1.

Stabilire	Domeniul de valabilitate funcție de $\frac{y}{h_p}$	Ecuația de proiectie după axa barei	Forța de compresie în beton $N_b = b h_p R_c - \Delta N_b$	Poziția forței de compresie în beton s	Capacitatea portantă a secțiunii compuse la starea limită de rezistență	Notății
0	$y \leq h_p$	$A_0 R - A_d R_d - N_b = 0$	$\alpha b y R_c$	$s = 0,4112 y$	$M_a^{cap} = A_0 R (h - y_1 - s) + A_d R_d (s - d)$	$\psi = \frac{1}{1+\lambda} \cdot \varphi = \frac{1}{1-\lambda} ; \lambda = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{br}}$ $\frac{1}{\beta'} = 1,63 ; \alpha = 1 - \frac{1}{2\beta} = 0,807$ $\beta = 0,386 ; \beta' = 0,614 ; \delta = \frac{y}{h_p}$
	$y > h_p$		$b h_p R_c - (0,488 b y - 159 b h_p) R_c$	$s = \delta h_p$ sau grafic		
0	$y \leq h_p$	$A_0 R - A_{ts} (R - \sigma_{2s}) - 0,5 t h_{2e} (R - \sigma_{2s}) - A_d R_d - N_b = 0$	$\alpha b y R_c$	$s = 0,4112 y$	$M_b^{cap} = A_0 R (h - y_1 - s) + A_d R_d (s - d) - A_{ts} (R - \sigma_{2s}) (y_3 - s) - 0,5 t h_{2e} (R - \sigma_{2s}) (1/3 h_{2e} + y_3 - s)$	$\chi = \frac{3\beta\delta - (2 + \beta\delta)(1 - \beta\delta)^2}{3[2\beta\delta - (1 - \beta\delta)^2]}$ $h_{2e} = \frac{y(\epsilon_{br}^2 \epsilon_c - y_3 \epsilon_{br})}{\epsilon_{br} y_2}$
	$y > h_p$		$b h_p R_c - (0,488 b y - 159 b h_p) R_c + 1295 \frac{b h_p^2}{y} R_c$	$s = \delta h_p$ sau grafic		
0	$y < \frac{1}{\beta} h_p$	$A_0 R - A_{ts} (R + \sigma_{3s}) - 0,5 t h_{ce} (R + \sigma_{3s}) - A_d R_d - N_b = 0$	$b h_p R_c - (0,488 b y - 159 b h_p) R_c + 1295 \frac{b h_p^2}{y} R_c$	$s = \delta h_p$ sau grafic	$M_c^{cap} = A_0 R (h - y_1 - s) + A_d R_d (s - d) - A_{ts} (R + \sigma_{3s}) (y_3 - s) - 0,5 t h_{ce} (R + \sigma_{3s}) (1/3 h_{ce} + y_3 - s)$	$h_{ce} = h_{3e} + y - y_3$ $h_{3e} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{br}} y$ $y_4 = y - y_3 - h_{es}$ $h_{de} = h_{ei} + h_{es}$ $h_{ei} = h_{es} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{br}} y$
	$y \geq \frac{1}{\beta} h_p$		$b h_p R_c$	$s = 0,5 h_p$		
0	$y > \frac{1}{\beta} h_p$	$A_0 R - 2 A_{ts} R - 0,5 t h_{de} 2R - A_d R_d - 2 t y_4 R - N_b = 0$	$b h_p R_c$	$s = 0,5 h_p$	$M_d^{cap} = A_0 R (h - y_1 - s) + A_d R_d (s - d) - 2 A_{ts} R (y_3 - s) - 2 t y_4 R (1/3 y_4 + y_3 - s) - 0,5 t h_{de} R (1/3 h_{de} + y_4 + y_3 - s)$	$\sigma_{2s} = -\sigma_{3s} = E \epsilon_{br} \frac{\chi - y}{y}$ $y_3 = h_p + 0,5 t_s$ $y_1 =$ distanța de la fibra inferioară de oțel la centrul de greutate al secțiunii de oțel.

Față de această situație, adoptarea unei comportări elasto-plastice atât pentru beton cât și pentru oțel în metoda exactă elaborată de V. Bota, conduce la șapte cazuri limită în funcție de poziția axei neutre pe înălțimea secțiunii transversale, care permit aprecierea corectă a capacității portante pe baza diagramelor de eforturi unitare în secțiunea compusă. Poziția axei neutre în această metodă este soluția unor ecuații de grad superior, rezultate din ecuațiile de echilibru și din aplicarea ipotezei lui Bernoulli.

În metoda simplificată elaborată se ține seama de plasticizarea parțială a secțiunii de oțel, în zona superioară a grinzii metalice rezultând astfel eforturi unitare de întindere egale sau mai mici decât rezistența de calcul al oțelului R , respectiv eforturi unitare de compresiune mai mici sau la limită egale cu rezistența de calcul al oțelului R , în funcție de poziția axei neutre pe înălțimea secțiunii transversale.

Admițând că în oțel se produce curgerea la atingerea deformației specifice $\bar{\epsilon}_c$, iar în fibra de beton cea mai comprimată nu se poate depăși deformația specifică limită $\bar{\epsilon}_{br}$, zona elastică de oțel se extinde pe o înălțime $2\alpha y$, în care $\alpha = \bar{\epsilon}_c / \bar{\epsilon}_{br}$ (figura 2.10).

Având în vedere că aportul inimii la preluarea momentului încovoietor este mai mic decât al tălpilor, se consideră că inima este în întregime plasticizată, iar în talpa superioară a grinzii de oțel eforturile unitare de întindere sau compresiune pot să fie mai mici sau egale cu R , în funcție de poziția axei neutre pe înălțimea secțiunii.

Pentru beton, în cazurile în care axa neutră se află în placă, se admite o diagramă dreptunghiulară de eforturi de compresiune R_c , pe înălțimea $0,8 y$, y fiind poziția axei neutre, măsurată de la fibra cea mai comprimată de beton. În acest caz, poziția rezultantei eforturilor de compresiune din beton este la $0,4 y$, valoare foarte apropiată de situația când se admite pentru beton o diagramă $\sigma - \epsilon$ triunghi-dreptunghi ($s=0,4112 y$).

În cazul când axa neutră se află în afara plăcii, se consideră betonul plasticizat pe înălțimea plăcii, deci rezultanta eforturilor de compresiune din beton se află situată la $0,5 h_p$.

Ipotezele de calcul acceptate în metoda simplificată sînt următoarele :

- Valabilitatea ipotezei lui Bernoulli ;
- Interacțiune completă, deci nu se produc alunecări între dala de beton și grinda metalică pînă la epuizarea capacității portante a

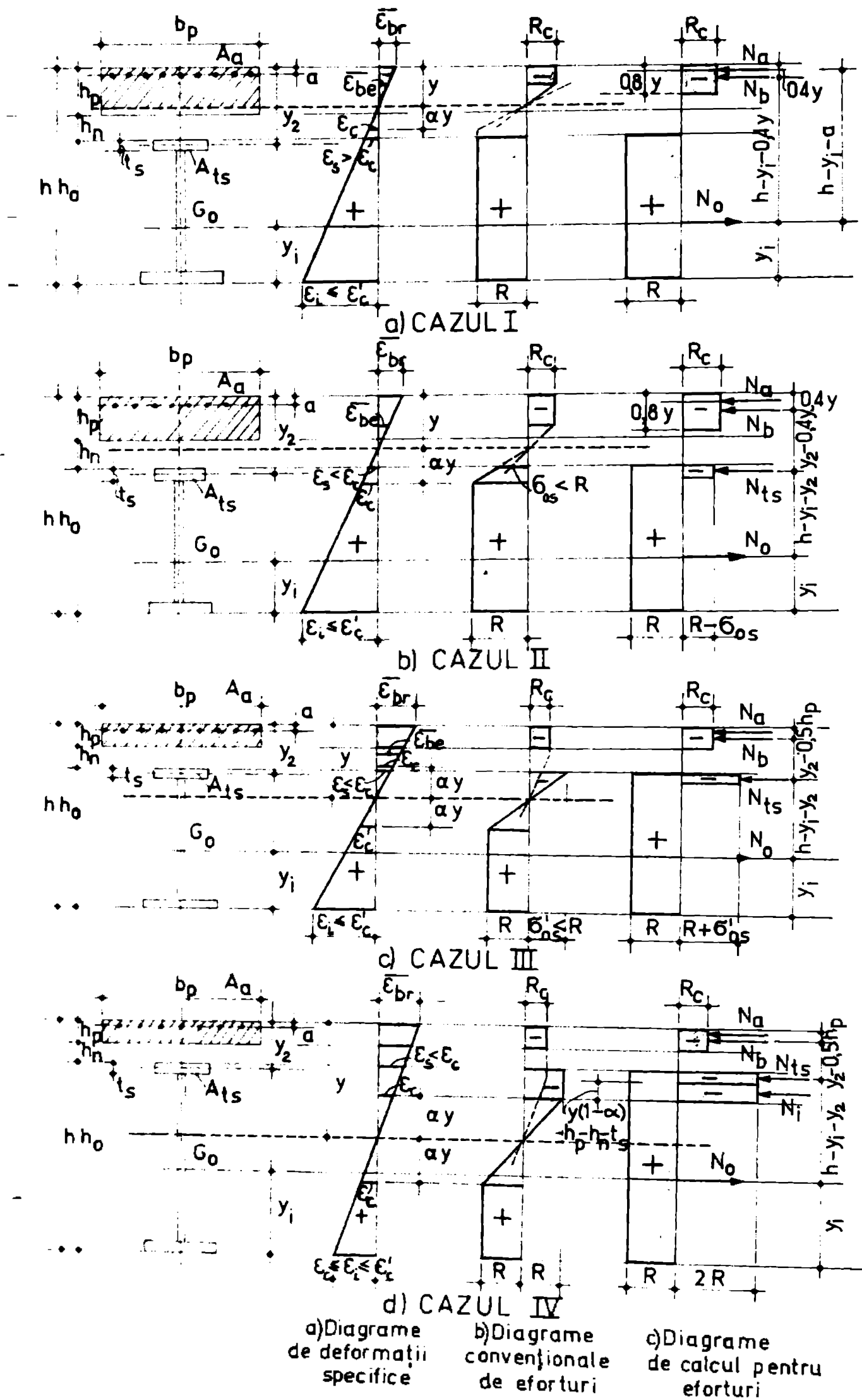


Fig. 2.10. Grinzi compuse de tipul I

- secțiunii compuse ;
- Legătura între eforturile unitare și deformațiile specifice se face pe baza diagramelor de calcul din figura 2.4d pentru beton și din figura 2.3c pentru oțel. Pentru calculul capacității portante se adoptă diagrame simplificată, neluând în considerare plasticizarea incompletă a inimii, ci numai a tălpii superioare a grinzii metalice ;
 - Capacitatea portantă este limitată întotdeauna de atingerea în fibra cea mai comprimată de beton a deformației specifice limită $\bar{\epsilon}_{br}=3,5 \%$, indiferent de marca betonului. În fibra de oțel cea mai întinsă (sau comprimată) deformația specifică se limitează la $\epsilon'_c=8 \%$ adică $y \geq 0,042 h$. Se vor lua în considerare de asemenea numai cazurile în care în fibra inferioară de oțel este atinsă cel puțin limita de curgere, ϵ_c ;
 - Betonul întins (când axa neutră este în placă) și betonul nervurii de legătură (indiferent de poziția axei neutre) nu se iau în considerare ;
 - Influența armăturii de rezistență a plăcii se ia în considerare dacă este paralelă cu axa longitudinală a grinzii, admitând că în armătură efortul unitar este egal cu rezistența de calcul a oțelului, $R_a / 112 /$;
 - Se consideră că elementele comprimate ale grinzii de oțel sînt prevăzute cu rigidizări corespunzătoare, astfel încît nu se produce epuizarea capacității portante prin pierderea stabilității.

2.7.2. Grinzi compuse de tipul I

Relațiile de calcul se referă la grinzi compuse oțel-beton de tipul I, la care toate încărcările sînt preluate de secțiunea compusă, calculul grinzilor compuse de tipul II și III bazîndu-se pe aceste relații.

Pentru a lua în considerare și cazurile în care armătura de rezistență a plăcii este activă, s-a admis placa armată.

Se folosesc în continuare următoarele notații :

- a - distanța de la centrul de greutate al armăturii plăcii la fața superioară a plăcii
- b_p - lățimea de calcul a plăcii din beton armat, definită în capitolul 3
- h_p - înălțimea plăcii de beton
- h_n - înălțimea nervurii de îngroșare a plăcii
- $h_b = h_p + h_n$, înălțimea secțiunii de beton

- h_0 - înălțimea secțiunii transversale a grinzii de oțel
 h - înălțimea grinzii compuse oțel-beton
 h_1 - înălțimea inimii grinzii de oțel
 t, t_s, t_1 - grosimea inimii, a tălpilor superioare, respectiv a tălpilor inferioare a grinzii de oțel
 b_s, b_1 - lățimea tălpilor superioare și inferioare a grinzii de oțel
 y - distanța de la fibra superioară de beton la axa neutră a secțiunii compuse în stadiul limită considerat
 y_1 - distanța de la fibra inferioară la centrul de greutate al secțiunii de oțel
 $y_2 = h_p + h_1 + 0,5 t_s = h_b + 0,5 t_s$, distanța de la mijlocul tălpilor superioare de oțel la fibra superioară de beton
 A_0 - aria secțiunii transversale a grinzii de oțel
 A_{in}, A_{ts}, A_{t1} - aria secțiunii inimii, a tălpilor superioare, respectiv a tălpilor inferioare a grinzii de oțel
 A_a - aria armăturii plăcii din beton
 R_a - rezistența de calcul a armăturilor plăcii /112/
 R - rezistența de calcul a oțelului grinzii metalice /115/
 R_c - rezistența de calcul a betonului la compresiune, /112/
 $\sigma_{os}, \sigma'_{os}$ - efortul unitar de întindere sau de compresiune în talpa superioară a grinzii de oțel
 N_b - rezultanta eforturilor unitare de compresiune din beton
 N_0 - rezultanta eforturilor unitare de întindere pe secțiunea A_0 a grinzii
 N_a - rezultanta eforturilor unitare de compresiune din armătura plăcii de beton
 N_{ts} - rezultanta eforturilor unitare din talpa superioară a grinzii de oțel
 N_1 - rezultanta eforturilor unitare din inima grinzii de oțel pe înălțimea $[y(1-\alpha) - h_b - t_s]$
 $\bar{\epsilon}_{br}$ - deformația specifică limită la compresiune a betonului
 $\bar{\epsilon}_{be}$ - deformația specifică limită, convențională de elasticitate a betonului
 ϵ_0 - deformația specifică convențională de curgere a oțelului ($\epsilon_0 = R/E$)
 ϵ'_0 - deformația specifică limită la sfârșitul palierei de curgere
 ϵ_s, ϵ_1 - deformația specifică în talpa superioară, respectiv inferioară a grinzii de oțel

$$\alpha = \varepsilon_c / \bar{\varepsilon}_{br}$$

M - momentul încovoietor maxim dat de încărcările de calcul.

În funcție de poziția axei neutre pe înălțimea secțiunii transversale se obțin patru cazuri de stadii limită (figura 2.10).

a) Cazul I corespunde situației în care axa neutră este în placa din beton armat sau în nervura de îngroșare, cu condiția ca $0,8 y \leq h_p$. Grinda de oțel are secțiunea întinsă și plasticizată în întregime, deoarece în talpa superioară deformația specifică este mai mare sau cel puțin egală cu deformația specifică limită de calcul corespunzătoare curgerii. Conform ipotezelor de calcul acceptate, în fibra inferioară de oțel, deformația specifică este mai mică decât 8 %. Placa din beton armat se consideră plasticizată pe înălțimea $0,8 y$, cu valoarea efortului unitar de compresiune egală cu rezistența de calcul la compresiune al betonului, R_c .

b) Cazul II se atinge pentru poziția axei neutre în placa din beton armat sau cel mult în axa tălpii superioare de oțel. În consecință, în talpa superioară de oțel deformația specifică de întindere este mai mică decât cea de curgere, la limită fiind nulă. În grinda de oțel există o zonă elastică, avînd înălțimea maximă αy .

Deci în acest caz grinda de oțel este solicitată în domeniul elastico-plastic, admitînd, conform ipotezelor de calcul, plasticizarea completă a tălpii inferioare și a inimii de oțel, iar în talpa superioară un efort unitar de întindere mai mic decât rezistența de calcul al oțelului, $\bar{\sigma}_{os} < R$.

Placa din beton armat este plasticizată pe înălțimea $0,8 y$, cu valoarea efortului unitar de compresiune egală cu R_c .

c) În cazul III, poziția axei neutre este în inima grinzii de oțel.

Grinda de oțel este solicitată în domeniul elastico-plastic, avînd o zonă elastică cu eforturi de compresiune de înălțime mai mică decât αy și o zonă elastică cu eforturi de întindere de înălțime αy ; restul secțiunii de oțel este plasticizată.

Avînd în vedere ipotezele de calcul acceptate, se consideră inima și talpa inferioară plasticizate în întregime, iar în talpa superioară efortul unitar de compresiune este mai mic decât rezistența de calcul al oțelului, $\bar{\sigma}'_{os} < R$.

Placa din beton armat este plasticizată pe toată înălțimea ei, cu efortul unitar de compresiune egal cu R_c .

d) Cazul IV corespunde situației în care axa neutră este în grinda de oțel, solicitată în domeniu elastico-plastic prin existen-

ța unei zone elastice în inimă de înălțimea $2\alpha y$. În talpa superioară deformația specifică de compresiune este mai mare sau la limită egală cu deformația specifică de curgere, iar în talpa inferioară deformația specifică de întindere este mai mare sau la limită egală cu ϵ_c .

Pentru calcul, secțiunea de oțel se consideră plasticizată în întregime, în zona comprimată pe înălțimea reală solicitată în domeniul plastic, iar în zona întinsă pe restul secțiunii transversale, care cuprinde și zona elastică.

Această repartiție de eforturi pe înălțimea secțiunii de oțel conduce la aceeași valoare a momentului capabil al secțiunii compuse ca în cazul considerării unei diagrame birectangulare, cu eforturi de compresiune R pe înălțimea $(y-h_p)$ și cu eforturi de întindere R pe restul înălțimii secțiunii.

Considerarea plasticizării complete a inimii grinzii de oțel conduce la supraevaluarea capacității portante cu o cantitate ce depinde de poziția axei neutre pe înălțimea inimii (figura 2.13)

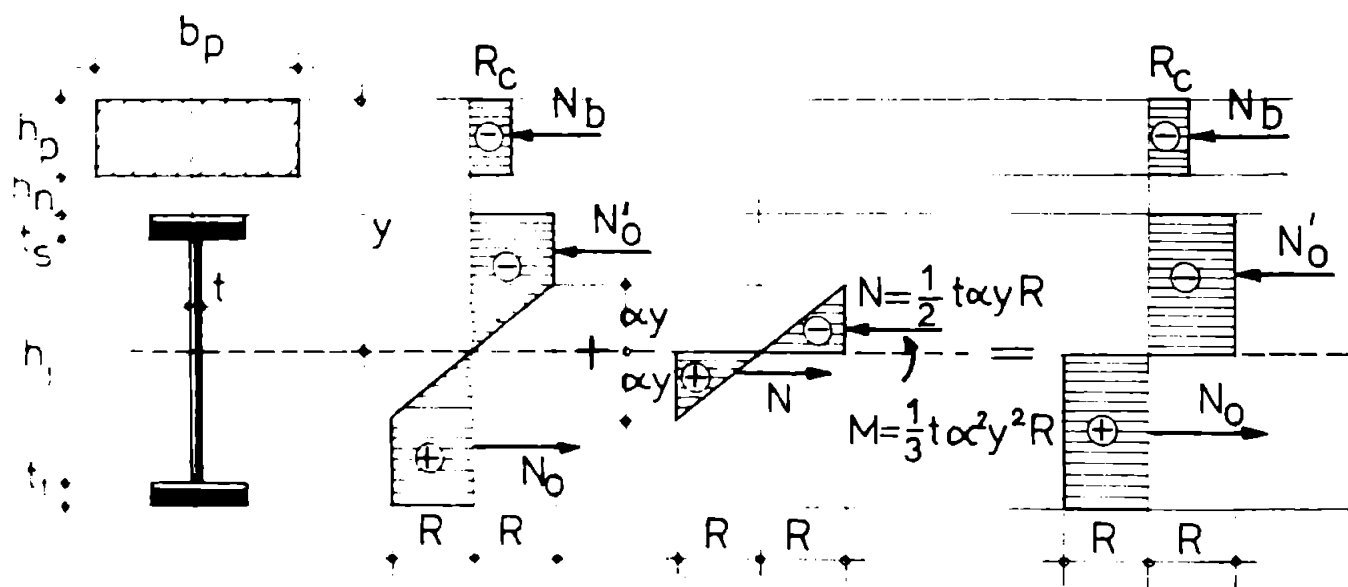


Fig. 2.13.

$$M = \frac{1}{3} t \cdot R \alpha^2 y^2$$

Această valoare reprezintă sub 1% din capacitatea portantă a secțiunii compuse, deci neglijarea zonei elastice nu afectează decât în mică măsură exactitatea calculului. Pentru exemplele de calcul prezentate la punctul 2.8., supraevaluarea rezultată nu depășește 0,4%.

Placa din beton armat este solicitată la eforturi unitare

de compresiune egale cu rezistența de calcul σ betonului pe toată înălțimea ei.

Poziția axei neutre, corespunzătoare fiecărui caz, rezultă din ecuația de proiecție a rezultatelor eforturilor unitare după axa grinzii compuse.

Capacitatea portantă la starea limită de rezistență a grinzilor compuse pentru cele patru cazuri se obține din ecuația de momente a eforturilor interioare, scrise în raport cu rezultanta eforturilor unitare de compresiune din beton sau cu rezultanta eforturilor unitare de întindere sau compresiune din talpa superioară de oțel, după caz.

Cazul I (figura 2.10a)

Cazul I este valabil pentru poziția axei neutre definită prin relațiile :

$$y(1+\alpha) \leq y_2 \quad (2.1)$$

$$0,8 y \leq h_p \quad (2.2)$$

Secțiunea grinzii de oțel este plasticizată în întregime, iar placa de beton armat este plasticizată pe înălțimea $0,8 y$. Ecuația de proiecție după axa grinzii este :

$$N_o - N_b - N_a = 0 \quad (2.3)$$

În relația (2.3), rezultantele eforturilor unitare interioare au valorile :

$$N_o = A_o R \quad (2.4)$$

$$N_b = 0,8 b_p y R_c \quad (2.5)$$

$$N_a = A_a R_a \quad (2.6)$$

Poziția axei neutre rezultă din relația (2.3) :

$$y = \frac{A_o R - A_a R_a}{0,8 b_p R_c} \quad (2.7)$$

Se scrie ecuația de momente în raport cu rezultanta eforturilor de compresiune din beton, N_o , pentru determinarea capacității portante minime a secțiunii compuse la starea limită de rezistență.

$$M \leq M_I = A_o k(h - y_1 - 0,4 y) + A_a R_a (0,4 y - a) \quad (2.8)$$

Cazul II (figura 2.10b)

Domeniul de valabilitate al cazului II este definită de poziția axei neutre prin relațiile :

$$y \leq y_2 < (1 + \alpha)y \quad (2.9)$$

$$0,8 y < h_p$$

In acest caz, placa este plasticizată pe înălțimea $0,8 y$; secțiunea de oțel este în întregime întinsă, dar nu este plasticizată complet.

Având în vedere ipotezele de calcul admise, se consideră că în talpa superioară avem un efort unitar de întindere, $\sigma_{os} < R$, restul secțiunii de oțel fiind plasticizată în întregime. Pe baza diagramei deformațiilor specifice ϵ pe înălțimea secțiunii compuse, se poate determina σ_{os} cu relația :

$$\sigma_{os} = R \frac{y_2 - y}{\alpha y} \quad (2.10)$$

Ecuația de proiecție după axa barei este :

$$N_o - N_b - N_{ts} - N_a = 0 \quad (2.11)$$

In relația (2.11) valorile rezultatelor N_o , N_b , N_a sînt date de relațiile (2.4, 2.5, 2.6), iar rezultanta eforturilor unitare din talpa superioară este :

$$N_{ts} = A_{ts}(R - \sigma_{os}) = A_{ts}R \frac{(1+\alpha)y - y_2}{\alpha y} \quad (2.12)$$

Poziția axei neutre rezultă din explicitarea relației (2.11)

$$0,8\alpha b_p R_c y^2 + [A_{ts}R(1+\alpha) - \alpha A_o R + \alpha A_a R_a] y - A_{ts}R y_2 = 0 \quad (2.13)$$

Ecuația de momente a rezultatelor eforturilor unitare întregitoare se scrie în raport cu punctul de aplicație al rezultantei N_{ts} : La starea limită de rezistență relația de calcul este :

$$M \leq M_{II} = A_o R(h - y_1 - y_2) + 0,8 b_p y R_c (y_2 - 0,4 y) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (2.14)$$

Cazul III (figura 2.10c)

Domeniul de valabilitate se definește prin poziția axei neutre cu relația :

$$(1-\alpha)y < y_2 < y \quad (2.15)$$

In acest caz, placa este plasticizată pe toată înălțimea ; secțiunea de oțel este comprimată pe înălțimea $(y - y_2)$, valoarea efortului unitar de compresiune $\sigma'_{os} < R$ se deduce pe baza diagramei deformațiilor specifice pe înălțimea secțiunii compuse :

$$\sigma'_{os} = -R \frac{y_2 - y}{\alpha \cdot y} \quad (2.10')$$

Ecuația de proiecție după axa bazei este :

$$N_o - N_b - N_{ts} - N_a = 0 \quad (2.16)$$

In relația (2.16), N_o și N_a sînt definite prin relațiile (2.4) și (2.6), iar N_b și N_{ts} au valorile :

$$N_b = b_p h_p R_c \quad (2.17)$$

$$N_{ts} = A_{ts}(R + \bar{\sigma}_{os}) = A_{ts}R \frac{(1+\alpha)y - y_2}{\alpha y}$$

Din ecuația de proiecție rezultă poziția axei neutre :

$$y = \frac{A_{ts}R y_2}{\alpha b_p h_p R_c + [A_{ts}(1+\alpha) - \alpha A_o]R + \alpha A_a R_a} \quad (2.18)$$

Ecuația de momente a eforturilor unitare se scrie în raport cu punctul de aplicație al rezultantei N_{ts} . Rezultă, pentru cazul III :

$$M \leq M_{III} = A_o R(h - y_1 - y_2) + b_p h_p R_c (y_2 - 0,5h_p) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (2.19)$$

Cazul IV (figura 2.1od)

Domeniul de valabilitate este definit prin poziția axei neutre :

$$(1-\alpha) y \geq y_2 \quad (2.20)$$

În acest caz placa este plasticizată pe toată înălțimea ; în secțiunea de oțel, atât zona comprimată cât și zona întinsă sînt plasticizate, considerînd diagrama de eforturi de calcul din figura 2.1od.

Ecuația de proiecție după axa barei este :

$$N_o - N_b - N_{ts} - N_{in} - N_a = 0 \quad (2.21)$$

În relația (2.21), N_o , N_b și N_a sînt date de relațiile (2.4), (2.17), (2.6), iar rezultantele eforturilor unitare de compresiune din secțiunea de oțel sînt :

$$N_{ts} = 2A_{ts}R \quad (2.22)$$

$$N_{in} = 2tR[y(1-\alpha) - h_b - t_s] \quad (2.23)$$

Poziția axei neutre rezultă din ecuația (2.21), în care se înlocuiesc valorile rezultatelor eforturilor unitare interioare :

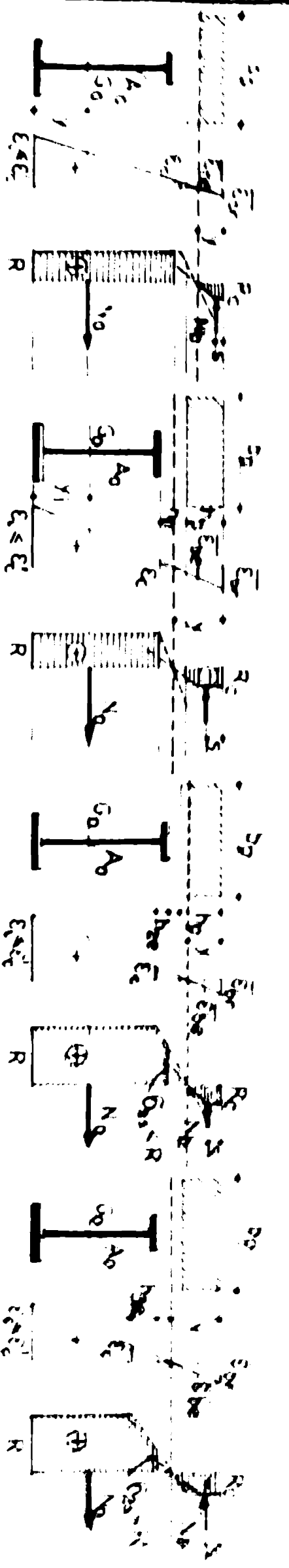
$$y(1-\alpha) = \frac{1}{2t} (A_o - 2A_{ts}) + h_b + t_s - \frac{b_p h_p R_c}{2tR} - \frac{A_a R_a}{2tR} \quad (2.24)$$

Ecuația de momente a rezultatelor eforturilor unitare interioare se scrie în raport cu punctul de aplicație a lui N_{ts} .

Rezultă, pentru cazul IV de stare limită :

$$M \leq M_{IV} = A_o R(h - y_1 - y_2) + b_p h_p R_c (y_2 - 0,5h_p) + A_a R_a (y_2 - a) + tR[y(1-\alpha) - h_b - t_s][y(1-\alpha) - h_b] \quad (2.25)$$

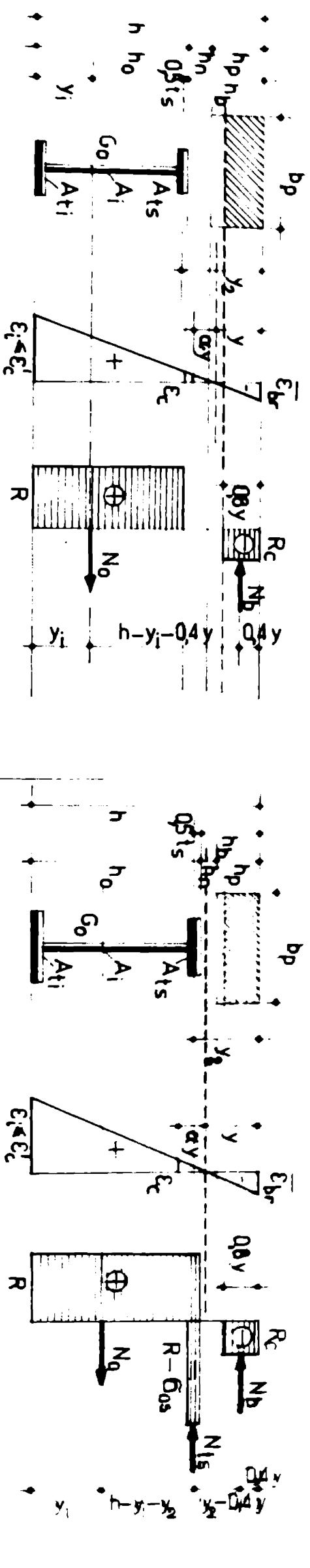
Cele patru cazuri de stadii limită ale metodei simplificate cuprind toate cazurile de stadii limită ale metodei exacte, cu care se face comparația, astfel : cazul I corespunde stadiilor limită a_1



METODA SIMPLIFIKATA

CAZUL I

CAZUL II



Tabelul 2.2 (continuare)

METODA EXACTĂ		METODA SIMPLIFICATĂ	
STADIUL LIMITĂ „c”	STADIUL LIMITĂ „d”	STADIUL LIMITĂ „c”	STADIUL LIMITĂ „d”
<p>cazul „c1”</p>	<p>cazul „c2”</p>	<p>cazul III</p>	<p>cazul IV</p>

și a_2 , cazul II - stadiilor limită b_1 și b_2 , cazul III - stadiului limită c_1 și cazul IV stadiilor limită c_2 și d (tabelul 2.2).

2.7.3. Grinzii compuse oțel-beton de tipul II și III

Capacitatea portantă a grinzilor compuse oțel-beton, depinde, la starea limită de rezistență, de caracteristicile geometrice ale secțiunii transversale, de rezistențele de calcul ale betonului și oțelului și de natura și mărimea încărcărilor preluate numai de grinda de oțel.

Capacitatea portantă a grinzilor compuse de tipul II și III este limitată de atingerea în fibra superioară de beton a deformației specifice limită de compresiune, $\bar{\epsilon}_{br}$, ca și în cazul grinzilor de tipul I.

Grinzii compuse de tipul II

La grinzile de tipul II, o parte din încărcări este preluată de grinda de oțel, în faza inițială, iar după întărirea betonului încărcările sînt preluate de secțiunea compusă. Deoarece capacitatea portantă a grinzii este aceeași indiferent de modul de preluare al încărcărilor, rezultă că secțiunea compusă a grinzilor de tipul II poate prelua un moment încovoietor mai mic decât a grinzilor de tipul I cu valoarea momentului corespunzător încărcărilor de calcul preluate numai de secțiunea de oțel.

Diagramele de deformații specifice și de eforturi unitare pentru grinzile de tipul II sînt prezentate în figură (2.11).

Poziția axei neutre corespunzătoare celor patru stadii limită rezultă din ecuațiile de proiecție scrise în raport cu axa longitudinală a grinzii compuse ; sînt valabile ecuațiile (2.7), (2.13), (2.16), (2.24) pentru grinzile de tipul I.

Domeniile de valabilitate pentru poziția axei neutre în cele patru stadii limită sînt :

- pentru cazul I :

$$\begin{aligned} 0,8y &\leq h_p \\ y_2 &\geq y(1+\alpha + \frac{\epsilon_{1s}}{\epsilon_{br}}) \end{aligned} \quad (2.26)$$

- pentru cazul II :

$$\begin{aligned} 0,8y &\leq h_p \\ y &\leq y_2 < y(1+\alpha + \frac{\epsilon_{1s}}{\epsilon_{br}}) \end{aligned} \quad (2.27)$$

- pentru cazul III :

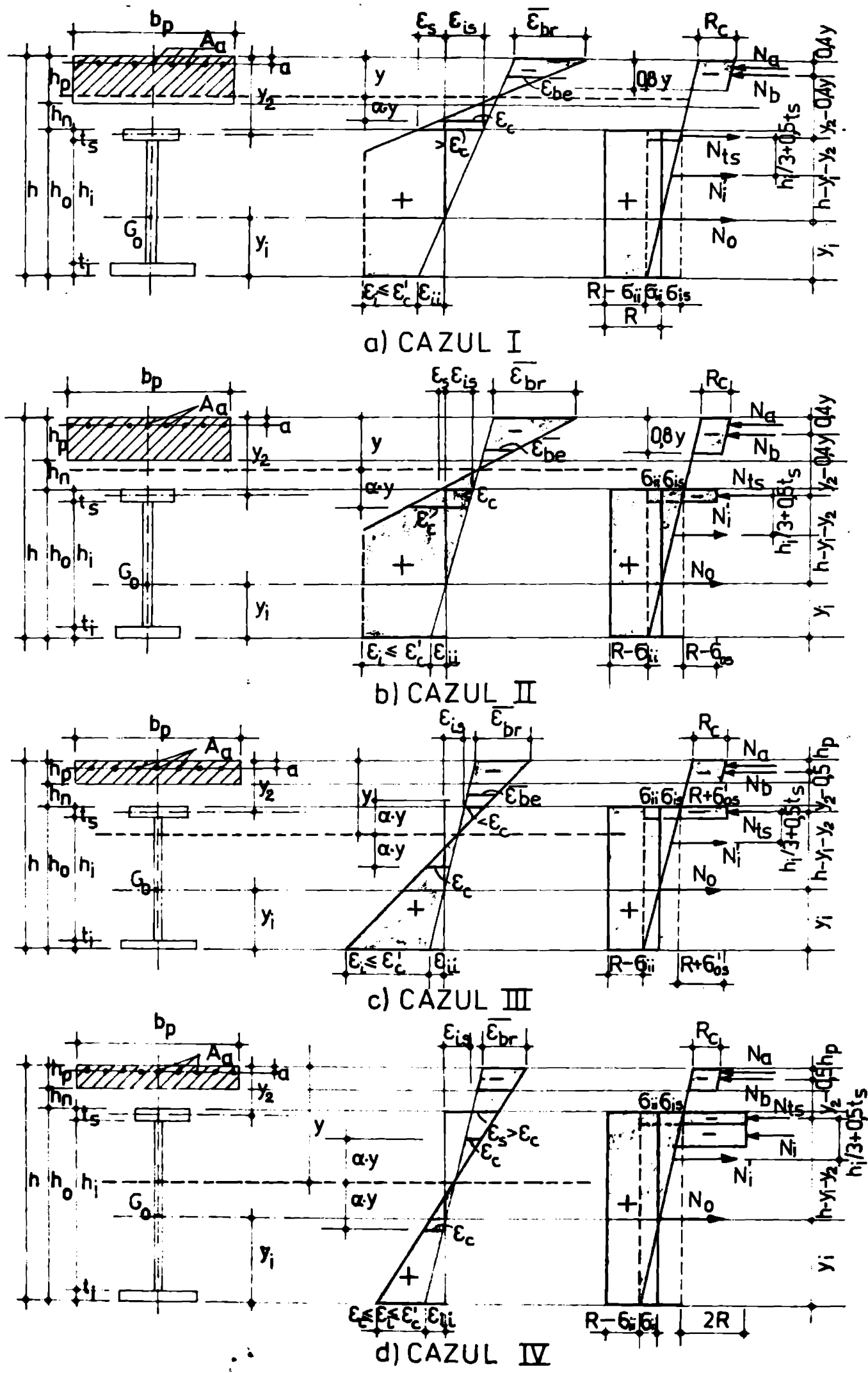


Fig. 2.11 Grinzi compuse de tipul II

$$y(1-\alpha + \frac{\epsilon_{1s}}{\epsilon_{br}}) < y_2 < y \quad (2.28)$$

- pentru cazul IV :

$$y(1-\alpha + \frac{\epsilon_{1s}}{\epsilon_{br}}) \geq y_2 \quad (2.29)$$

In relațiile de mai sus, ϵ_{1s} este deformația specifică elastică a fibrei de oțel de la mijlocul tălpii superioare, din efortul de compresiune produs de încărcarea preluată numai de grinda de oțel.

Capacitatea portantă a secțiunii compuse a grinzilor de tipul II rezultă din relațiile de mai jos :

$$M_I^{(II)} = M_I - M_0 \quad (\text{cazul I}) \quad (2.30)$$

$$M_{II}^{(II)} = M_{II} - M_0 \quad (\text{cazul II}) \quad (2.31)$$

$$M_{III}^{(II)} = M_{III} - M_0 \quad (\text{cazul III}) \quad (2.32)$$

$$M_{IV}^{(II)} = M_{IV} - M_0 \quad (\text{cazul IV}) \quad (2.33)$$

In relațiile de mai sus, $M_I - M_{IV}$ sînt definite de (2.8), (2.14), (2.19), (2.25), iar M_0 este momentul încovoietor de calcul corespunzător încărcărilor preluate numai de grinda de oțel.

Momentul încovoietor de calcul preluat numai de secțiunea compusă a grinzilor de tipul II poate fi determinat și pe baza diagramelor de eforturi unitare din figura 2.11. Din ecuațiile de momente ale rezultatelor eforturilor unitare interioare, scrise în raport cu rezultanta eforturilor unitare din axul tălpii superioare a grinzii de oțel, rezultă :

$$M_I^{(II)} = A_0(R - \bar{G}_{11})(h - y_1 - y_2) + 0,8 b_p y R_0 (y_2 - 0,4 y) + \\ + 0,5 A_1 (\bar{G}_{11} + \bar{G}_{1s}) (\frac{h_1}{3} + 0,5 t_s) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (\text{cazul I}) \quad (2.34)$$

$$M_{II}^{(II)} = A_0(R - \bar{G}_{11})(h - y_1 - y_2) + 0,8 b_p y R_0 (y_2 - 0,4 y) + \\ + 0,5 A_1 (\bar{G}_{11} + \bar{G}_{1s}) (\frac{h_1}{3} + 0,5 t_s) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (\text{cazul II}) \quad (2.35)$$

$$M_{III}^{(II)} = A_0(R - \bar{G}_{11})(h - y_1 - y_2) + b_p h_p R_0 (y_2 - 0,5 h_p) + \\ + 0,5 A_1 (\bar{G}_{11} + \bar{G}_{1s}) (\frac{h_1}{3} + 0,5 t_s) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (\text{cazul III}) \quad (2.36)$$

$$\begin{aligned}
 M_{IV}^{(II)} = & A_0(R - \bar{\sigma}_{i1})(h - y_1 - y_2) + b_p h_p R_0(y_2 - 0,5h_p) + \\
 & + 0,5A_i(\bar{\sigma}_{i1} + \bar{\sigma}_{is})\left(\frac{h_1}{3} + 0,5t_s\right) - tR[y(1-\alpha) - \\
 & - h_b - t_s][y(1-\alpha) - h_b] + A_a R_a(y_2 - a) \quad (\text{cazul IV}) \quad (2.37)
 \end{aligned}$$

În relațiile (2.34) - (2.37), poziția axei neutre y rezultă din (2.7), (2.13), (2.18), (2.24), pentru domeniile de valabilitate definite prin relațiile (2.26) - (2.29); $\bar{\sigma}_{i1}$ și $\bar{\sigma}_{is}$ sînt eforturile unitare, rezultate din încărcările de calcul preluate în faza inițială numai de grinda de oțel.

Grinzi compuse de tipul III

La aceste tipuri de grinzi, grinda de oțel este preîncovoită în sens invers direcției de acțiune a încărcărilor utile. După cum s-a arătat mai sus, capacitatea portantă a grinzii nu depinde de modul de încărcare, deci secțiunea compusă a grinzilor de tipul III, poate prelua un moment încovoietor mai mare decît a grinzilor de tipul I, cu valoarea momentului corespunzător eforturilor unitare dezvoltate în grinda de oțel prin preîncovoiere.

Variația deformațiilor specifice și diagramele de eforturi corespunzătoare celor patru stadii limită definite prin metoda simplificată sînt arătate în figura 2.12.

Pentru definirea poziției axei neutre în cele patru stadii limită sînt valabile ecuațiile de proiecție scrise pentru grinzile de tipul I.

Domeniile de valabilitate pentru pozițiile axei neutre sînt date de relațiile de mai jos :

- pentru cazul I :

$$\begin{aligned}
 0,8 y & \leq h_p \\
 y_2 & \geq y(1+\alpha - \frac{\epsilon_{is}^F}{\epsilon_{br}}) \quad (2.38)
 \end{aligned}$$

- pentru cazul II :

$$\begin{aligned}
 0,8 y & \leq h_p \\
 y & \leq y_2 < y(1+\alpha - \frac{\epsilon_{is}^F}{\epsilon_{br}}) \quad (2.39)
 \end{aligned}$$

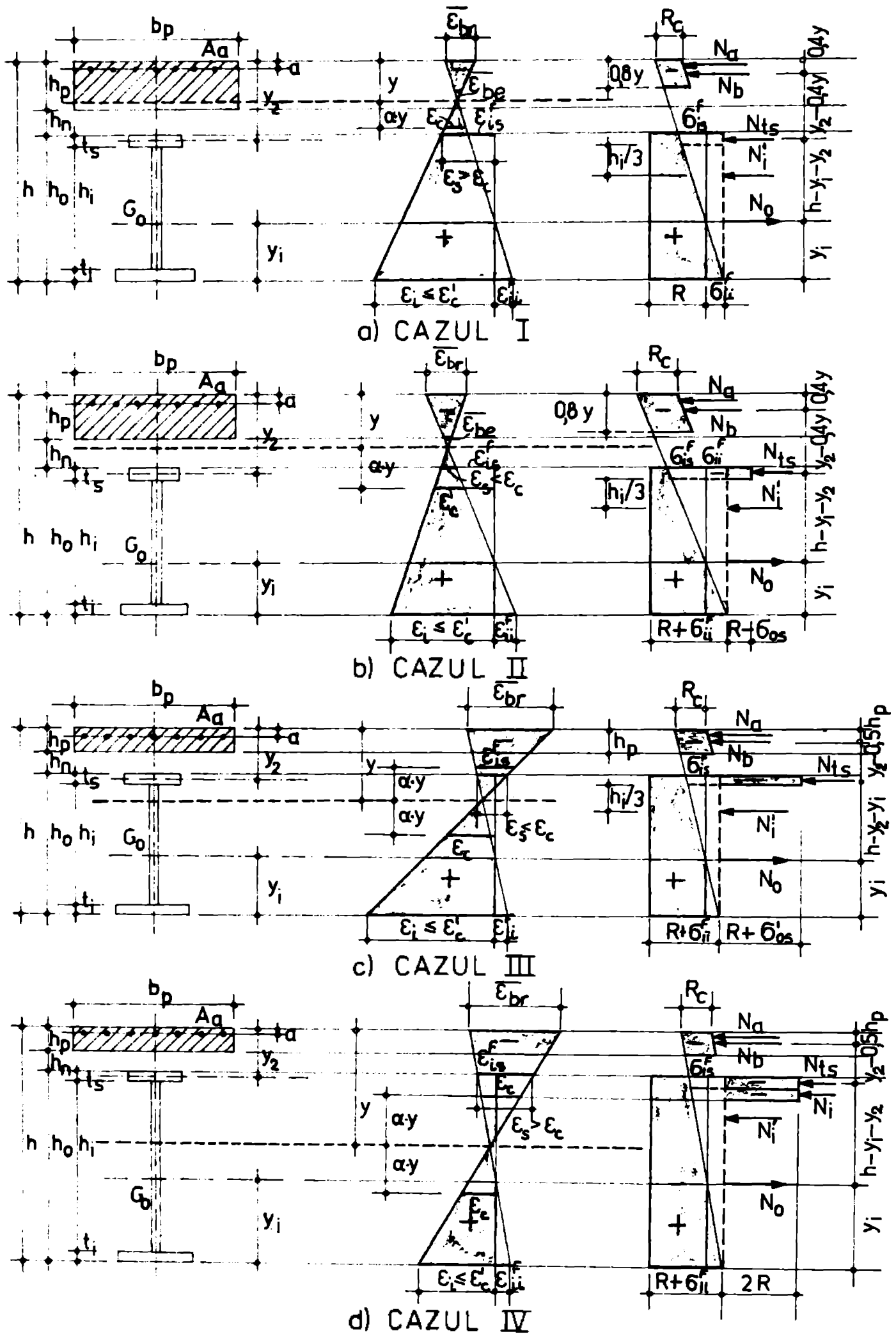


Fig. 2.12 Grinzi compuse de tipul III

- pentru cazul III :

$$y(1-\alpha - \frac{\epsilon_{is}^f}{\epsilon_{br}}) < y_2 < y \quad (2.40)$$

- pentru cazul IV :

$$y(1-\alpha - \frac{\epsilon_{is}^f}{\epsilon_{br}}) \geq y_2 \quad (2.41)$$

In relațiile (2.38) - (2.41), ϵ_{is}^f este deformația specifică elastică de întindere a fibrei de oțel din axa tălpii superioare, rezultată din preîncovoierea grinzii de oțel.

Capacitatea portantă a secțiunii compuse a grinzilor de tipul III rezultă din relațiile următoare :

$$M_I^{(III)} = M_I + M_o^p \quad (\text{cazul I}) \quad (2.42)$$

$$M_{II}^{(III)} = M_{II} + M_o^f \quad (\text{cazul II}) \quad (2.43)$$

$$M_{III}^{(III)} = M_{III} + M_o^f \quad (\text{cazul III}) \quad (2.44)$$

$$M_{IV}^{(III)} = M_{IV} + M_o^f \quad (\text{cazul IV}) \quad (2.45)$$

unde, $M_I \dots IV$ sînt date de relațiile (2.8), (2.14), (2.19), (2.25), iar M_o^f este momentul încovoietor de calcul corespunzător contrasăgeții grinzii de oțel.

Momentul încovoietor de calcul care poate fi preluat de secțiunea compusă a grinzilor de tipul III poate fi determinat și pe baza diagramelor de eforturi unitare din figura 2.12, din ecuația de momente scrisă în raport cu rezultanta eforturilor unitare din talpa superioară a grinzii de oțel. Rezultă, în funcție de stadiul limită considerat, relațiile :

$$M_I^{(III)} = A_o (R + \sigma_{11}^f) (h - y_1 - y_2) + 0,8b_p y R_o (y_2 - 0,4y) - \frac{1}{2} A_1 (\sigma_{11}^f + \sigma_{1s}^f) (\frac{h_1}{3} + 0,5t_s) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (\text{cazul I}) \quad (2.46)$$

$$M_{II}^{(III)} = A_o (R + \sigma_{11}^f) (h - y_1 - y_2) + 0,8b_p y R_o (y_2 - 0,4y) - \frac{1}{2} A_1 (\sigma_{11}^f + \sigma_{1s}^f) (\frac{h_1}{3} + 0,5t_s) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (\text{cazul II}) \quad (2.47)$$

$$M_{III}^{(III)} = A_o (R + \sigma_{11}^f) (h - y_1 - y_2) + b_p h_p R_o (y_2 - 0,5h_p) - \frac{1}{2} A_1 (\sigma_{11}^f + \sigma_{1s}^f) (\frac{h_1}{3} + 0,5t_s) + A_a R_a (y_2 - a) \quad (\text{cazul III}) \quad (2.48)$$

$$M_{IV}^{(III)} = A_o (R + \sigma_{11}^f) (h - y_1 - y_2) + b_p h_p R_o (y_2 - 0,5h_p) - \frac{1}{2} A_1 (\sigma_{11}^f + \sigma_{1s}^f) (\frac{h_1}{3} + 0,5t_s) - t.R[y(1-\alpha) - h_b - t_s][y(1-\alpha) - h_b] + A_a R_a (y_2 - a) \quad (\text{cazul IV}) \quad (2.49)$$

În relațiile (2.46-2.49), poziția axei neutre rezultă din (2.7), (2.13), (2.18), (2.24), pentru domeniile de valabilitate definite prin relațiile (2.38-2.41), iar σ_{ii}^F și σ_{is}^F sînt eforturile unitare în fibrele extreme de oțel, rezultate din preîncovierea prin contrasăgeată a grinzii de oțel.

2.8. Concluzii

a) Metoda simplificată de calcul propusă este o metodă originală, avînd la bază ipoteze de calcul justificate de comportarea reală elastico-plastică a materialelor grinzilor compuse oțel-beton.

Metoda propusă este caracterizată, în comparație cu metodele de calcul analizate în acest capitol, prin următoarele aspecte :

- **Simplitate.** - Față de metoda exactă, care conduce la rezolvarea unor ecuații de grad superior, în metoda simplificată singura ecuație de gradul 2 pentru definirea poziției axei neutre este în cazul II, în toate celelalte cazuri ecuațiile sînt de gradul 1. Numărul de cazuri în metoda simplificată permite o încadrare mai rapidă într-un stadiu limită.
- **Exactitate.** - Pentru verificarea exactității metodei s-au întocmit 55 exemple de calcul, rezolvate atît prin metoda exactă, cît și prin metoda simplificată, pentru secțiuni compuse formate din placă de beton și grindă metalică cu inimă plină din profile laminate sau profile sudate simetrice și asimetrice. Rezultatele sînt prezentate în tabelul 2.3. Pentru exemplele de calcul studiate se remarcă diferențe obținute prin metoda simplificată față de metoda exactă cuprinse între -1,69 % și +0,66 %, deci practic aceste diferențe sînt neglijabile.
- **Aplicabilitate** pentru obținerea unor relații care permit proiectarea grinzilor compuse oțel-beton pe bază de diagrame (capitol 3).

Tabelul 2.3

Număr ex.	Caracteristicile geometrice ale secțiunii compuse							Metoda exactă	Metoda simplificată			
	Beton B250			Oțel OL37				M_{cap} [daN.m]	cazul	M_{cap} [daN.m]	cazul	Dif. (10)-(8), 100 % (8)
	$b_p \times h_p$ [cm x cm]	h_n [cm]	A_{ts} [cm ²]	A_{in} [cm ²]	A_{ti} [cm ²]	h_o [cm]	h [cm]					
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	200x7	3		I24		24	34	20030	a ₁	20077	I	+0,23
2	200x8	3		I24		24	35	21045	a ₁	21091	I	+0,22
3	200x9	3		I24		24	36	22059	a ₁	22106	I	+0,21
4	200x10	3		I24		24	37	23073	a ₁	23119	I	+0,20
5	200x7	4		I24		24	35	21045	a ₁	21091	I	+0,22
6	200x8	4		I24		24	36	22059	a ₁	22106	I	+0,21
7	200x9	4		I24		24	37	23073	a ₁	23119	I	+0,20
8	200x10	4		I24		24	38	24087	a ₁	24134	I	+0,19
9	200x7	3		I26		26	36	23966	a ₁	24022	I	+0,23
10	200x7	3	14	26	14	28	38	25388	a ₁	25422	I	+0,21
11	200x7	3	15	27	16	29	39	28076	a ₁	28141	I	+0,23
12	200x8	2	16	32	16	34	44	33623	a ₁	33708	I	+0,25
13	200x7	3	16	28	16	30	40	29132	a ₂	29214	I	+0,28
14	150x7	3	12	22	12	24	34	19238	a ₂	19297	I	+0,3
15	200x7	3	16	29	16	31	41	30235	a ₂	30308	I	+0,24
16	200x7	3	16	30	16	32	42	31345	a ₂	31421	I	+0,24
17	200x7	3	16	31	16	33	43	32488	a ₂	32554	I	+0,20
18	140x10	—	12	25	12	27	37	21608	b ₁	21650	II	+0,19
19	135x10	—	12	25	12	27	37	21406	b ₁	21440	II	+0,16
20	130x10	—	12	25	12	27	37	21181	b ₁	21241	II	+0,28
21	120x10	—	12	25	12	27	37	20759	b ₁	20814	II	+0,27
22	110x10	—	12	25	12	27	37	20302	b ₁	20373	II	+0,35
23	100x10	—	12	25	12	27	37	19835	b ₁	19911	II	+0,38
24	90x10	—	12	25	12	27	37	19331	b ₁	19428	II	+0,50
25	140x8	2	12	24	12	26	36	20748	b ₂	20790	II	+0,20
26	140x8	2	6	24	18	26	36	24060	b ₂	24099	II	+0,15
27	130x8	2	12	24	12	26	36	20349	b ₂	20382	II	+0,10
28	120x8	2	12	24	12	26	36	19937	b ₂	19962	II	+0,10
29	110x8	2	12	24	12	26	36	19504	b ₂	19524	II	+0,10
30	100x8	2	12	24	12	26	36	18960	b ₂	19066	II	+0,50
31	95x8	2	12	24	12	26	36	18708	b ₂	18831	II	+0,66
32	140x8	2	12	46	12	48	58	44391	c ₁	44562	III	+0,98
34	140x8	2	6	46	18	48	58	51595	c ₁	50722	III	-1,69
34	130x8	2	12	46	12	48	58	43815	c ₁	43964	III	+0,35
35	120x8	2	12	46	12	48	58	43212	c ₁	43366	III	+0,36
36	110x8	2	12	46	12	48	58	42549	c ₁	42768	III	+0,51

Tabelul 2.3(continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
37	108 × 8	2	12	46	12	48	58	42402	C ₁	42648	III	+0,58
38	140 × 8	2	15	59	15	61	71	66850	C ₂	67106	IV	+0,38
39	135 × 8	2	15	59	15	61	71	66491	C ₂	66750	IV	+0,39
40	130 × 8	2	15	59	15	61	71	66120	C ₂	66344	IV	+0,34
41	125 × 8	2	15	59	15	61	71	65730	C ₂	65895	IV	+0,25
42	140 × 8	2	15	60	15	62	73	68477	C ₂	68734	IV	+0,37
43	140 × 8	2	15	61	15	63	73	70116	C ₂	70374	IV	+0,37
44	140 × 8	2	15	62	15	64	74	71835	C ₂	72024	IV	+0,26
45	140 × 8	2	15	63	15	65	75	73455	C ₂	73686	IV	+0,30
46	140 × 8	2	15	64	15	66	76	75155	C ₂	75358	IV	+0,30
47	140 × 8	2	15	59	24	61	71	76946	d	76920	IV	-0,03
48	140 × 8	2	20	70	20	72	82	93990	d	93434	IV	+0,04
49	140 × 8	2	20	72	20	74	84	97133	d	97168	IV	-0,03
50	140 × 8	2	20	74	20	76	86	100924	d	100937	IV	0,00
51	140 × 8	2	20	76	20	78	88	104759	d	104755	IV	0,00
52	140 × 8	2	20	78	20	80	90	108659	d	108617	IV	-0,04
53	140 × 8	2	20	80	20	82	92	112600	d	112523	IV	-0,07
54	140 × 8	2	20	85	20	87	97	122673	d	122480	IV	-0,12
55	140 × 8	2	20	90	20	92	102	133057	d	132712	IV	-0,26

- Cazurile I-IV ale metodei propuse acoperă în întregime domeniile de valabilitate ale metodei exacte. În comparație cu metodele de calcul care iau în considerare plasticizarea completă a secțiunii compuse, metoda propusă este la fel de simplă, dar mult mai corectă, prin luarea în considerare a gradului de solicitare a secțiunii compuse mai apropiat de realitate.

b) Capacitatea portantă a grinzilor compuse oțel-beton de tipul II și III se poate determina pe baza capacității portante a grinzilor de tipul I conform relațiilor (2.30-2.33) și (2.42-2.45).

c) Considerarea unei interacțiuni complete între grinda de oțel și placa de beton este în general justificată dacă se limitează mărimea lunecărilor efective la valori care nu afectează capacitatea portantă și distribuția eforturilor unitare pe înălțimea secțiunii compuse. Acest deziderat se poate obține printr-o proiectare și dispunere corectă a elementelor de legătură.

3. PROIECTAREA GRINZILOR COMPUSE OTEL-BETON

3.1. Materiale folosite

3.1.1. Oțelul

Alegerea calității oțelului se face în funcție de criterii referitoare la condițiile tehnologice și regimul de exploatare, gradul și natura solicitărilor, importanța construcției, agresivitatea mediului de funcționare, limitarea înălțimii de construcție etc.

În general se utilizează oțeluri carbon de uz general (OL37), mai ales în situațiile când înălțimea grinzilor metalice rezultă din condiții de rigiditate. Se pot folosi de asemenea și oțeluri slab aliate de înaltă rezistență, de tip OL44, OL52, oțeluri patinabile, rezistente la coroziunea atmosferică (de tip ORCA) etc.

De obicei partea metalică este realizată dintr-o singură calitate de oțel, dar sînt frecvente cazurile unor structuri "hibride" fie în lungul construcției, fie pe înălțimea secțiunii transversale. De exemplu, la grinzile de poduri, pentru păstrarea unei înălțimi constante se pot asambla tronsoane confecționate din calități diferite de oțel. În privința grinzilor metalice cu secțiunea transversală hibridă, de obicei talpa inferioară și eventual și talpa superioară se pot executa din oțeluri de calitate mai ridicată decît cel din inimă.

Pentru construcțiile civile este foarte frecvent folosită în străinătate tabla cutată sau profilată (presată la rece), zincată la cald, care servește drept cofraj și intră în alcătuirea plăcilor compuse.

În cazul cînd partea metalică este de tip grindă cu zăbrele, barele se pot executa din profile laminate, țevi sau profile îndoite la rece.

În privința alegerii calității, a calculului elementelor din oțel, se respectă normele și recomandările în vigoare referitoare la construcțiile din oțel /115/, /117/, /118/.

3.1.2. Betonul

Pentru ca elementul compus să fie eficient, betonul folosit trebuie să aibă rezistență suficient de mare pentru a nu fi cauza cedării premature, să aibă modulul de elasticitate mare, iar deformațiile din contracție și curgere lentă să fie cît mai mici. În general se folosesc betoanele cu agregate obișnuite. Există actual tendința

de a introduce folosirea betoanelor cu agregate ușoare. Acest lucru este posibil în special când se folosesc dale prefabricate, monolitizate cu beton greu, obișnuit, pentru reducerea deformațiilor din contracție și curgere lentă, mai mari în cazul betoanelor cu agregate artificiale, ușoare.

În cazul planșelor și acoperișurilor compuse cu încărcări mici ($\leq 500 \text{ kg/m}^2$) se pot folosi și betoane de marcă B200 (monolite). În general pentru construcții civile și industriale se recomandă folosirea betoanelor de mărci mai mari (B250, B300). În cazul podurilor realizate în soluție compusă marca folosită este de obicei cel puțin B300.

Dacă partea de beton a elementului mixt este precomprimată, se folosesc aceleași mărci ca în cazul construcțiilor din beton precomprimat.

Pentru realizarea calității betonului, se acordă o atenție deosebită punerii în operă, în special în rosturile de monolitizare a elementelor prefabricate.

Recomandările normelor în vigoare pentru construcțiile din beton, beton armat și beton precomprimat trebuie respectate pentru a garanta o bună conlucrare cu partea metalică.

3.2. Lățimea de calcul a plăcii din beton armat

Lățimea activă reală a plăcii este influențată de o serie de parametri: gradul de interacțiune între placa din beton și grinda de oțel, comportarea generală sub efectul încărcărilor, caracteristicile geometrice, condițiile de rezemare etc.

Determinarea lățimii active a plăcii, pe baza ipotezelor de calcul acceptate, diferă destul de mult conform diverselor teorii, chiar și pentru sisteme alcătuite din același material.

În situația în care lățimea plăcii este relativ mică (rapoarte l/b mari), sub efectul încărcărilor, distribuția eforturilor unitare de compresiune pe lățimea plăcii este aproape constantă și se poate considera că 90-95% din lățimea plăcii este activă, conlucrează cu grinda.

În cazul plăcilor largi, eforturile unitare de compresiune din încovoiere nu mai au o distribuție constantă pe lățimea plăcii; eforturile unitare de compresiune au intensitatea maximă în dreptul grinzii și descreșc neliniar spre capetele plăcii (sau spre mijlocul distanței dintre grinzi). Această distribuție se datorește reducerii lățimii active în special datorită forfecării.

Efectul reducerii lăţimii active a plăcii datorită forfecării este explicat de Van Dalen și Narashiman /75/, pe baza unei probleme similare care apare la construcțiile aerospațiale.

Pe baza acestei teorii, Marguerre, luând în considerare separat efectul încovoierii plăcii și efectul forfecării între placă și grindă, determină două lăţimi de placă distincte, pentru un sistem de grinzi rectangulare, din același material ca și placa.

Teoria care stă la baza aprecierii lăţimii active de placă din recomandările CEB ia în considerare rezistența la încovoiere și forfecare a plăcii. Determinarea unei lăţimi unice de placă se face pe baza unui coeficient empiric ; rezultatele dau aproximații bune pentru grinziile T din beton armat, dar nu pot fi aplicate pentru grinzi compuse oțel-beton.

Adekola /1/, /2/ dă o soluție pentru determinarea lăţimii active de placă în cazul grinzilor compuse oțel-beton, formate dintr-o placă continuă, de grosime mică în raport cu înălțimea grinzilor de oțel laminat, echidistante. Se iau în considerare cele două efecte (de încovoiere și de forfecare) și caracteristicile geometrice ale sistemului. Se consideră ecuațiile de echilibru și de compatibilitate a deformațiilor : $\nabla^4 \delta = 0$ și $\nabla^4 w = q/D$, unde δ este o funcție biarmonică de eforturi Airy. Valorile numerice ale constantelor se determină pe baza poziției axei neutre, cunoscând dimensiunile, deformațiile specifice și eforturile unitare corespunzătoare sistemului compus oțel-beton.

Analize ale lăţimii active de placă au fost făcute și folosind metoda fișilor finite sau a elementelor finite /37/.

Pentru proiectare, aceste posibilități de determinare a lăţimii active a plăcii sînt prea complicate, de aceea se lucrează cu lăţimea de calcul a plăcii.

Prin definiție se acceptă ca lăţime de calcul a plăcii, acea lăţime care satisface aceeași condiție de echilibru, pentru o repartiție uniformă a eforturilor unitare, considerate cu intensitate maximă, ca lăţimea reală, pentru repartiția reală a eforturilor unitare, adică :

$$b = \frac{2 \int_0^{b/2} \sigma_x dy}{\sigma_x|_{y=b/2}} \quad (3.1)$$

Din studiul lăţimii de calcul a plăcii /1/, /2/, /37/, /75/ rezultă unele concluzii care pot fi valorificate în practică de proiectare :

- raportul L/d are influenţa cea mai mare asupra lăţimii de calcul a plăcii;
- poziţia axei neutre influenţează mărimea lăţimii de calcul numai pentru rapoarte $L/d < 2$, L fiind deschiderea grinzii, iar d distanţa dintre axele grinzilor metalice;
- procentul de armare a plăcii de beton armat (armătură paralelă cu axa grinzii) are o influenţă nesemnificativă asupra mărimei lăţimii de calcul a plăcii;
- raportul b/d nu este influenţat de grosimea plăcii, deci de raportul b/h_p ;
- la rapoarte $L/b > 5,3$, practic nu intervine efectul forfecării;
- lăţimea de calcul b variază în lungul grinzii ; de exemplu în cazul unei grinzi simplu rezemate, încărcată cu o sarcină concentrată, lăţimea de calcul este minimă în punctul de moment maxim.

În continuare, se dă modul de calcul al lăţimii plăcii după diferite normative, atât pentru grinzile T din beton armat, cât şi pentru grinzile compuse oţel-beton.

1) STAS 10107/0-76 /112/ pentru construcţii civile şi industriale adoptă, pentru grinzile continue monolite T, următoarele formule :

- deschideri intermediare :
$$b_p \leq b + 2 \Delta \quad ; \quad \Delta = 0,6 L/6 \quad ; \quad b_p \leq b_p^{\text{real}}$$

- deschideri marginale
$$b_p \leq b + 2 \Delta \quad ; \quad \Delta = 0,8 L/6 \quad ; \quad b_p \leq b_p^{\text{real}}$$

2) STAS 10111/2-77 pentru poduri din beton, dă următoarele relaţii de calcul :

- pentru reazemul final articulată al grinzii şi pe lungimea grinzii în consolă :

$$b_{af} = m_f \cdot b_K$$

- pentru reazemele intermediare la grinzi continue :

$$b_{ai} = m_i \cdot b_K$$

- pentru câmpurile intermediare la grinzi continue :

$$b_{ac} = m_c \cdot b_K$$

In relațiile de mai sus, b_K reprezintă lățimea de placă aferentă grinzii, iar coeficienții m_f , m_i , m_o sînt determinați pentru raportul b_K/l_1 , l_1 fiind deschiderea de calcul pentru schema statică a grinzii.

3) AISC (1978) și AASHTO (1973) adoptă pentru un sistem de grinzi compuse oțel-beton aceeași lățime de calcul ca cea recomandată de ACI pentru grinzi din beton armat cu secțiune T. Relațiile de calcul pentru construcții civile și industriale sînt :

- pentru deschideri intermediare :

$$b \leq L/4 \quad \text{și} \quad b \leq d \quad b \leq b_o + 16 h_p$$

- pentru deschideri marginale :

$$b \leq \frac{L}{12} + b_o \quad ; \quad b \leq \frac{1}{2} (d + b_o) \quad ; \quad b \leq b_o + 6 h_p$$

Pentru poduri se aplică aceleași relații, cu mici modificări :

- pentru deschideri intermediare :

$$b \leq L/4 \quad ; \quad b \leq d \quad ; \quad b \leq 12 h_p$$

- pentru deschideri marginale :

$$b \leq L/12 \quad ; \quad b \leq \frac{1}{2} (d + b_o) \quad ; \quad b \leq 6 h_p$$

In relațiile de mai sus L este deschiderea de calcul a grinzii, d este distanța între grinzi, h_p grosimea dalei, iar b_o lățimea tălpii superioare a grinzii metalice.

4) In "Projet de code modèle pour constructions mixtes" /89/, lățimea de calcul este adoptată după recomandările CEB pentru grinzi T din beton armat :

- pentru deschideri intermediare :

$$b < 2 \cdot \frac{L}{6} \quad ; \quad b \leq d$$

- pentru grinzi cu placa în consolă :

$$b \leq l_o \quad (l_o - \text{deschiderea de calcul a consolei})$$

5) Normele engleze /87/ definesc lățimea de calcul a grinzilor compuse oțel-beton după cum urmează :

- pentru deschideri intermediare :

$$b \leq d \quad \text{dacă} \quad d \leq L/10$$

$$\frac{b}{d} = \frac{1}{\sqrt{1 + 12 \left(\frac{d}{L}\right)^2}} \quad ; \quad b \geq 0,1 L \quad \text{dacă} \quad d > L/10 \quad (3.2)$$

- pentru deschideri marginale :

$$b \leq l_o \quad \text{dacă} \quad l_o \leq L/20$$

$$\alpha \frac{b}{d} = \frac{1}{\sqrt{1 + 12\left(\frac{d}{L}\right)^2}} ; b \geq 0,05L \text{ dacă } l_0 > L/10 \quad (3.3)$$

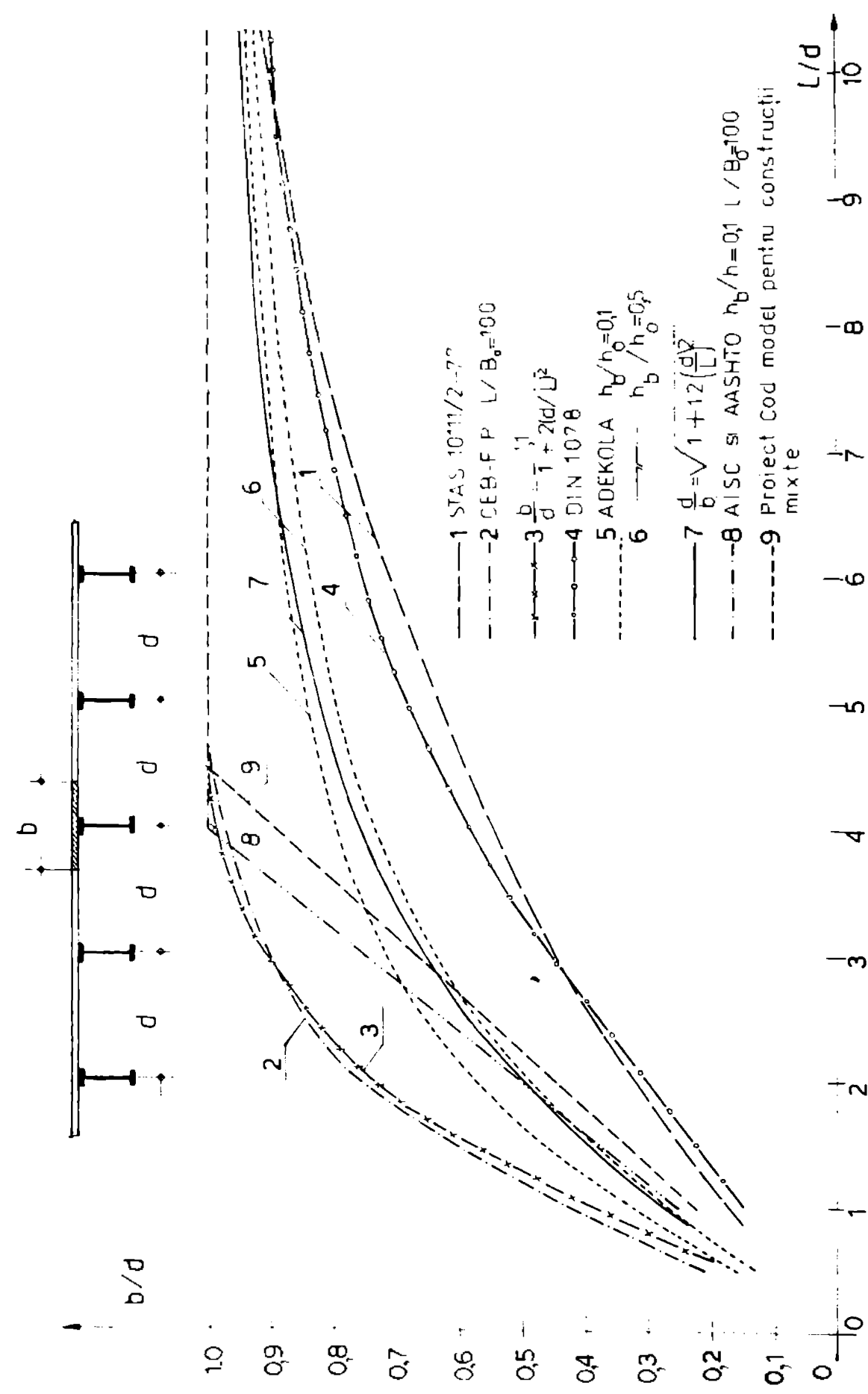


Fig 3.1 Lățimea de calcul a plăcii din beton

În figura 3.1 este prezentată variația raportului b/d în funcție de L/d pentru deschiderea intermediară a unui sistem compus din placă continuă de beton și grinzi de oțel echidistante, conform diferitelor recomandări. S-a reprezentat de asemenea variația acestor rapoarte și pentru placa continuă din beton armat și grinzi din beton armat, pentru construcții civile și industriale și pentru poduri.

Se pot trage următoarele concluzii :

- a). Lățimea de calcul a plăcii diferă foarte mult conform diferitelor normative, în special pentru rapoarte $L/d < 10$. De exemplu normele britanice, pentru $L/d=5$ dau valoarea b/d cu 18% mai mică decât normele franceze și americane. Pentru grinzile T din beton armat rapoartele b/d au valorile cele mai mari pentru construcții civile și industriale și valorile cele mai mici pentru poduri.
- b). Comparativ cu valorile teoretice, verificate experimental de Adekôla /1/, pentru lățimile de placă ale grinzilor compuse oțel-beton, valorile cele mai apropiate sînt date de relațiile (32, 3.3). Aceste relații au fost adoptate și de instrucțiunile de calcul pentru structuri compuse /95/, /96/. Verificările experimentale efectuate (capitolul 4) au confirmat valabilitatea acestor relații de calcul.
- c). Pentru rapoarte $L/d \geq 10$, toate normele acceptă raportul b/d foarte apropiat de 0,95 (între 0,9 și 1,0). În capitolul 5, pentru sisteme compuse tip fermă se fac analize pentru determinarea lățimii de calcul a plăcii, pe baza rezultatelor experimentale obținute din încercarea pe model.

3.3. Elemente de legătură

3.3.1. Rolul elementelor de legătură. Clasificare

Elementele de legătură au rolul de a prelua, după distrugerea aderenței, forfecarea dintre dala de beton și grinda de oțel și de a împiedica tendința de ridicare a dalei (figura 1.3.b).

Tendința de separare verticală a dalei (prezentînd aceeași variație în lungul grinzii ea și forțele de lunecare), se datorează rigidităților mult diferite a celor două elemente componente, ceea ce duce la deformații din încovoiere diferite.

Din figura 3.2 se observă că deformațiile verticale datorită forței tăietoare sînt mai mari la grinda de oțel, care preia aproape integral forța tăietoare. Elementele de legătură preiau forța de lunecare datorită forței tăietoare la interfața beton-oțel,

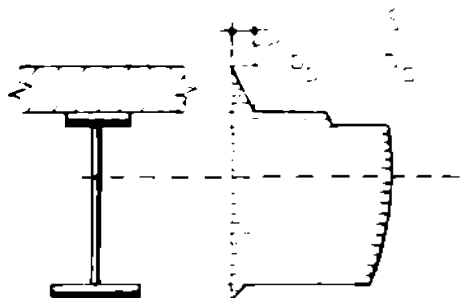


Fig. 3.2

distribuția forței de alunecare în lungul grinzii depinzând de încărcare.

Rezultă deci că elementele de legătură trebuie astfel ancorate în betonul plăcii încât să reziste tendinței de ridicare, iar dispoziția în lungul grinzii trebuie teoretic să urmărească diagrama de alunecări.

În cazul în care forțele de alunecare provin din încărcări de lungă durată, valoarea acestora se modifică în timp din cauza curgerii lente a betonului. Curgerea lentă a betonului duce la reducerea eforturilor unitare din dală de beton pe seama creșterii eforturilor din grinda de oțel; deci alunecarea pe suprafața de contact scade în timp (1-3 ani), motiv pentru care se recomandă ca la proiectarea elementelor de legătură să nu se țină seama de efectul curgerii lente, dimensionarea făcându-se în faza inițială de exploatare.

Contractia betonului duce la scăderea eforturilor de alunecare în cazul grinzilor compuse simplu rezemate; în timp, eforturile din contractie scad datorită efectului curgerii lente, de aceea în proiectare se neglijează.

Variațiile de temperatură produc alunecări între beton și oțel, care în general au valori mici.

Elementele de legătură se clasifică după gradul de interacțiune pe care îl realizează între grinda de oțel și placa din beton, în elastice și rigide.

Elementele de legătură elastice sau flexibile permit mici alunecări elastice sau plastice (remanente), atât din cauza deformațiilor plastice a betonului supus la strivire locală, cât mai ales din cauza flexibilității proprii, care permite redistribuirea forțelor de alunecare în lungul grinzii.

Elementele de legătură rigide nu permit alunecări, asigurând o conlucrare perfectă între dală și grindă.

3.3.2. Stări limită ale elementelor de legătură

Elementele de legătură și conexiunea realizată de ele între dală din beton și grindă metalică trebuie să reziste la aceleași încărcări (de exploatare sau ultime) la care se verifică grindă compusă oțel-beton, deci trebuie calculate la aceleași stări limită. Sudurile care leagă elementele de legătură de grinzile metalice

ce se dimensionează pentru aceleași condiții de solicitare ca și elementele de legătură.

Starea limită de rezistență este definită prin :

- capacitatea portantă, în cazul elementelor de legătură rigide
- lunecarea remanentă, în cazul elementelor de legătură flexibile.

Verificarea se face sub efectul încărcărilor de calcul, cu metoda de calcul admisă pentru grinda compusă.

Starea limită de exploatare este definită prin limitarea încărcărilor de exploatare în așa fel încât să nu se reducă gradul de conlucrare admis.

Starea limită de oboseală limitează numărul de cicluri de încărcărilor repetate pentru care se atinge un anumit nivel al eforturilor unitare sau al lunecărilor.

3.3.3. Calculul forței de lunecare

3.3.3.1. Starea limită de rezistență

Forța de lunecare L_p se determină ținând seama de comportarea elastico-plastică a secțiunii compuse oțel-beton la atingerea stării limită de rezistență.

Forța de lunecare este egală cu forța de compresiune din beton, a cărei mărime depinde de poziția axei neutre plastice :

$$L_p = N_b \quad (3.4)$$

Dacă se compară forța de compresiune din beton, N_b dată de metoda exactă (relațiile din tabelul 2.1), cu N_b conform metodei originale propusă în capitolul 2, exemplele de calcul analizate arată o diferență de maxim +4 %, deci valoarea forței de compresiune determinată cu metoda de calcul simplificată este suficient de exactă, fiind ușor acoperitoare față de metoda exactă.

Se observă de asemenea din compararea valorilor lui N_b că, în cazul când secțiunea grinzii de oțel este asimetrică, păstrând aceeași secțiune de oțel ca pentru grinda simetrică, diferențele sînt practic la zero.

Deci forțele de lunecare se pot calcula cu relațiile (2.5) și (2.17) :

- pentru stadiile limită corespunzătoare cazurilor I și II,

$$L_p = N_b = 0,8 b_p \cdot y \cdot R_o \quad (3.5)$$

- pentru stadiile limită corespunzătoare cazurilor III și IV,

$$L_p = N_b = b_p h_p R_o \quad (3.6)$$

3.3.3.2. Starea limită de oboseală

Forța de lunecare L_0 se determină pentru efectul încărcărilor care produc oboseală, în domeniul elastic, luând în considerare diferența între efortul unitar de lunecare maxim și minim ($\Delta \sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$) în timpul unui ciclu de încărcare.

3.3.3.3. Starea limită de exploatare

Forța de lunecare L se determină în ipoteza comportării elastice a secțiunii compuse, presupunând interacțiune completă. Admițând metoda secțiunii transformate, forța de lunecare este :

$$L = \frac{T \cdot A \cdot y}{I_0} \quad (3.7)$$

unde - T este forța tăietoare în secțiunea de calcul, rezultată din încărcările de exploatare la care se verifică și secțiunea compusă

- A este aria transformată a betonului, în funcție de poziția axei neutre și de coeficientul de echivalență n ; prin care se ia în considerare durata acțiunilor (încărcări de scurtă sau de lungă durată)
- I_0 - este momentul de inerție al secțiunii compuse în raport cu axa neutră elastică
- y este distanța de la centrul de greutate al ariei transformate A la centrul de greutate al secțiunii compuse.

3.3.4. Capacitatea portantă a elementelor de legătură în starea limită de rezistență

3.3.4.1. Elemente de legătură elastice

Capacitatea portantă a elementelor de legătură elastice este dată de forța de lunecare pentru care lunecarea este de cel mult 0,1 mm. În continuare se prezintă cele mai des folosite elemente de legătură elastice.

Bare spirală (figura 3.3) poate prelua forțe de lunecare alternante ca direcție, dar nu poate fi folosită la elemente de placă prefabricate. Capacitatea portantă este funcție de rezistența betonului la compresiune și diametrul barei spiralei :

$$L_c = 1440 d_s \sqrt[4]{R_c} \quad (3.8)$$

Bare înclinate (figura 3.4). Forța de lunecare acționând asupra unei bare înclinate se poate descompune într-o forță de in-

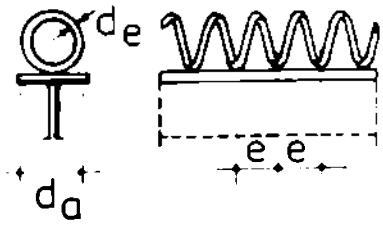


Fig. 3.3

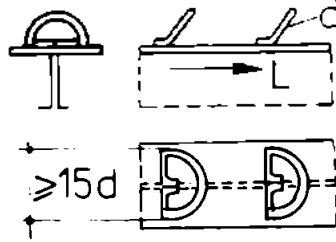


Fig. 3.5

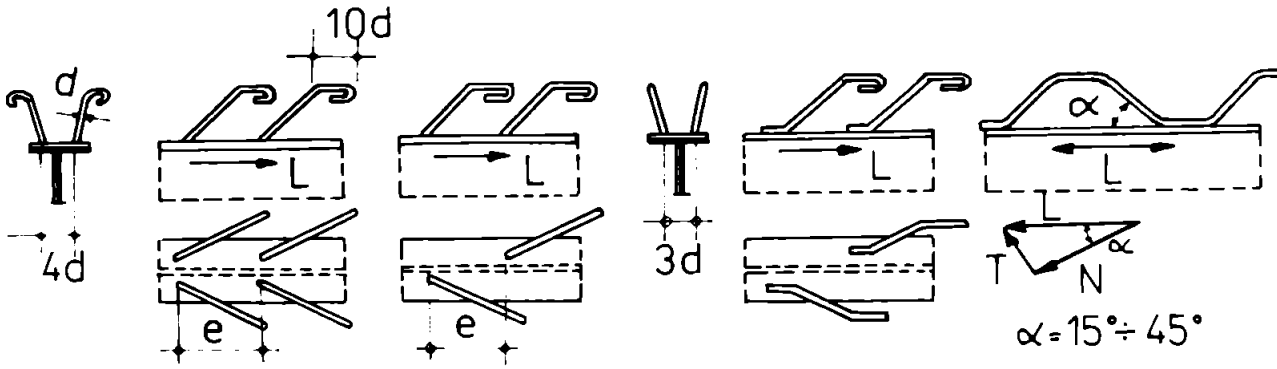


Fig. 3.4

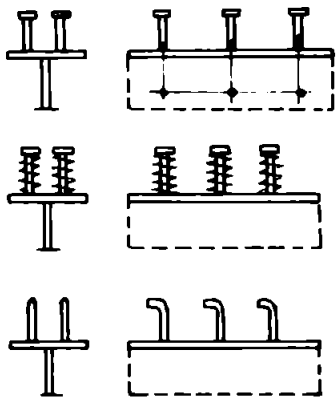


Fig. 3.6

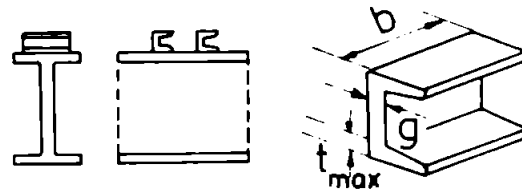


Fig. 3.7.

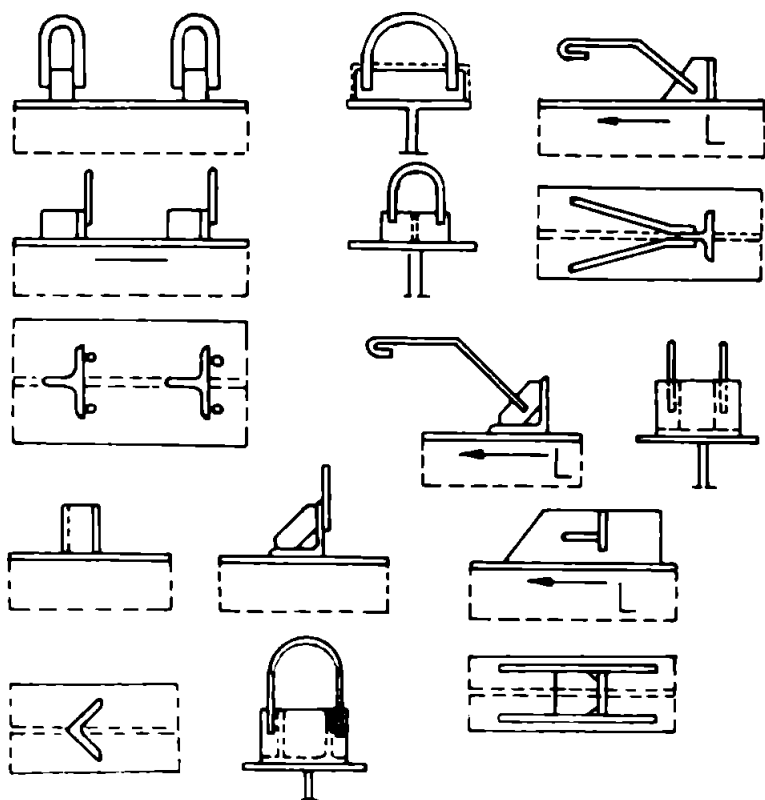


Fig. 3.8

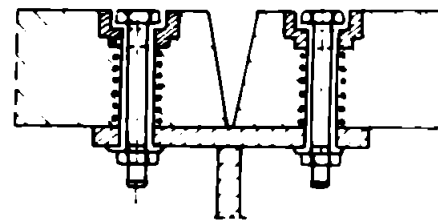


Fig. 3.9

tindere, M și o forță de forfecare, T :

$$N = L \cos \alpha \quad ; \quad T = L \sin \alpha$$

Dacă se pune condiția atingerii simultane a rezistenței la întindere și la forfecare, capacitatea portantă a unei bare înclinate se poate determina cu formula :

$$L_o = \frac{A_a R_a}{\sqrt{\cos^2 \alpha + 2 \sin^2 \alpha}} \quad (3.9)$$

Bare cu buclă (figura 3.5). Capacitatea portantă se determină ca în cazul barelor înclinate.

Dornuri (figura 3.6). Capacitatea portantă depinde de felul solicitării în dorn. Astfel :

- pentru dornuri solicitate numai la forfecare, se ia valoarea minimă dată de relațiile :

$$L_o = 0,175 d^2 m_d \sqrt{E_b R_c} \quad (3.10)$$

$$L_o = 0,63 d^2 R_a \quad (3.11)$$

în care m_d este un coeficient al condițiilor de lucru, în funcție de diametrul d al dornului și înălțimea lui, h .

- pentru dornuri solicitate numai la tracțiune, capacitatea portantă este definită de valoarea minimă dată fie de rezistența la întindere a dornului, fie a betonului pe o suprafață delimitată de capul dornului :

$$Z_o = 0,7 \frac{\pi d^2}{4} R_a \quad (3.12)$$

$$Z_o = \pi D h R_t \quad (3.13)$$

- pentru dornuri solicitate la întindere cu forfecare, combinația cea mai defavorabilă între cele două solicitări L , Z este dată de relația /89/ :

$$\left(\frac{L}{L_o}\right)^{5/3} + \left(\frac{Z}{Z_o}\right)^{5/3} = 1 \quad (3.14)$$

În cazul în care dornurile cu cap sînt prevăzute și cu bare spirale, capacitatea portantă a unui dorn se poate multiplica cu un factor supraunitar (1,15) cu condiția de a nu depăși rezistența la forfecare pură a dornului (relația 3.11).

Dornuri pentru plăci compuse beton-tablă cutată. Valorile date de relațiile (3.10-3.13) se reduc în funcție de orientarea nervurilor față de axa grinzii, ținînd seama de faptul că dornurile nu se ancorează în întregime în beton. Coeficienții de

reducere sînt :

- pentru nervuri paralele cu grinda compusă :

$$0,6 \frac{w}{e} \left(\frac{h-e}{e} \right) \leq 1,0, \text{ dac\u0103 } w/e < 1,5 \text{ \u015fi } h \leq e+75 \text{ mm} \quad (3.15)$$

- pentru nervuri perpendiculare pe grind\u0103 :

$$\frac{0,85}{\sqrt{n_r}} \frac{w}{e} \left(\frac{h-e}{e} \right) \leq 1,0 \quad (3.16)$$

În rela\u021biile de mai sus, w este l\u0103\u021bimea medie a nervurii tablei, e este \u00een\u0103l\u021bimea nervurii, h este \u00een\u0103l\u021bimea dornului, iar n_r num\u0103rul de dornuri de pe o nervur\u0103, la intersec\u021bia cu grinda ($n_r \leq 3$).

Normele AASHTO /82/ admit \u00een principiu acelea\u021bi rela\u021bii pentru calculul dornurilor \u015fi a elementelor de leg\u0103tur\u0103 elastice \u00een general. Se specific\u0103 \u00een plus coeficien\u021bi de reducere a capacit\u0103\u021bi portante, \u00een cazul folosirii dalelor din betoane cu agregate u\u015foare, cu valori cuprinse \u00een\u021btre (0,73-0,99) \u00een func\u021bie de densitatea \u015fi rezisten\u021ba la compresiune a betonului.

O\u021b\u0103l U \u015fi L . Capacitatea portant\u0103 se calculeaz\u0103 cu rela\u021bia :

$$L_c = 43b(t_{max} + 0,5g) \sqrt{R_c} \quad (3.17)$$

unde b este lungimea elementului, t_{max} este grosimea maxim\u0103 a profilului, g este grosimea ini\u021biei (figura 3.7).

3.3.4.2. Elemente de leg\u0103tur\u0103 rigide

Diblurile s\u00e2nt elemente de tip consol\u0103 scurt\u0103, care prin rigiditatea lor asigur\u0103 o repartizare uniform\u0103 a eforturilor de compresiune \u00een beton \u015fi \u00eempiedic\u0103 alunecarea. Capacitatea portant\u0103 este func\u021bie de rezisten\u021ba la strivire a betonului (STAS 10107/0-76) \u015fi de suprafa\u021ba de strivire a betonului, A_{bs} , m\u0103surat\u0103 pe o suprafa\u021b\u0103 normal\u0103 pe grind\u0103 :

$$L_c = KR_o A_{bs} \quad (3.18)$$

unde $K = \sqrt[3]{\frac{A}{A_{bs}}} \leq 2$, A este suprafa\u021ba de strivire m\u0103rit\u0103 cu pante de 1:5 p\u00een la A_{bs} elementul de leg\u0103tur\u0103 urm\u0103tor, cu condi\u021bia ca A s\u0103 fie \u00een \u00entregime \u00een interiorul betonului.

Pentru a putea prelua \u015fi for\u021be verticale, diblurile se prev\u0103d \u015fi cu elemente de leg\u0103tur\u0103 elastice de tip bar\u0103 \u00eenclinat\u0103 sau bar\u0103 ou bucl\u0103 (figura 3.8). Pentru determinarea capacit\u0103\u021bi portante a unui astfel de element de leg\u0103tur\u0103, se \u021bine seama de comportarea diferit\u0103 la alunecare. Astfel :

$$L_c = L_c^d + 0,7 L_o^{b1} \quad (3.19)$$

$$L_c = L_c^d + 0,5 L_o^{bc} \quad (3.20)$$

În relațiile de mai sus, L_c^d reprezintă capacitatea portantă a diblului, L_o^{b1} a barei înclinată iar L_o^{bc} a barei cu buclă.

Șuruburile de înaltă rezistență (figura 3.9) asigură transmiterea forței de alunecare prin frecarea dintre dală și piesele metalice continue fixate pe talpa superioară a grinzii de oțel, eliminându-se astfel vîrfurile de solicitări date de legăturile punctuale la celelalte elemente de legătură. Capacitatea portantă a unui șurub de înaltă rezistență se definește prin rezistența la forfecare :

$$L_c = 0,7 A_g (0,7 \sigma_r) \quad (3.21)$$

Precomprimarea transversală a dalei. Forța de frecare se transmite la un profil dublu T, fixat de talpa superioară a grinzii de oțel, prevăzut cu tăieturi prin care trec armăturile de precomprimare a dalei. Calculul se poate face cu relația (3.21), în care se înlocuiesc caracteristicile șuruburilor de înaltă rezistență cu cele ale armăturii de precomprimare.

3.3.5. Calculul elementelor de legătură la starea limită de exploatare

La starea limită de exploatare se limitează efortul de alunecare la 0,6 din valoarea capacității portante pentru construcții civile și industriale și la 0,4 din capacitatea portantă pentru poduri.

În cazul șuruburilor de înaltă rezistență se recomandă ca efortul de alunecare să nu depășească rezistența la alunecare dezvoltată numai de frecarea între dală și grinda metalică :

$$L_c = \mu \cdot N_g \quad (3.22)$$

în care N_g este forța axială din șurub, iar $\mu = 0,5-0,4$.

3.3.6. Calculul elementelor de legătură la starea limită de oboseală

Durata de viață a unui element de legătură la încărcări repetate se poate defini prin relația liniară a lui Miner /89/ :

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (3.23)$$

unde - n_i este numărul de cicluri la un nivel dat de eforturi unitare

- N_1 este numărul de cicluri pentru care nivelul dat de eforturi este admisibil.

Pentru elemente de legătură dormuri se dă în /89/ numărul de cicluri de încărcare pentru care eforturile unitare de alunecare $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ sînt cuprinse într-un domeniu admisibil. Cu cît numărul de cicluri este mai mare, cu atît $\Delta\sigma$ are valori mai mici. Pentru alte tipuri de elemente de legătură se recomandă determinarea numărului maxim de cicluri în funcție de diferența de eforturi unitare de alunecare $\Delta\sigma$ prin încercări experimentale.

3.3.7. Calculul numărului de elemente de legătură

La construcțiile civile și industriale, elementele de legătură se dispun în general echidistant pe toată lungimea sau pe tronsoane. La poduri elementele de legătură se pot dispune la distanțe egale, schimbînd după necesitate dimensiunile lor, sau se folosesc elemente de aceeași dimensiune, la distanțe păstrate constante pe tronsoane.

La starea limită de rezistență, numărul elementelor de legătură pentru o interacțiune perfectă se determină cu relația :

$$n = \frac{L_p}{m_1 L_e} \quad (3.24)$$

în care L_p se calculează cu relația (3.5) sau (3.6), L_e cu relațiile (3.8-3.22), iar m_1 este un coeficient al condițiilor de lucru pentru luarea în considerare a neuniformității solicitării elementelor de legătură ($m_1=0,8$).

La starea limită de exploatare, alunecarea se calculează cu relația (3.7), pe tronsoane de grindă, iar numărul elementelor de legătură rezultă pe baza relației :

$$n_e = \frac{L}{L_e} \quad (3.25)$$

în care L_e reprezintă forța de alunecare admisă în elementul de legătură la starea limită de exploatare.

În cazul în care se admite o interacțiune parțială între dala de beton armat și grinda metalică, numărul elementelor de legătură se determină pe baza metodelor prezentate în capitolul 2.

3.3.8. Încercări experimentale

S-au efectuat încercări experimentale pentru studiul comportării la starea limită de oboseală și rezistență a grinzilor compuse oțel-beton, prevăzute cu elemente de legătură dibluri ; de asemenea s-a verificat și o grindă la care conlucrarea a fost realizată prin

precomprimarea transversală a dalei.

Grinzile compuse oțel-beton, cu o deschidere de 5,8 m, sînt prezentate în figura 3.10.

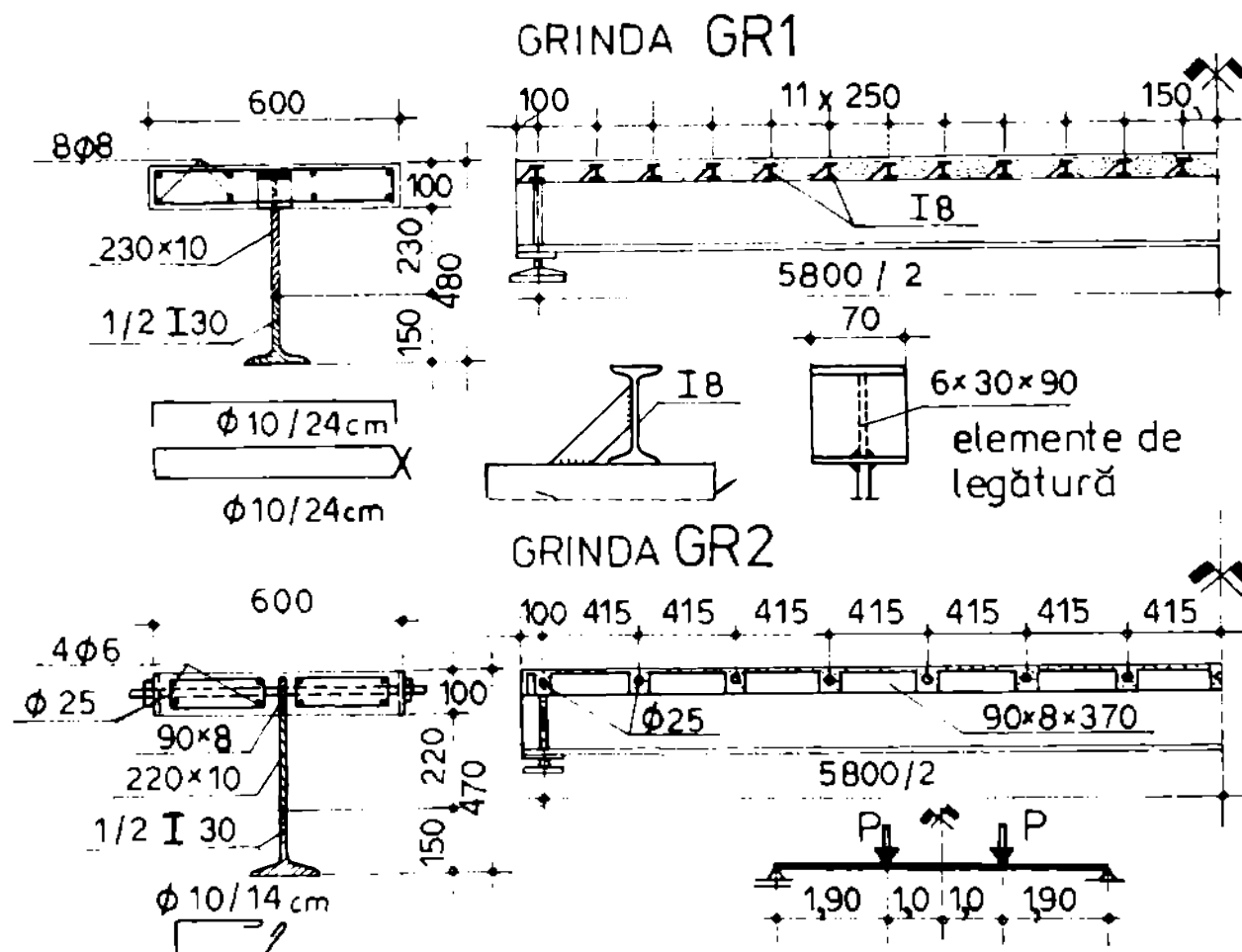


Fig. 3.10

Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor pentru cele două grinzi sînt trecute în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1.

Grinda	Beton		Oțel	
	R_b [N/mm ²]	E_b [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_r [N/mm ²]
GR1	31	30150	268,5	403,0
GR2	43	33900		

Grinda GR1. Elementele de legătură s-au executat din cupoane de profile I8, prinse de inima grinzii metalice, deoarece lipsește

talpa superioară ; calculul s-a condus după relațiile pentru dibluri; dispunerea elementelor de legătură s-a făcut echidistant, la 250 mm.

Încercarea grinzii s-a făcut în două etape :

- încărcare staționară, în trepte de 5 tf, pînă la 20 tf
- încărcare repetată, realizînd un ciclu oscilant cu $\frac{P_{min}}{P_{max}} = \frac{22,5}{30} = 0,75$, număr de cicluri 1×10^6 .

După acest ciclu de încărcare, s-au mai realizat $3,5 \cdot 10^5$ cicluri cu $P_{\min}/P_{\max} = 27/35 = 0,77$.

În final ruperea grinzii s-a făcut prin încărcare statică, obținându-se $P_T = 47,5$ tf.

- Încercarea cu forțe statice a evidențiat următoarele aspecte
- la o treaptă de încărcare la care efortul maxim de compresiune în beton a fost $\sigma_{bs} = 13,8 \text{ N/mm}^2$, iar efortul de întindere în oțel a fost $\sigma_{c1} = 210,0 \text{ N/mm}^2$, nu au avut loc alunecări pe suprafața de contact
 - comportarea grinzii a fost elastică pînă la o treaptă de încărcare ce reprezintă 0,63 din încărcarea de rupere
 - ruperea s-a produs prin zdrobirea betonului din zona comprimată.

Deși încărcările repetate au reprezentat 63% din valoarea de rupere, grinda compusă s-a comportat elastic, elementele de legătură nu au permis alunecări.

S-a confirmat ipoteza conform căreia elementele de legătură dibluri asigură o conlucrare perfectă pînă la cedarea sistemului compus.

Grinda GR2

Precomprimarea transversală a dalei s-a realizat cu bare de oțel PC52, $\varnothing 25$. Barele de oțel sînt distanțate la 415 mm. Între aceste bare sînt prevăzute plăcuțe de oțel (90x375 mm) sudate de grinda de oțel care asigură transmiterea forței de alunecare de la dală la grinda metalică. Calculul barelor s-a făcut conform relației date pentru determinarea capacității portante a șuruburilor de înaltă rezistență.

Pentru transmiterea uniformă a forței din șuruburi la beton s-au prevăzut plăcuțe de repartiție de 100x100 mm. Efortul unitar de compresiune în beton este de 2 N/mm^2 , dată de plăcuțele de repartiție; betonul presează asupra unei fețe a plăcuțelor de conlucrare cu o forță 6 tf.

Din condiția ca forța de alunecare dezvoltată la exploatare să nu depășească forța de frecare, rezultă o valoare experimentală pentru coeficientul de frecare $\mu = 0,55$. La valori mai mari ale încărcării, valoarea experimentală a coeficientului de frecare ajunge la 0,95 față de valoarea admisă de 0,4-0,5.

Această valoare a coeficientului de frecare se explică prin faptul că la creșterea încărcării, deformațiile transversale ale betonului fac să crească efortul de întindere în șurub, deci și forța

de presare pe plăcuțele care transmit efortul de alunecare.

3.4. Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la stări limită

3.4.1. Noțiuni generale

Prima etapă în proiectare este stabilirea sistemului constructiv cel mai adecvat structurii, astfel încât să se obțină soluția cea mai economică pentru toate elementele constitutive ale structurii de rezistență.

Factorii care determină alegerea soluțiilor constructive sînt : destinația construcției, consumul de manoperă, posibilitățile de prefabricare, de transport și montaj, costul materialelor folosite, greutatea elementelor structurale.

În general soluția optimă este dată de varianta constructivă cu care se obține consumul minim de materiale.

În cazul clădirilor civile și industriale, alegerea sistemului constructiv este impusă de mărimea și natura încărcărilor ce acționează pe planșee, de numărul de etaje, de cerințele funcționale și în primul rînd de procedeul de execuție realizabil.

În cazul podurilor, parametrii care influențează alcătuirea structurii de rezistență sînt : lățimea tablierului, înălțimea liberă de construcție, mărimea (numărul) deschiderilor, forma în plan (pod drept, curb sau oblic).

Pentru un sistem constructiv determinat, proiectarea elementelor de rezistență presupune alegerea secțiunii transversale care să corespundă optim cerințelor de rezistență și economicitate.

În cazul grinzilor compuse oțel-beton, influența hotărîtoare în alegerea secțiunii transversale revine împărțirii cât mai raționale a materialelor componente în secțiune.

Dala de beton îndeplinește rolul de placă, preluînd încărcările permanente și utile, rolul de talpă superioară a grinzii compuse oțel-beton și rolul de element de rigidizare pentru încărcările orizontale.

În general, pentru determinarea dimensiunilor dalei de beton, este hotărîtor rolul de placă, respectîndu-se prescripțiile de calcul și alcătuire date de normativele referitoare la planșee din beton armat /114/.

Atît placa, cît și nervura de îngroșare trebuie să respecte și cerințele impuse de specificul elementelor compuse /5/, /95/, /96/.

Alegerea dimensiunilor secțiunii transversale a grinzii de oțel se face conform cerințelor impuse de dimensionarea optimă a grinzilor metalice /115/, /45/, /46/ și particularităților date de conlucrarea cu dala de beton /95/, /96/.

Proiectarea elementelor de legătură se face în funcție de criteriile specificate la punctul 3.3.

Analizînd parametrii care intervin în proiectarea unei grinzi compuse oțel-beton cu dală din beton armat și grindă metalică cu inimă plină, de exemplu, avem : calitatea betonului și a oțelului, înălțimea și lățimea de calcul a dalei (b_p, h_p), înălțimea nervurii de îngroșare (h_n), dimensiunile grinzii de oțel A_o, h_o și rapoartele care definesc împărțirea ariilor de oțel în secțiune, $A_{ts}/A_o, A_{in}/A_o, A_{ti}/A_o$. Deoarece numărul de variabile care intervin este foarte mare, proiectarea se poate conduce numai prin iterații succesive.

3.4.2. Proiectarea grinzilor compuse oțel beton la starea limită de exploatare (starea limită de deformații specifice)

Starea limită de deformații specifice poate să constituie baza proiectării în cazul elementelor compuse oțel-beton care sînt prevăzute să nu atingă starea limită, de rezistență, de exemplu grinzi de poduri.

Modul de comportare sub efectul încărcărilor de serviciu depinde de modul de execuție ; soluția cea mai economică este să se folosească sprijiniri provizorii ori de cîte ori acest lucru este posibil, pentru ca întreaga încărcare să fie preluată de grinda compusă.

În continuare se prezintă un procedeu (AISŪ) de proiectare a grinzilor compuse oțel-beton cu dală din beton armat și grindă metalică formată din profile laminate I simple sau asimetrizate cu o platbandă de oțel lat, la starea limită de exploatare.

Procedeu AISŪ de proiectare /61/ folosește metoda secțiunii transformate, însă fără a diferenția influența încărcărilor de lungă durată în determinarea caracteristicilor geometrice a secțiunii compuse.

Relațiile de calcul conform acestui procedeu sînt diferențiate pentru situațiile în care grinda de oțel este sprijinită în

tiapul turnării dalei de beton sau în care grinda de oțel preia încărcarea dată de beton pînă la întărirea acestuia.

a) Cazul în care se folosesc sprijiniri provizorii.

Modulul de rezistență al secțiunii compuse în raport cu fibra inferioară de oțel W_{tr} se obține din condiția ca în această fibră să nu se depășească rezistența admisă a oțelului, limitată la 0,66 din rezistența caracteristică a oțelului, F_y :

$$w_{tr}^{nec.} = \frac{M^S + M^U}{0,66 F_y} \quad (3.26)$$

În relația (3.26), M^S este momentul încovoietor din încărcările aplicate înainte ca în beton să se atingă 75% din rezistența caracteristică la compresiune pe cilindrii, M^U este momentul încovoietor dat de încărcările aplicate ulterior.

b) Cazul în care nu se folosesc sprijiniri provizorii.

Eforturile unitare din încărcările de exploatare în fibra cea mai întinsă a grinzii de oțel se pot scrie sub forma :

$$F_{oi} = \frac{M^S}{W_o} + \frac{M^U}{W_{tr}} \leq k_1 F_y \quad (\text{fără sprijiniri}) \quad (3.27)$$

$$F_{oi} = \frac{M^S + M^U}{W_{tr}} \leq k_2 F_y \quad (\text{cu sprijiniri}) \quad (3.28)$$

în care W_o reprezintă modulul de rezistență al secțiunii de oțel față de fibra inferioară, k_1 și k_2 sînt constante care definesc rezistențele admise în oțel în cele două situații. Notînd ;

$$k W_o = W_{tr} \quad (3.29)$$

se obține din împărțirea relației (3.27) la (3.28) :

$$\frac{k_1}{k_2} \geq \frac{\frac{M^S}{W_o} + \frac{M^U}{W_{tr}}}{\frac{M^S + M^U}{W_{tr}}} = \frac{k M^S + M^U}{M^S + M^U}$$

$$\frac{k_1}{k_2} (M^S + M^U) - M^U \geq k M^S$$

$$k \leq \frac{k_1}{k_2} \left(1 + \frac{M^U}{M^S}\right) - \frac{M^U}{M^S} \quad (3.30)$$

Înlocuind în relația (3.30) $k = W_{tr}/W_o$, se obține formula de proiectare AISC în termeni generali :

$$W_{tr} \leq \left[\frac{k_1}{k_2} + \frac{M^U}{M^S} \left(\frac{k_1}{k_2} - 1 \right) \right] W_o \quad (3.31)$$

Dacă se acceptă $k_1=0,89$ și $k_2=0,66$, se obține :

$$W_{tr} \leq (1,35 + 0,35 \frac{M^u}{M^E}) W_0 \quad (3.32)$$

Secțiunea de oțel, și deci W_0 , se determină din condiția ca în fibra inferioară de oțel să nu se depășească $0,66 F_y$, $0,6 F_y$ sau chiar valori mai mici din efectul încărcărilor aplicate anterior întăririi betonului :

$$W_0 = \frac{M^E}{(0,6-0,66)F_y} \quad (3.33)$$

3.4.3. Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la starea limită de rezistență

Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la starea limită de rezistență se face pe bază de încercări :

- se alege o secțiune transversală conform recomandărilor referitoare la grosimea plăcii, lățimea de calcul a plăcii, înălțimea nervurii de îngroșare, înălțimea secțiunii de oțel, dimensiunile tălpilor și inimii grinzii de oțel ;

- se calculează pentru secțiunea aleasă poziția axei neutre plastice în vederea încadrării într-una din stările limită date de metoda de calcul acceptată ;

- se calculează capacitatea portantă corespunzătoare minimă și se compară cu solicitarea de calcul ;

- se corectează dimensiunile secțiunii transversale în funcție de diferența capacității portante față de solicitarea de calcul, astfel ca această diferență să fie minimă.

Deoarece, după cum s-a arătat, dimensiunile dalei de beton rezultă în general din calculul de placă, modificările necesare se efectuează asupra nervurii de îngroșare și asupra secțiunii grinzii de oțel.

Acest procedeu de proiectare prin încercări este greoi și conduce la cele mai multe ori la un volum mare de calcule.

În vederea unei proiectări rapide, pentru diferite tipuri de secțiuni transversale s-au întocmit diagrame de calcul.

Astfel în /16/ se dau diagrame pentru calculul grinzilor compuse oțel-beton cu dala de beton pe cofraj de tablă cutată și grinda de oțel din profile laminate I simetrice (figura 3.11). Diagramele de calcul, alcătuite pentru trei clase de beton și două ca-

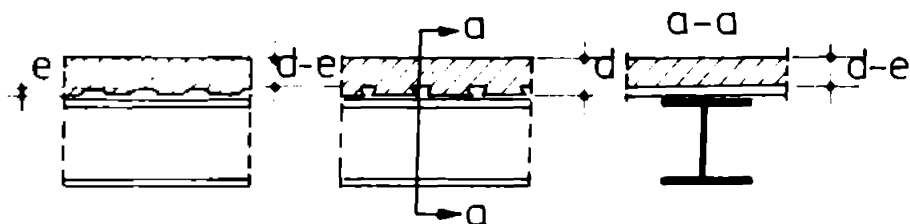


Fig. 3.11

lități de oțel, se referă numai la stadiul limită în care axa neutră este în placă.

În cazul în care dala din beton armat este prevăzută cu nervură de îngroșare, iar

secțiunea grinzii de oțel este nesimetrică, nu se dau în literatura de specialitate metode de proiectare bazate pe relații de calcul sau diagrame.

3.4.4. Relații de calcul și diagrame pentru proiectarea grinzilor compuse oțel-beton cu metoda originală

Pentru proiectarea grinzilor compuse oțel-beton se propune folosirea metodei originale de calcul la starea limită de rezistență, prezentată în capitolul 2.

Având în vedere tipurile de grinzi compuse cel mai frecvent utilizate, în special în construcțiile civile și industriale, studiul s-a efectuat pentru două moduri de alcătuire a secțiunii transversale :

- a) grinzi compuse cu dală din beton armat, cu sau fără nervură de îngroșare, cu grinda metalică asimetrică sudată cu inima plină,
- b) grinzi compuse cu dală din beton armat, cu sau fără nervură de îngroșare, cu grinda metalică din profile laminate, I.

Pentru ambele tipuri de grinzi compuse oțel-beton se neglijează aportul armăturii de rezistență a dalei.

În cazul grinzilor compuse cu secțiunea grinzii de oțel asimetrică, rapoartele de asimetrizare se adoptă conform concluziilor la care se ajunge în /52/.

Distribuția ariilor de oțel în secțiunea transversală rezultă ca fiind optimă după cum urmează :

- pentru grinzi înalte ($h_0 > 400$ mm)

$$A_{ts} = 0,12 A_0 ; A_{in} = 0,48 A_0 ; A_{t1} = 0,4 A_0 \quad (3.34-3.36)$$

- pentru grinzi de înălțime redusă ($h_0 \leq 300-400$ mm)

$$A_{ts} = 0,12 A_0 ; A_{in} = 0,38 A_0 ; A_{t1} = 0,5 A_0 \quad (3.37-3.39)$$

Pentru alcătuirea diagramelor de proiectare, relațiile de calcul de la punctul 2.22 se transcriu într-un mod care să permită folosirea unor variabile comune pentru toate stadiile limită.

În urma studiilor făcute, a rezultat că variabilele cele mai reprezentative și mai clare pentru alcătuirea diagramelor sînt :

- înălțimea redusă a plăcii de beton armat :

$$h_{pr} = \frac{h_p}{h_o} \quad (3.40)$$

- secțiunea redusă a grinzii de oțel :

$$a_{or} = \frac{A_o}{b_p h_p} \quad (3.41)$$

- momentul de calcul redus :

$$m_r = \frac{M}{b_p h_p^2 R_c} \quad (3.42)$$

Ca variabilă independentă se alege secțiunea redusă a grinzii de oțel, a_{or} , de unde rezultă și posibilitatea variației constante a acestei mărimi, necesară pentru alcătuirea diagramelor.

Notațiile folosite sînt cele definite în capitolul 2.

3.4.4.1. Grinzi compuse oțel-beton cu dală din beton, nervură de îngrosare și grindă metalică sudată asimetrică cu inima plină

Cazul I

Poziția centrului de greutate a grinzii de oțel față de fibra inferioară de oțel este :

$$y_1 = \frac{1}{A_o} [A_{ts} (h_o - 0,5 t_s) + A_{in} (0,5 h_1 + t_1) + 0,5 A_{t1} t_1] \quad (3.43)$$

Relația (3.43) pentru rapoartele grinzilor de oțel conform relațiilor (3.34-3.36), respectiv (3.37-3.39), devine :

$$y_1 = 0,36 h_1 + 0,8 t_1 + 0,06 t_s \quad (3.44)$$

$$y_1 = 0,31 h_1 + 0,75 t_1 + 0,06 t_s \quad (3.45)$$

Relația (2.8), ținînd seama de (2.7), (3.44), (3.45) se transcrie în variabilele propuse. Se obțin relațiile :

- pentru rapoartele (3.34-3.36) :

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,64 \frac{h_1}{h_p} + \frac{0,94 t_s + 0,2 t_1}{h_p} - 0,5 a_{or} \frac{R}{R_c} \right) \quad (3.46)$$

- pentru rapoartele (3.37-3.39) :

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,69 \frac{h_1}{h_p} + \frac{0,94 t_s + 0,25 t_1}{h_p} - 0,5 a_{or} \frac{R}{R_c} \right) \quad (3.47)$$

Deoarece pentru o diagramă se alege o anumită combinație de materiale, raportul R/R_c este constant. Deci, în relațiile (3.46) și (3.47), intervin ca variabile :

$$m_r = f\left(a_{or}, \frac{h_n}{h_p}, \frac{h_1}{h_p}, \frac{t_s}{h_p}, \frac{t_1}{h_p}\right) \quad (3.48)$$

Rapoartele t_s/h_p , t_1/h_p au o influență redusă în comparație cu celelalte variabile, deci se pot lua constante.

Delimitarea cazului I de stare limită de rezistență se face pe baza condițiilor (2.1) și (2.2).

Condiția (2.2) conduce la determinarea valorilor maxime

a_{or} :

$$a_{or} \leq \frac{R_c}{R} \quad (3.49)$$

Pentru calitățile materialelor luate în considerare, valorile maxime ale secțiunii reduse de oțel sînt date în tabelul 3.2.

Tabelul 3.2.

Oțel	OL37			OL52		
Beton	B200	B250	B300	B200	B250	B300
$a_{or_{max}}$	0,0432	0,0523	0,0636	0,0302	0,0365	0,0444

Condiția (2.1) devine pentru oțel OL37, respectiv OL52 :

$$1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \geq 1,625 a_{or} \cdot \frac{R}{R_c} \quad (OL37) \quad (3.50)$$

$$1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \geq 1,7875 a_{or} \cdot \frac{R}{R_c} \quad (OL52) \quad (3.51)$$

Relațiile (3.50), (3.51) se folosesc pentru delimitarea rapoartelor h_n/h_p în funcție de a_{or} și R/R_c .

Pentru ca lățimea de calcul b_p să fie situat în domeniul întîlnit de obicei în practică, trebuie îndeplinită condiția :

$$b_p = \frac{A_o}{a_{or} \cdot h_p} \quad (3.52)$$

Relația (3.52) conduce la valori ale lățimii de calcul a plăcii cuprinse între 50-220 cm și limitează și valoarea a_{or} minimă

$$a_{or_{min}} = 0,025 \quad (3.53)$$

Cazul II

Se transcrie relația (2.14) în funcție de variabilele propuse, ținînd seama de relațiile (2.13), (3.44), (3.45). Rezultă :

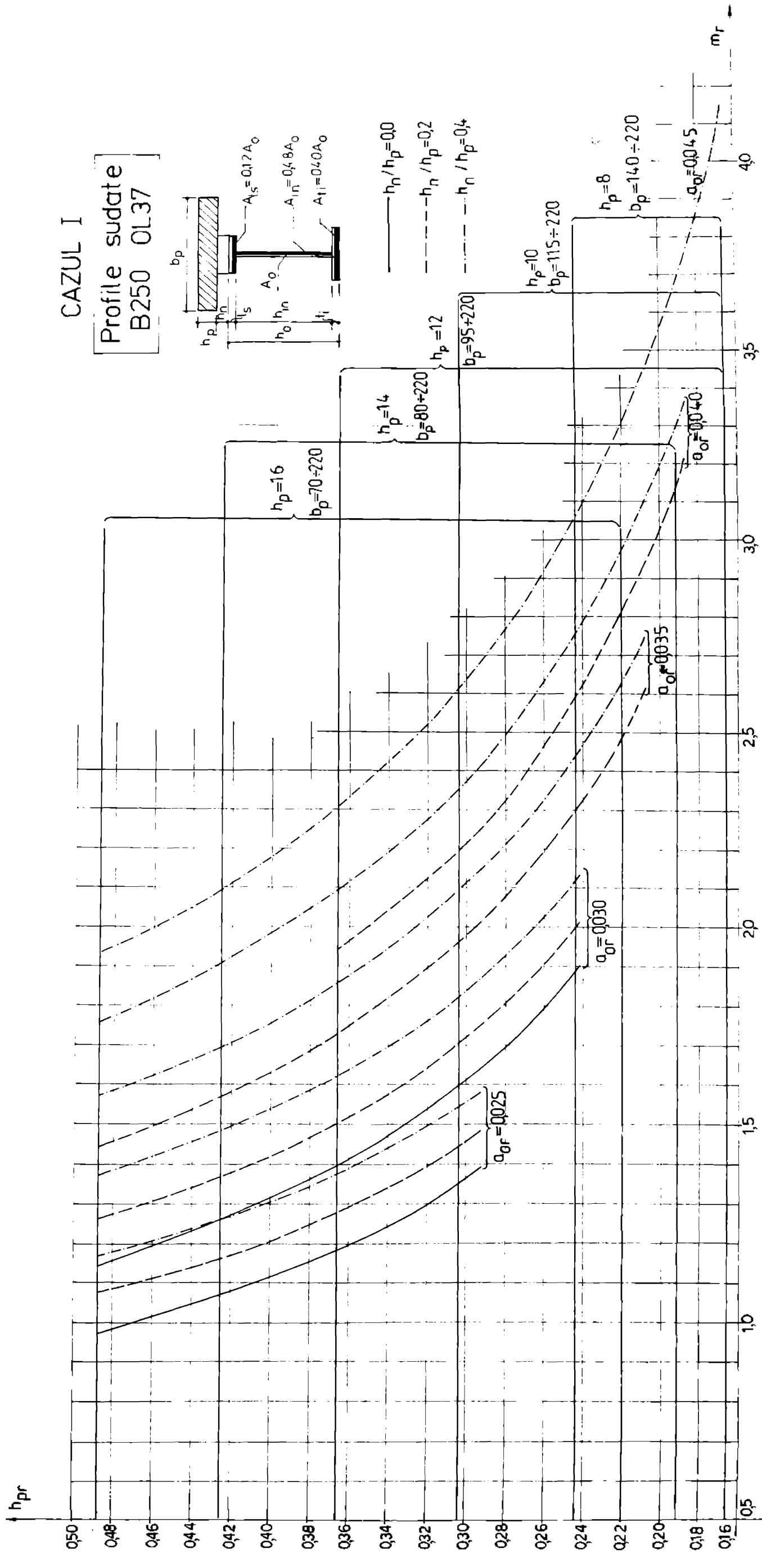


Fig. 3.12a

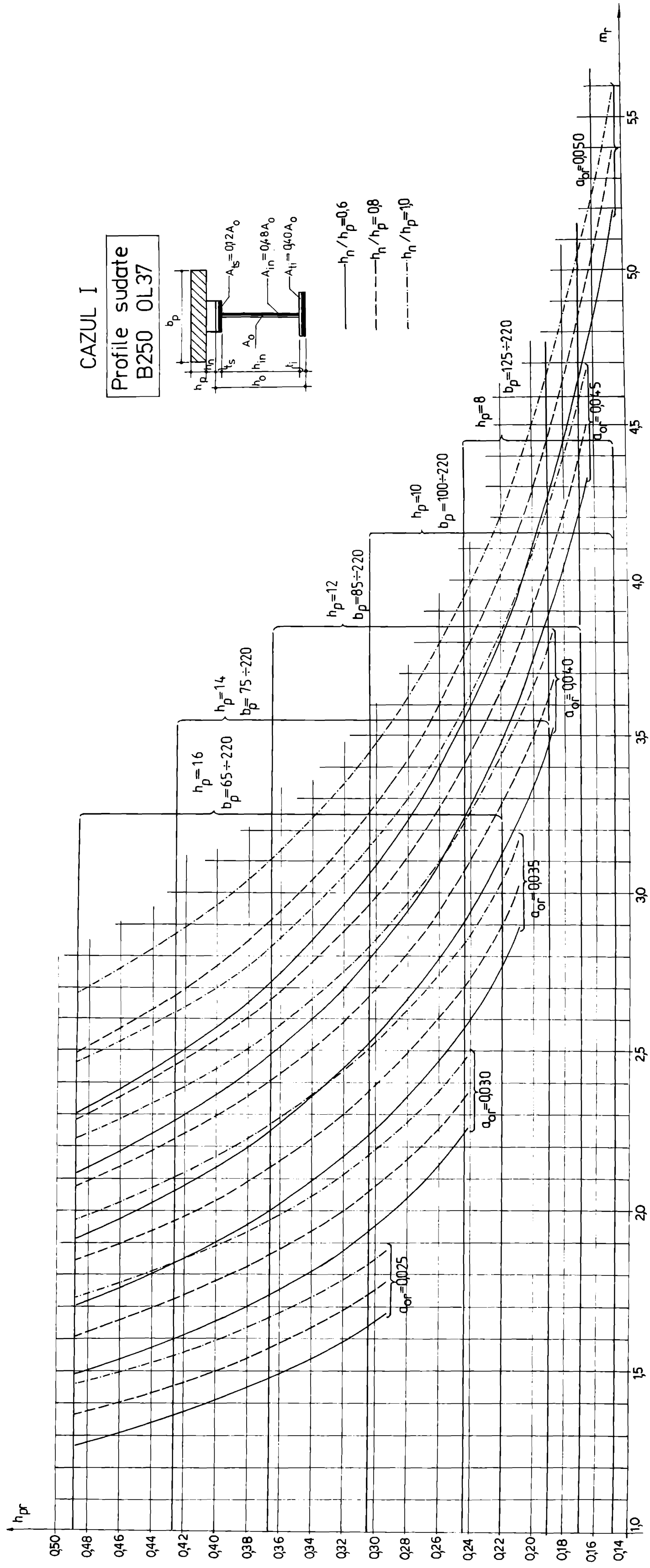


Fig. 3.12b

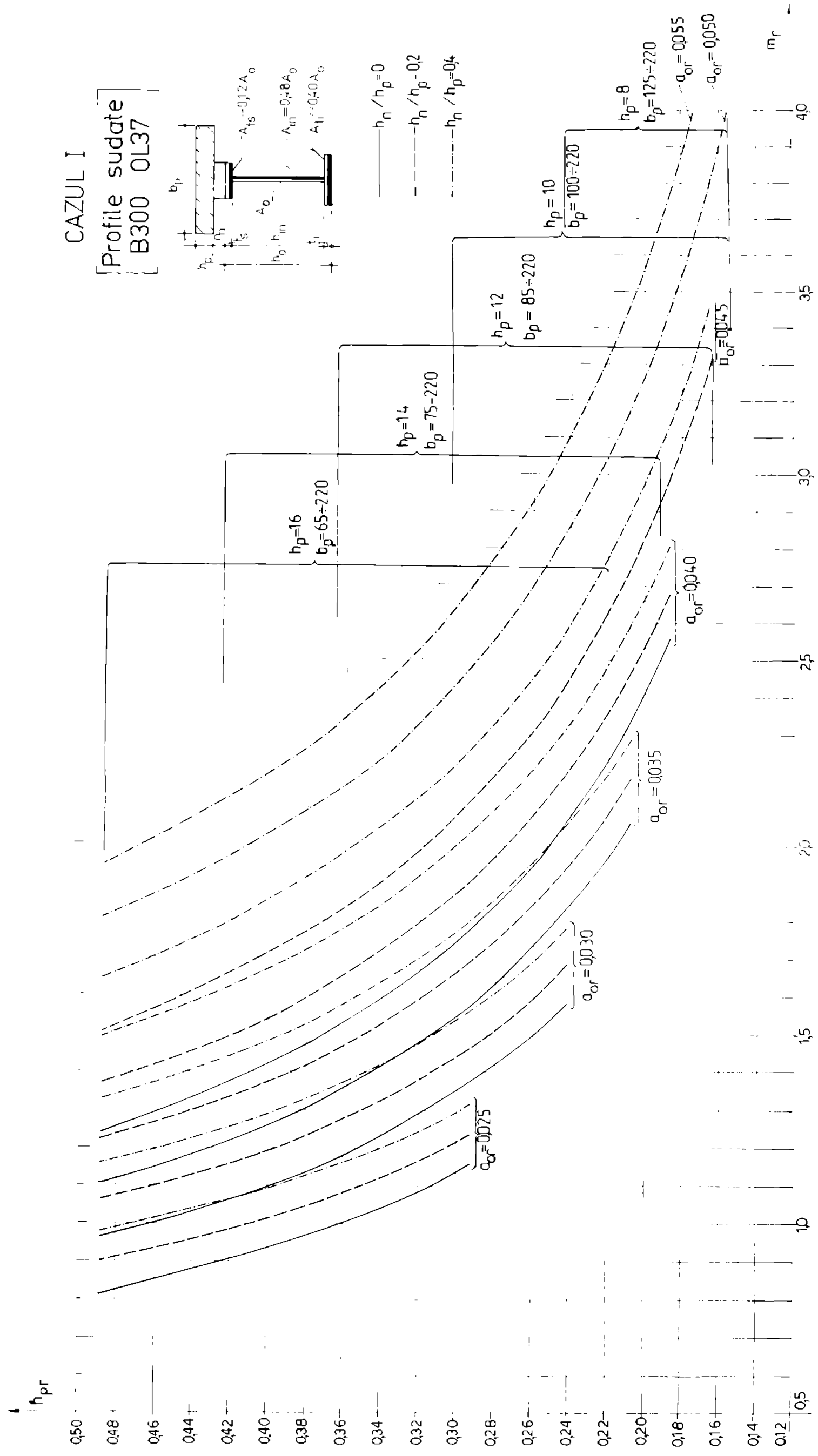


Fig. 3.13a

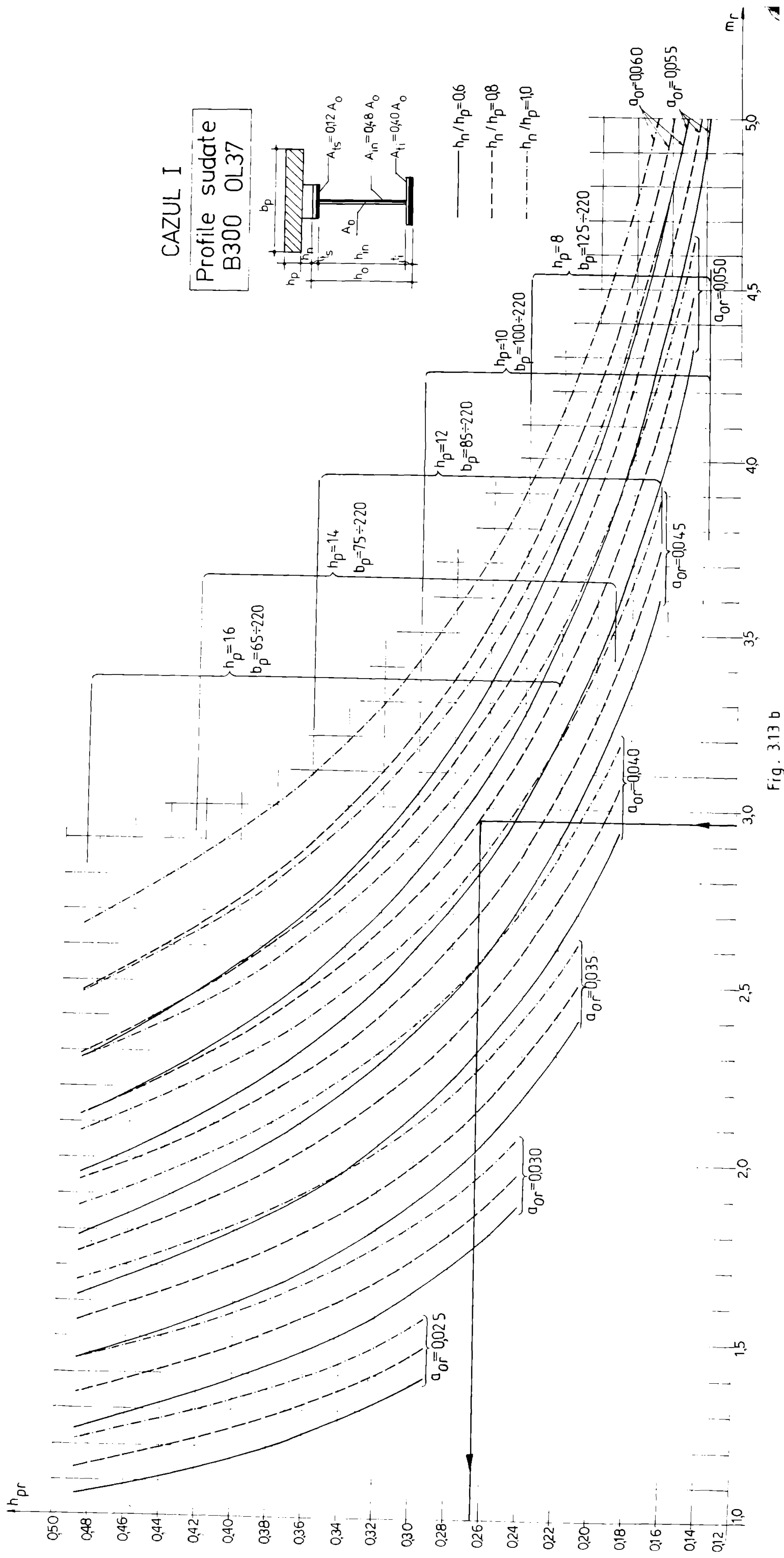


Fig. 3.13 b

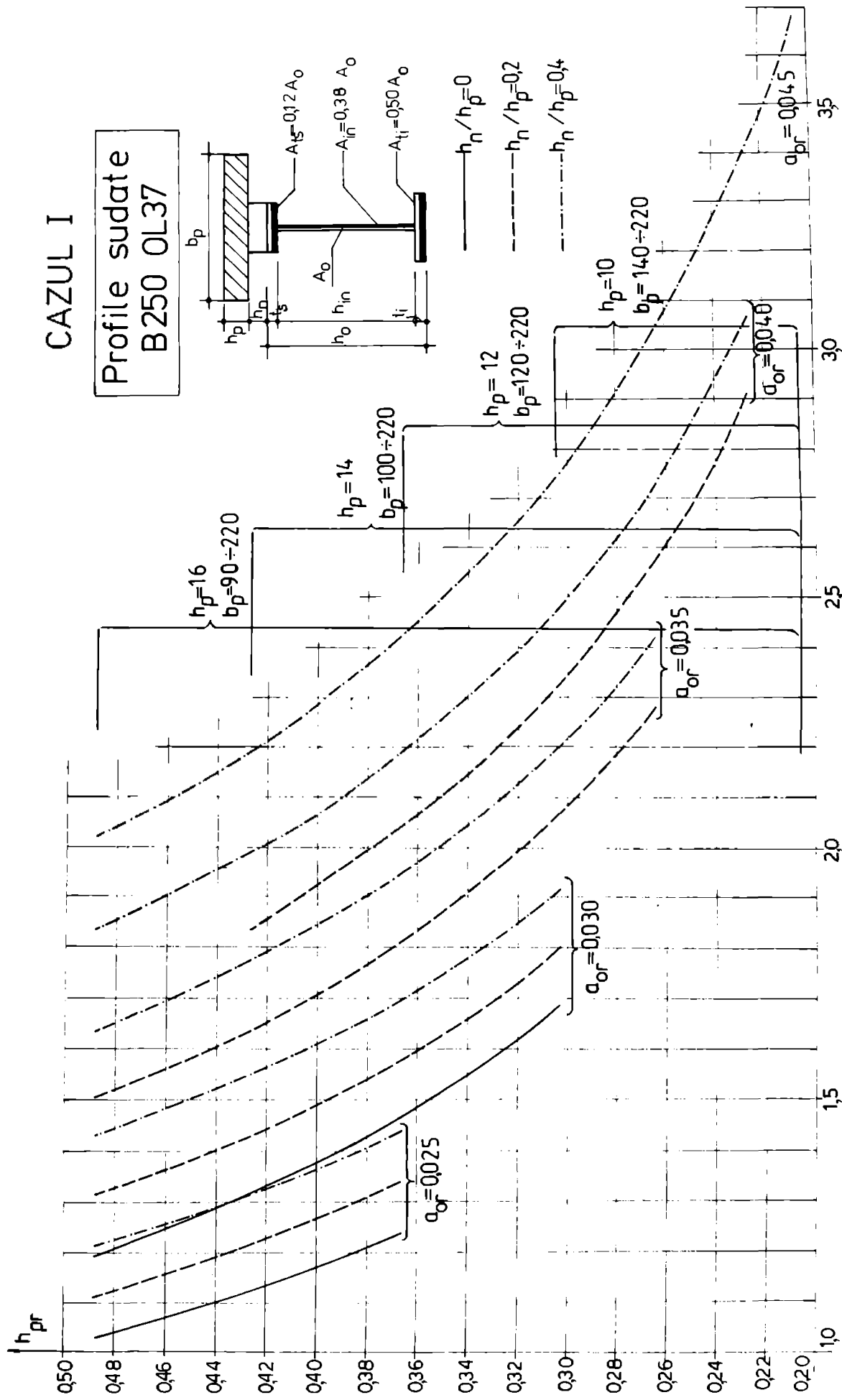
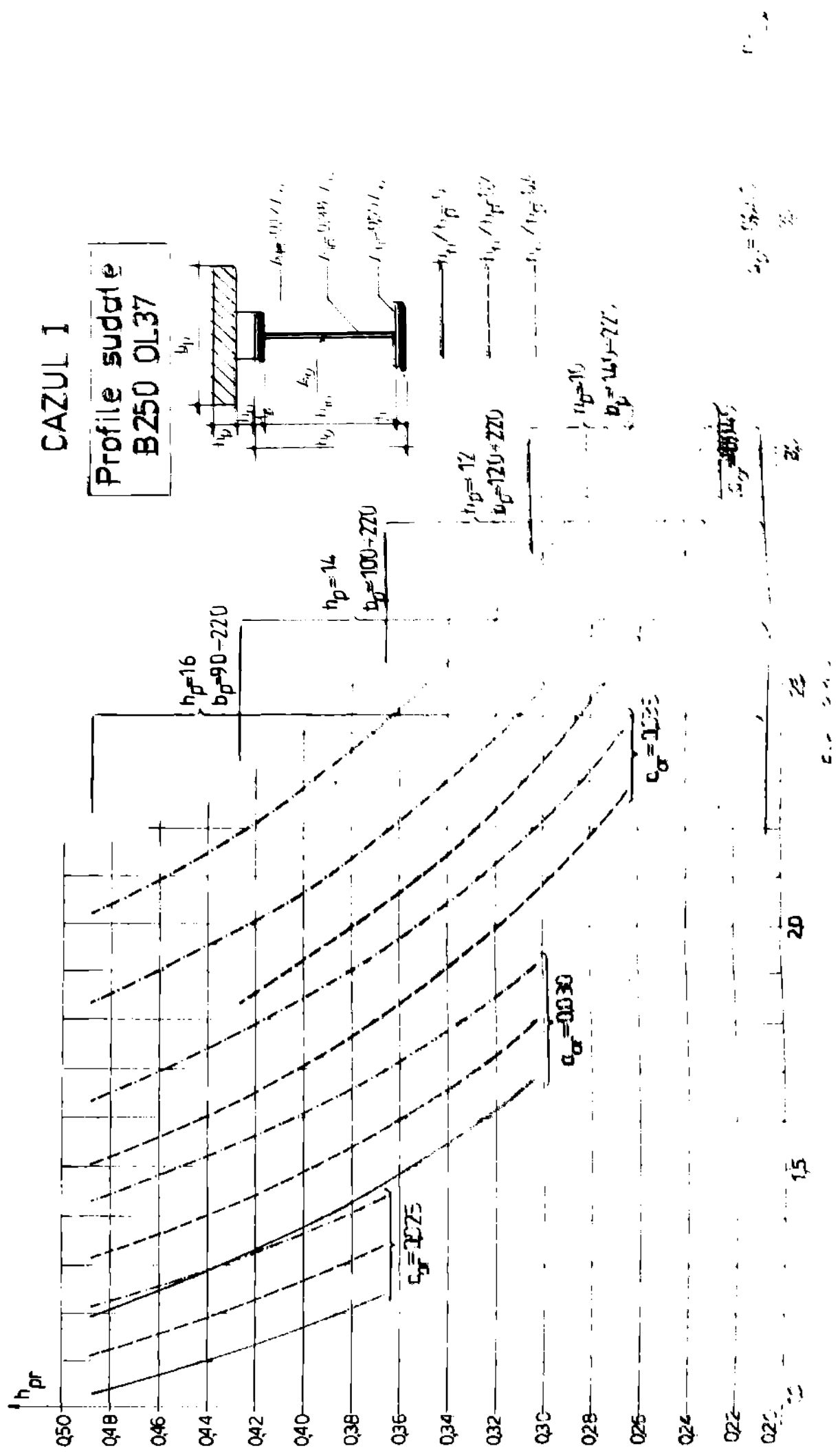


Fig. 3.14a



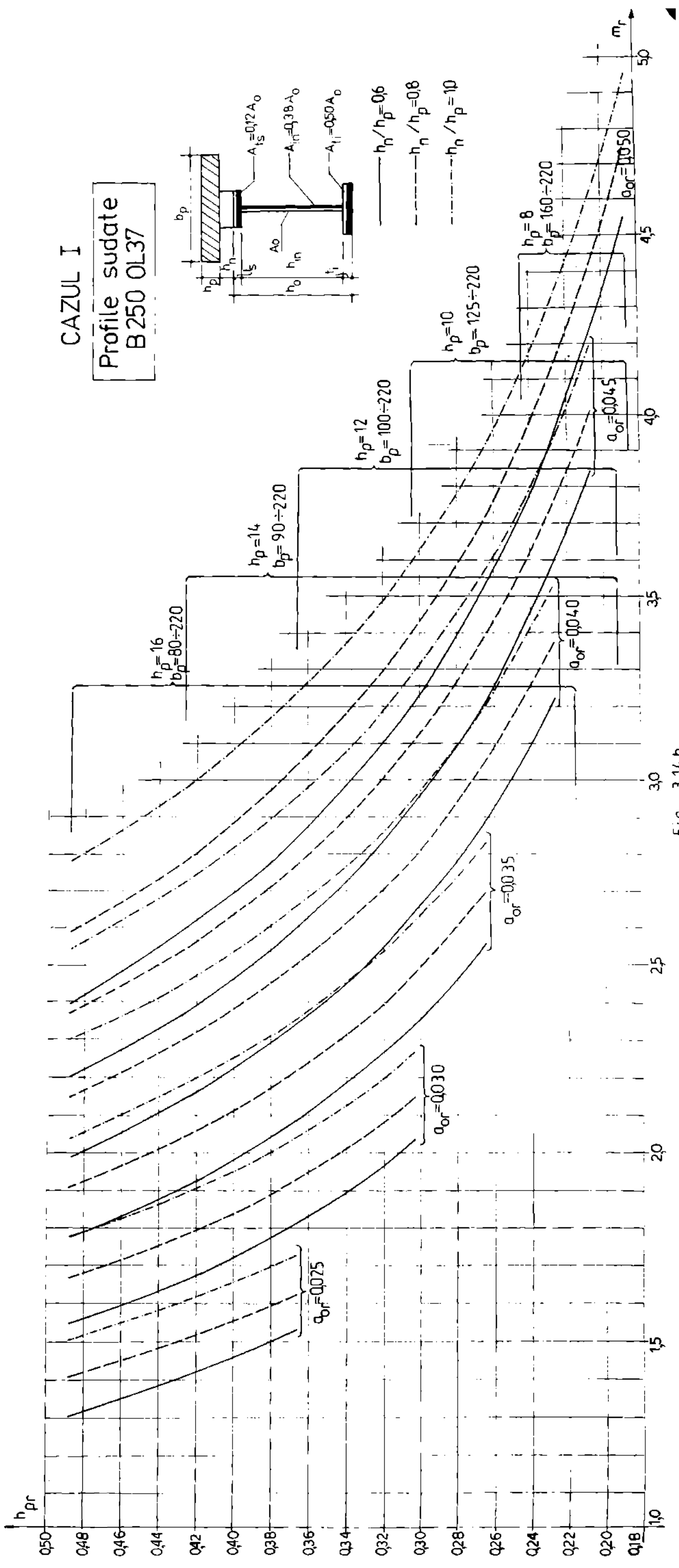


Fig. 3.14 b

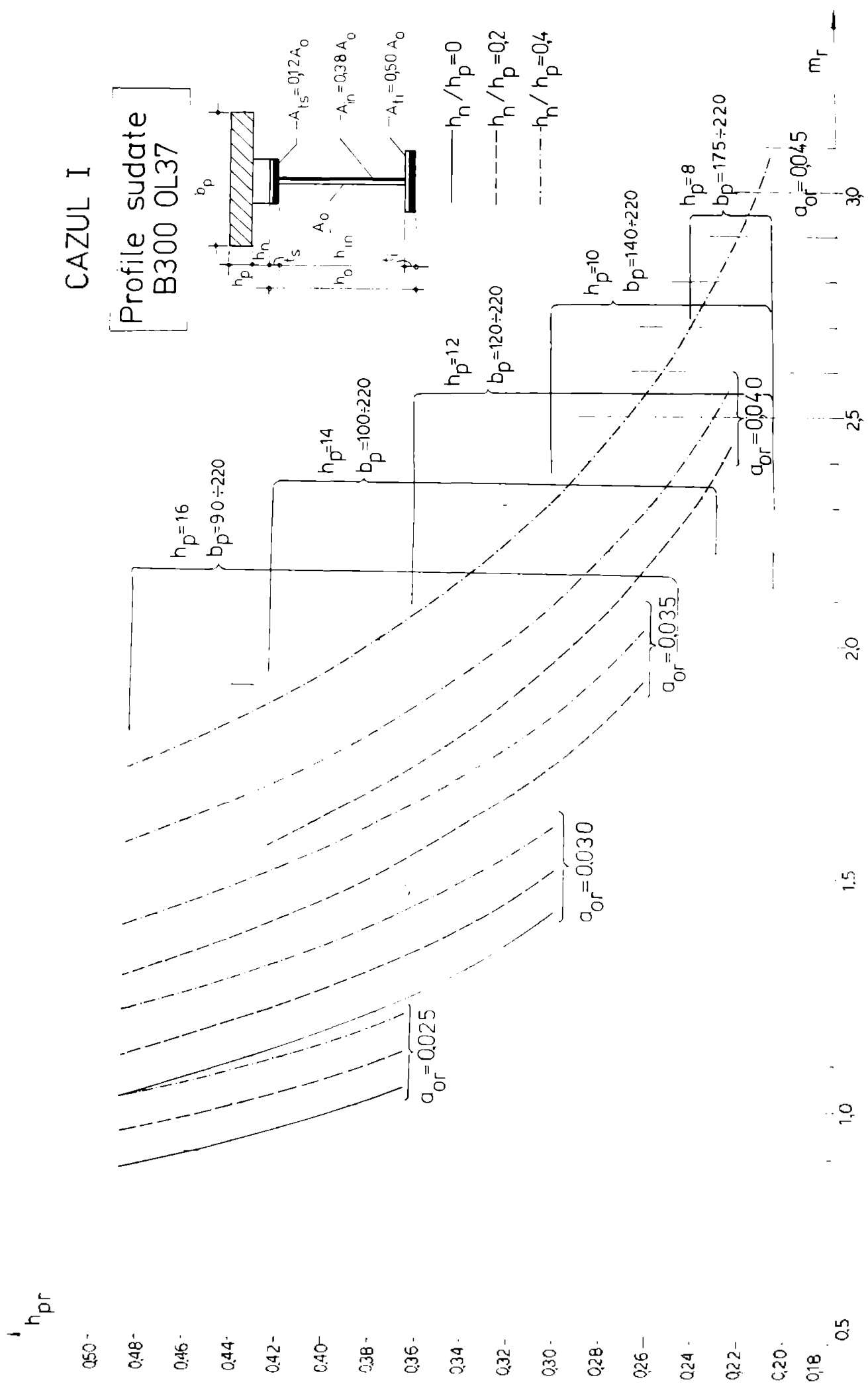
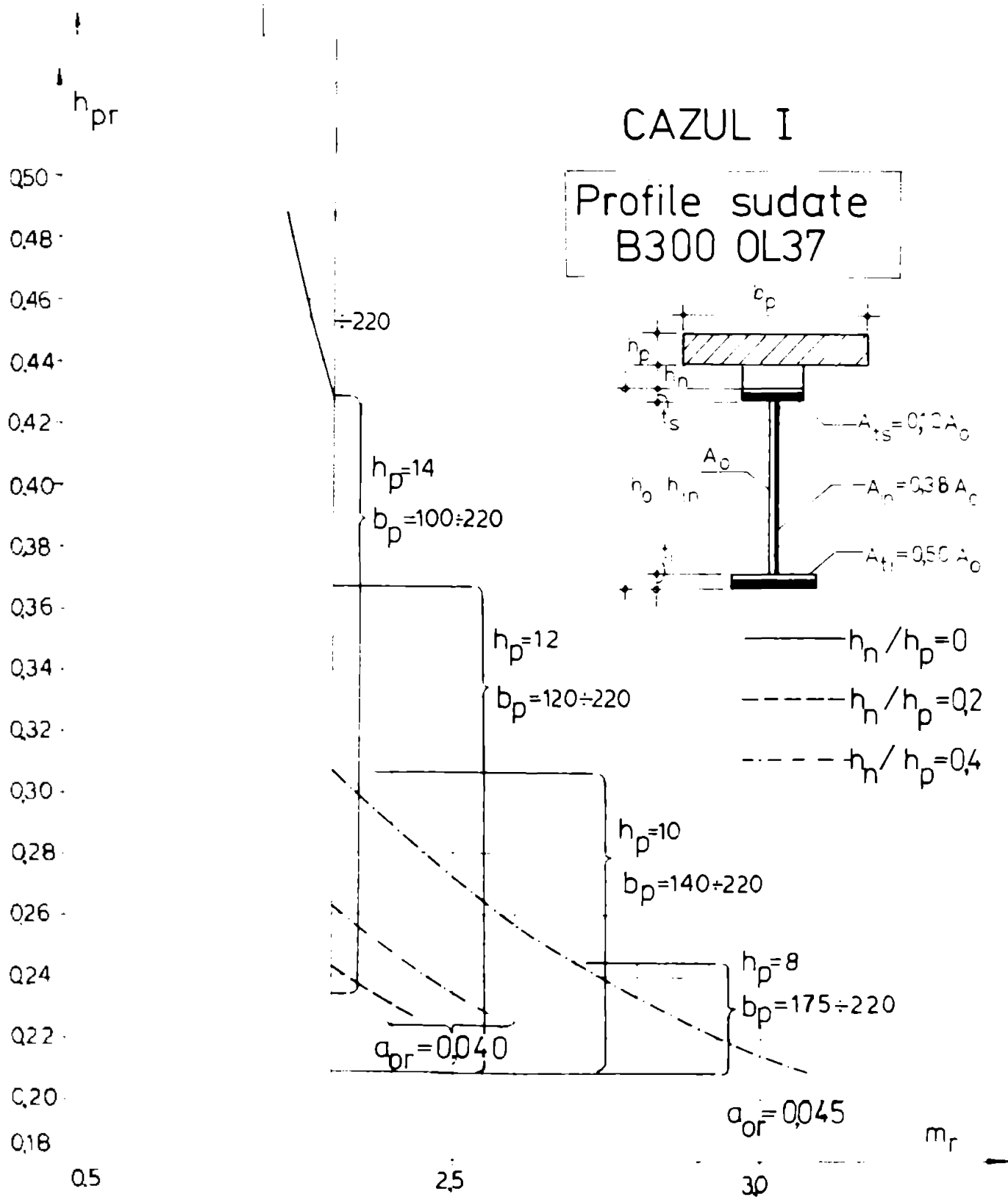


Fig. 3.15a

- pentru rapoartele (3.34-3.36)

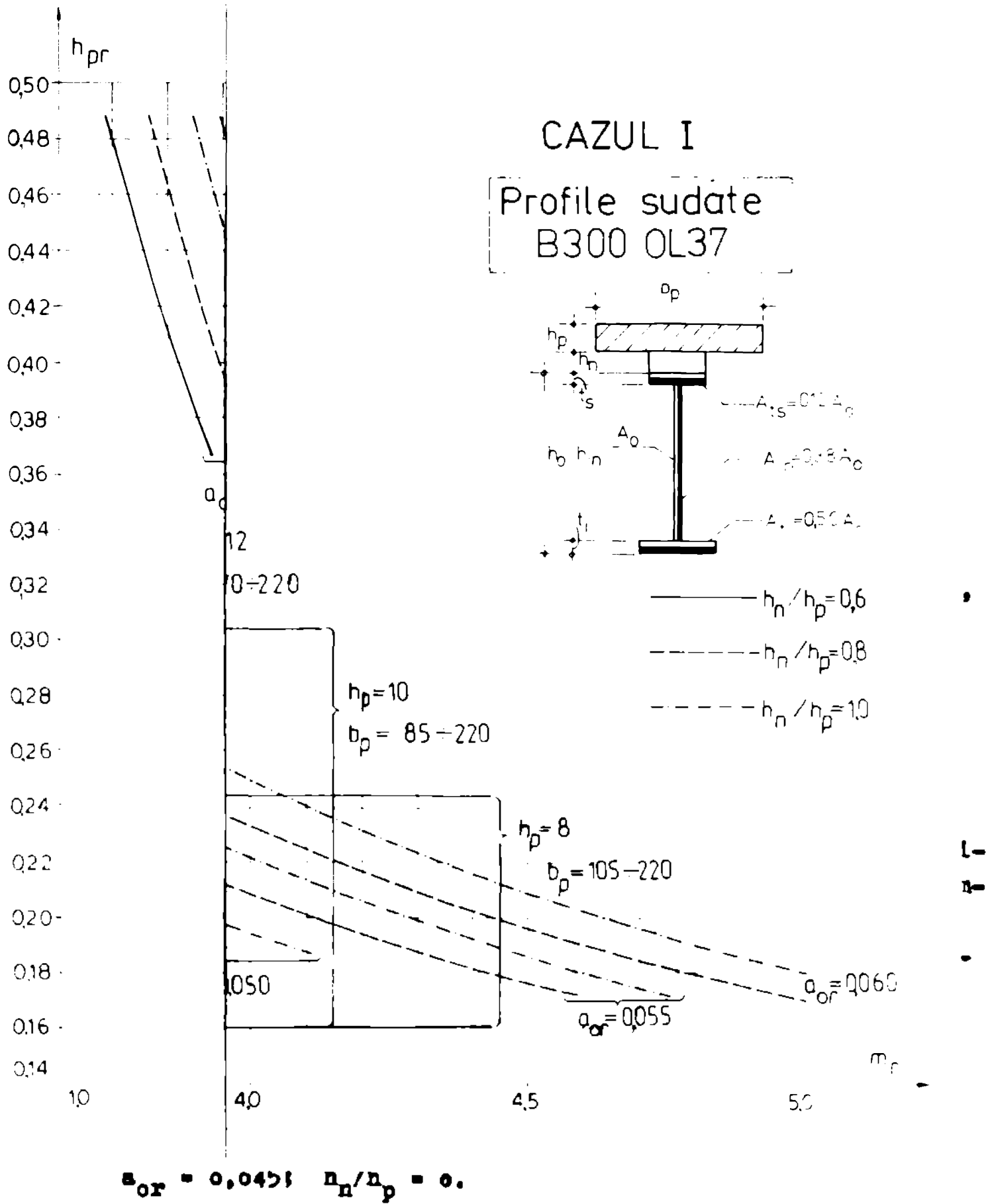
$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,64 \frac{h_f}{h_p} + \frac{0,44t_s + 0,2t_1}{h_p} \right) + (0,24a_{or} \frac{R}{R_c} + 0,8.B) \left[\left(1 + \frac{h_n}{h_p} + \right. \right.$$



$a_{or} = 0,045; h_n/h_p = 0.$

- pentru rapoartele (3.34-3.36)

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,64 \frac{h_i}{h_p} + \frac{0,44t_s + 0,2t_1}{h_p} \right) + (0,24a_{or} \frac{R}{R_o} + 0,8.B) \left[\left(1 + \frac{h_n}{h_p} + \right. \right.$$



BUTY
SUTER
SUTER
SUTER

- pentru rapoartele (3.34-3.36)

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,64 \frac{h_i}{h_p} + \frac{0,44t_s + 0,2t_i}{h_p} \right) + \left(0,24a_{or} \frac{R}{R_c} + 0,8.B \right) \left[\left(1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \right) - 0,12 a_{or} \frac{R}{R_c} - 0,4B \right] \quad (3.54)$$

- pentru rapoartele (3.37-3.39)

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,69 \frac{h_i}{h_p} + \frac{0,44t_s + 0,25t_i}{h_p} \right) + \left(0,24a_{or} \frac{R}{R_c} + 0,8.B \right) \left[\left(1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \right) - 0,12 a_{or} \frac{R}{R_c} - 0,4 B \right] \quad (3.55)$$

$$B = \sqrt{\left(0,3 a_{or} \frac{R}{R_c} \right)^2 + 0,5 a_{or} \frac{R}{R_c} \left(1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \right)} \quad (3.56)$$

Relația (3.48) rămîne valabilă și în acest caz :

$$m_r = f\left(a_{or}, \frac{h_n}{h_p}, \frac{h_i}{h_p}, \frac{t_s}{h_p}, \frac{t_i}{h_p}\right)$$

Stabilirea domeniilor de valabilitate pentru cazul II se face cu ajutorul condițiilor (2.9) și (2.2).

Condiția (2.2) stabilește valorile maxime a variabilei a_{or} , transcrisă sub forma :

$$0,3 a_{or} \frac{R}{R_c} + B \leq 1,25 \quad (3.57)$$

Condiția (2.9) se poate transcrie sub forma :

$$0,3 a_{or} \frac{R}{R_c} + B \leq 1 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} < 0,39 a_{or} \frac{R}{R_c} + 1,3 B \quad (3.58)$$

Relația (3.58) se utilizează pentru stabilirea valorilor minime ale variabilei a_{or} și a rapoartelor h_n/h_p pentru o anumită combinație de materiale, dat prin R/R_c .

De exemplu aplicînd relațiile (3.57), (3.58) pentru o grindă compusă cu dala din beton B250 și grinda de oțel OL37, rezultă valabile pentru cazul II următoarele perechi de valori :

$$\begin{aligned} a_{or}^{max} &= 0,06 ; & h_n/h_p &= 0 \\ a_{or} &= 0,055 ; & h_n/h_p &= 0 ; 0,2 \\ a_{or} &= 0,050 ; & h_n/h_p &= 0 ; 0,2 \\ a_{or}^{min} &= 0,045 ; & h_n/h_p &= 0 \end{aligned}$$

Cazul III

Introducînd în relația (2.19) poziția axei neutre conform (2.18), cu luarea în considerare a relațiilor (3.44), (3.45), se obțin relațiile de proiectare de mai jos :

- pentru rapoartele (3.34-3.36)

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,64 \frac{h_1}{h_p} + \frac{0,44t_s + 0,2t_1}{h_p} \right) + \left(0,5 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \right) \quad (3.59)$$

- pentru rapoartele (3.37-3.39) :

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,69 \frac{h_1}{h_p} + \frac{0,44 t_s + 0,25t_1}{h_p} \right) + \left(0,5 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \right) \quad (3.60)$$

Stabilirea valorilor a_{or} și h_n/h_p pentru care este valabil cazul III se face cu relația (2.15) :

$$(1-\alpha) \frac{0,12 a_{or} \frac{R}{R_c}}{0,3-0,144 a_{or} \frac{R}{R_c}} \leq 1 < \frac{0,12 a_{or} \frac{R}{R_c}}{0,3-0,144 a_{or} \frac{R}{R_c}} \quad (3.61)$$

Cazul IV

Relațiile de calcul (2.25), (2.24), se transcriu în variabilele alese, ținînd seama de (3.44), (3.45), sub forma :

- pentru rapoartele (3.34-3.36)

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,64 \frac{h_1}{h_p} + \frac{0,44t_s + 0,2t_1}{h_p} \right) + \left(0,5 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \right) - 0,25 \frac{b}{t} \cdot \frac{R}{R_c} \left(0,76 a_{or} + \frac{R_c}{R} \right) \left(0,76 a_{or} - b_p \frac{R_c}{R} \right) + 2 \frac{t \cdot t_s}{b_p h_p} \quad (3.62)$$

- pentru rapoartele (3.37-3.39)

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(0,69 \frac{h_1}{h_p} + \frac{0,44t_s + 0,25t_1}{h_p} \right) + \left(0,5 + \frac{h_n}{h_p} + 0,5 \frac{t_s}{h_p} \right) - 0,25 \frac{b}{t} \cdot \frac{R}{R_c} \left(0,76 a_{or} + \frac{R_c}{R} \right) \left(0,76 a_{or} - b_p \frac{R_c}{R} \right) + 2 \frac{t \cdot t_s}{b_p h_p} \quad (3.63)$$

Stabilirea valorilor minime pentru a_{or} și a valorilor h_n/h_p pentru cazul IV se face pe baza relației (2.20), transcrisă sub forma :

$$0,76 a_{or} \frac{R}{R_c} + 0,5 \frac{t_s}{b_p h_p} \cdot \frac{R}{R_c} \geq 1 \quad (3.64)$$

în care

$$0,5 \frac{t_s}{b_p h_p} \cdot \frac{R}{R_c} \cong 0$$

Deci relația (3.64) devine :

$$0,76 a_{or} \frac{R}{R_0} \geq 1 \quad (3.65)$$

Valorile minime pentru a_{or} sînt date în tabelul 3.3.

Tabelul 3.3.

Otel	OL37			OL52		
Beton	B200	B250	B300	B200	B250	B300
$a_{or_{min}}$	0,057	0,069	0,084	0,04	0,048	0,058

Valorile maxime teoretice pentru a_{or} se obțin din relația $y(1+\alpha) < h$, condiție necesară pentru ca în fibra cea mai întinsă de

oțel să se atingă cel puțin deformația specifică ϵ_c :

$$0,38 a_{or} + \frac{t}{b_p} \left(1 + \frac{h_n}{h_p} + \frac{t}{h_p}\right) - 0,5 \frac{R_c}{R} < \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \frac{t}{b_p} \left(1 + \frac{h_n}{h_p} + \frac{h_o}{h_p}\right) \quad (3.66)$$

Pe baza relațiilor de calcul transcrise în variabilele propuse s-au întocmit diagrame de proiectare.

Din cele arătate anterior, rezultă că domeniile cele mai largi de valabilitate apar în cazurile I și IV.

Stadiul limită reprezentat de cazul I este caracteristic pentru grinzi compuse ale plangeelor construcțiilor civile și industriale, la care se utilizează grinzi cu înălțimi mici și medii. Stadiul limită corespunzător cazului IV apare în cazul grinzilor independente de înălțime mai mare, la care placa de beton armat este mai redusă ca lățime.

Diagramele de proiectare construite se referă la stadiile limită I și IV, în variantele descrise mai jos.

Diagrame de proiectare cazul I

Diagramele s-au construit în funcție de variabilele alocate pe baza relațiilor (3.46), (3.47). Valorile variabilei a_{or} s-au ales în limitele stabilite conform (3.49-3.53), cu o variație constantă de $0,005 a_{or}$. Pentru a nu reduce claritatea diagramei, s-au separat grupurile de rapoarte h_n/h_p în două: $0; 0,2; 0,4$ și $0,6; 0,8; 1,0$.

Pentru rapoarte a_{or} care nu sînt cuprinse în diagrame este valabilă interpolarea liniară la același raport h_n/h_p .

Datele folosite și numerotarea diagramei de calcul sînt prezentate în tabelul 3.4.

Tabelul 3.4.

Rel. calcul	3.46				3.47			
Otel	OL37							
Beton	B25 _e		B30 _o		B25 _e		B30 _o	
h_{in} cm	30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70							
b_p cm	55 - 220							
h_p	8, 10, 12, 14, 16							
h_n/h_p	0,2,4,6,8,1,0		0,2,4,6,8,1,0		0,2,4,6,8,1,0		0,2,4,6,8,1,0	
FIGURA	3.12a	3.12b	3.13a	3.13b	3.14a	3.14b	3.15a	3.15b

Diagrame de proiectare cazul IV

Relațiile de calcul (3.62), (3.63) cuprind variabile care nu apar în celelalte cazuri și care nu pot fi exprimate sub o formă dimensională. Din această cauză diagramele de calcul s-au întocmit pe baza programului de calcul atașat.

Pentru rapoartele a_{or} , în domeniul de valabilitate definit de relațiile (3.65), (3.66), variația este de 0,05 a_{or} ; pentru valori a_{or} care nu sînt cuprinse în diagrame, este valabilă interpolarea liniară pe orizontală, adică pentru același raport h_p/h_o .

Datele folosite pentru calculul automat și numerotarea diagramei sînt prezentate în tabelul 3.5.

Tabelul 3.5.

Rel. calcul	3.62		3.63			
Otel	OL37		OL37		OL52	
Beton	B25 _e		B25 _e	B30 _o	B25 _e	B30 _o
h_{in} cm	30, 32, 34, 36, 38, 40		40, 45, 50, 55, 60, 65, 70			
b_p cm	40 - 100		80, 100, 120, 140, 160, 180, 200			
h_p cm	6 [*] , 8, 10, 12		8, 10, 12, 14, 16			
h_n cm	3, 4, 5		0, 4, 8			
FIGURA	3.16		3.17	3.18	3.19	3.20

Obs. ^{*} Grosimea plăcii de 6 cm se poate folosi numai dacă $h_n \geq 4$ cm.

3.4.4.2. Grinzi compuse oțel-beton cu dală din beton, nervură de îngroșare și grinda metalică din profile laminate I

Pentru scrierea relațiilor de proiectare în cazul folosirii profilelor laminate I; este necesară exprimarea ariei A_0 a profilu-

CAZUL IV
 Profile sudate
 B 250 OL37

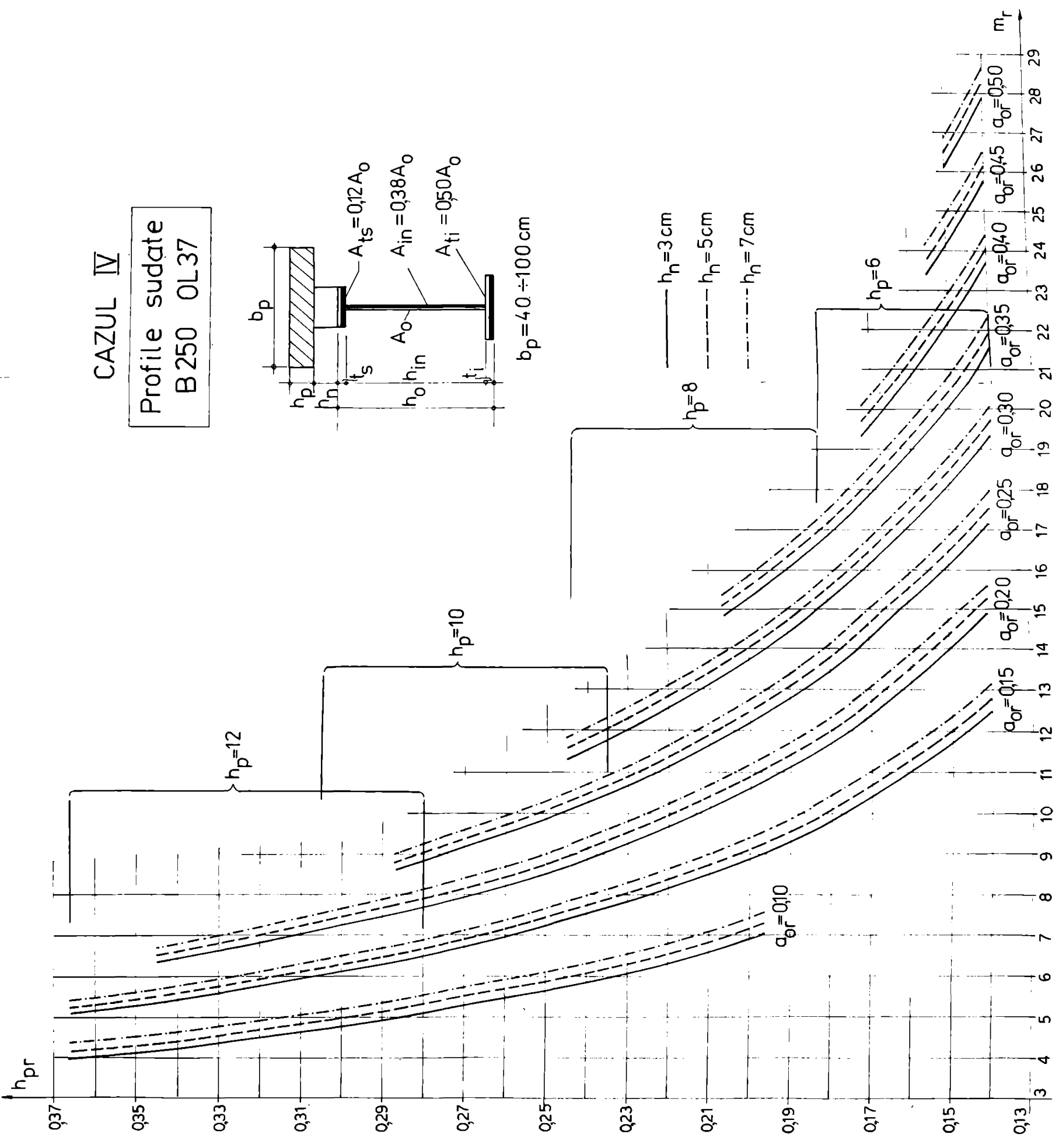
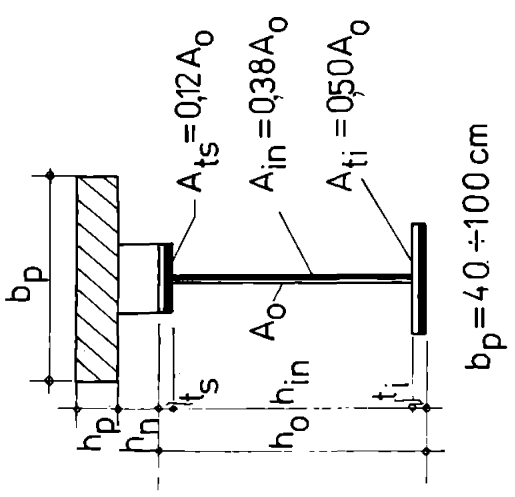


Fig. 3.16

CAZUL IV
 Profile sudate
 B250 OL37

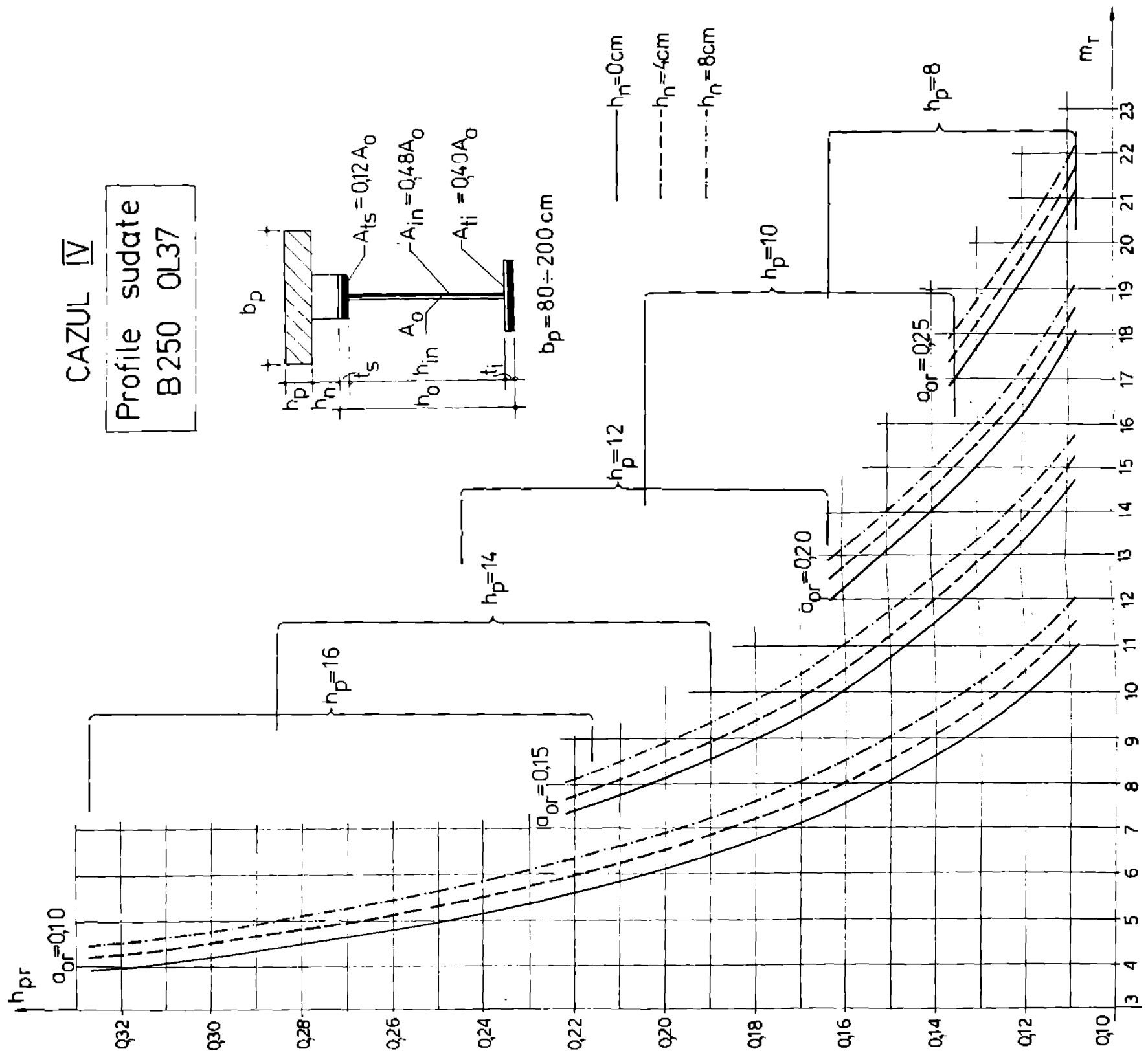
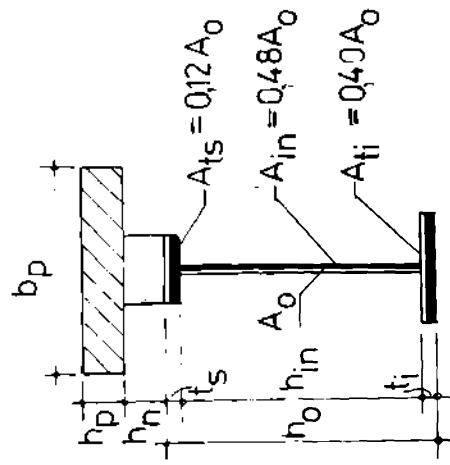


Fig. 3.17

CAZUL IV
 Profile sudate
 B300 0L37

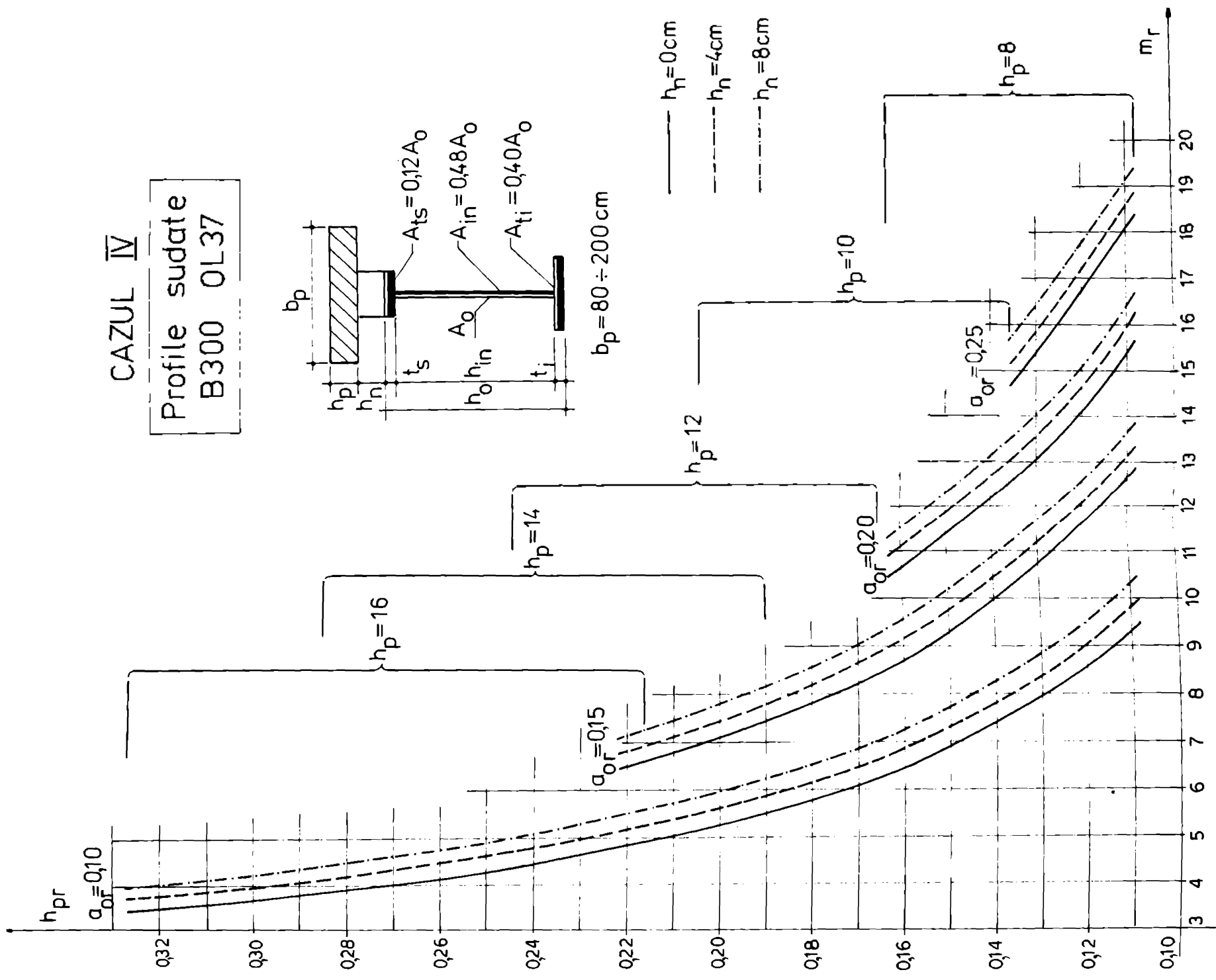
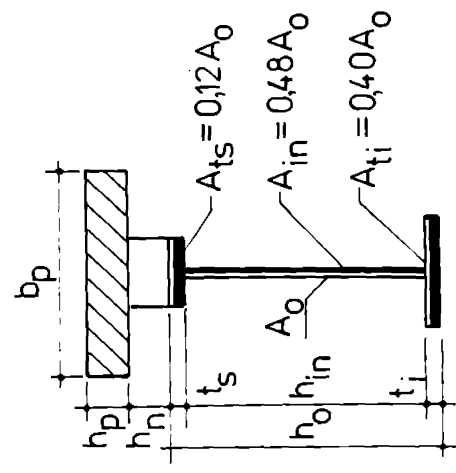


Fig. 3.18

CAZUL IV
 Profile sudate
 B250 OL52

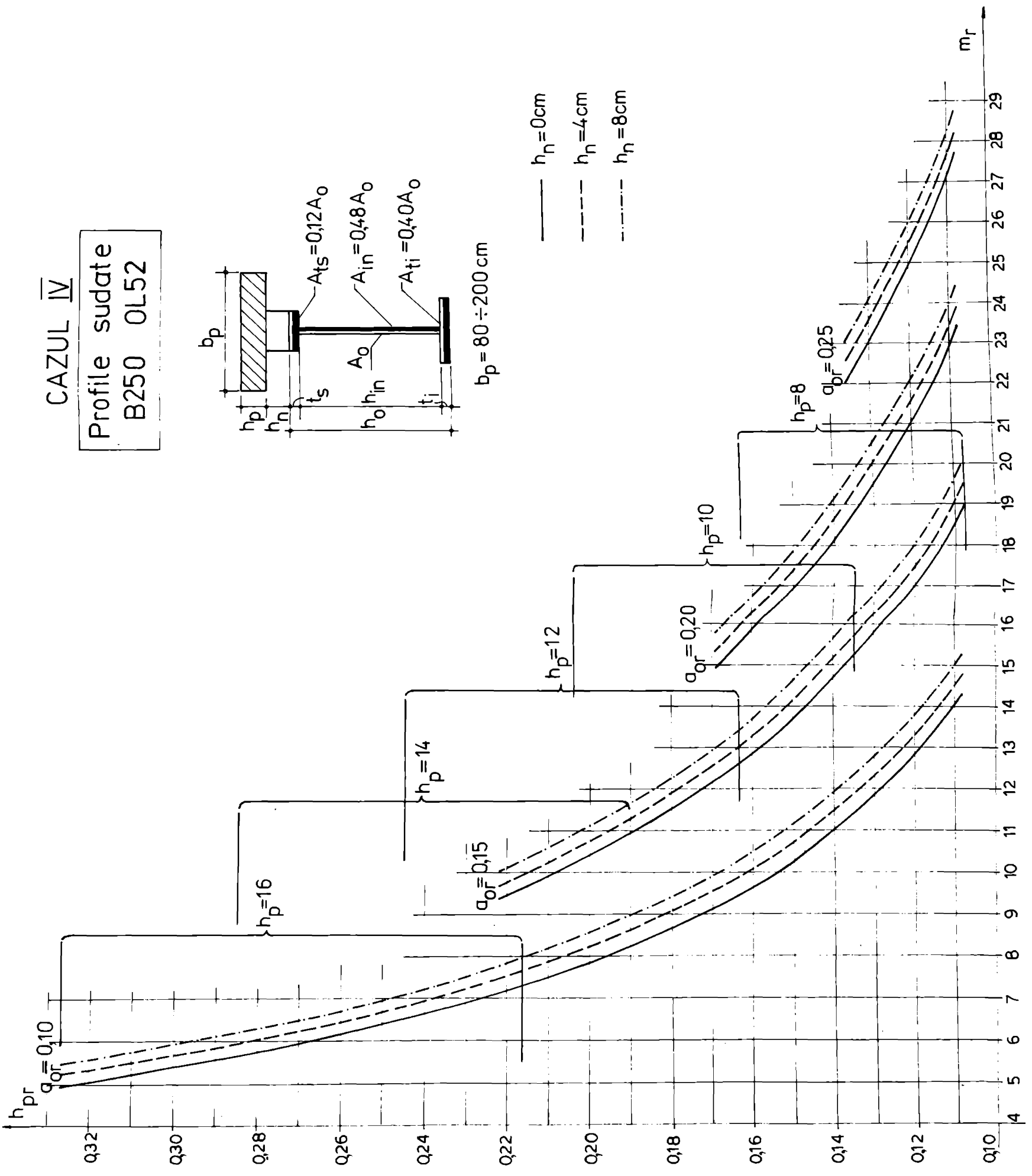


Fig. 3.19

CAZUL IV
Profile sudate
B300 OL52

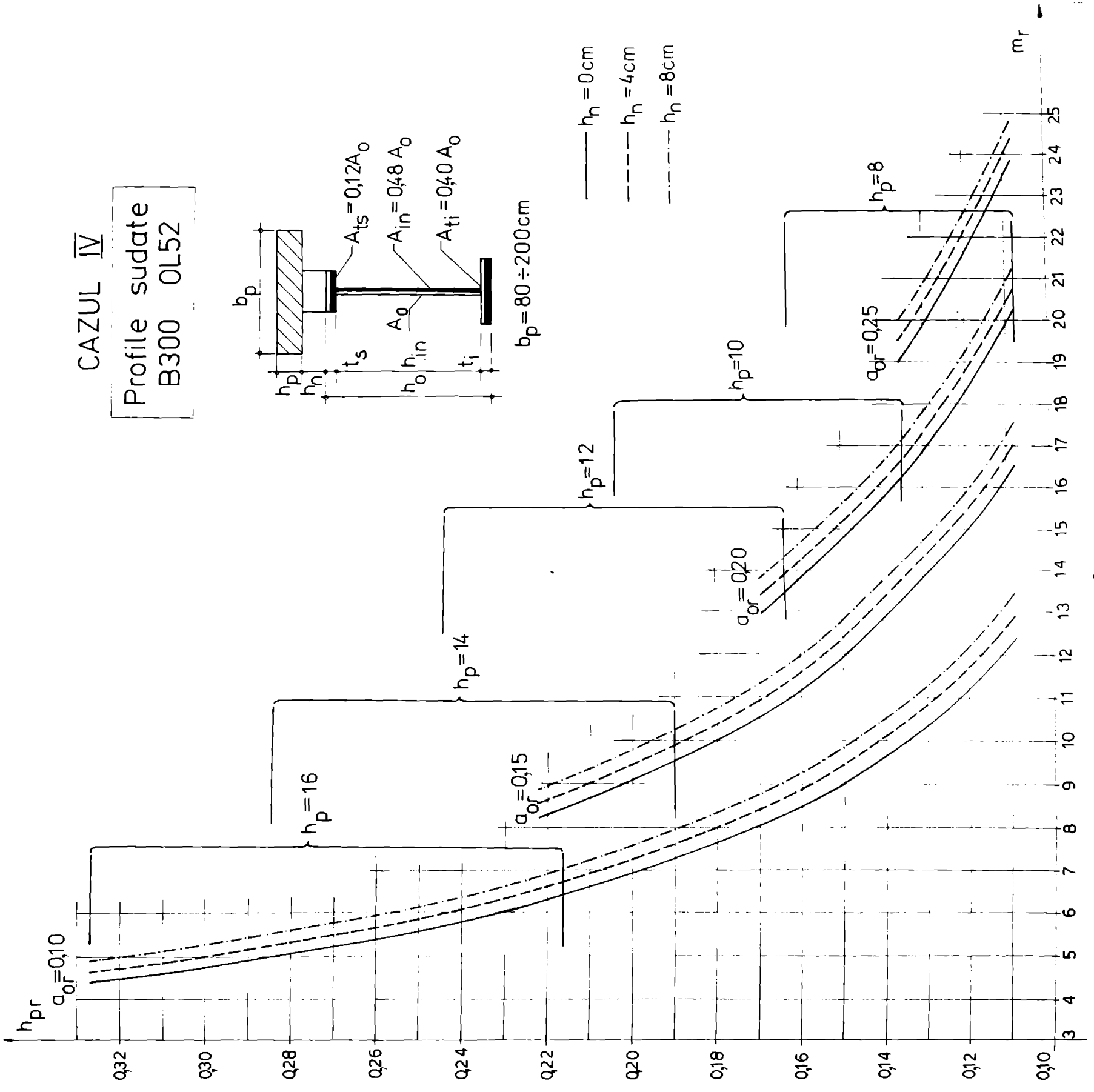


Fig. 3.20

```

PPPPPPPPP P
PPPP P
PPFR P
FFFFFFFFFF
PPPP P
PPPP P
PPFF

EEEEEEEE B
EEEE B
EEEE B
EEEE B
EEEE B
EEEE B
EEEE B
EEEE B

000000
000000
000000
000000
000000
000000
000000
000000

CCCC
000
000
000
000
000
000
000

000000
000000
000000
000000
000000
000000
000000
000000

```

JOB CCLSPEDU,AN:PROG,PN:DAUGAVA
COMPILE FCRTAN
FCRTAN 15.03.47
CCLSPEDU 09/10/85 15.03.47

```

1 DIMENSION CHEC,ACI(30),FOI(20),ISI(20),BSI(30),I(30),BPI(30),
2 INTIC(20),R,RIS
3 DIMENSION WTS(10),MTI(10)
4 REAL M,CAP,M
5 WC,RA,AL
6 WRITE(10,3)IRC,KA,AL
7 -FCRMAI(//,//,ICX),FC=,FA,C,EX,FA=,FS,0,
8 -FS,2,/,IC,AI(//,/,ICX,AI(//,/,//)
9 READ(105,102)NGT,NGIS,ACTI,NE,NFF,NFP,NHA,ITIP
10 FCRTAN(812)
11 FCRTAN(812)
12 READ(105,8)AIAC,ATSAC,ATIAC
13

```



```

14 WRITE(ICE,4)YIAC,ATISAC,ATIAC
15 FORMAT(1X,1A1/AC=,F5.3,2X,1A1S/AC=,F5.3,2X,1A1/AC=,F5.3/,10X
16 1,39L,/,1/1)
17 READ(ICE,5) (M(I),I=1,NGT)
18 READ(ICE,5) (MIS(I),I=1,NGIS)
19 READ(ICE,5) (MII(I),I=1,NGTI)
20 FORMAT(2E10,2)
21 READ(ICE,5) (CF(L),L=1,NF)
22 READ(ICE,5) (ACI(I),I=1,NF)
23 READ(ICE,5) (FCI(I),I=1,NF)
24 READ(ICE,5) (TSI(I),I=1,NF)
25 READ(ICE,5) (PSI(I),I=1,NF)
26 READ(ICE,5) (I(I),I=1,NF)
27 READ(ICE,5) (PHI(I),I=1,NF)
28 READ(ICE,5) (FFI(I),I=1,NF)
29 READ(ICE,5) (FNI(I),I=1,NF)
30 DC=0.1 F=1,NF
31 PP=0.1 F=1,NF
32 DC=0.2 K=1,NF
33 FF=0.1 F=1,NF
34 DC=0.3 S=1,NF
35 FN=0.1 S=1,NF
36 WRITE(ICE,10)
37 FORMAT(7F1)
38 WRITE(ICE,4)BPF,FF,PN
39 FORMAT(10X,10F4.0,2X,10F4.0,3X,10F4.0,/,10X,27(10*))//
40
41 DC 2G1 L=1,NF
42 IF(1/IF,FC,1)CC TC 202
43 FI=CH(L)
44 WRITE(ICE,6)FI
45 FORMAT(//10X,10F4.0,2/10X,115(1'-'))
46 CC TC 9
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90

```

FORTRAN 00.00

9/10/89 15.03.47

CC15REC

```

202 AC=AC1(L)
    FC=FC1(L)
    TS=TS1(L)
    PS=PS1(L)
    T=TI(L)
    NGTS=1
    NGTI=1
    DC 10 J=1,NGT TC 43
    IF(1/IF,FC,1)CC TC 43
    Y=1/10
    DC 11 I=1,NGTS
    IF(1/IF,FC,1)CC TC 44
    TS=TS1(I)
    DC 12 K=1,NGTI
    IF(1/IF,FC,1)CC TC 14
    TI=TI(K)
    AI=AI+1
    AC=AI/AIAC
    ATIS=AC*ATISAC
    ATI=AC*ATIAC
    BS=ATS/TS
    PI=ATI/TI
    WRITE(ICE,12)I,BS,TS,HI
    FC=FC+HI+1
    FC=FC+HI+1
    ES=,F6.2, TS=,F6.2, B=,F6.2)
    YI=(ATS*(HI-TS/2)+AI*(TI+I/2)+ATI*(TI/2))/AI
    WRITE(ICE,15)I
    FC=FC+1,45X,1I=,F6.2)
    CC TC 16
    YI=FC/2
    WRITE(ICE,17)AC,FC,BS,TS,I
    FC=FC+1,AC=,F6.2, FC=,F6.2, BS=,F6.2, TS=,F6.2, T=,F6
    Y2=,F6.2)
    FC=FC+TS/2
    FC=FC+PP+FN
    FC=,42F
    Y=AC*RA/8/8P/FC
    IF(Y,LE,FC)CC TC 12
    IF(Y2,GE,(1+AI)*Y)CC TC 20
    CC TC 21

```

```

14 WRITE(ICE,4)YIAC,ATISAC,ATIAC
15 FORMAT(1X,1A1/AC=,F5.3,2X,1A1S/AC=,F5.3,2X,1A1/AC=,F5.3/,10X
16 1,39L,/,1/1)
17 READ(ICE,5) (M(I),I=1,NGT)
18 READ(ICE,5) (MIS(I),I=1,NGIS)
19 READ(ICE,5) (MII(I),I=1,NGTI)
20 FORMAT(5F10.2)
21 READ(ICE,5) (CF(L),L=1,NF)
22 READ(ICE,5) (ACI(I),I=1,NF)
23 READ(ICE,5) (FCI(I),I=1,NF)
24 READ(ICE,5) (TSI(I),I=1,NF)
25 READ(ICE,5) (PSI(I),I=1,NF)
26 READ(ICE,5) (I(I),I=1,NF)
27 READ(ICE,5) (PHI(I),I=1,NFP)
28 READ(ICE,5) (FFI(I),I=1,NFPI)
29 READ(ICE,5) (FNI(I),I=1,NFNI)
30 DC=EP1(F)
31 PP=EP2(F)
32 DC=EP2(K=J,NF)
33 FF=EP3(F)
34 DC=EP3(S=J,NFN)
35 FN=FN1(S)
36 WRITE(ICE,15)
37 FORMAT(7/1)
38 WRITE(ICE,4)BPF,FF,PN
39 FORMAT(10X,1BPF=,F4.0,2X,1HP=,F4.0,3X,1P=,F4.0,/,10X,27(1#)1//
40
41 DC 2G1 L=J,NF
42 IF(1/IF,FC.1)CC TC 2C2
43 FI=CH(L)
44 WRITE(ICE,16)FI
45 FORMAT(1/10X,1FI=,F6.2/10X,115(1'-)1)
46 CC TC 5
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90

```

FORTRAN CC.CC

9/10/89 15.03.47

CCISECC

```

202 AC=AC1(L)
    FC=FC1(L)
    TS=TS1(L)
    PS=PS1(L)
    T=TI(L)
    NGTS=1
    NGTI=1
    DC 1C J=1,NGT TC 43
    IF(1/IF,FC.1)CC TC 43
    Y=H(I,J)
    DC 11 I=1,NGTS
    IF(1/IF,FC.1)CC TC 44
    TS=TS1(I)
    DC 13 K=1,NGTI
    IF(1/IF,FC.1)CC TC 14
    TI=TI(K)
    AI=AI+1
    AC=AY/AI*AC
    ATIS=AC*ATISAC
    ATI=AC*ATIAC
    BS=ATS/TS
    PI=ATI/TI
    WRITE(ICE,12)I,BS,TS,HI
    FC=FC+HI+1
    FC=FC+HI+1
    ES=,F6.2,1 TS=,F6.2,1 BS=,F6.2,1
    YI=(ATS*(FC-TS/2)+AI*(TI+I/2)+ATI*(I/2))/AI
    WRITE(ICE,15)YI
    FC=FC+1,45X,1TI=,F6.2)
    CC TC 16
    YI=FC/2
    WRITE(ICE,17)AC,FC,BS,TS,1
    FC=FC+1,45X,1AC=,F6.2,1 FC=,F6.2,1 BS=,F6.2,1 TS=,F6.2,1 T=,F6
    Y2=,F6.2)
    FC=FC+TS/2
    FC=FC+PP+FN
    FC=,42#
    Y=AC*RA/8/BS/FC
    IF(Y,LE,FC)CC TC 13
    IF(Y2,GE,(1+AI)*Y)CC TC 2C
    CC TC 21

```

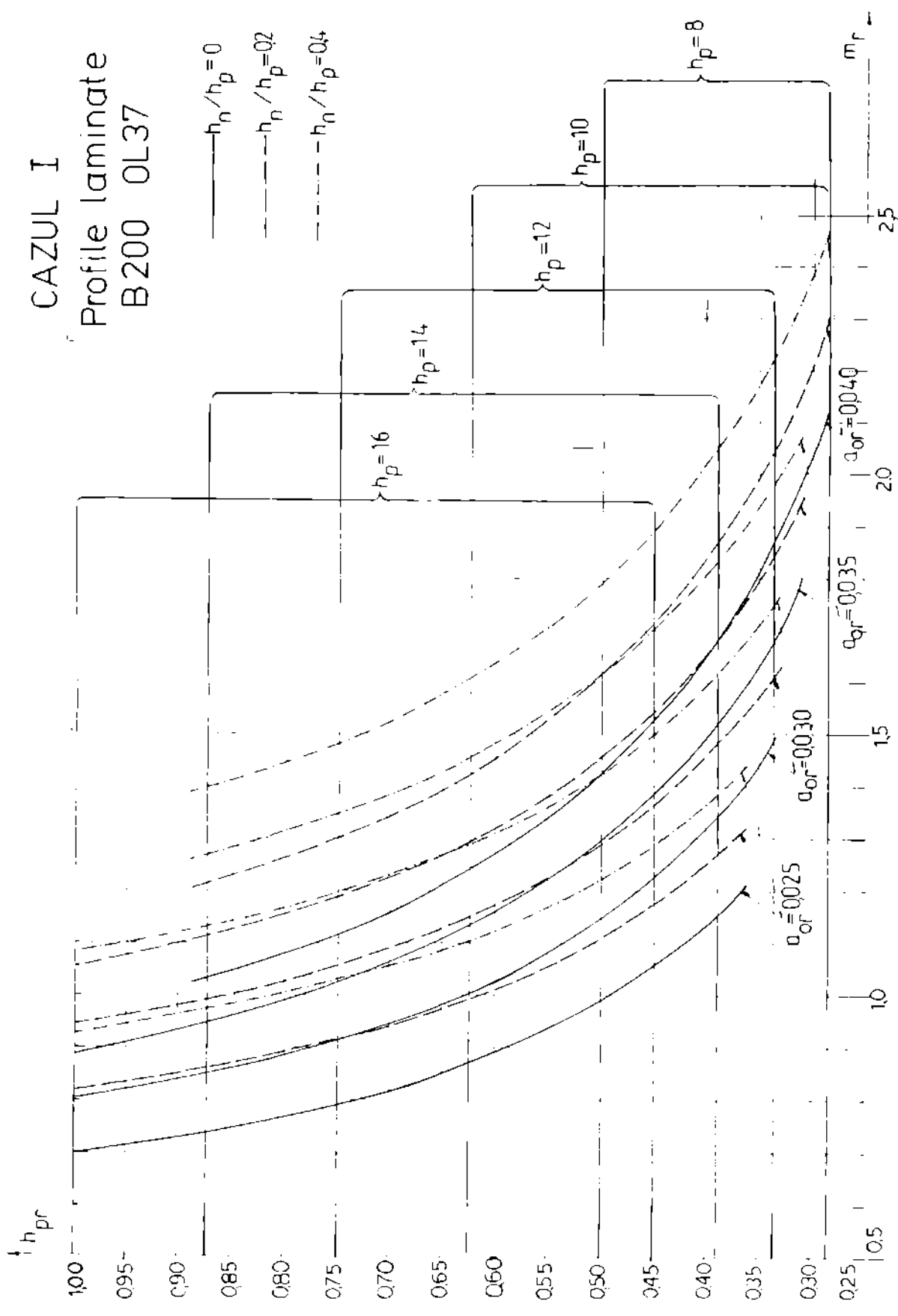



Fig. 3.22a

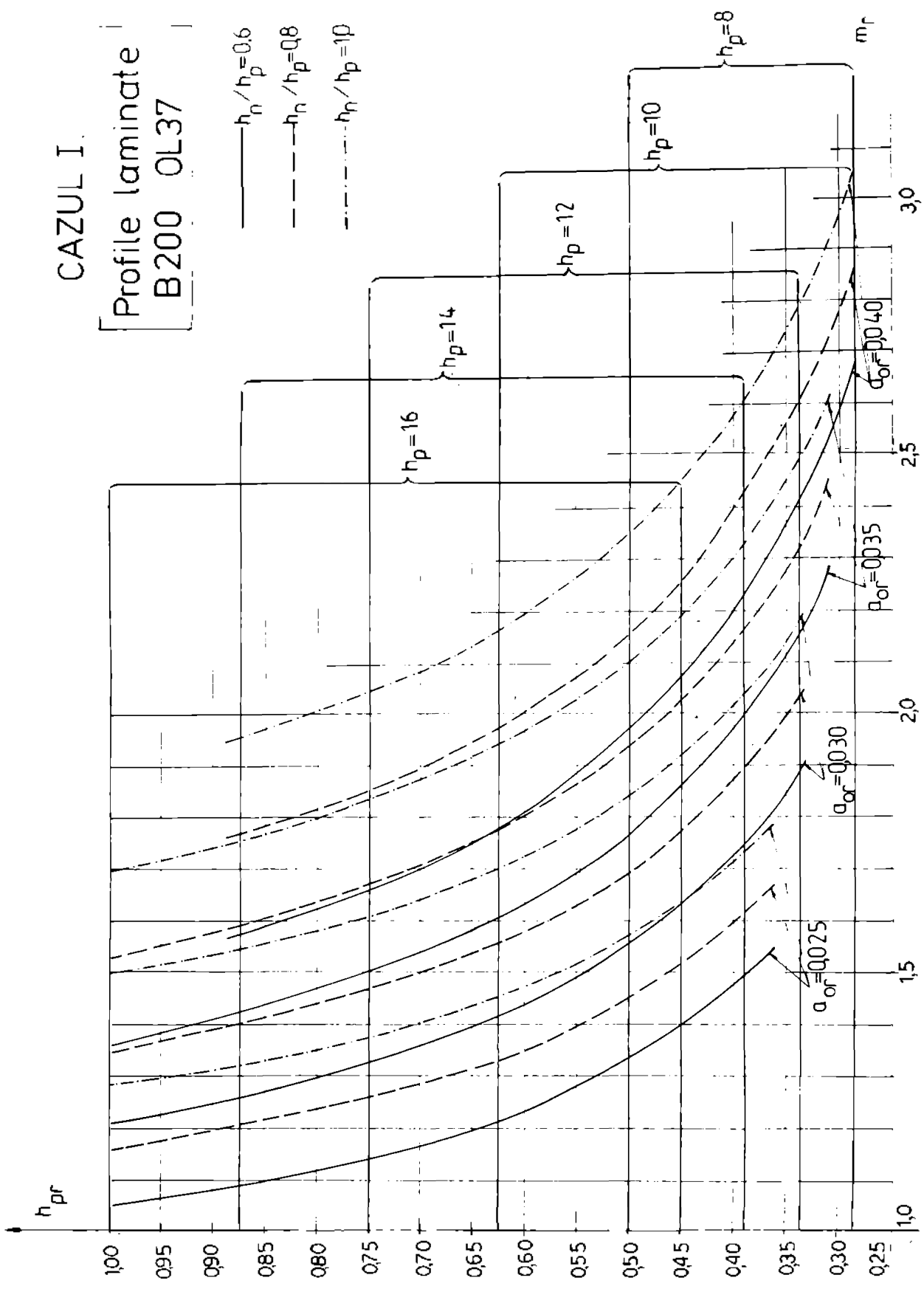


Fig. 3.22b

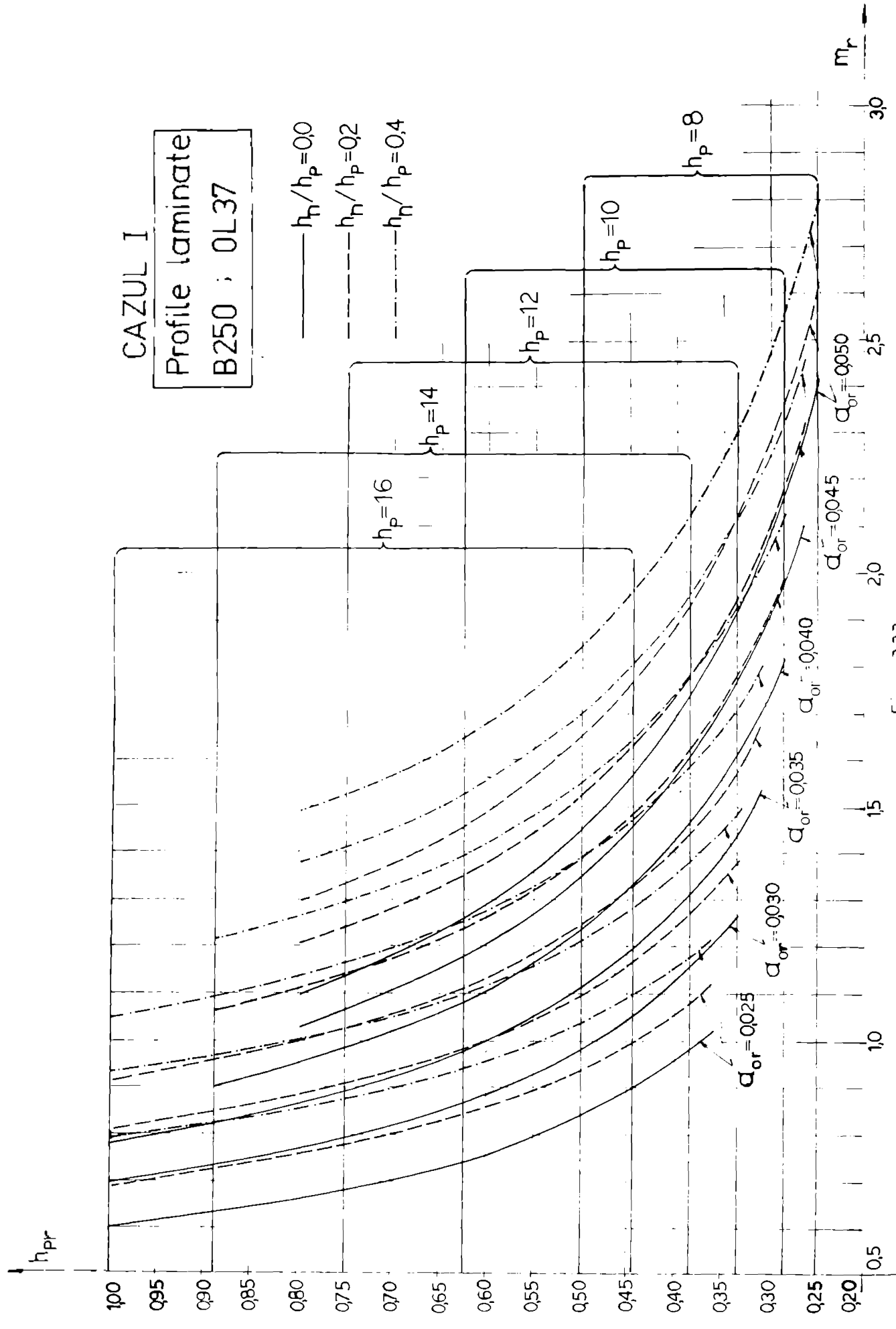


Fig. 3.23a

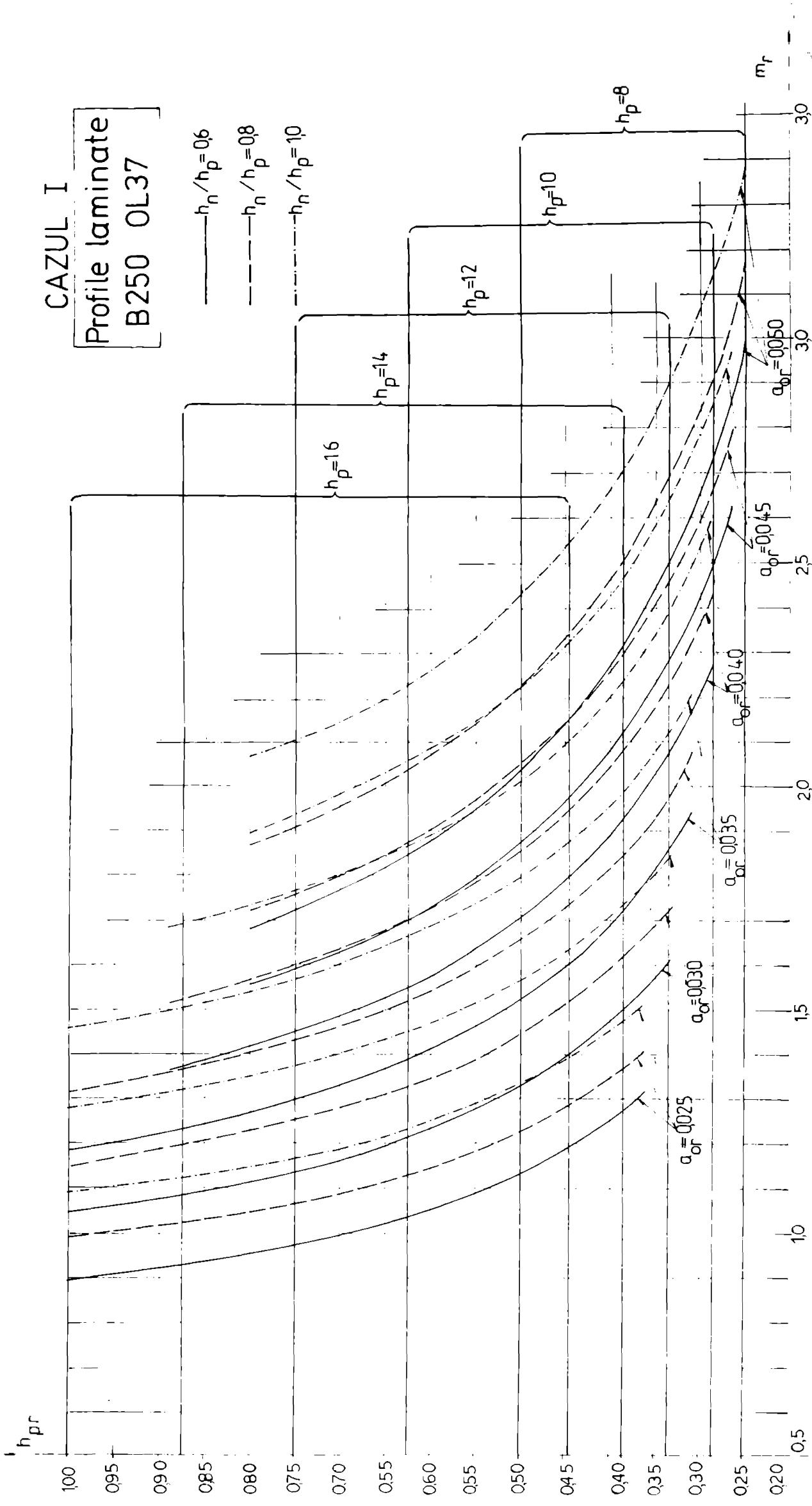
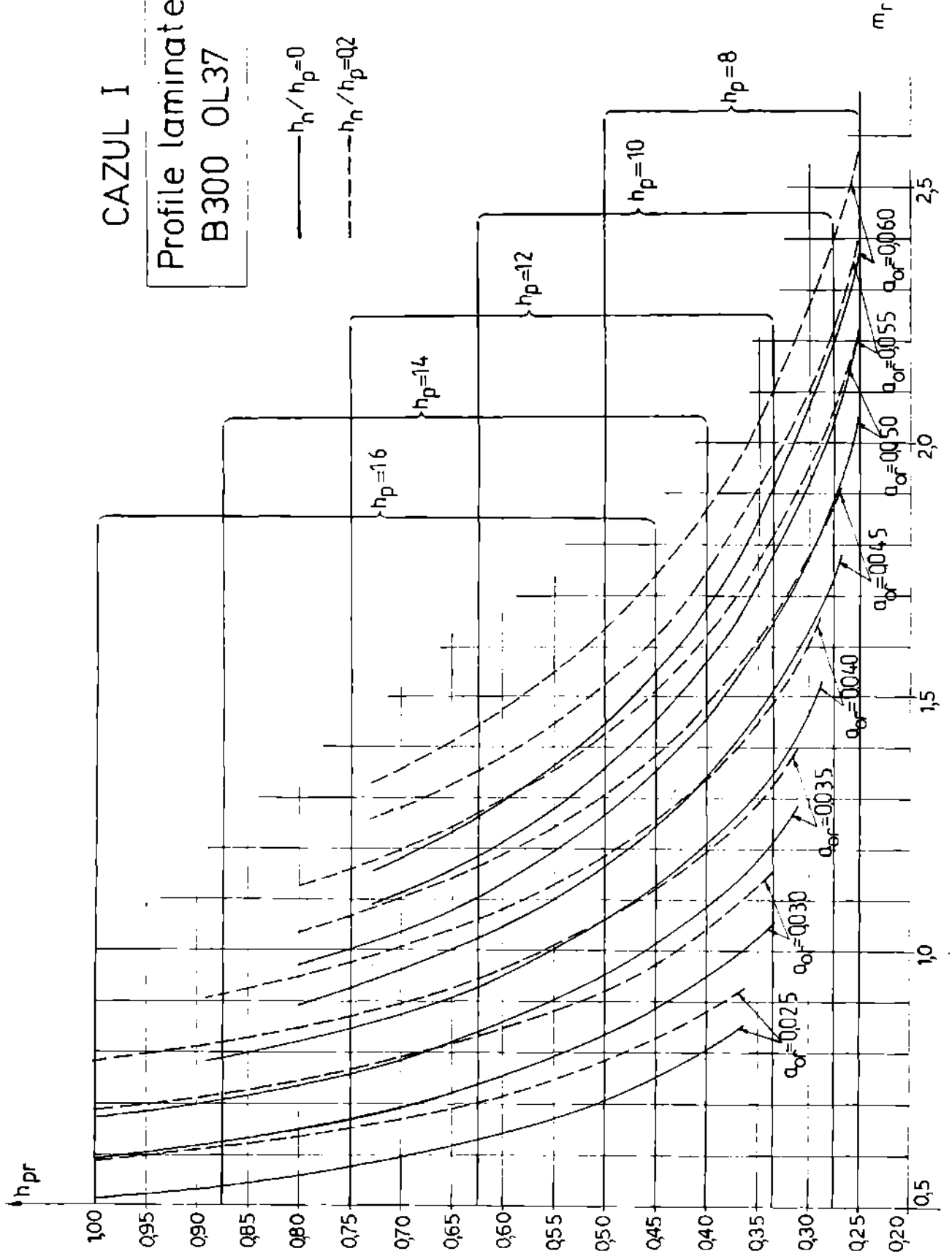


Fig. 3.23b

CAZUL I
 Profile laminate
 B300 OL37



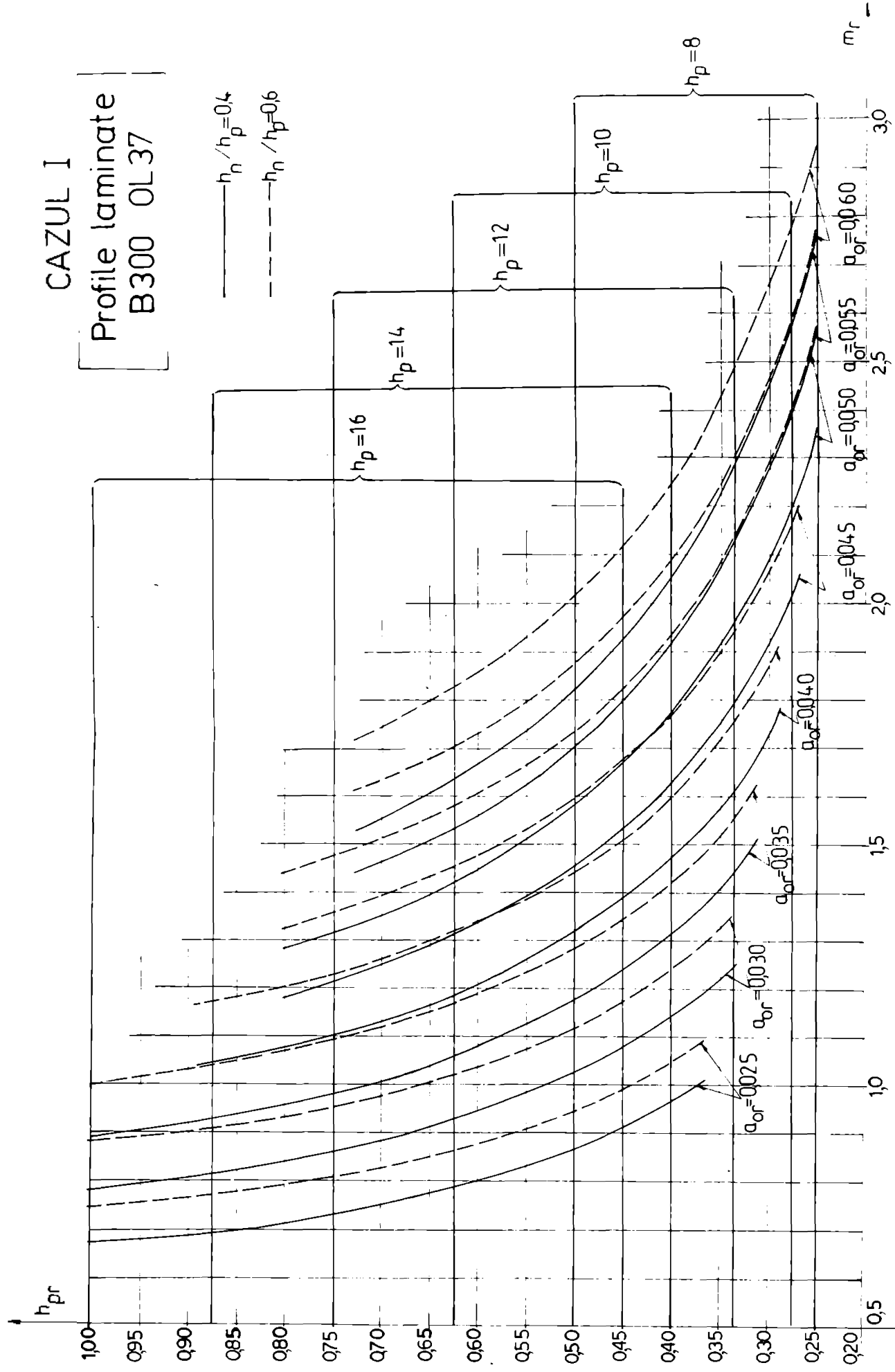


Fig. 3.24b

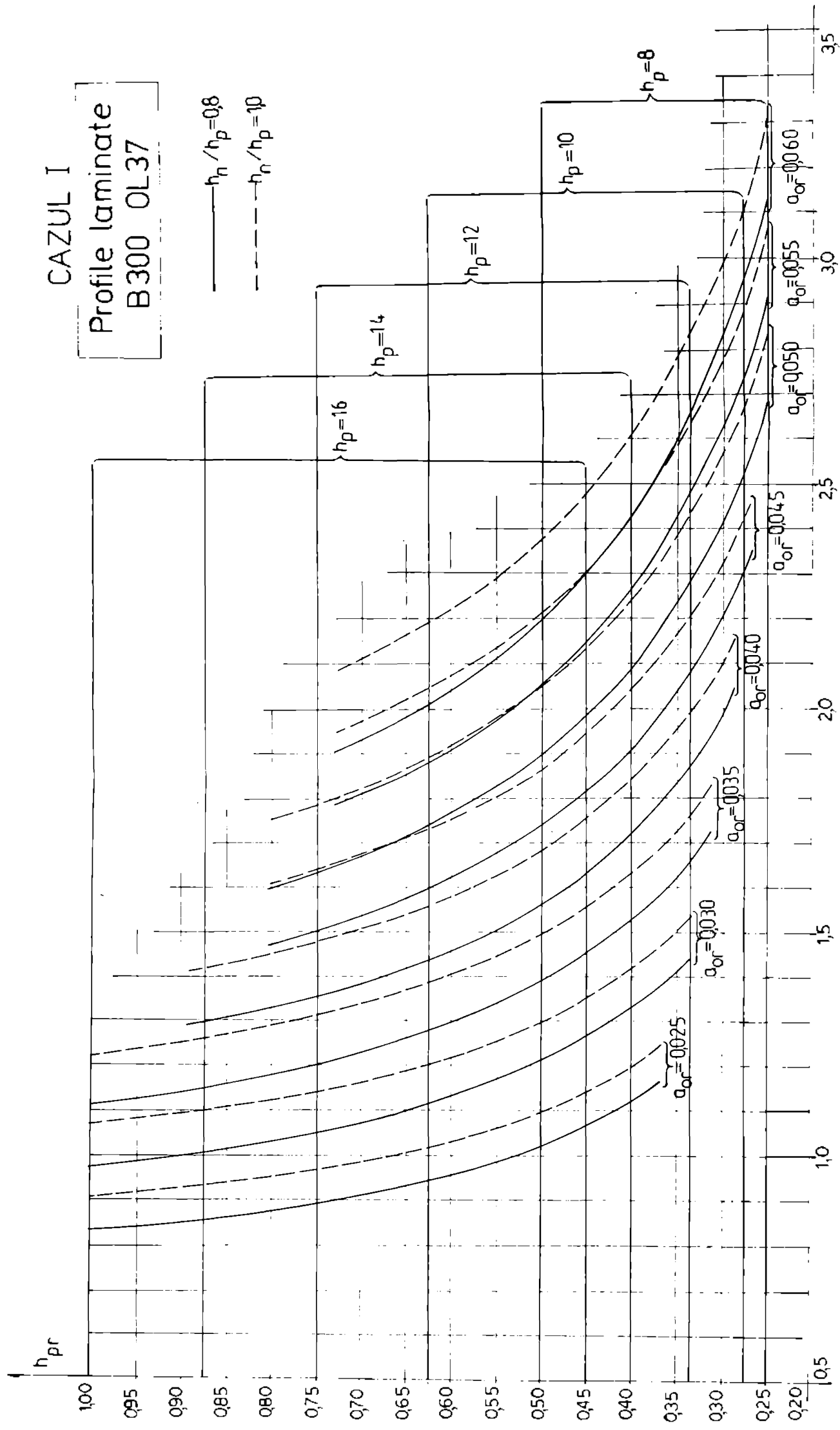


Fig. 3.24c

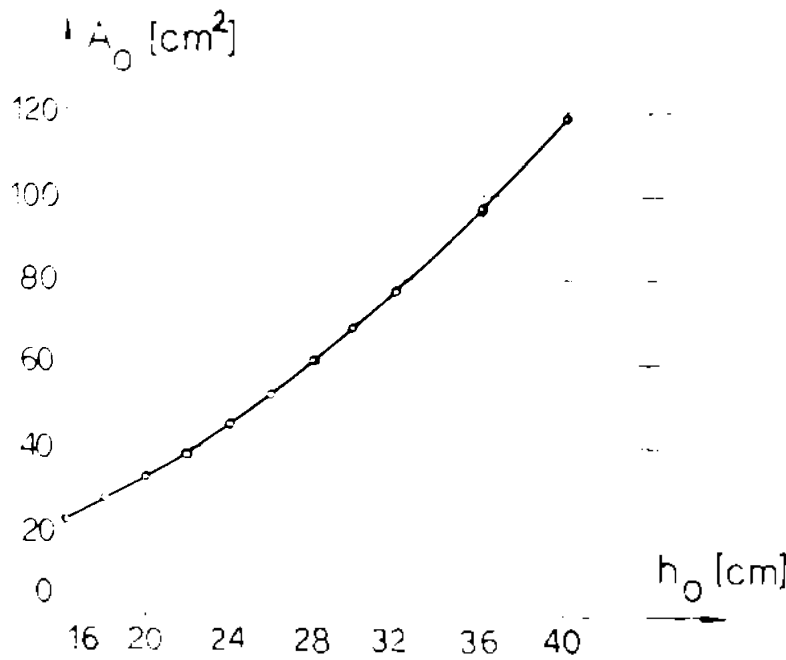


Fig. 3.21

lui în funcție de înălțimea h_0 .

După cum se observă din figura 3.21, pentru profilele laminate Il6-4e, aria secțiunii variază în funcție de înălțimea profilului conform unei curbe, a cărei ecuație a trebuit determinată.

Folosind metoda punctelor alese /80/, s-a ales o ecuație liniară în raport cu constantele sale arbitrare, de tipul :

$$y = a + bx + cx^2$$

în care $x=h_0$ și $y=A_0$.

Soluția care se obține pentru curba A_0-h_0 este :

$$A_0 = 0,0656 h_0^2 + 0,2875 h_0 + 1,4 \quad (3.67)$$

Eroarea maximă față de datele profilelor este de (-0,3%).

■

Deoarece grinzile alcătuite din dală de beton și profile laminate I se încadrează în domeniul grinzilor de înălțime mică, stadiile limită care pot apare sînt cazul I și eventual cazul II. În lucrare nu se tratează decît cazul I, cu domeniul cel mai larg de valabilitate.

Relația 2.8, prin înlocuirea poziției axei neutre din 2.7, ținînd seama de (3.67), se poate scrie în funcție de variabilele alese sub forma :

$$m_r = a_{or} \frac{R}{R_c} \left(1 + \frac{h_n}{h_p} - \frac{1,095}{h_p} + 3,81 \sqrt{0,2624 a_{or} \frac{b_p}{h_p} - 0,2847 \frac{1}{h_p} - 0,5 a_{or} \frac{R}{R_c}} \right) \quad (3.68)$$

Pentru delimitarea valorilor maxime și minime a raportului a_{or} se folosesc relațiile (3.49-3.53).

Diagrame de proiectare

Diagramele s-au construit pe baza relației (3.68). Variabila a_{or} variază constant cu valoarea 0,005 a_{or} în domeniul de valabilitate stabilit pentru cazul I.

Față de celelalte diagrame, s-a luat în considerare și un beton de calitate mai redusă, B200, avînd în vedere domeniul de utilizare a grinzilor compuse cu profile laminare pentru planșeele cu încărcări mai reduse.

În tabelul 3.6 se prezintă datele folosite și numerotarea diagramelor.

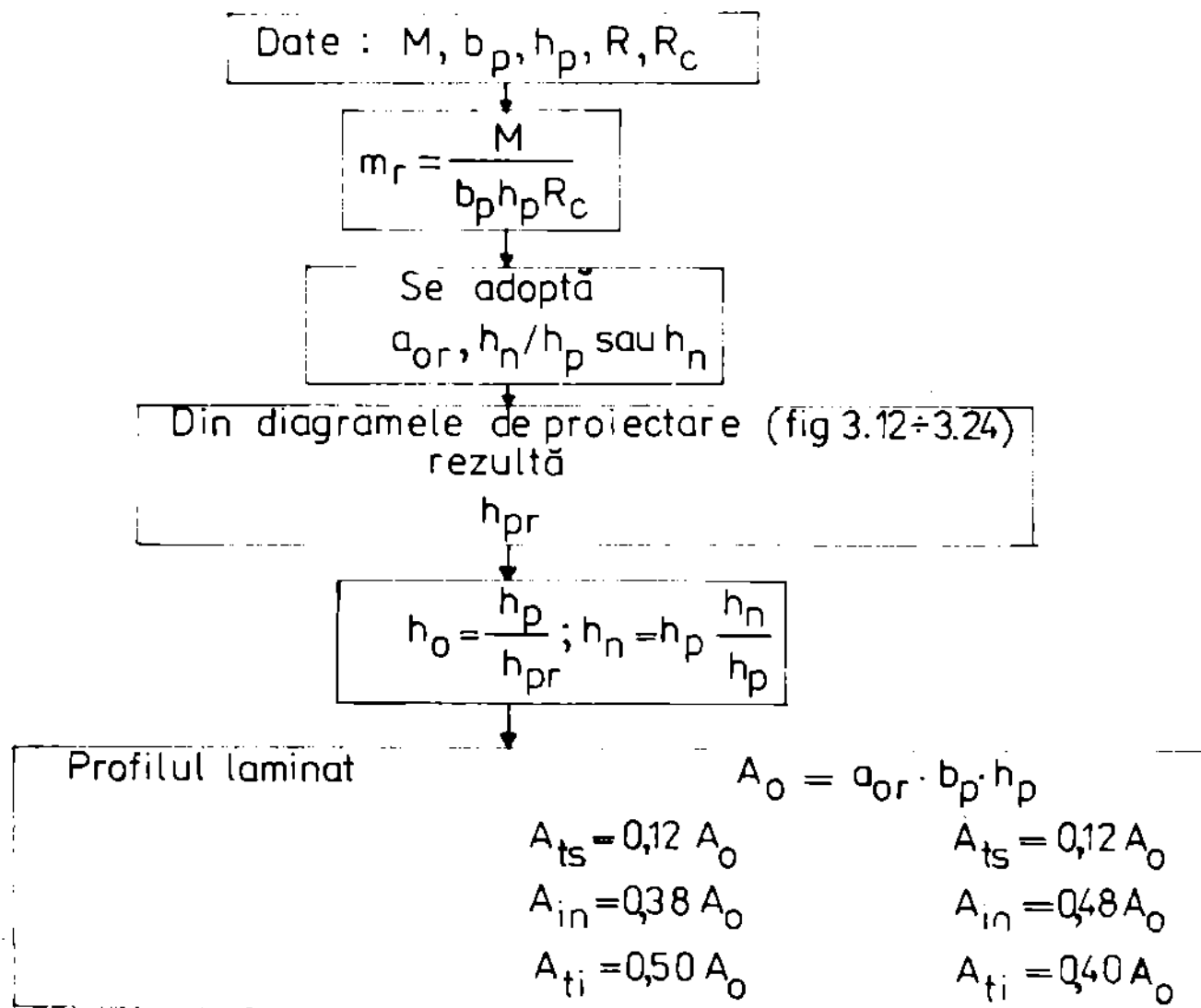
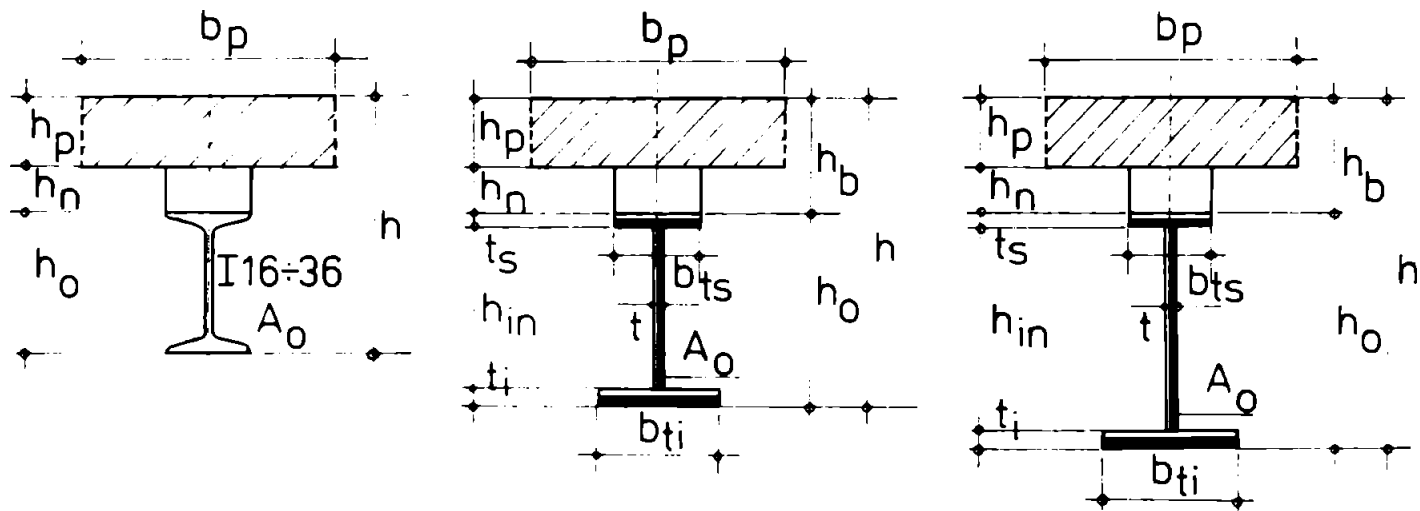
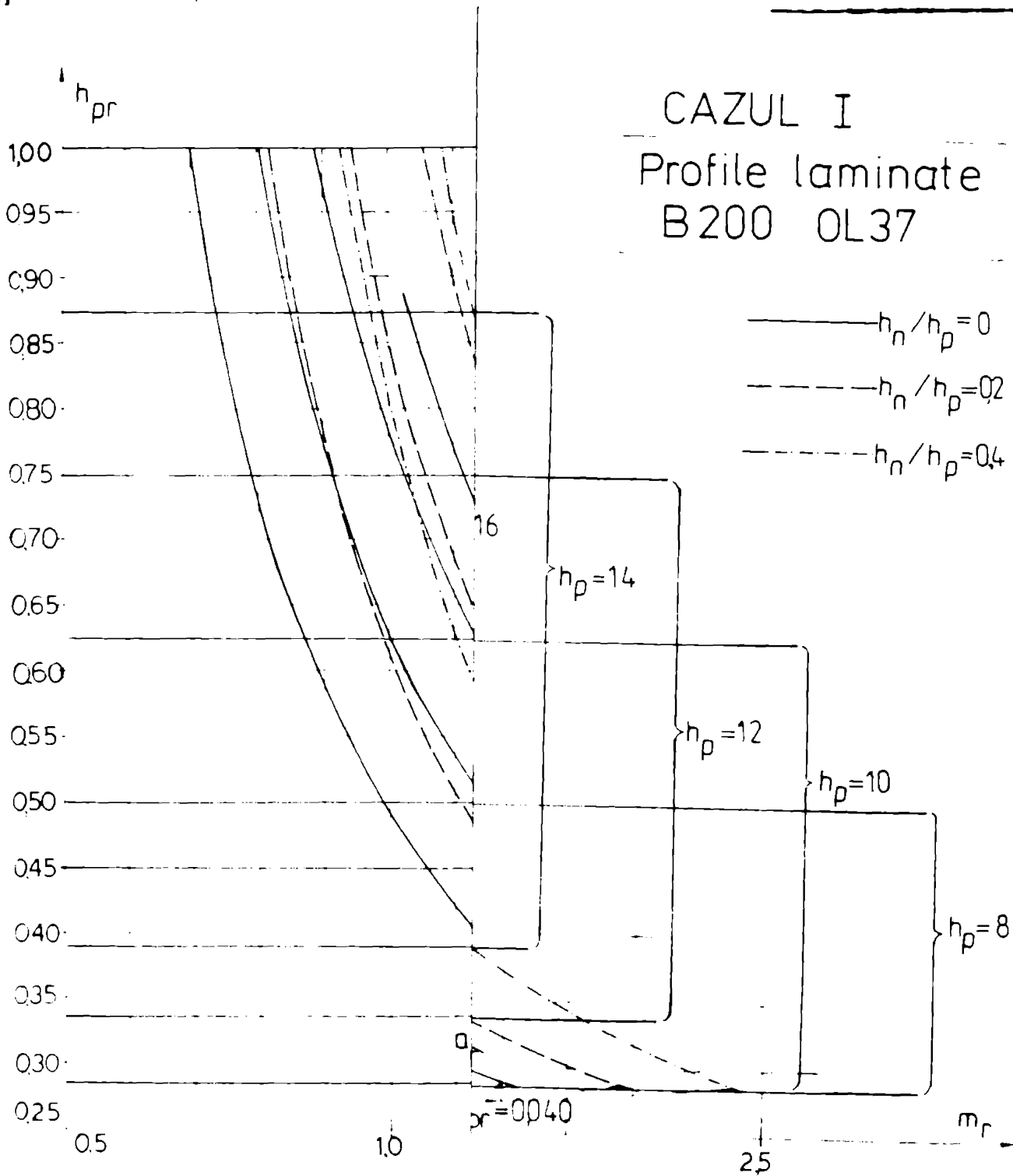


Fig. 3.25

Tabelul 3.6.

Beton	B200	B250	B300
Otel I, OL37	16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 36		
b_n cm	40 - 200		



Grinda compusă este de tipul I (toate încărcările sînt preluate de secțiunea compusă). Materialele folosite sînt beton B300 și oțel OL37. Momentul încovoietor maxim de calcul este $M=50,0$ tfm.

INSTITUTUL POLITEHNIC
 CLUȘOARA
 CONSTRUCȚII

Pentru proiectare se calculează m_r cu relația (3.42) :

$$m_r = \frac{M}{b_p h_p^2 R_o} = \frac{5 \cdot 10^6}{120 \cdot 10^2 \cdot 140} = 2,976$$

Pentru determinarea nervurii de îngroșare se adoptă raportul $h_n/h_p = 0,8$. Rezultă :

$$h_n = 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ cm}$$

Se folosește diagrama de proiectare din figura 3.13b.

Se alege aria redusă a secțiunii de oțel $a_{or} = 0,05$.

În diagramă se ridică o verticală din punctul $m_r = 2,976$ pînă la intersecția cu curba $a_{or} = 0,05$ și $h_n/h_p = 0,8$. De la punctul de intersecție traseu orizontal pînă la ordonată, citindu-se valoarea redusă a grosimii plăcii $h_{pr} = 0,265$.

Pentru $a_{or} = 0,05$ și $h_{pr} = 0,265$ rezultă secțiunea de oțel și înălțimea grinzii de oțel :

$$A_o = a_{or} \cdot b_p \cdot h_p = 0,05 \cdot 120 \cdot 10 = 60 \text{ cm}^2$$

$$h_o = \frac{h_p}{h_{pr}} = \frac{10}{0,265} = 37,7 \text{ cm}$$

Conform rapoartelor pentru secțiunea de oțel indicate în diagrama folosită, se obține :

$$A_{ts} = 0,12 \cdot A_o = 0,12 \cdot 60 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{in} = 0,48 \cdot A_o = 0,48 \cdot 60 = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{ti} = 0,4 \cdot A_o = 0,4 \cdot 60 = 24 \text{ cm}^2$$

Se alege secțiunea transversală a grinzii de oțel din figura 3.26.

Verificare. Se folosesc relațiile de calcul (2.1)(2.2)(2.7 (2.8).

$$A_o = 9 \cdot 0,8 + 35 \cdot 0,8 + 15 \cdot 1,6 = 59,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 13,85 \text{ cm}$$

$$y = \frac{A_o}{0,85 b_p R_c} = \frac{59,2 \cdot 2200}{0,8 \cdot 120 \cdot 140} = 9,69 \text{ cm} < h_p = 10 \text{ cm}$$

$$y_2 = 10 + 8 + 0,4 = 18,4 \text{ cm} > (1 + \alpha)y = 1,3 \cdot 9,69 = 12,59 \text{ cm}$$

Deci secțiunea compusă se încadrează în cazul I.

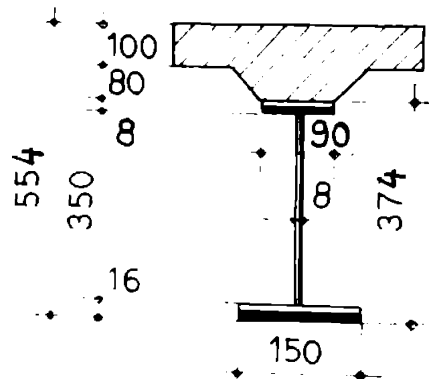


Fig. 3.26

$$M^{oap} = A_o R (h - y_1 - 0,4y) = 59,2.2200(55,4 - 13,85 - 0,4.9,69) = 49,07.10^5 \text{ daNcm} = 49,07 \text{ tfm.}$$

Capacitatea portantă a secțiunii transversale proiectate diferă de momentul de calcul la care s-a făcut proiectarea cu -1,8%.

4. STUDII EXPERIMENTALE CU PRIVIRE LA GRINZILE COMPUSE OTEL-BETON CU EFORTURI INITIALE

4.1. Aplicarea structurilor compuse oțel-beton la hale industriale

În cadrul contractului de cercetare "Noi sisteme constructive eficiente pentru structuri metalice și mixte la clădiri industriale și social-culturale", nr.1107/1977, s-au studiat posibilitățile de utilizare a structurilor compuse oțel-beton la clădiri industriale etajate. Au fost proiectate și experimentate elemente de planșeu cu trei tipuri de grinzi principale : grinzi compuse cu grinda metalică cu inimă plină, ajurate sau cu zăbrele. S-au considerat două tipuri de hale : hală parter + etaj cu două deschideri de 12 m și hală parter + trei etaje cu deschidere de 18 m, ambele având travee de 6 m. Încărcările utile luate în considerare au valori mari, pentru care soluția de realizare compusă a structurii s-a dovedit avantajoasă.

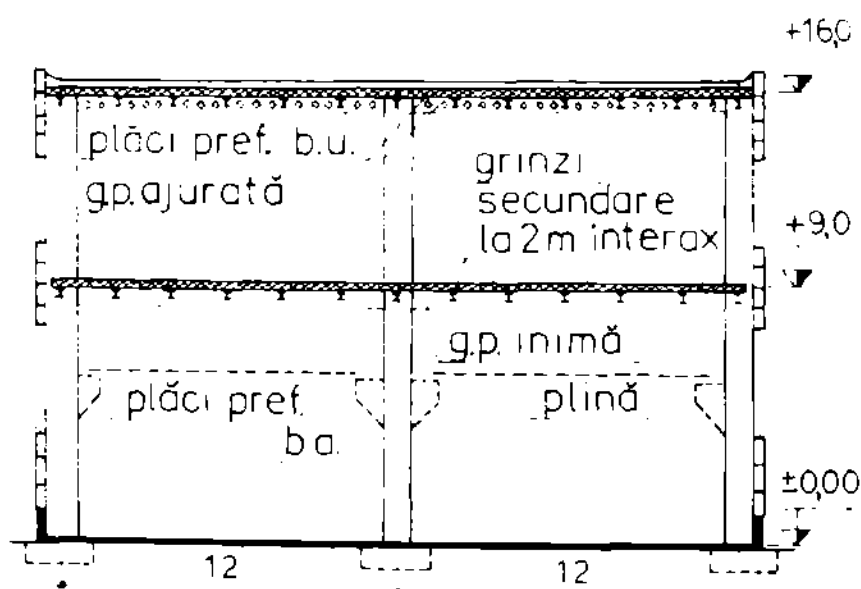


Fig.4.1

Într-o primă etapă s-au realizat proiectele de execuție pentru cele două tipuri de clădiri.

Se va analiza în continuare hala parter+ etaj cu două deschideri. Varianta constructivă aleasă este prezentată în figura 4.1 : planșeele se realizează în sistem compus, cu grinzi principale, se-

cundare și plăci prefabricate din beton armat ; stâlpii în faza de montaj a planșeelor sînt stâlpi metalici (corniere solidarizate cu plăcuțe), iar în exploatare sînt stâlpi din beton armat cu armătură rigidă și flexibilă. Pentru planșeul curent, grinda principală este o grindă cu inimă plină I sudată, nesimetrică, cu eforturi inițiale ; grinzile secundare sînt realizate din profile laminate I asimetrizate prin sudarea unor platbeni la talpa inferioară ; plăcile prefabricate se realizează din beton armat, a-

		Tabelul 4.1							
Element	Varianta beton (etalon) Contract nr. 92/01.04.1976		Varianta structură compusă oțel-beton, realizată cu oțel:						
	beton [m ³ /m ²] [kg/m ²]	ciment [kg/m ²]	oțel [kg/m ²]	OL37 beton [m ³ /m ²]	ciment [kg/m ²]	oțel [kg/m ²]	OL52 beton [m ³ /m ²]	ciment [kg/m ²]	oțel [kg/m ²]
Stilpi	0,04	18,35	14,28	0,06	20,42	17,22	0,06	20,42	13,19
Planșeu terasă	0,10	52,02	7,04	0,03	10,09	14,66	0,03	10,09	12,47
Planșeu intermediar	0,24	111,08	12,20	0,05	20,62	27,89	0,05	20,62	21,65
Total	0,39	181,45	33,53	0,14	51,13	59,77	0,14	51,13	47,31
Total oțel echivalent [kg/m ²]		63,77			68,29			55,83	
Consum energie [kwh/m ²]		922,53			814,24			694,83	
Greut. str. rezistență [kg/m ²]		964,73			398,17			385,71	

*) Pentru echivalare sa considerat 6kg ciment=1kg oțel

vînd dimensiunile unui ochi de rețea formată din grinzi și conlucrînd cu acestea prin intermediul elementelor de legătură și a monolitizărilor. La planșeul de acoperiș, grinda principală este o grindă ajurată nesimetrică, iar plăcile prefabricate sînt realizate din beton ușor cu agregate de granulat.

Încărcările utile se consideră pentru elementele secundare de rezistență de 2000 daN/m², iar pentru elementele principale, de 1200 daN/m², capacitatea podului de 5 tf în regim mediu; gradul seismic -8.

Partea metalică a planșeelor s-a calculat în două variante a calității de oțel : OL37, OL52.

Din punctul de vedere al tehnologiilor de execuție s-au studiat trei posibilități :

- planșeu liftat, grindă principală cu inimă plină cu eforturi inițiale;
- planșeu montat la cotă, grindă principală cu inimă plină cu eforturi inițiale ;
- planșeu montat la cotă, grindă principală ajurată.

Pentru verificarea experimentală s-a ales va-

rianta grinzilor principale (cu inimă plină și ajurată) cu eforturi inițiale.

Pentru compararea eficienței structurii s-a studiat și o variantă etalon, cu elemente prefabricate de beton armat și beton precomprimat : planșeul intermediar este realizat din elemente de suprafață fișii cu goluri, precomprimate și grinzi de beton armat; planșeul de acoperiș este realizat din chesoane de beton armat și grinzi, iar stâlpii sînt prefabricați, din beton armat (soluția etalon este "Depozitul de modele la IMG-București).

Indicii de consum de materiale, energie, greutatea structurii de rezistență sînt dați în tabelul 4.1 pentru cele trei variante (soluție etalon, structură compusă oțel-beton cu OL37 și OL52); toți indicii sînt raportați la suprafața construită.

Din compararea celor trei soluții rezultă că pentru varianta de structură compusă cu oțel OL52, greutatea structurii de rezistență se reduce cu 60%, consumul de ciment cu 72% și consumul de energie cu 25% față de soluția etalon. În comparație cu soluția realizată cu oțel OL37, consumul de beton și ciment rămîne neschimbat, dar consumul de oțel echivalent pe metru pătrat de suprafață construită se reduce cu 18%, consumul de energie înglobată cu 14,6%, greutatea structurii de rezistență cu 3%. Deci mărirea calității oțelului conduce în primul rînd la reducerea consumului de oțel, influențînd în mică măsură greutatea structurii de rezistență. Consumul de oțel față de varianta de beton armat crește cu 40%, dar consumul de oțel echivalent rămîne mai mic cu 12%. Se menționează că la calculul consumului de oțel nu s-au luat în considerare fundațiile, care la structura compusă oțel-beton rezultă de dimensiuni mai mici, datorită reducerii greutății proprii ; de asemenea la calculul grinzilor principale nu s-a ținut seama de efectul de încastrare.

4.2. Alegerea modelului experimental

Dintre elementele compuse oțel-beton proiectate și experimentate în Laboratorul de beton al Catedrei CCIA, în acest capitol se tratează grinzile compuse cu inimă plină cu dale prefabricate din beton obișnuit.

Pentru experimentare s-au realizat modele care figurează cît mai exact structura reală, atît din punctul de vedere al alcătuirii constructive, al scării modelului, cît și al încărcărilor. În acest scop modelul experimental reprezintă o porțiune de planșeu cuprinzînd grinda principală, grinzile secundare și plăcile prefabricate aferente unei deschideri de hală.

4.2.1. Principii de modelare geometrică

Modelul s-a realizat la scara 1:2. Rezultă deschiderea interax a grinzii principale de 6 m, iar distanța dintre grinzile secundare de 1 m. În sens transversal, modelul se limitează la lățimea activă de placă ce conlucrează cu grinda principală, după relația (3.2), propusă a fi folosită în cazul construcțiilor compuse civile și industriale, de unde rezultă $b_p = 1,5$ m. Grosimea plăcii de beton prefabricată rezultă din reducerea la circa un sfert a ariei reale de beton și din condiția de a fi multiplu de 1 cm ($h_p = \frac{2880}{4 \cdot 150} = 4,8$ m \approx 5 cm).

Pentru dimensiunile secțiunii transversale a grinzii metalice cu inimă plină, rapoartele de reducere rezultă din condițiile impuse pentru eforturile unitare, nu din reducerea ariilor reale; astfel rezultă rapoartele: $A_{ts}^{real}/A_{ts}^{model} = 3$; $A_{in}^{real}/A_{in}^{model} = 3,5$; $A_{ti}^{real}/A_{ti}^{model} = 5$.

4.2.2. Material

Pentru realizarea modelului s-au propus aceleași calități de materiale ca pentru prototipul prezentat: dalele prefabricate din beton armat B300, armate cu bare STNB ($\emptyset 4, \emptyset 5$); monolitizările realizate cu beton B300 cu ciment RIM, în vederea unei întăririi mai rapide, deoarece monolitizările se execută pe structura cu sprijiniri provizorii; grinda principală se realizează din tablă sudată de 8;10 mm grosime, OL52; grinzile secundare sînt din profile laminate OL37.

4.2.3. Încărcări

Încărcările utile luate în considerare respectă valorile încărcărilor de exploatare utilizate la calculul prototipului (1200 daN/m² pentru grinda principală).

4.3. Proiectarea și confecționarea modelului experimental

4.3.1. Proiectarea modelului

La proiectare s-a avut în vedere faptul că grinda principală este o grindă compusă de tipul III, la care grinda de oțel este preîncovoată în sens contrar acțiunii încărcărilor de exploatare; în acest caz, greutatea proprie a grinzii și greutatea dalelor prefabricate este preluată de grinda de oțel care lucrează ca o grindă continuă în prima fază.

În acest caz, solicitarea elementului se caracterizează prin 3 faze, descrise în figura 4.2. :

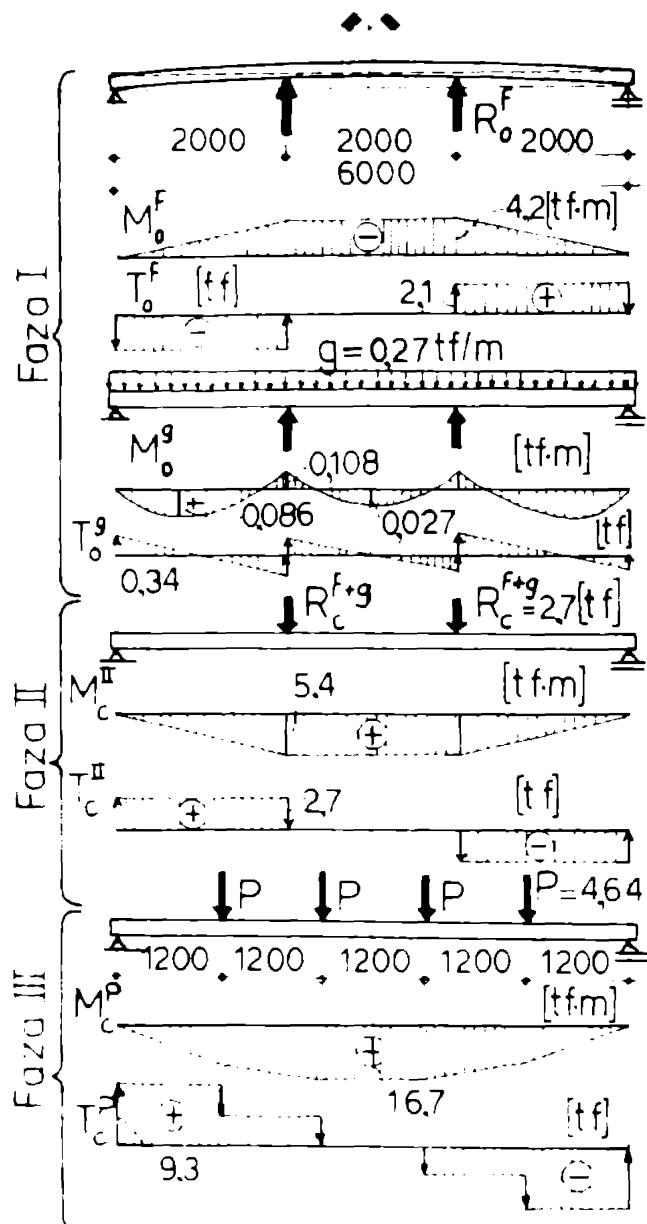


Fig. 4.2

- în faza I se realizează contrasăgeată grinzii de oțel, prin două sprijiniri provizorii; încărcările sînt preluate numai de grinda de oțel;

- în faza II se realizează conlucrarea dintre dalele prefabricate și grinda metalică prin intermediul elementelor de legătură și al monolitizărilor; se elimină reazemele provizorii și în consecință secțiunea compusă realizează preia încărcările concentrate de sens invers reacțiunilor reazemelor provizorii;

- în faza a III-a, secțiunea compusă preia încărcările de scurtă durată (în cazul experimentării).

Deoarece valoarea încărcărilor de exploatare este stabilită, proiectarea modelului experimental s-a făcut la starea limită de deformații specifice, urmînd să fie verificată experi-

mental la starea limită de rezistență.

Contrasăgeata inițială a grinzii de oțel se alege astfel ca eforturile unitare rezultate în fibrele extreme de oțel să se situeze în domeniul elastic ($\sigma_{oi,s} \leq 0,8R$) și, prin suprapunerea efectelor la exploatare, eforturile unitare maxime în fibrele extreme a secțiunii compuse să fie atinse simultan. Rezultă pentru treapta de exploatare, condițiile :

$$\sigma_{ci} = -\sigma_{oi} + \sigma_{ci}^{f+g} + \sigma_{ci}^P \leq 220,0 \text{ N/mm}^2, \text{ cu } \sigma_{oi} = -100 \text{ N/mm}^2 \text{ și } \sigma_{os} = +108,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bs} = -\sigma_{bs}^{f+g} - \sigma_{bs}^P \leq 14 \text{ N/mm}^2.$$

În figura 4.3 sînt date caracteristicile geometrice și eforturile unitare pentru grinda compusă în faza de exploatare. Ca-

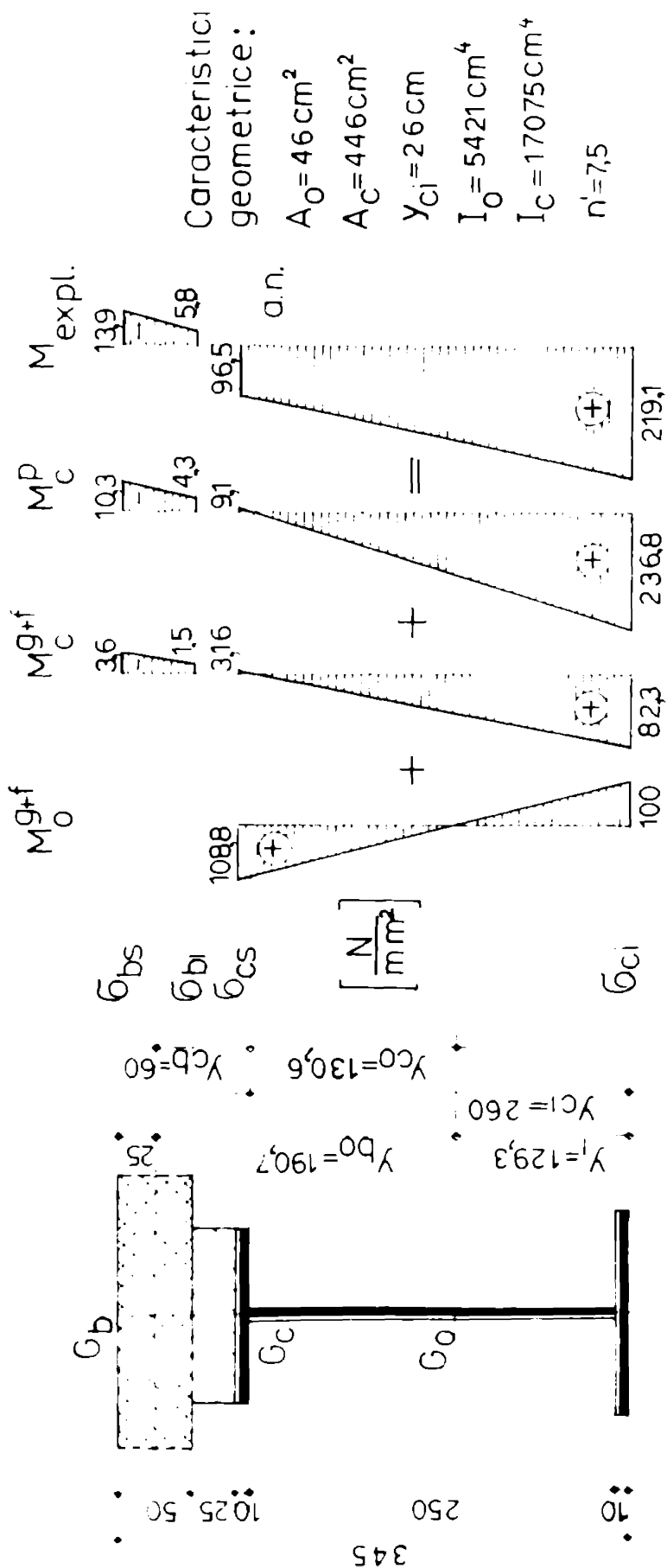


Fig.4.3. Starea de eforturi teoretică

racteristicile geometrice ale secțiunii compuse oțel-beton s-au determinat prin metoda secțiunii transformate, folosind coeficientul de echivalență pentru încărcări de scurtă durată.

Tipul elementelor de legătură s-a ales ținând seama că se îmbină dale prefabricate. Din acest punct de vedere, folosirea diblurilor este mai avantajoasă decât a dormurilor, deși necesită manoperă mai mare, din cauză că transmit forțe de alunecare mai mari, deci sînt necesare mai puține goluri în prefabricate. Diblurile în formă de T, realizate din tablă OL52 sudată, deoarece nu s-au putut modela din profile laminare T, s-au calculat pentru a prelua o forță de alunecare dată de valoarea maximă a forței tăietoare în domeniul elastic ($L = \frac{T \cdot S}{I}$).

Numărul necesar de dibluri s-a determinat cu relația (3.25) pe baza diagramei de alunecare. Ținând seama de faptul că în dalele prefabricate golurile trebuie să fie echidistante, diblurile s-au dispus la 25 cm. În zona centrală a elementelor experimentale, precum și pe

grinzile secundare, diblurile s-au realizat sub formă de cupoane de oțel cornier. Din patru în patru dibluri acestea mai sînt prevăzute cu elemente suplimentare pentru împiedecarea ridicării dalei de beton.

Proiectul de execuție al elementelor experimentale este prezentat în figurile 4.4 și 4.5.

Calculul la starea limită de rezistență se face prin metoda exactă și prin metoda simplificată propusă în capitolul 2.

Conform metodei exacte, pentru grinzi de tipul III /5/, /96/, secțiunea caracteristică a grinzii se încadrează în starea limită b_1 , conform căreia poziția axei neutre plastice rezultă din ecuația de gradul 3 în y :

$$A_0(R+\sigma_{o1}) - A_{ts}(\sigma_{o1} + \sigma_{os}) - A_{ts}(R - \sigma_{os} - \sigma_{2s}) - \frac{1}{2} A_1(\sigma_{o1} + \sigma_{os}) - \frac{1}{2} t h_{2e}(R - \sigma_{os} - \sigma_{2s}) - Nb = 0 \quad (4.1)$$

în care : $Nb = \alpha b_p R_c y$; $\sigma_{2s} = E \cdot \bar{\epsilon}_{br} \frac{y_3 - y}{y}$; $h_{2e} = \frac{y(\bar{\epsilon}_{br} + \epsilon_o - \epsilon_{1s}) - y_3 \bar{\epsilon}_{br}}{\bar{\epsilon}_{br} \cdot y_2 - \epsilon_{1s} \cdot y} \cdot y_2$

Din rezolvarea ecuației (4.1), rezultă poziția axei neutre $y = 7,466$ cm, și capacitatea portantă a grinzii se calculează cu relația :

$$M_{III}^b = A_0(R + \sigma_{o1})(h - y_1 - s) - A_{ts}(R - \sigma_{2s} + \sigma_{o1})(y_3 - s) - \frac{1}{2} A_1(\sigma_{o1} + \sigma_{os}) \left(\frac{1}{3} h_1 + y_3 - s \right) - \frac{1}{2} t h_{2e}(R - \sigma_{os} - \sigma_{2s}) \left(\frac{1}{3} h_{2e} + y_3 - s \right) \quad (4.2)$$

Relația (4.2) dă $M_{III}^b = 30250$ daNm.

Pentru calculul cu metoda simplificată propusă, se pleacă de la faptul că la starea limită de rezistență capacitatea portantă pentru o secțiune transversală dată nu depinde de tipul grinzii. Grinda se încadrează în cazul II, poziția axei neutre plastice rezultă din ecuația de gradul II:

$$0,8 \alpha b_p R_c y^2 + [A_{ts} R (1 + \alpha) - \alpha A_0 R] y - A_{ts} R y_2 = 0 \quad (4.3)$$

din care rezultă $y = 7,02$ cm.

Capacitatea portantă a grinzii va fi :

$$M_{II}^{cap} = A_0 R (h - y_1 - y_2) + 0,8 b_p y R_o (y_2 - 0,4y) + M_o = 29986 \text{ daNm} \quad (4.4)$$

Se remarcă diferența neglijabilă care există între cele două valori calculate ($\approx 0,8\%$).

Forța de lunecare la starea limită de rezistență este $N_b = L_p = 126.526$ daN. Admitînd capacitatea portantă a unui diblu $L_c = n R_c A_{bs} = 1,4 \cdot 140 \cdot 60 = 11760$ daN, rezultă pentru jumătate de grindă $n = L_p / m L_c =$

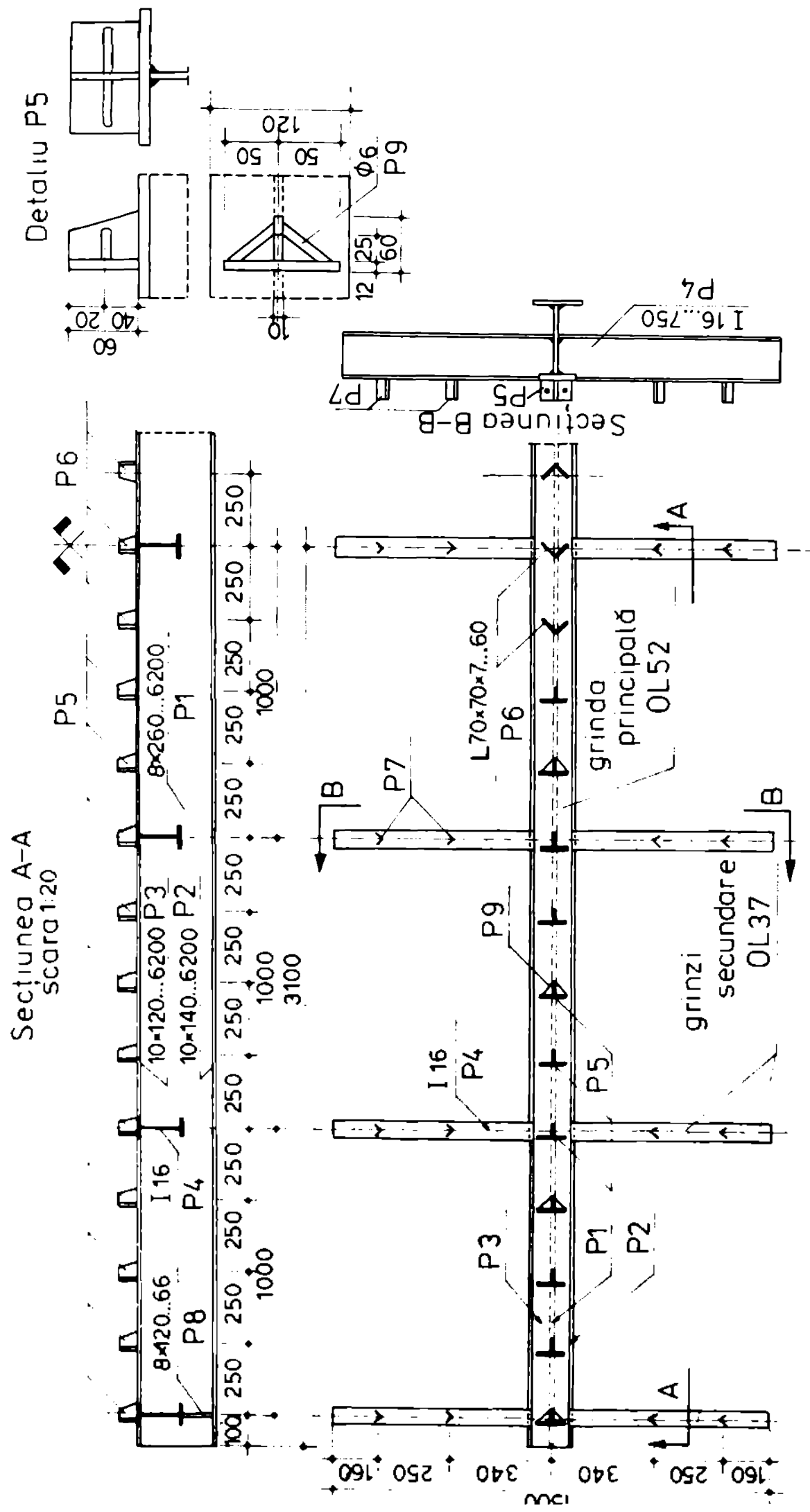


Fig. 4.4 Detalii de execuție, grinzi metalice GP1, GP2, GP3.

=126526/0,8.11760=13,4 dibluri.

Coefficientul de siguranță teoretic pentru element, calculat ca raportul între momentul capabil la starea limită de rezistență și momentul de exploatare, are valoarea 29986/22100=1,36.

4.3.2. Confectionarea modelelor experimentale

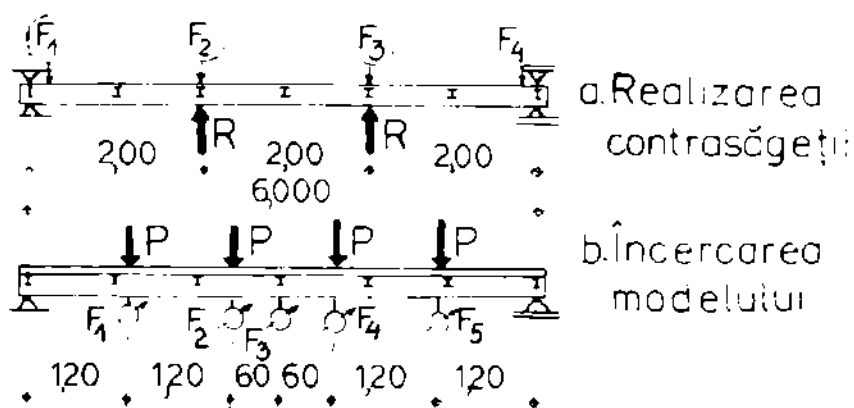


Fig. 4.6. Amplasarea fleximetrelor

Elementele experimentale s-au realizat în cadrul ICCPDC-Filiala Timișoara. S-au executat trei modele cu grindă metalică cu inimă plină, GP1, GP2 și GP3, conform figurilor 4.4 și 4.5.

Contrasăgeata grinzilor metalice s-a realizat înainte montării lor la stan-

dul de încercare, prin două forțe concentrate aplicate conform schemei din figura 4.6,a. Pentru controlul eforturilor unitare din contrașgeată au fost dispuse timbre TER și fleximetre. Contrasăgeata

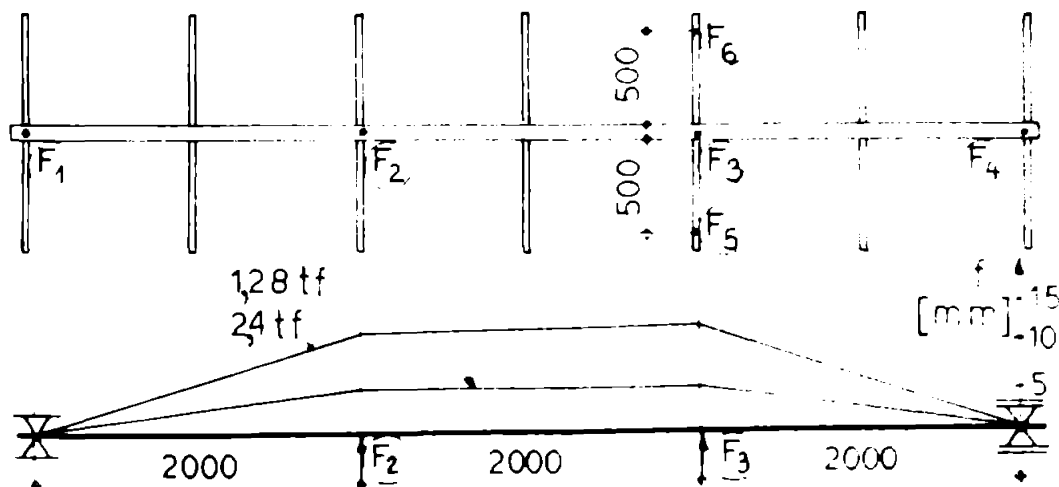


Fig.4.7 Contrasăgeata grinzii de oțel.

ta s-a realizat în două trepte de încărcare, după cum se vede din figura 4.7.

Fiecare grindă metalică s-a monolitizat cu câte 12 dale prefabricate de 100x73 cm. Conturul dințat al dalelor prefabricate (figura 4.5) permite fixarea în goluri a elementelor de legătură. Pentru realizarea unei rezenări corespunzătoare a dalelor prefabricate, în scopul evitării unor virfuri de solicitări rezultate din contactul neuniform cu grinda metalică, s-a turnat un pat din betonul de monolitizare de 2,5-3 cm.

4.4. Incarcarea grinzilor concrete, cu eforturi initiale

4.4.1. Caracteristicile fizico-mecanice reale ale materialelor

Vârsta betonului din plăcile prefabricate și din monolitizări la data încercării este dată în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2.

Element	Vârsta betonului (zile)		
	GP1	GP2	GP3
Plăci prefabricate	100	23	51
Monolitizări	20	16	22

Incarcările efectuate pe beton întărit la diferite vârste, prezentate în tabelul 4.3 arată

Tabelul 4.3

Grinda	Element	Rezistența betonului pe cuburi la vârsta:				Data încercării	R_{pr} [N/mm ²]	[N/mm ²]
		7 zile	14 zile	28 zile				
GP1	plăci	18,5	-	30,7	31,3	22,5		
	monolit.	-	27,0	29,4	29,4	-		
GP2	plăci	-	33,4	42,5	40,0	31,2		
	monolit.	-	35,9	43,2	35,9	-		
GP3	plăci	-	-	29,4	34,7	24,3		
	monolit.	-	-	24,5	22,7	-		

litățile obținute, în general mai mari decât cele propuse, și seama că pentru un beton B300 rezistența medie la compresiune a zile trebuie să fie între 27,25-31 N/mm². Se observă însă din tabelul 4.3 că la grinda GP3, rezistența betonului din monolitizări răspunde unui beton mai slab, ca. B200. La grinda GP2 rezistențe medii la compresiune pe cuburi la 28 zile sînt mai mari din cauza conținutului majorat de ciment (425 kg/m³) pentru a putea încerca betonul la o vîrstă mai mică. Rezistența prismatică și modulul de elasticitate s-au determinat la vîrsta încercării. Se observă că modulul de elasticitate determinat experimental pentru grinda GP3 este mai mic decât valoarea de calcul corespunzătoare a betonului dat în STAS 10107/e-76 cu 11,7%, respectiv cu 10%.

Pentru confecționarea grinzilor principale și a elementelor de legătură s-au folosit platbenzi din oțel OL52 de 8, 10, 12 și 14 mm. Pe probe extrase din platbenzi s-a determinat limita de curgere și de rupere a materialului. Rezultatele obținute în urma

minărilor experimentale și rezistențele standardizate sînt prezentate în tabelul 4.4.

Tabelul 4.4.

Grosimea tablei [mm]	Aria eprovetei [mm ²]	Forța la: [N]		σ_c		σ_T	
		curge- re	rupere	experim. [N/mm ²]	002	experim. [N/mm ²]	STAS
8	8x25	76000	117750	380		588,7	
10	10x25	85000	126300	340	34,3- 35,3	505,2	510-608
12	12x25	129000	-	430		-	

4.4.2. Stabilirea treptelor de încărcare

Elementele compuse s-au încercat în laboratorul de beton al catedrei CCIA. Eforturile unitare într-un element experimental rezultă din : contrasăgeata obținută prin reazemele provizorii, reacțiunea dată de eliminarea reazemelor, greutatea proprie a elementelor structurale și a pieselor intermediare de încărcare și sarcina stației de exploatare. Modul în care se realizează contrasăgeata și în care acționează greutatea proprie a elementelor a fost tratat anterior (4.3).

Deoarece nu s-a putut realiza un sistem care să permită încărcarea în nodurile de intersecție grinzi principale-grinzi secundare, sau o încărcare uniform distribuită, forța de încărcare se transmite prin intermediul unor grinzi metalice (profile laminate) în patru puncte, conform figurii 4.6.b.

Încărcarea fiecărui model s-a realizat în două etape :

- etapa I - două cicluri de încărcare pînă la sarcina de exploatare stabilită teoretic conform încărcărilor utile ce acționează pe prototip, apoi descărcare la valoarea greutății sistemului de grinzi metalice de încărcare (636 kgf) ;

- etapa II - încărcare pînă la cedarea modelului.

Încărcarea de exploatare a rezultat considerînd încărcarea utilă pentru grinda principală de 1200 daN/m². Prin reducerea la scara 1:2 a modelului, grinzi principale îi va reveni o încărcare 1200x3=3600 daN/m, la care se adună și încărcarea dată de greutatea proprie a elementului (270 kg/m). Forțele de încărcare fiind situate la 1,2 m distanță, valoarea unei forțe concentrate este 3870·1,2=4644 kg. Deci valoarea forței de exploatare de la piston este de ca. 17000 kg, eliminînd efectul greutății proprii a elementului.

Treptele de încărcare în etapa I s-au stabilit conform recomandărilor ca o treaptă să nu depășească 25% din valoarea încărcării de exploatare. Rezultă patru trepte de 4250 kgf; prima treaptă s-a considerat greutatea sistemului de încărcare.

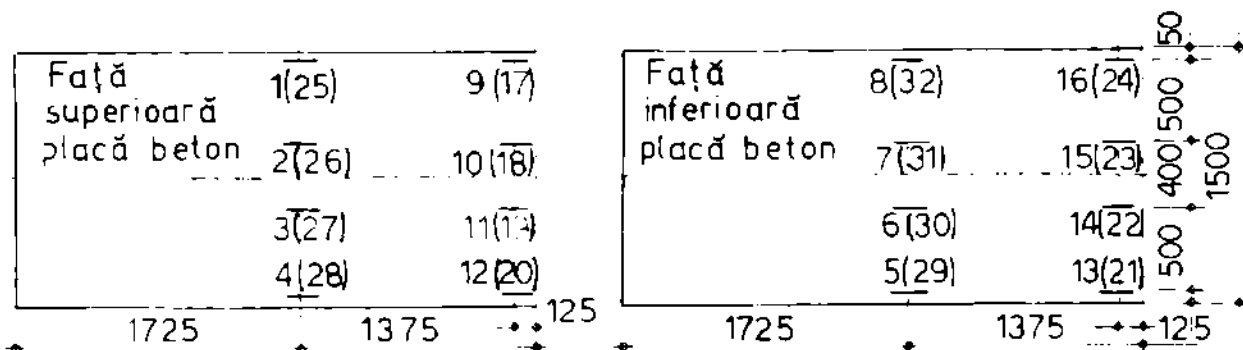
În etapa a II-a, pînă la încărcarea de exploatare s-au păstrat treptele conform etapei I, apoi pînă la cedarea elementului fiecare treaptă a fost de 3000 kgf ($\approx 18\%$ din încărcarea de exploatare).

4.3.3. Aparat de măsură folosit în timpul încercărilor

Valorile forțelor de încărcare s-au citit la cadranul pupitrului preseii VPM-Leipzig.

În timpul încercărilor s-au măsurat :

- Săgețile în puncte caracteristice ale grinzii, atât la preîncovierea grinzii metalice, cât și la încărcarea în etapele I și II. Fleximetrele pe bază de comparator cu fir, de precizie 0,1 mm au fost amplasate conform figurilor 4.6 și 4.7. Se observă că s-au amplasat fleximetre și în sens transversal grinzii principale, către capetele grinzilor secundare, pentru a putea urmări în timpul încercărilor eventualele torsionări ale structurii de rezistență.



Obs. Cifrele din paranteză se referă la limbrele amplasate simetric.

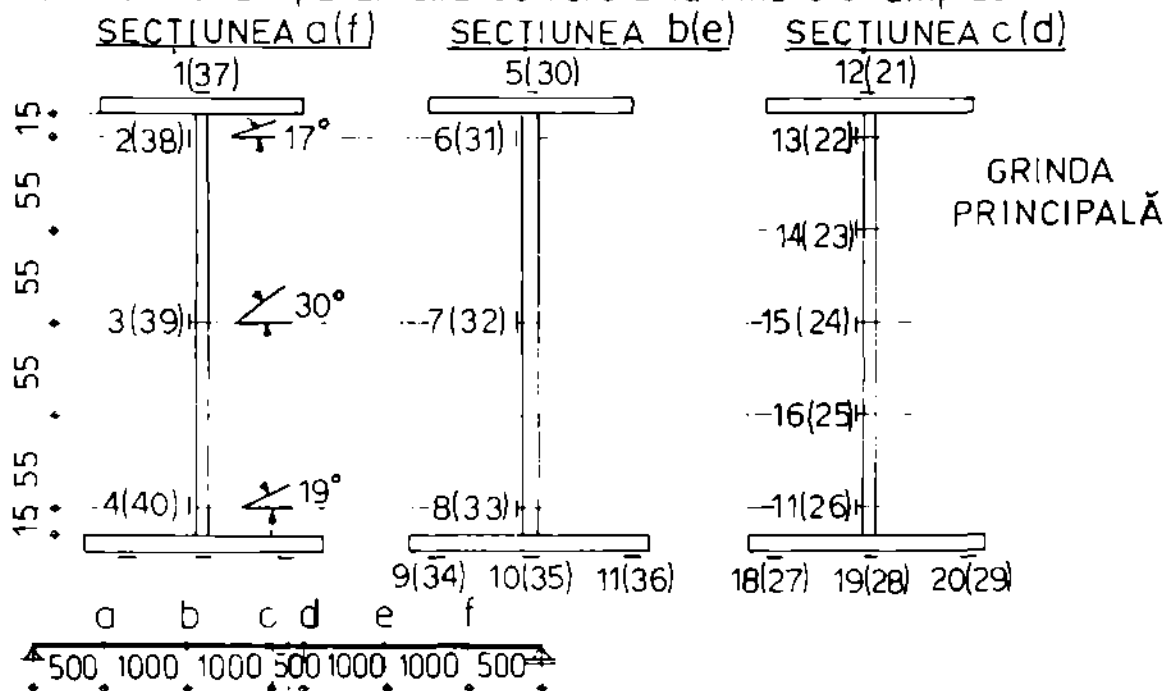


Fig.4.8. Amplasarea TER

- Deformațiile specifice ale oțelului și betonului, prin utilizarea timbrelor electro-rezistive TER, cu baza de 10 mm pentru oțel și de 100 mm pentru beton. Puntea tensometrică folosită a fost de tip Huggenberger. În figura 4.8 este dată amplasarea timbrelor pe dalele de beton și pe grinda metalică.

4.5. Rezultatele încercărilor experimentale

Pe parcursul încercării s-au urmărit aspecte referitoare la:

- comportarea structurii compuse pînă la treapta stabilită de exploatare prin compararea eforturilor unitare calculate teoretic cu cele determinate experimental,

a săgeților teoretice și experimentale ;

- comportarea dalei din beton arnat prefabricată, în special comportarea rosturilor de monolitizare ;

- repartizarea eforturilor unitare pe lățimea dalei de beton, ținînd seama că s-a modelat lățimea de calcul teoretică ;

- verificarea gradului de conlucrare a dalelor prefabricate cu grinzile metalice prin intermediul elementelor de legătură tipului ;

- comportarea structurii compuse peste treapta de exploatare, în special în jurul încercărilor cores-

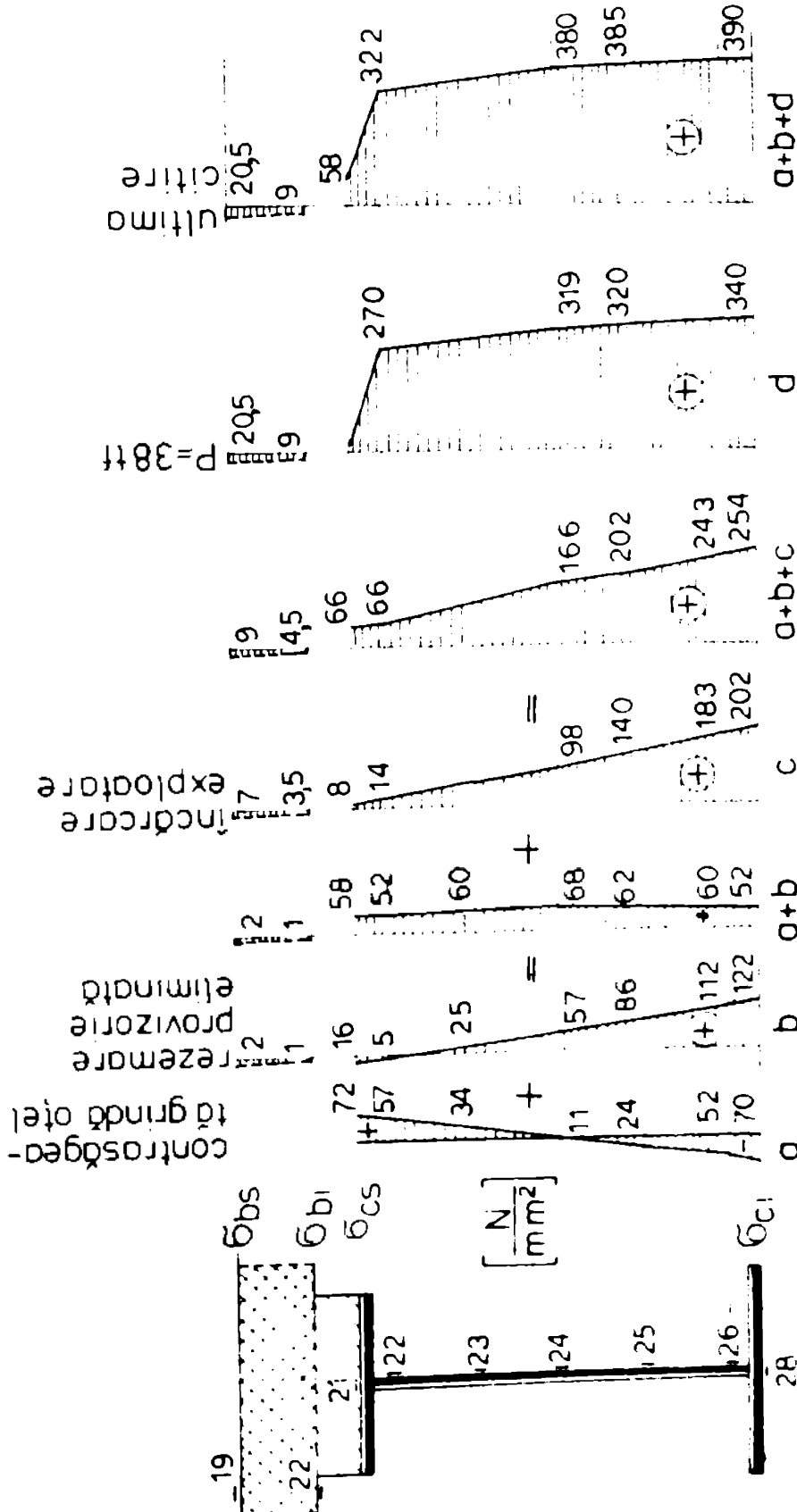


Fig. 4.9. Starea de eforturi determinată experimental

punzătoare capacității portante la starea limită de rezistență ;
 - modul de cedare a structurii compuse și stabilirea siguranței structurii compuse modelate.

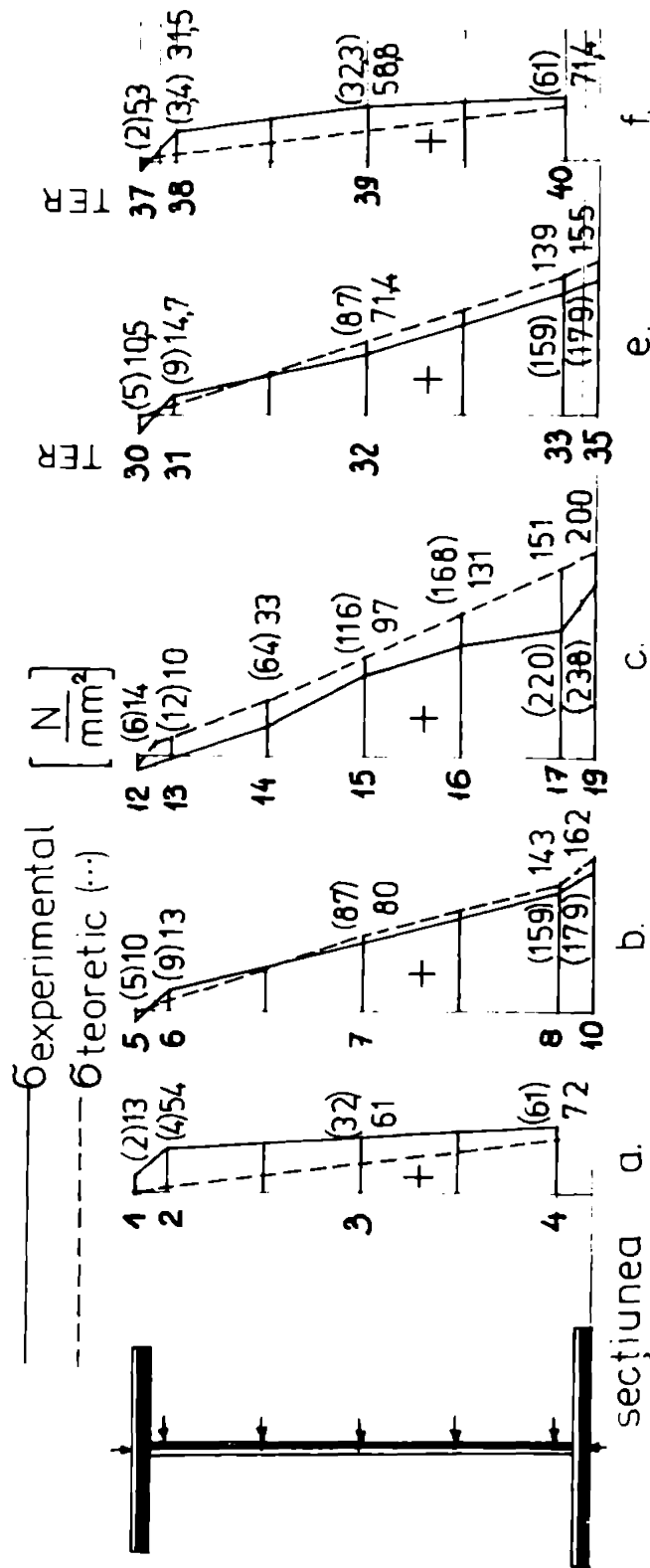


Fig. 4.10. Eforturi unitare teoretice și experimentale în oțel la treapta de exploatare

Eforturile unitare
 s-au calculat pe baza relației $\sigma = \epsilon \cdot E$ până la treapta de exploatare, respectiv peste această treaptă, admițând valabilitatea relației până la valori a deformațiilor specifice inferioare limitelor de calcul elastice pentru beton sau oțel. În calcule s-a folosit pentru beton modulul de elasticitate determinat experimental (tabelul 4.3), iar pentru oțel s-a luat $E = 0,21 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$.

În figura 4.9 este dată starea de eforturi pe înălțimea secțiunii compuse rezultată din însumarea eforturilor unitare determinate experimental, corespunzătoare diferitelor faze de solicitare, atât pentru treapta de exploatare, cât și pentru ultima treaptă de încărcare la care s-au făcut citiri. Secțiunea este situată în zona de momente maxime. În

figura 4.10 sînt reprezentate eforturile teoretice și experimentale pe secțiunea de oțel la treapta de exploatare pentru diferite puncte în lungul grinzii. În figura 4.11 este dată variația eforturilor unitare de compresiune pe înălțimea dalei de beton la diferite trepte și în secțiuni diferite ale grinzii.

Se observă o concordanță destul de bună între valorile determinate teoretic și cele determinate experimental, sub rezerva preciziei măsurărilor efectuate cu ajutorul timbrelor elec-

tro-rezistive. Pentru fibra de oțel cea mai întinsă, diferența maximă între eforturile unitare teoretice și experimentale este de 15,9%.

Se remarcă faptul că în general eforturile unitare determinate experimental sînt mai mici decît cele teoretice, comportarea grinzii compuse pînă la treapta de exploatare fiind elastică. Peste treapta de exploatare configurația eforturilor unitare pe înălțimea secțiunii compuse se schimbă, în special după atingerea în fibra cea mai întinsă de oțel a limitei de curgere. La ultima citire efectuată cu ajutorul timbrilor, se constată că atât pe înălțimea zonei întinse de oțel, cît și pe înălțimea zonei comprimate de beton, eforturile unitare sînt aproape constante, indicînd plasticizarea secțiunii transversale; în oțel în zona superioară, eforturile unitare sînt mai mici decît limita de curgere. Poziția axei neutre plastice este situată în zona dintre telpa superioară a grinzii de oțel și partea inferioară a dalei prefabricate.

Urmărind variația eforturilor unitare pe lățimea plăcilor prefabricate, în fibra cea mai comprimată de beton, prezentată în figura 4.12 pentru diferite secțiuni transversale, se observă că eforturile unitare sînt practic constante pe lățimea plăcilor.

S-au urmărit încercările caracteristice, corespunzătoare fazei finale de cedare; aceste valori sînt date în tabelul 4.5 pentru cele trei grinzi.

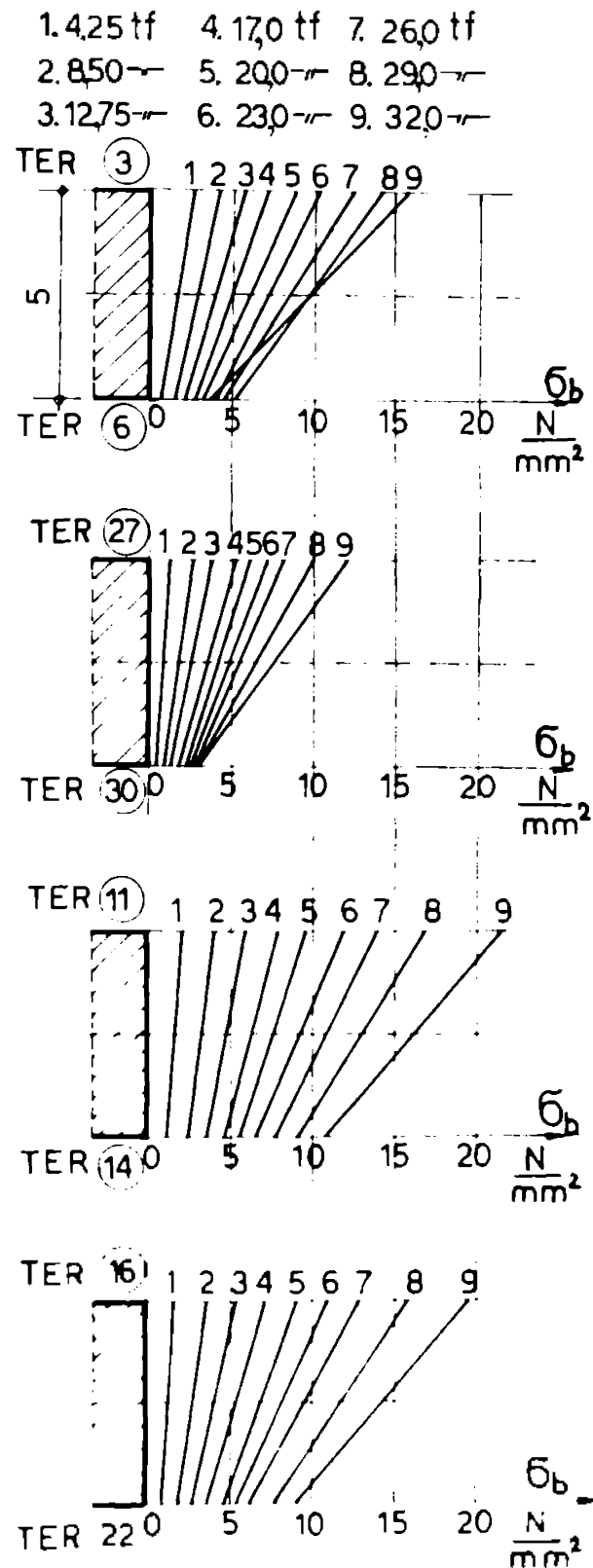


Fig. 4.11. Variația eforturilor unitare pe înălțimea plăcii

Treptele de încărcare în etapa I s-au stabilit conform recomandărilor ca o treaptă să nu depășească 25% din valoarea încărcării de exploatare. Rezultă patru trepte de 4250 kgf; prima treaptă s-a considerat greutatea sistemului de încărcare.

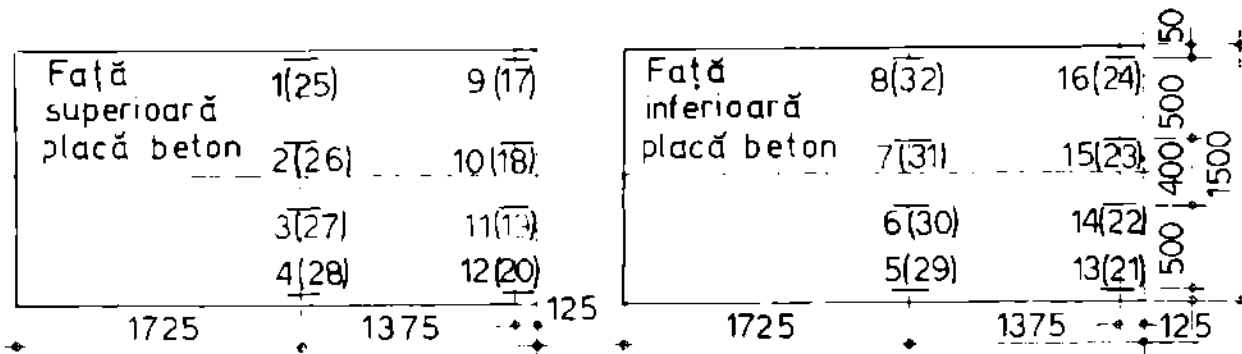
În etapa a II-a, pînă la încărcarea de exploatare s-au păstrat treptele conform etapei I, apoi pînă la cedarea elementului fiecare treaptă a fost de 3000 kgf ($\approx 18\%$ din încărcarea de exploatare).

4.3.3. Aparate de măsură folosite în timpul încercărilor

Valorile forțelor de încărcare s-au citit la cadranul pupitrului preseii VPM-Leipzig.

În timpul încercărilor s-au măsurat :

- Săgețile în puncte caracteristice ale grinzii, atât la preîncovoierea grinzii metalice, cît și la încărcarea în etapele I și II. Fleximetrele pe bază de comparator cu fir, de precizie 0,1 mm au fost amplasate conform figurilor 4.6 și 4.7. Se observă că s-au amplasat fleximetre și în sens transversal grinzii principale, către capetele grinzilor secundare, pentru a putea urmări în timpul încercărilor eventualele torsionări ale structurii de rezistență.



Obs. Cifrele din paranteză se referă la timbrele amplasate simetric.

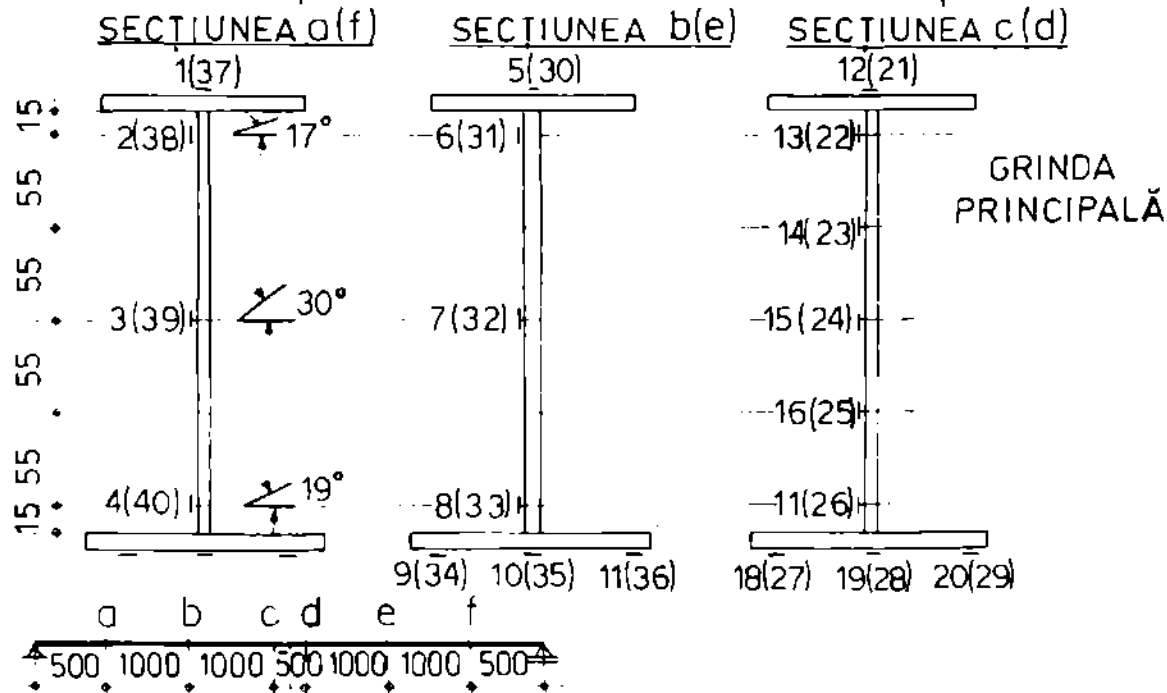


Fig.4.8. Amplasarea TER

- Deformațiile specifice ale oțelului și betonului, prin utilizarea timbrelor electro-rezistive TER, cu baza de 10 mm pentru oțel și de 100 mm pentru beton. Puntea tensometrică folosită a fost de tip Huggenberger. În figura 4.8 este dată amplasarea timbrelor pe dalele de beton și pe grinda metalică.

4.5. Rezultatele încercărilor experimentale

Pe parcursul încercării s-au urmărit aspecte referitoare la

- comportarea structurii compuse până la treapta stabilită de exploatare prin compararea eforturilor unitare calculate teoretic cu cele determinate experimental,

a săgeților teoretice și experimentale ;

- comportarea dalei din beton armat prefabricată, în special comportarea rosturilor de monolitizare ;

- repartizarea eforturilor unitare pe lățimea dalei de beton, ținând seama că s-a modelat lățimea de calcul teoretică ;

- verificarea gradului de conlucrare a dalelor prefabricate cu grinzile metalice prin intermediul elementelor de legătură tipuri ;

- comportarea structurii compuse peste treapta de exploatare, în special în jurul încercărilor

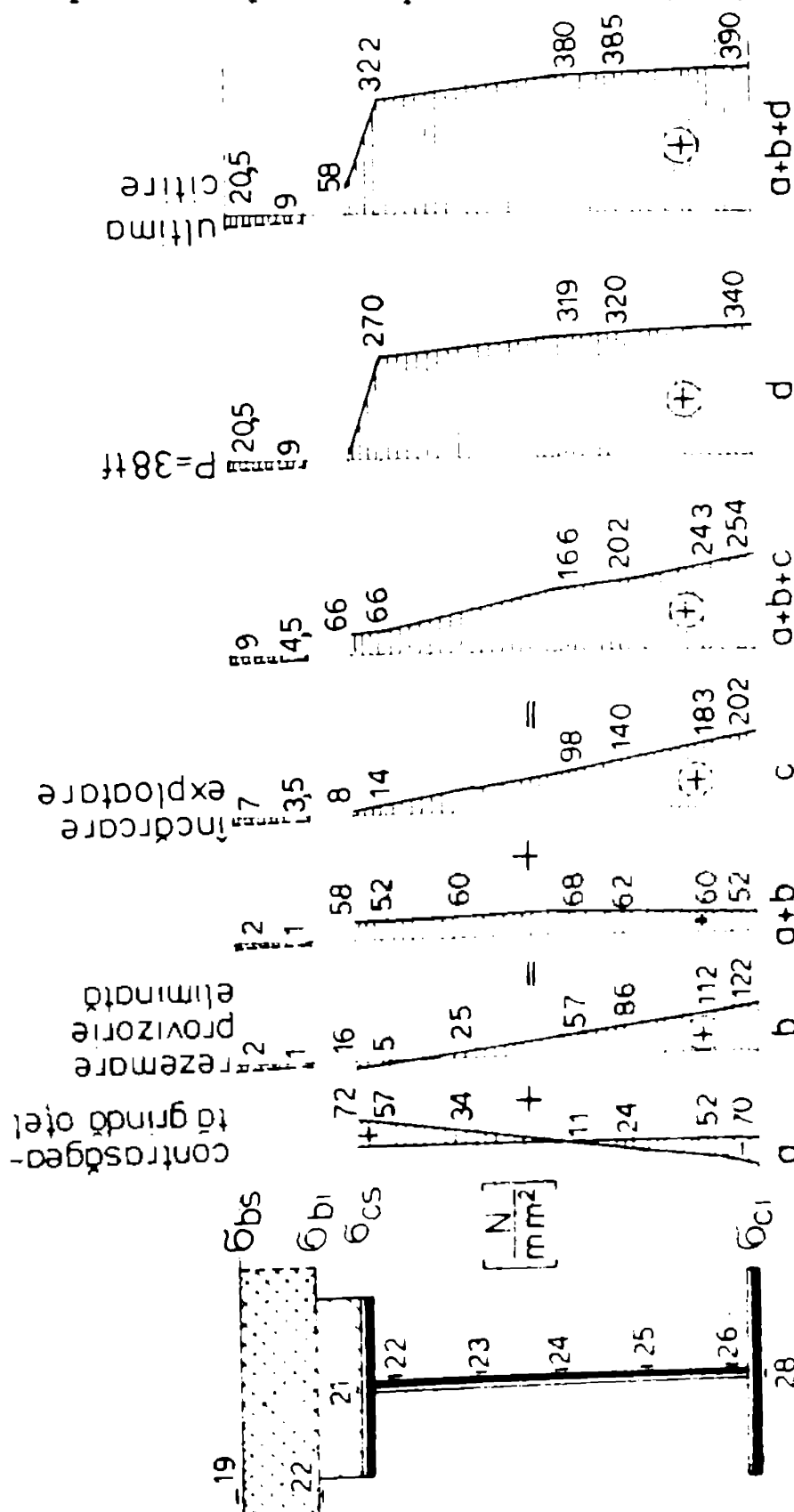


Fig. 4.9. Starea de eforturi determinată experimental

punzătoare capacității portante la starea limită de rezistență ;
 - modul de cedare a structurii compuse și stabilirea siguranței structurii compuse modelate.

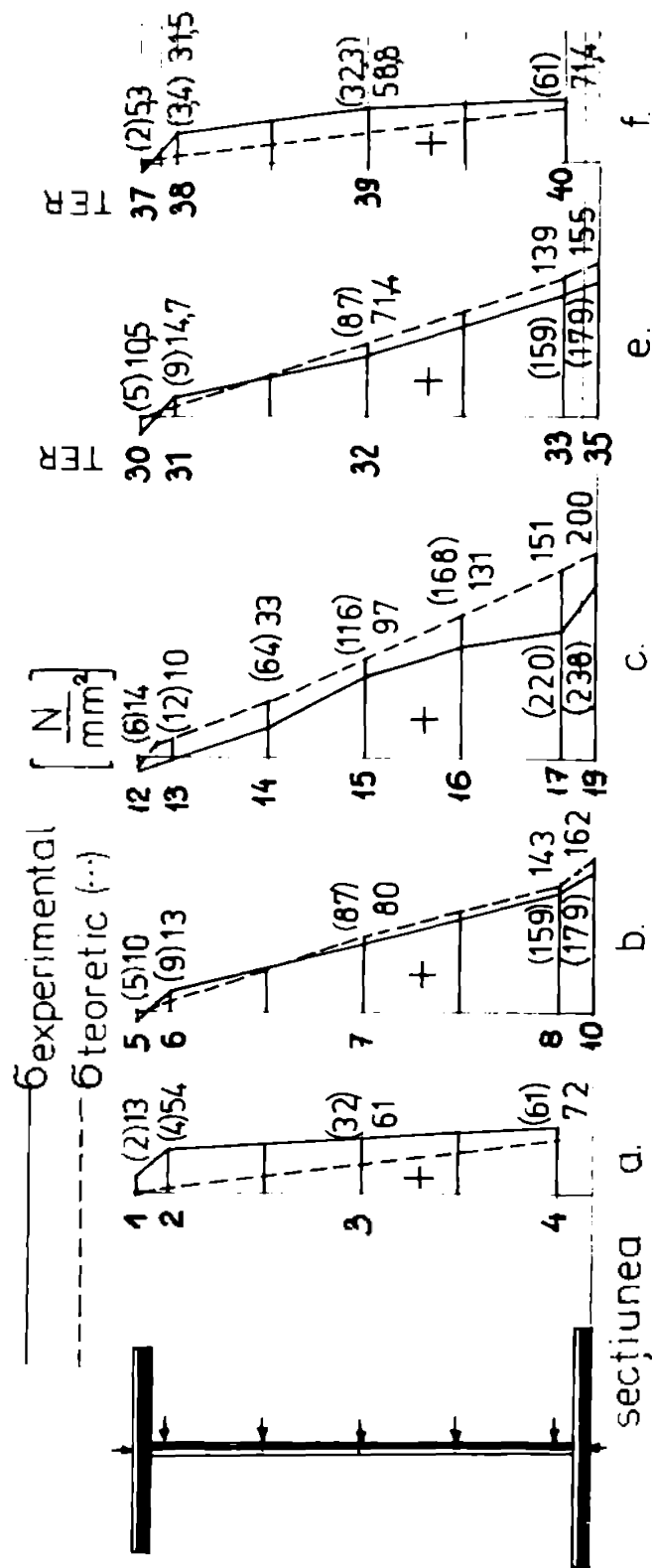


Fig. 4.10. Eforturi unitare teoretice și experimentale în oțel la treapta de exploatare

Eforturile unitare
 s-au calculat pe baza relației $\sigma = \epsilon \cdot E$ până la treapta de exploatare, respectiv peste această treaptă, admițând valabilitatea relației până la valori a deformațiilor specifice inferioare limitelor de calcul elastice pentru beton sau oțel. În calcule s-a folosit pentru beton modulul de elasticitate determinat experimental (tabelul 4.3), iar pentru oțel s-a luat $E = 0,21 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$.

În figura 4.9 este dată starea de eforturi pe înălțimea secțiunii compuse rezultată din însumarea eforturilor unitare determinate experimental, corespunzătoare diferitelor faze de solicitare, atât pentru treapta de exploatare, cât și pentru ultima treaptă de înoărcare la care s-au făcut citiri. Secțiunea este situată în zona de momente maxime. În

figura 4.10 sînt reprezentate eforturile teoretice și experimentale pe secțiunea de oțel la treapta de exploatare pentru diferite puncte în lungul grinzii. În figura 4.11 este dată variația eforturilor unitare de compresiune pe înălțimea dalei de beton la diferite trepte și în secțiuni diferite ale grinzii.

Se observă o concordanță destul de bună între valorile determinate teoretic și cele determinate experimental, sub rezerva preciziei măsurărilor efectuate cu ajutorul timbrelor elec-

tro-rezistive. Pentru fibra de oțel cea mai întinsă, diferența maximă între eforturile unitare teoretice și experimentale este de 15,9%.

Se remarcă faptul că în general eforturile unitare determinate experimental sînt mai mici decît cele teoretice, comportarea grinzii compuse pînă la treapta de exploatare fiind elastică. Peste treapta de exploatare configurația eforturilor unitare pe înălțimea secțiunii compuse se schimbă, în special după atingerea în fibra cea mai întinsă de oțel a limitei de curgere. La ultima citire efectuată cu ajutorul timbrilor, se constată că atât pe înălțimea zonei întinse de oțel, cît și pe înălțimea zonei comprimate de beton, eforturile unitare sînt aproape constante, indicînd plasticizarea secțiunii transversale; în oțel în zona superioară, eforturile unitare sînt mai mici decît limita de curgere. Poziția axei neutre plastice este situată în zona dintre telpa superioară a grinzii de oțel și partea inferioară a dalei prefabricate.

Urmărind variația eforturilor unitare pe lățimea plăcilor prefabricate, în fibra cea mai comprimată de beton, prezentată în figura 4.12 pentru diferite secțiuni transversale, se observă că eforturile unitare sînt practic constante pe lățimea plăcilor.

S-au urmărit încălzirile caracteristice, corespunzătoare fazei finale de cedare; aceste valori sînt date în tabelul 4.5 pentru cele trei grinzi.

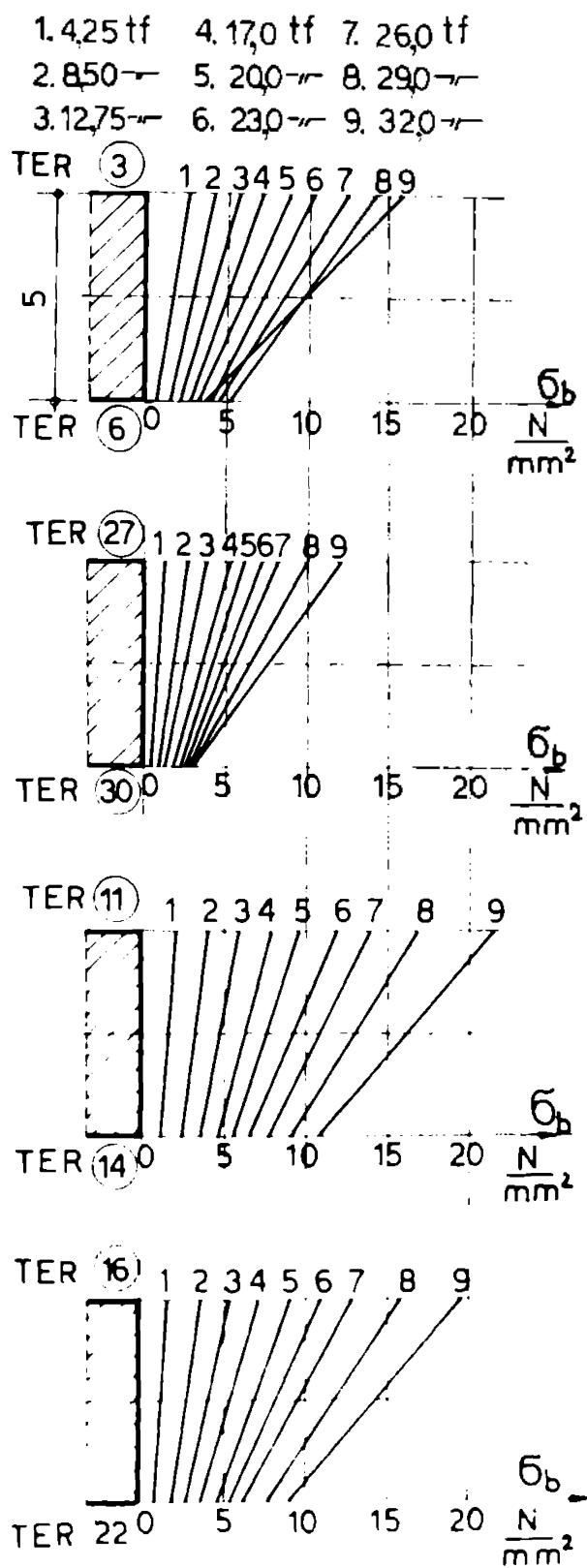


Fig.4.11.Variația eforturilor unitare pe înălțimea plăcii

Tabelul 4.5.

Element	Încărcare caracteristică [tf]		
	Expl.	Curgere	Finală
GP1	17	35	40
GP2	17	-	35
GP3	17	26	37

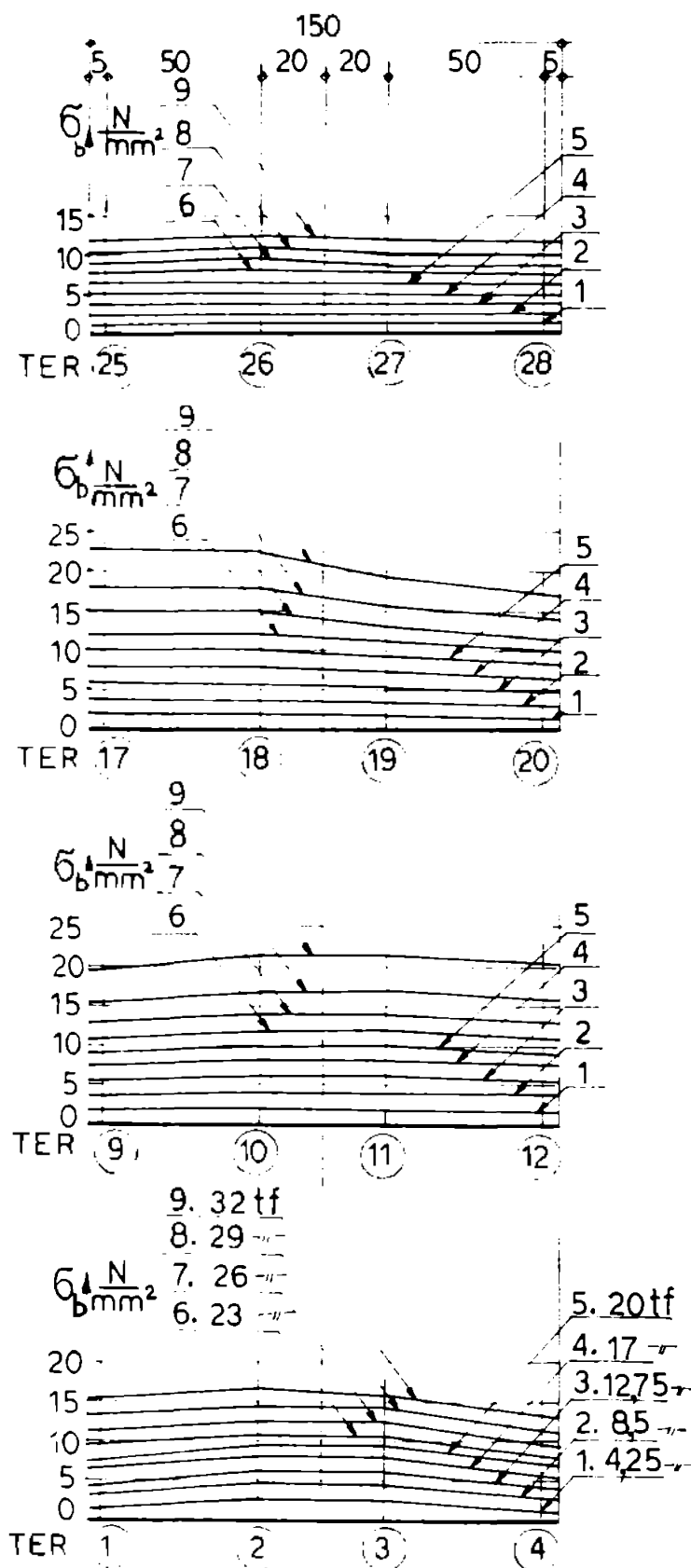


Fig. 4.12. Variația eforturilor unitare pe lățimea plăcii (σ_{bmax})

Încărcarea de exploatare s-a stabilit teoretic, corespunzător încărcării utile a prototipului. Valoarea încărcării de curgere, corespunzătoare dezvoltării deformației plastice în fibra cea mai întinsă de oțel s-a apreciat din înregistrările TER (diagrama P-E) cât și din diagramele P-f (încărcare-săgeată). Încărcarea finală a reprezentat valoarea maximă a încărcării înregistrate la fiecare element experimental, corespunzător situației mediei conlucrării, prin alunecare între dale și grinda metalică. Acest mod de cedare s-a produs la toate elementele experimentale.

Analizând modul de comportare a grinzilor sub încărcări, se pot trage următoarele concluzii :

- încărcarea de exploatare, stabilită în funcție de condițiile concrete ale utilizării acestor elemente, reprezintă 0,42-0,46 din încărcarea corespunzătoare apariției curgerii în fibra cea mai întinsă de oțel ;

- încărcarea finală este cu 42,3-14,3% mai mare decât încărcarea corespunzătoare curgerii, ceea ce arată o capacitate ridicată de deformare elastico-plastică a elementelor ;

Tabelul 4.6.

Element	M^{cap} [KN.m]		$\frac{M^{exp.}}{M^{teor.}}$
	teoretic	experimental	
GP1	299,86	360,0	1,2
GP2		315,0	1,05
GP3		333,0	1,11

- raportul dintre capacitatea portantă experimentală și cea determinată teoretic la starea limită de rezistență variază între 1,05-1,2 (tabelul 4.6);

Tabelul 4.7.

Element	Coeficient de siguranță	
	teoretic	experimental
GP1	1,96	2,35
GP2		2,06
GP3		2,18

- în privința modului de rupere a elementelor experimentale trebuie specificat că, teoretic în dibluri s-a atins capacitatea portantă limită, raportul dintre forța de lunecare maximă capabilă și forța de lunecare teoretică la starea limită de rezistență fiind aceeași cu raportul dintre momentul de rupere experimental și cel teoretic (1,11). Cedarea s-a produs prin distrugerea betonului din nolitizări, rezistența betonului fiind scăzută datorită compactării necorespunzătoare ;

cea de lunecare teoretică la starea limită de rezistență fiind aceeași cu raportul dintre momentul de rupere experimental și cel teoretic (1,11). Cedarea s-a produs prin distrugerea betonului din nolitizări, rezistența betonului fiind scăzută datorită compactării necorespunzătoare ;

Tabelul 4.8.

Treapta de încărcare [tf]	Săgeata f [mm]						Diferențe $\frac{F_3 - F_3^i}{F_3} \cdot 100$ [%]
	Teoretic			Experimental			
	$F_1^i(P_5)$	$F_2^i(P_4)$	F_3^i	$F_1(P_5)$	$F_2(P_4)$	F_3	
4,25	3,57	5,73	6,02	3,49	5,6	5,8	-3,7
8,5	6,45	10,36	10,88	5,72	9,3	9,56	-12,1
12,75	8,23	13,22	13,88	8,1	13,06	13,33	-3,9
17,0 expl.	10,56	16,97	17,81	10,45	16,93	17,42	-2,2
20,0	12,2	19,61	20,59	11,7	18,8	19,2	-6,7
23,0	13,85	22,26	23,36	14,3	22,9	23,4	-0,17
26,0	15,49	24,9	26,14	17,4	27,95	28,9	+10,6
29,0	17,14	27,54	28,92	21,2	34,45	36,0	+24,5

- coeficienții de siguranță la rupere, definiți ca raportul dintre încărcarea de rupere și încărcarea de exploatare sînt dați în tabelul 4.7.

In figura 4.13 a,b este prezentată variația săgeții determinată experimental la diferite trepte de încărcare în lungul grinzii și diagrama P-f pentru cele trei cicluri de încărcare la mijlocul grinzii. Se constată următoarele aspecte :

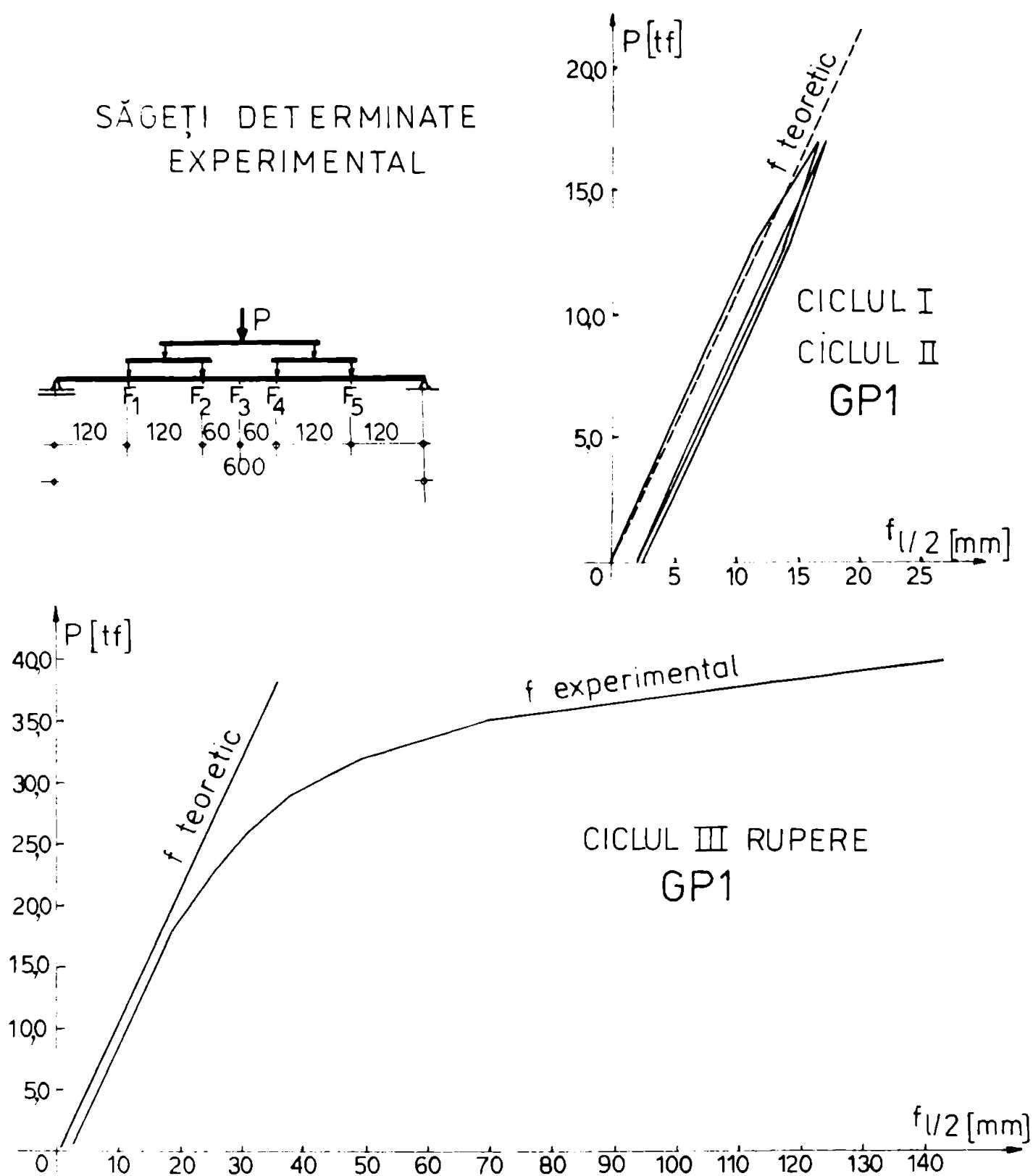


Fig. 4.13 a.

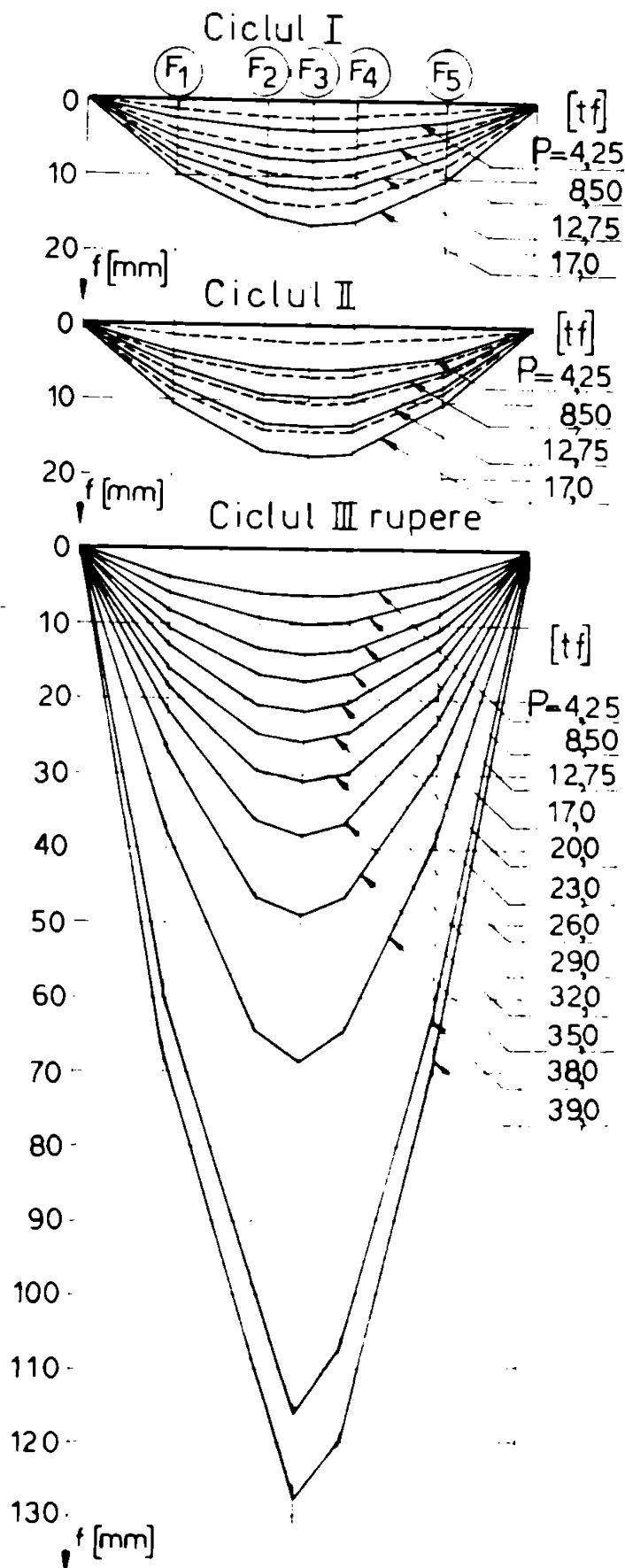


Fig. 4.13b

- In etapa I de încărcare-descărcare săgețile remanente au valoarea de 0,2 mm la GP1, 0,5 la GP2 și 0,22 la GP3; față de săgeata remanentă de control conform STAS 6657/1-67, cuprinsă între 1,04-1,82 mm, săgețile remanente înregistrate sînt mult mai mici, ceea ce demonstrează comportarea elastică a structurii compuse. După al doilea ciclu de încărcare-descărcare, săgețile remanente au valori mai mici, decît 10% din săgețile înregistrate la încărcarea maximă a treptei /119/ ;

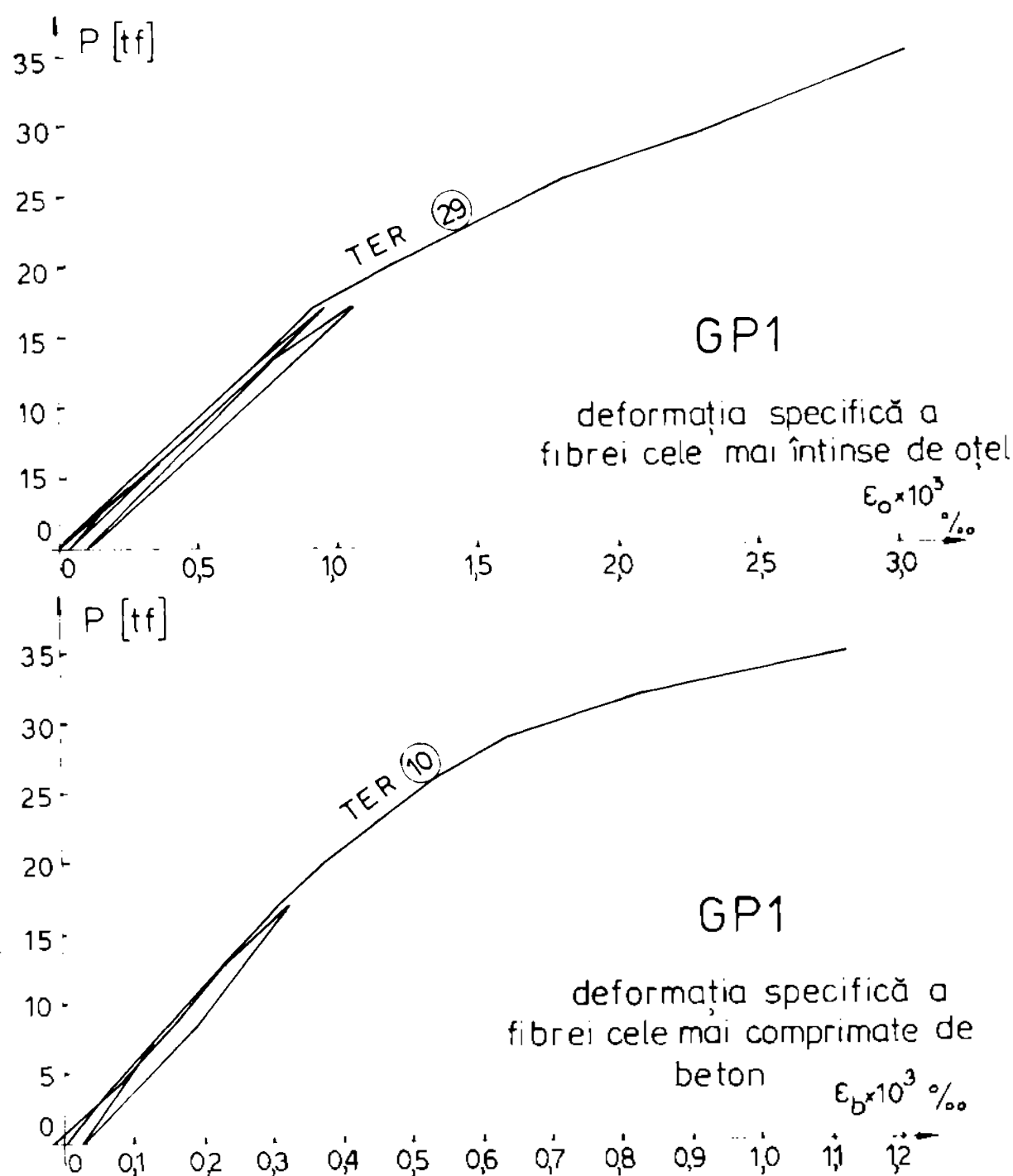
- Săgețile maxime înregistrate la treapta de exploatare au valori mai mici decît valorile admise conform /118/, /119/, $f_{ad} = \frac{1}{200} = 30$ mm (tabelul 4.9), cu excepția grinzii GP3 la care se depășește cu 6% săgeata admisă ;

- Săgețile înregistrate experimental au valori mai mici decît cele calculate teoretic în domeniul elastic, fiind foarte apropiate ca valoare (tabelul 4.8). Se constată că apropierea aceasta este valabilă pînă la o treaptă de încărcare superioară treptei de exploatare (20, tf), după care datorită deformațiilor plastice care încep să apară, săgețile devin din ce în ce mai mari față de valorile teoretice ;

Tabelul 4.9.

Element	Săgeata f (mi,locul deschiderii) [mm]		
	remanență, după :		la a doua încărcare
	1-a descărcare	a 2-a descărcare	
GP1	0,2	0,31	15,43
GP2	0,5	0,50	19,20
GP3	0,22	0,49	22,00

- Deformatele grinzilor la diferite trepte de încărcare (figura 4.13) sînt simetrice față de axa de simetrie, ceea ce denotă atât încărcarea corectă a elementelor experimentale, cît și înre-



gistrarea corectă. De asemenea săgețile măsurate perpendicular pe axa grinzii, la capetele grinzilor secundare au fost egale, arătînd că nu s-au produs torsiuni ale structurii la nici o treaptă de încărcare;
 - Pe baza diagramei P-f se pot pune în evidență sta-

Fig. 4.14. Diagrame încărcare-deformație specifică

diile caracteristice ale comportării grinzilor sub încărcări : elastic(pînă la treapta de exploatare)și elasto-plastic cu un caracter din ce în ce mai pronunțat plastic spre atingerea treptei de cedare.

În ceea ce privește deformațiile specifice citite cu ajutorul timbrelor, acestea au servit la studierea stării de eforturi a grinzii compuse sub încărcări, în special sub încărcările de exploatare pentru care se poate admite proporționalitatea eforturi-deformații specifice ; de asemenea diagramele caracteristice $P-\delta$ permit aprecierea momentului în care se atinge limita de curgere în oțel.

În figura 4.14 sînt date diagramele $P-\delta$ pentru sîmbra cea



Fig 4.15



Fig. 4.16

mai comprimată de beton și pentru fibra cea mai întinsă de oțel. Din alura diagramelor se pot trage aceleași concluzii ca pentru diagramele P-f.

În figurile 4.15, 4.16, 4.17, 4.18 se pot urmări aspecte din timpul încercării experimentale la diferite faze de încărcare.



Fig.4.17

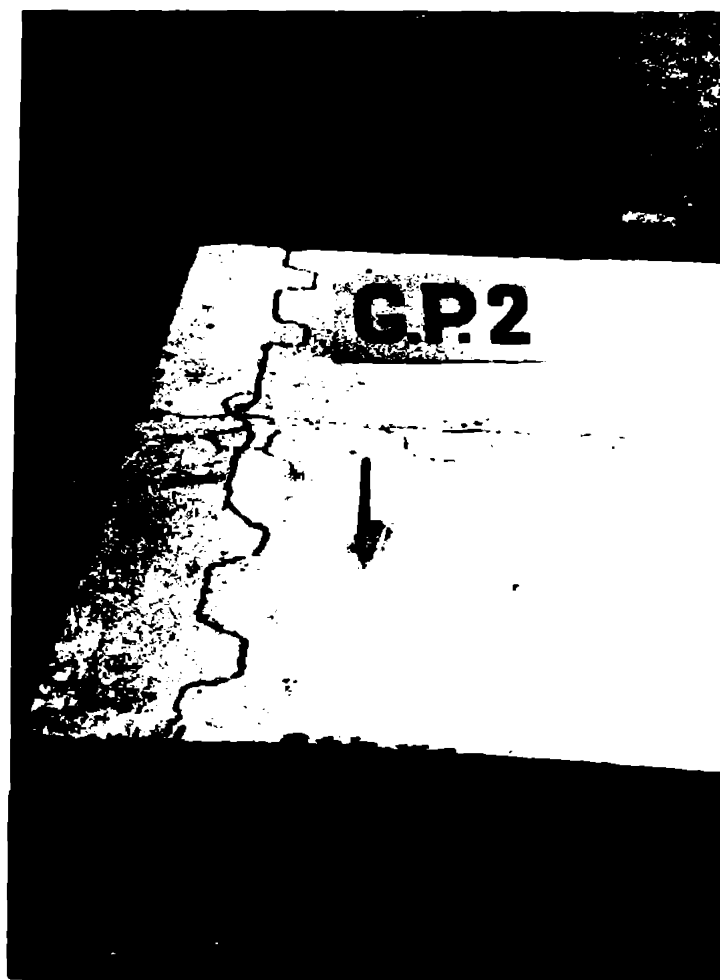


Fig.4.18

4.6. Concluzii

În urma cercetărilor teoretice și experimentale rezultă următoarele concluzii :

a) Aplicarea structurilor compuse oțel-beton cu eforturi inițiale la construcții industriale cu încărcări utile mari și deschideri medii, conduce la avantaje cum ar fi : reducerea greutatei proprii a structurii de rezistență, economii de ciment, reducerea consumului global de energie, posibilitatea realizării uzinale a unor părți din elementele de rezistență etc.

b) Modelarea grinzilor principale, secundare și a dalelor prefabricate conform condițiilor reale constructive și de solicitare a prototipului calculat reprezintă o soluție originală, neîntâlnită în literatura de specialitate.

c) Comportarea structurii compuse oțel-beton pînă la treapta de exploatare și chiar la valori mai mari cu 15-18% decît treapta de exploatare este elastică, confirmînd ipotezele de calcul acceptate pentru verificările la stadiul limită a deformațiilor specifice ;

d) Deformațiile (săgețile) înregistrate la treapta de exploatare satisfac cerințele conform /119/. Se remarcă efectul pozitiv al eforturilor unitare inițiale introduse în grinzile metalice asupra deformațiilor, eforturilor unitare, a comportării generale a elementelor.

e) Eforturile unitare determinate experimental în zonele cele mai solicitate sînt, pentru treapta de exploatare, mai mici decît eforturile limită (în beton eforturile sînt în domeniul elastic pentru deformații de compresiune $\varepsilon_b < \varepsilon_e$, iar în oțel eforturile nu depășesc limita de proporționalitate).

f) Variația constantă a eforturilor unitare, la orice treaptă de încărcare pe lățimea dalelor prefabricate, luate egală cu lățimea activă de placă justifică propunerea de a folosi formulele (3.2) și (3.3) pentru determinarea lățimii de calcul, în cazul în care $L/d < 10$.

g) Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton la starea limită de rezistență se poate face cu metoda simplificată propusă în capitolul 2. Variația eforturilor unitare pe înălțimea secțiunii transversale sub încărcări apropiate de cele de rupere a justificat diagramele de calcul acceptate teoretic în metoda simplificată; astfel secțiunea de oțel întinsă a fost în întregime plasticizată, cu excepția tălpii superioare a grinzii de oțel, ipoteză care se acceptă pentru cazul II de stare limită; poziția experimentală a axei neutre plastice s-a aflat în apropierea celei calculate teoretic.

h) În privința siguranței tipului studiat de structură compusă se remarcă faptul că încărcarea finală reprezintă de 2,06-2,35 ori încărcarea de exploatare ; capacitatea portantă experimentală este mai mare cu 5-20% decît capacitatea portantă teoretică la starea limită de rezistență determinată cu metoda simplificată. Din cele de mai sus rezultă rezerve suficiente ale capacității portante ale elementelor compuse, de care se poate ține seama în exploatare.

i) Cedarea elementelor experimentale s-a produs prin lunecări între dala de beton armat și grinda metalică în zonele de capăt a grinzilor, unde forța tăietoare, deci lunecarea este maximă. Atingerea capacității portante prin cedarea elementelor de lezătu-

ră după plasticizarea secțiunii de mijloc a grinzii este o consecință a faptului că un număr prea mic de elemente de legătură au fost prevăzute cu dispozitive împotriva tendinței de smulgere a dalei de beton.

Pentru evitarea unui astfel de mod de rupere se recomandă:

- toate elementele de legătură trebuie prevăzute cu dispozitive capabile de a prelua forța de smulgere care nu poate fi preluată de dibluri
- compactarea betonului în rosturile de monolitizare să se efectueze cu atenția deosebită pentru a asigura conlucrarea corespunzătoare a celor trei elemente : placă-grindă-conectori.

Deoarece cedarea conlucrării s-a produs la valori foarte mari a încărcărilor (practic peste capacitatea portantă la starea limită de rezistență a diblurilor) se poate trage concluzia că aceste tipuri de elemente de legătură se pot bine întrebuința și în cazul structurilor prefabricate, calculul prezentat în capitolul 3 fiind valabil și în acest caz.

j) Concluziile cercetărilor teoretice și experimentale, finalizate prin unele recomandări de proiectare stau la baza revizuirii "Instrucțiunilor tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a elementelor compuse oțel-beton" (P83-74) care s-a făcut în septembrie 1980. De asemenea pe baza cercetărilor s-au elaborat proiecte tip în colaborare cu IPCT-București pentru diferite elemente compuse oțel-beton (elemente cu deschideri mari, estacade pentru culoare de benzi transportoare).

5. STUDII TEORETICE SI EXPERIMENTALE CU PRIVIRE LA
ACOPERISURI CU STRUCTURA MIXTA OTEL-BETON PENTRU HALE
INDUSTRIALE DE DESCHIDERI MARI

5.1. Proiecte experimentale, Indici tehnico-economici

Structurile compuse oțel-beton se pot realiza atât ca elemente de rezistență compuse clasice, cum sînt grinzile de planșeu prezentate în capitolul 4, cît și sub forma unor structuri mixte complexe, la care comportarea de ansamblu implică solicitări mai greu de studiat.

În cadrul acestor tipuri se încadrează și fermele de acoperiș pentru hale industriale cu deschideri mari. Studiile efectuate în cadrul contractului de cercetare nr.878/1981 s-au concretizat în proiectele experimentale întoșmite pentru diverse variante ale structurii mixte oțel-beton; pe baza indicilor tehnico-economici obținuți s-a ales varianta de structură pentru care s-a executat și încercat modelul experimental.

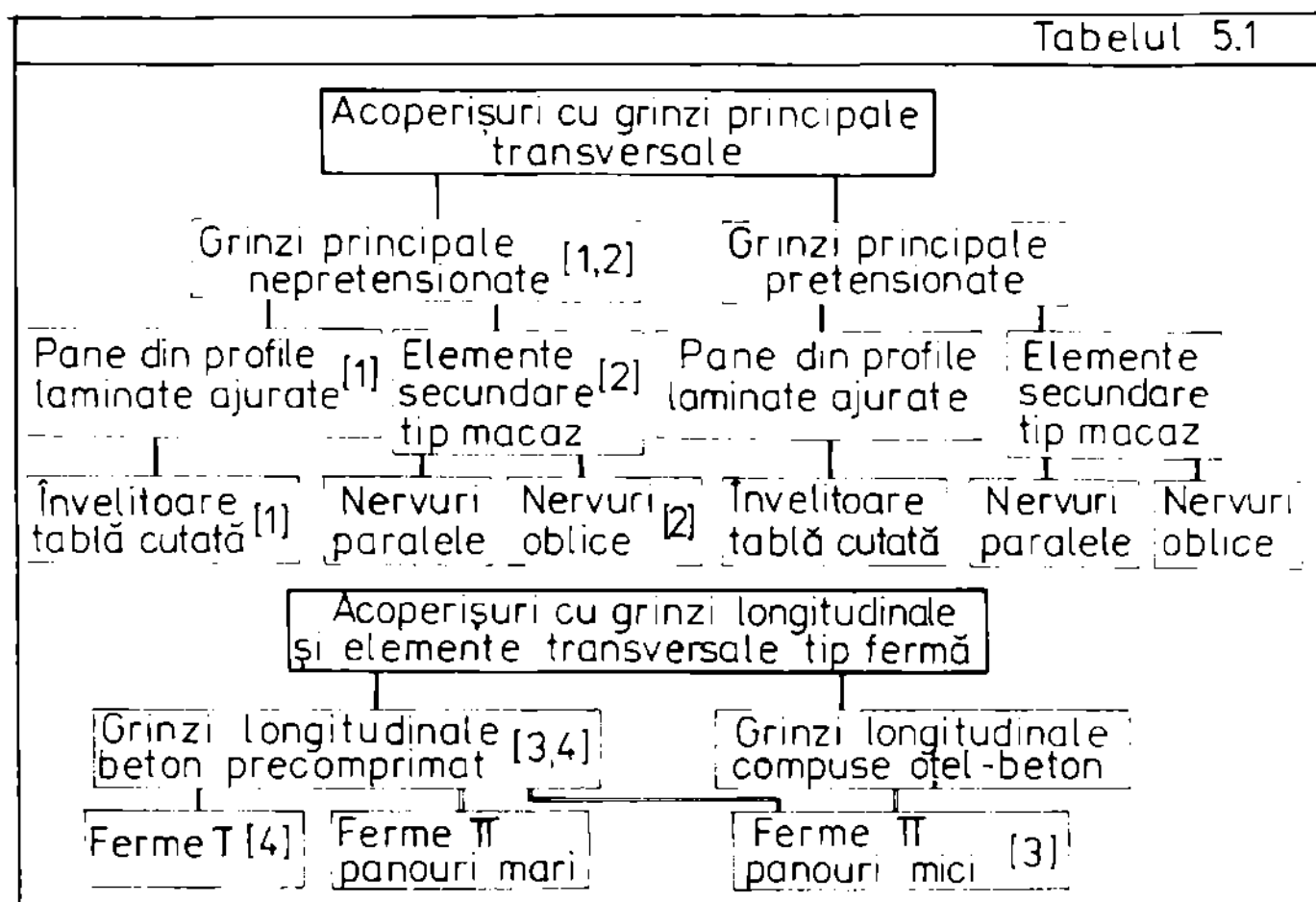
În general planșeele de acoperiș prefabricate pentru hale industriale se realizează în două variante constructive : cu grinzi principale transversale, grinzi secundare sau pane (acestea pot lipsi în cazul unor travei mici), elemente de suprafață și cu grinzi longitudinale care susțin elemente transversale de suprafață, T sau Π .

Concepția de proiectare a elementelor structurale mixte oțel-beton s-a bazat pe aceste principale variante amintite. În toate variantele studiate, grinzile principale sau elementele de suprafață au partea metalică sub formă de grinzi cu zăbrele.

Adaptarea soluției de structură mixtă la ferme cu zăbrele aduce o serie de avantaje ea : mărirea rigidității elementului prin înlocuirea tălpii comprimate cu beton armat sau precomprimat, posibilitatea de reducere a numărului de panouri și deș de bare, reducerea înălțimii fermelor, care toate se răsfrîng asupra reducerii consumului de oțel și implicit asupra reducerii consumului de energie înglobată.

Soluțiile studiate se referă la o hală industrială cu deschiderea de 30 m și traveea de 12 m; compararea indicilor tehnico-economici se face cu o soluție-etalon. Soluția constructivă etalon s-a considerat un acoperiș integral metalic pentru o hală industrială de aceleași dimensiuni; grinda principală este o fermă cu zăbre-

le de 30 m deschidere (PL.30-B-4075), paneele sînt cu inimă plină, de 12 m deschidere, învelitoarea este realizată din tablă cutată sau plăci de armociment, (Proiect 5196/b-1977, 5196/b₁-1980, elaborat de IPCT). În continuare se face o analiză succintă a varianțelor prezentate în tabelul 5.1.



5.1.1. Structuri mixte oțel-beton pentru acoperișuri cu grinzi principale transversale

Grinzile principale sînt realizate sub formă de ferme cu zăbrele avînd secțiunea transversală triunghiulară; cele două grinzi cu zăbrele sînt îmbinate în talpa inferioară comună, iar în zona comprimată se află placa din beton ușor armat, avînd nervuri longitudinale și transversale (figura 5.1.a). Același tip de grindă principală s-a proiectat și în varianta cu talpă inferioară pretensionată prin trei cabluri (16 ϕ 5, 2x20 ϕ 5) (figura 5.1.b). În privința elementelor secundare de acoperiș, o variantă este prevăzută cu pane metalice ajurate continue, rezemînd în nodurile fermei. Învelitoarea este realizată din tablă cutată (figura 5.1).

Un alt mod de realizare, care înlocuiește paneele metalice și tabla cutată, este elementul tip macaz; talpa superioară este alcătuită dintr-o placă din beton ușor cu grosimea de 4 cm, avînd nervuri de rigidizare, iar tiranții și montanții sînt din

oțel (figura 5.2). Nervurile de rigidizare converg spre colțuri și spre mijlocul laturilor scurte ale plăcii, sau sînt paralele cu laturile lungi.

Pentru toate variantele de alcătuire s-au calculat indicii de consum de materiale și energie. Studiind consumurile la grinzile

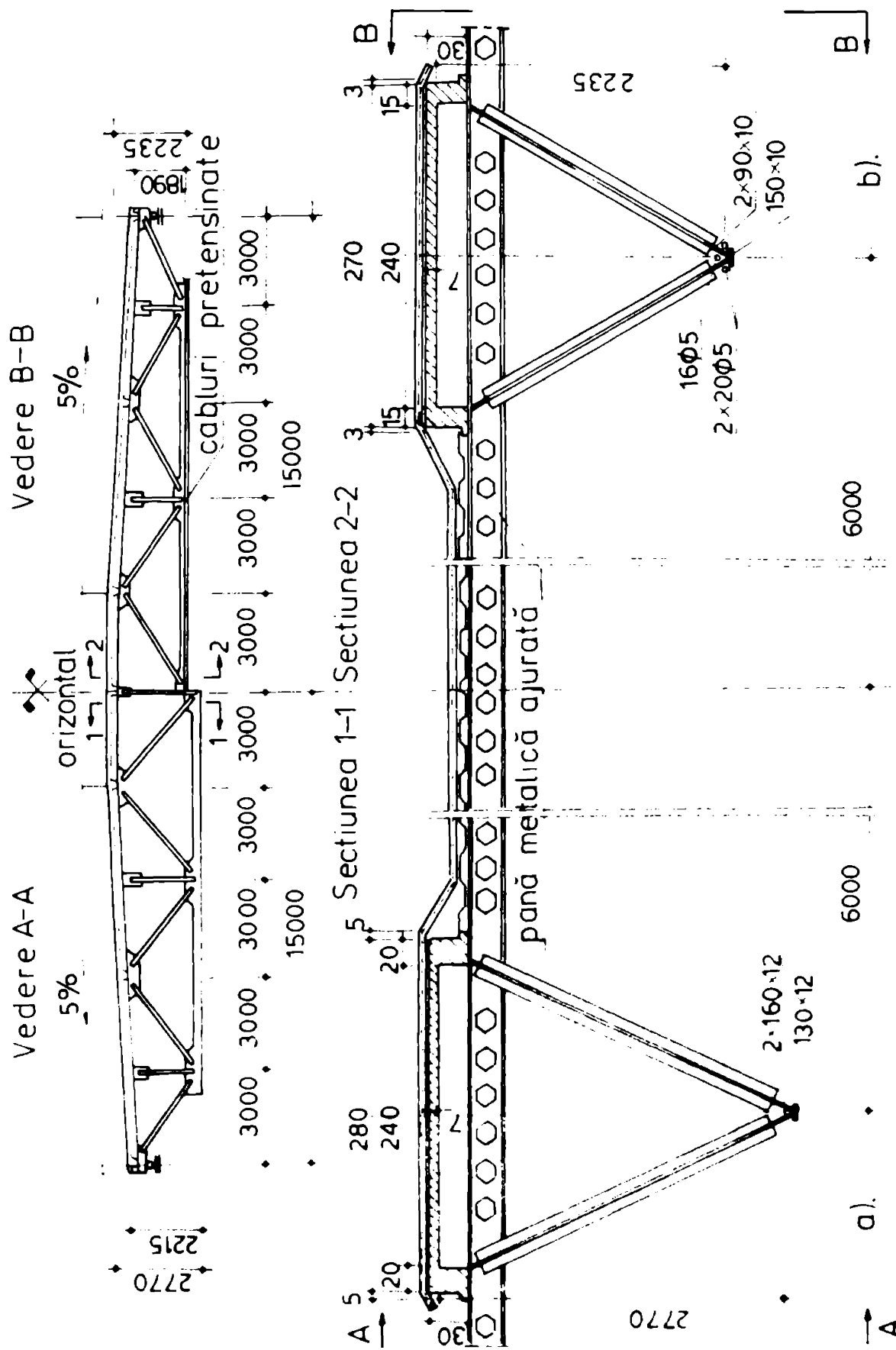


Fig. 5.1

pretensionate, s-a observat că economia de oțel obținută față de grinzile nepretensionate nu este atât de semnificativă încât să justifice adoptarea unei soluții care implică manoperă mai dificilă. Din această cauză, în tabelul 5.2. care cuprinde indicii de consum pentru diferite variante, tipurile de acoperișuri cu grinda principală pretensionată nu s-au mai luat în considerare.

5.1.2. Structuri mixte oțel-beton cu elemente transversale tip fermă

Grinzile longitudinale folosite pentru susținerea fermelor sînt grinzi T din beton precomprimat (grinzi jug G12-1c) sau grinzi cu structură compusă oțel-beton.

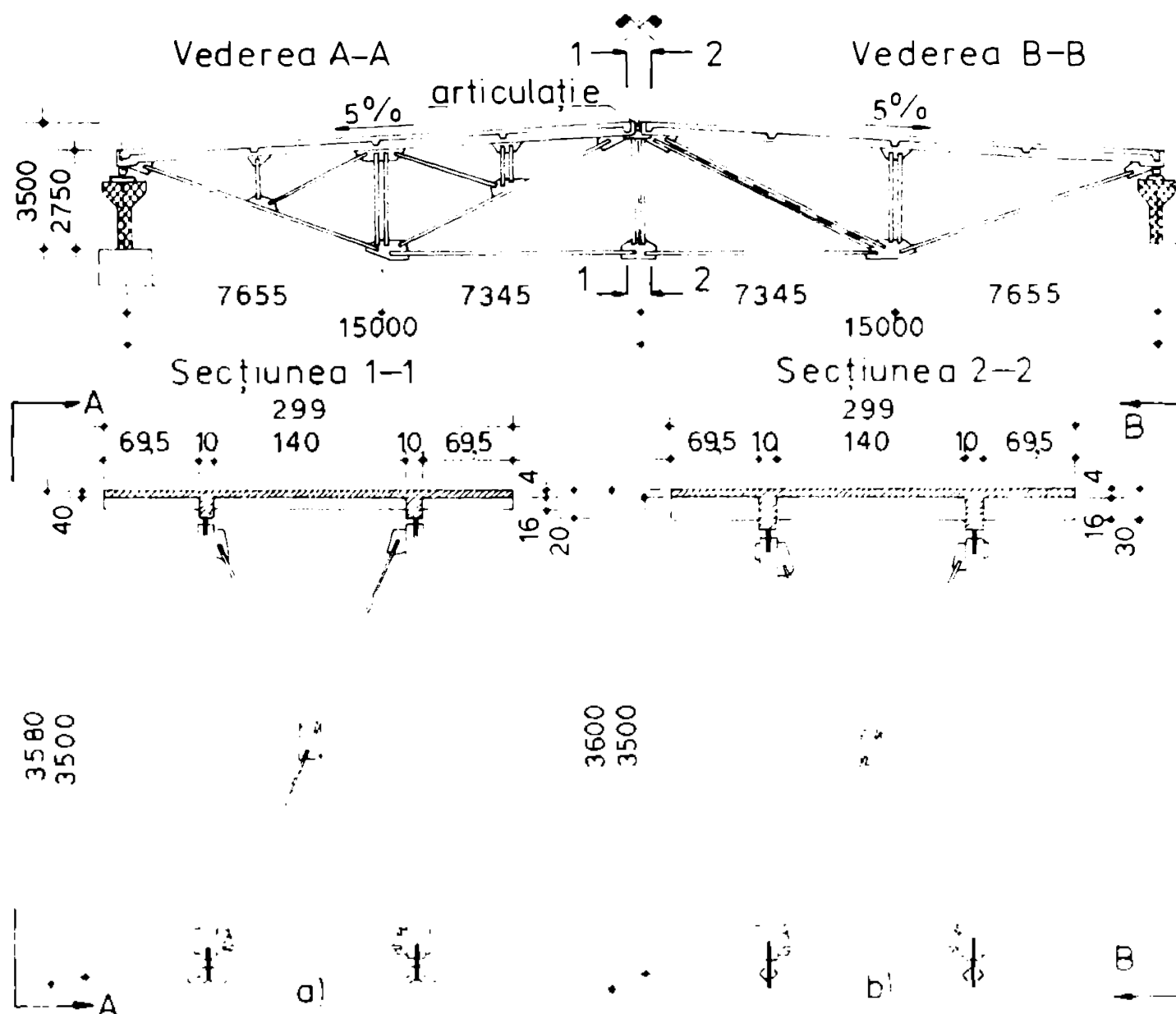
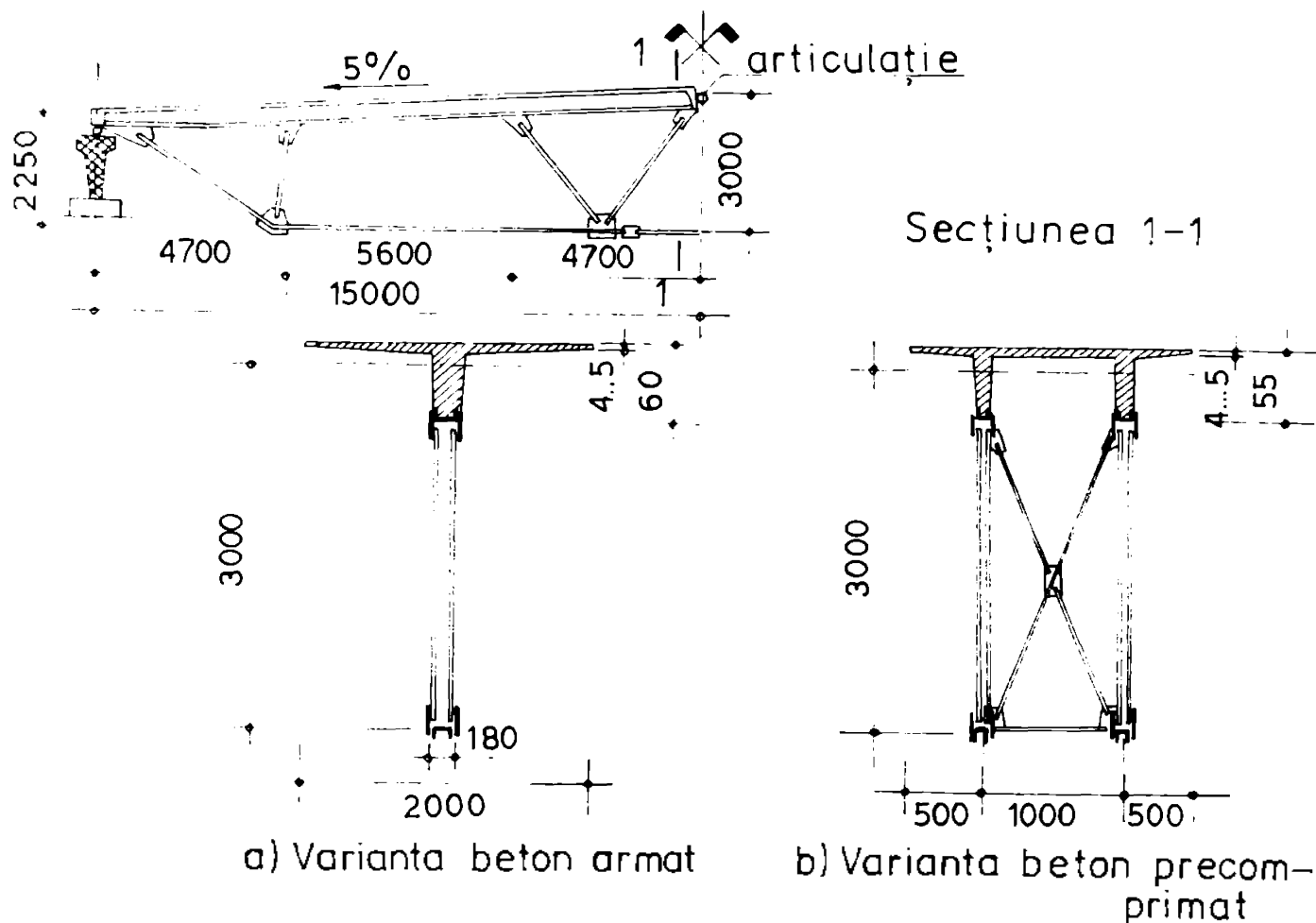


Fig. 53

Elementele transversale tip fermă s-au conceput în variantă mixtă avînd ca talpă superioară o placă din beton armat de 4 cm grosime și nervuri longitudinale și transversale, talpa inferioară fiind formată din două ferme triunghiulare. Elementul este compus din două transoane îmbinate la mijlocul deschiderii printr-o articulație la nivelul plăcii și printr-un tirant la partea inferioară, avînd o configurație de Π în secțiune transversală (figura 5.3).

În privința consumurilor de materiale, varianta cu panouri mici a rezultat mai economică, aceasta fiind reținută pentru compararea cu soluția etalon.

Pornind de la ideea elementelor transversale tip fermă prezentate mai sus, din considerente de reducere a greutății de transport s-a studiat o variantă simplificată, cu secțiune transversală în formă de \uparrow (figura 5.4). Talpa superioară este alcătuită dintr-o grindă din beton armat sau beton precomprimat cu placă de grosime variabilă 4-7 cm, iar talpa inferioară dintr-o grindă cu zăbrele metalică cu număr redus de panouri.



Tabelul 5.2

Varianta Element	Acoperișuri fără luminator		Acoperișuri cu luminator	
	Etalon 1	2	3	4
	oțel kg/m ²	bet. cim. oțel m ³ /m ² kg/m ² kg/m ²	bet. cim. oțel m ³ /m ² kg/m ² kg/m ²	bet. cim. oțel m ³ /m ² kg/m ² kg/m ²
Ferma metalică	11,00	—	—	—
Placa+neruri beton a.	—	0,023 9775 190	0,053 2502 6571	0,073 3102 1214
Grinzi jug G:2:1c	—	—	0,021 1065 3,46	0,011 467 132
Pane met.(etalon 1), macaz ⁽⁴⁾	10,90	—	—	—
tablă cutată(etalon 1,1)	11,00	—	—	—
plăci armament(etalon 2)	—	—	—	—
Contravânturi, îmbinări	4,00	—	—	—
TOTAL	36,90	0,075 3188 2146	0,074 3567 25,30	0,080 35,70 24,32
Consum energie [kwh/m ²]	5 57,19	38,4 17,9 418,42	125,25 58,33 303,21	140,7 55,0 299
TOTAL [kwh/m ²]	5 57,19	475	550	494,7
Greut. struct. rezist. [kg/m ²]	36,9	157	2108	226

Consumul de materiale pentru varianta grinzii precomprimate este mai mic decât pentru grinda de beton armat, dar nu suficient (5%), pentru a justifica problemele mult mai mari de execuție.

■

Pentru toate variantele prezentate, acoperișurile sînt susținute de stîlpi din beton armat prefabricați, fundațiile sînt tip pahar, iar închiderile se fac cu panouri BCA autoportante. În privința iluminării, în cazul acoperișurilor prezentate la punctul 5.1.1. se pot prevedea luminatoare longitudinale de orice mărime, pe cînd în cazul celor de la punctul 5.1.2, luminatoarele transversale pot ocupa cel mult o treime din suprafața halei.

În tabelul 5.2 sînt prezentați pentru comparare indicii tehnico-economici pentru soluția etalon și pentru soluțiile cele mai reprezentative de structuri compuse oțel-beton; nu-

merotarea variantelor este cea dată în tabelul 5.1. Consumurile sînt raportate la suprafața tramei (30x12); comparația între etalon și soluțiile studiate este făcută în tabelul 5.3.

Tabelul 5.3

Varianta	Reduceri față de etalon [%]		Creșteri ale greutateii față de etalon [%]
	oțel	energie	
1	12,2	14,75	100,5
2	42,9	12,6	322,8
3	31,4	1,3	471,2
4	14,4	6,8	88,9

5.1.3. Studiul înălțimii optime a structurilor mixte

Pentru toate variantele s-au studiat mai multe înălțimi ale secțiunii transversale, pentru determinarea valorii optime. În privința consumului de oțel, rezultă ca optimă o înălțime cuprinsă în domeniul :

$$H = L \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) \quad (5.1)$$

În figura 5.5 este prezentată variația consumului specific de oțel în

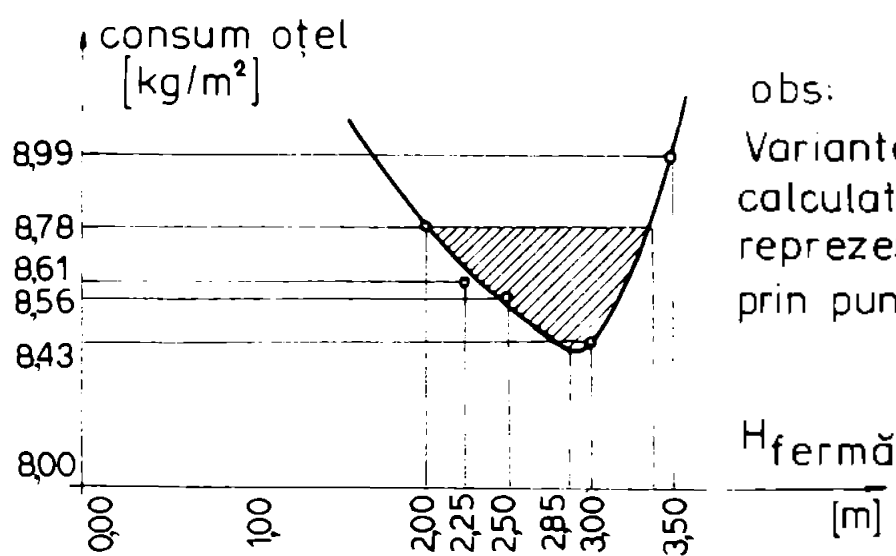


Fig 5.5

obs:
Variantele calculate sînt reprezentate prin puncte.

funcție de înălțimea fermei pentru varianta fermei triunghiulare cu elemente de suprafață de tip macaz. Din figură rezultă un minim de consum pentru o înălțime $H = L/10$, adică

$H=3,00$ m. Pentru domeniul specificat în relația (5.1) diferențele de consumuri nu depășesc 5%. Alegerea înălțimii fermei se poate determina în acest domeniu din considerente de înălțime liberă necesară, tipul elementelor de închidere, cerințe arhitecturale etc.

5.2. Elementul prototip

5.2.1. Descriere

S-a ales ca soluție constructivă pentru modelare varianta cu elemente transversale tip fermă T, atât pentru simplitatea cît

și pentru originalitatea ei (figura 5.4a). Aceste tipuri de elemente se pot utiliza la realizarea acoperișurilor fără luminatoare, sau cu iluminare zenitală (asemănător chesoanelor din beton precomprimat de formă T sau Π). Pentru studiu s-a ales un acoperiș realizat cu luminatoare transversale triunghiulare tip T02, așezate la 6 m interax, deci este iluminată 1/3 din suprafața halei. Fermele sînt elemente cu secțiune transversală T, avînd placa din beton armat de 2 m lățime și reazemă pe grinzi jug din beton precomprimat.

Fiecare fermă, compusă din două tronsoane, trapezoidale de 15 m deschidere are înălțimea variabilă de la $H_p=225$ cm la $H_{max}=330$ cm. Fermele se îmbină la nivelul tălpii superioare printr-o articulație, iar în dreptul tălpii inferioare printr-o bară metalică.

Greutatea unui tronson este de 9564 kg, putînd fi transportabil de la locul de execuție la cel de montare.

5.2.2. Materiale

Pentru betonul tălpii superioare s-a ales un beton B300. Armătura plăcii este formată din plase tip Buzău $\emptyset 5,6 \times 100 / \emptyset 4 \times 200$ din STNB, iar armătura nervurii longitudinale este din oțel PC52, respectiv OB37 pentru etrieri.

Barele fermei s-au proiectat din profile U îndoite la rece, OL52 pentru talpa inferioară și OL37 pentru diagonale.

5.2.3. Tehnologii de execuție

În funcție de dotarea șantierului de execuție sînt posibile două tehnologii :

a) Confecționarea în locuri diferite (atelier de confecții metalice și poligon de prefabricate) a celor două elemente componente ; transportul elementului metalic este posibil datorită tălpii superioare a fermei metalice ; elementul va fi transportat la locul de punere în operă sub formă de structură compusă.

b) Asamblarea părților componente (talpă de beton și fermă metalică) la locul de punere în operă a elementelor ; în acest caz profilul U al tălpii superioare este înglobat în beton.

5.2.4. Încărcări

Încărcările luate în considerare la proiectarea elementului prototip țin seama de încărcările pentru soluția etalon cu care s-a verificat eficiența soluției ; astfel încărcarea pentru etalon este de 340 kgf/m^2 , iar pentru prototip de 328 kgf/m^2 , fără luarea în considerare a greutății proprii. Dimensionarea făcîndu-se în metoda

de calcul la starea limită de rezistență, încărcările sînt de calcul, după cum urmează :

Incărcări permanente 406,3 kg/m ²	}	Subansamblu - barieră vaporizantă.....	2,6	kgf/m ²
		Învelitoare - termoizolație	34,7	kgf/m ²
		- suport hidroizolație ...	47,7	kgf/m ²
		- hidroizolație	15,8	kgf/m ²
		Greutate proprie fermă compusă	234,3	kgf/m ²
		Greutate luminator T02.....	71,8	kgf/m ²
Incărcări temporare 156,0 kg/m ²	}	Spațiu tehnic	26,0	kgf/m ²
		Zăpadă zona C	130,0	kgf/m ²

5.2.5. Proiectarea prototipului

Pentru calculul static al prototipului s-a ținut seama de particularitățile care îl deosebesc de o fermă cu zăbrele clasică. Astfel talpa superioară, formată din elementul compus oțel-beton asigură noduri rigide pentru diagonale; pentru îmbinările diagonalelor cu talpa inferioară, nodurile pot fi considerate obișnuit ca fiind articulate.

Rigiditatea tălpii superioare permite eliminarea unor bare, astfel încît pe lungimea de 30 m sînt prevăzute doar 6 diagonale; trapézu format de bare, care apare prin reducerea diagonalelor, este un sistem indeformabil datorită legăturii cu talpa superioară. Sistemul static care rezultă este nedeterminat interior de două ori, ceea ce permite calculul manual cu metoda eforturilor.

Schema statică și de încărcare și eforturile rezultate în elemente sînt prezentate în figura 5.6a.

Dimensionarea elementului prototip s-a făcut în metoda de calcul la stări limită.

Dimensionarea aripilor plăcii s-a făcut ca pentru o consolă încastrată în nervura longitudinală, ținînd seama de încărcările uniforme distribuite direct aplicate și de reacțiunea luminatorului T02 triunghiular pe rigidizarea marginală a plăcii. Nervura longitudinală este dimensionată la compresiune excentrică din solicitările rezultate din calculul static; se ține seama de talpa superioară de montaj al fermei metalice care conlucrează cu betonul prin intermediul etrierilor sudați de ea, prin reducerea corespunzătoare a armăturii longitudinale de rezistență. Barele metalice ale fermei s-au dimensionat conform /46/ /115/ /121/.

În atelierul mecanic al Catedrei CCIA s-a confecționat o machetă a prototipului, avînd în vedere schema deosebită și pentru a sugera proporționalitatea corectă a elementelor structurii.

Macheta, executată la scara 1:10, reproduce cu fidelitate sistemul geometric și dimensiunile elementelor componente, cu excepția grosimii tablei profilelor, care din motive lesne de înțeles nu a putut fi modelată la scară.

5.3. Modelul experimental. Proiectare și confecționare

Pentru studiul comportării fermelor compuse oțel-beton de deschideri mari (≥ 24 m), modelarea trebuie să respecte atît proporțiile geometrice ale prototipului, caracteristicile fizico-mecanice reale ale materialelor componente, încărcările reale cît și condițiile de conlucrare spațială a fermelor în exploatare. S-a modelat elementul prototip descris la punctul 5.2. Avînd în vedere tehnologiile de execuție descrise la 5.2.3 s-a ales varianta a). Pentru modelul experimental se respectă întru totul alcătuirea propusă pentru prototip, adică fiecare fermă de înălțime variabilă este alcătuită din două tronsoane trapezoidale îmbinate la nivelul tălpii superioare printr-o articulație, iar în dreptul tălpii inferioare prin bara centrală. Pentru a putea urmări comportarea cît mai reală a acoperișului, modelul realizează porțiunea cuprinsă între două luminatoare, adică este format din două elemente transversale tip fermă T legate între ele, ceea ce reprezintă 1/3 din tramă.

5.3.1. Principii de modelare

Avînd în vedere posibilitățile de încercare a modelului, s-a ales reducerea la scara 1:2,5 a dimensiunilor geometrice ale prototipului. Astfel rezultă pentru model deschiderea de 12 m, distanța interax a fermelor și lățimea plăcii de beton de 0,8 m, grosimea plăcii variabilă de la 2 la 3 cm, înălțimea fermei la mijloc 1,2 m, iar la reazem 0,9 m.

Pentru respectarea similitudinii geometrice, ținînd seama de coeficientul de similitudine pentru lungimi

$$S_1 = \frac{l^p}{l^m} = \frac{h^p}{h^m} = 2,5.$$

pentru ariile elementelor ar trebui să avem :

$$S_A = S_1^2 = 6,25. \quad (5.2.a)$$

În privința caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului, care se aleg identice pentru prototip și model, avem aceeași coeficienți de similitudine pentru E_b și R_c :

$$S_{E_b} = S_{R_c} = 1 \quad (5.2.b)$$

Coeficientul de similitudine pentru capacitatea portantă a secțiunii de beton se poate scrie sub forma :

$$S_M = S_1^3 S_{R_c} = S_1^3 = 15,62 \quad (5.2.c)$$

Modelul se presupune încărcat cu forțe concentrate. Deoarece momentele sînt proporționale cu încărcările, avem :

$$S_M = S_p \cdot S_1 \quad ; \quad S_p = S_1^2 = 6,25 \quad (5.2.d,e)$$

Pentru oțelul din diagonale, materialul pentru model este același ca pentru prototip, adică :

$$S_{E_a} = S_{\sigma_c} = 1 \quad (5.2.f)$$

Talpa inferioară la prototip s-a realizat din OL52, iar la model din OL37, deci :

$$S_{E_a} = 1 \quad ; \quad S_{\sigma_c} = \frac{35,2}{23,5} = 1,49 \approx 1,5 \quad (5.2.g,h)$$

Forțele axiale maxime dezvoltate în barele metalice ale fermei depind de aria barei și de limita de curgere a oțelului și sînt proporționale cu încărcările aplicate :

$$S_N = S_A \cdot S_{\sigma_c} \quad ; \quad S_N = S_p \quad (5.2.i,j)$$

Tinînd seama de similitudinea geometrică, rezultă :

$$S_N = S_A = 6,25 \quad ; \quad S_p = 6,25 \quad - \text{ pentru diagonale}$$

$$S_N = 6,25 \cdot 1,5 = 9,375 \quad ; \quad S_p = 9,375 \quad - \text{ pentru talpa inferioară.}$$

In mod

Tabelul 5.4.

Parametru	Beton	Oțel	
		Diagonale	Talpa inf.
Caract. geometrice			
l^p/l^m	2,5	2,5	2,5
h^p/h^m	2,4	2,5	2,5
A^p/A^m	4,54	5,75-6,45	5,34
Efort unitar			
M^p/M^m	21,03	-	-
N^p/N^m	7,42-8,31	7,25-8,29	8,04-8,29
Încărcare			
p^p/p^m		3,22	

practic, respectarea coeficienților de similitudine deduși mai sus sînt foarte dificil de realizat. Admițînd o încărcare uniform distribuită pentru proiectarea modelului experimental, raportul mărimilor geometrice, a

tarea modelului experimental, raportul mărimilor geometrice, a

caracteristicilor fizico-mecanice și a eforturilor pentru prototip și model sînt dați în tabelul 5.4. Detalii cu privire la stabilirea caracteristicilor modelului experimental, care au condus la rapoar-tele date în tabelul 5.4 sînt date în continuare.

5.3.2. Material

Pentru proiectarea modelului experimental s-au folosit aceleași calități de materiale ca pentru prototip, cu excepția tălpii inferioare și a tălpii superioare a fermei metalice la care profilele îndoite la rece din OL52 s-au înlocuit cu profile din OL37.

5.3.3. Schema statică și încărcări

Schema statică este identică cu cea a prototipului. Încărcările de calcul luate în considerare pentru proiectarea modelului au aceeași valoare ca pentru prototip, diferind doar încărcarea din greutatea proprie a structurii de rezistență; se ține seama de reducerea lățimii modelului la scara 1:2,5 (figura 5.6.b).

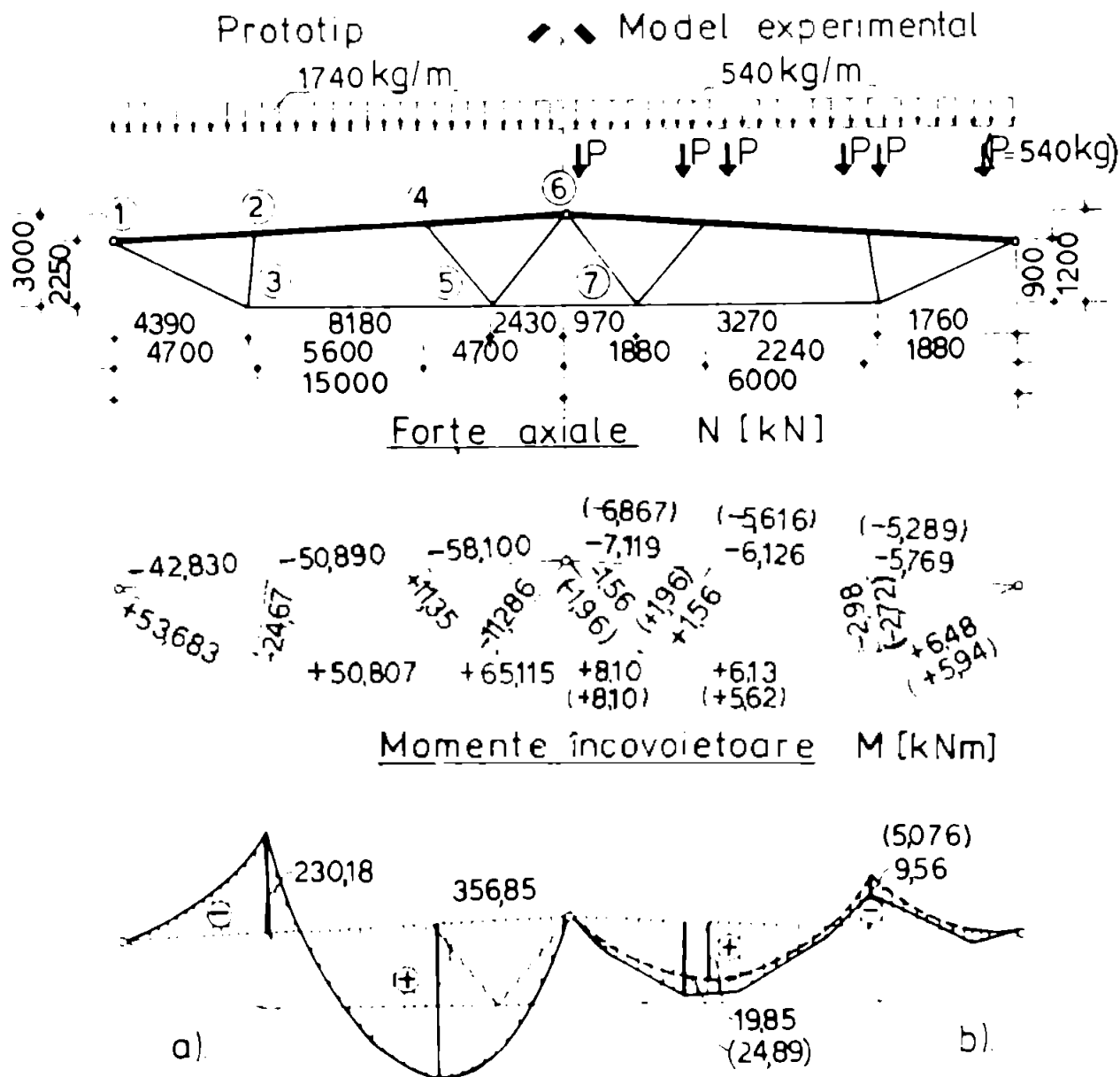


Fig. 5.6

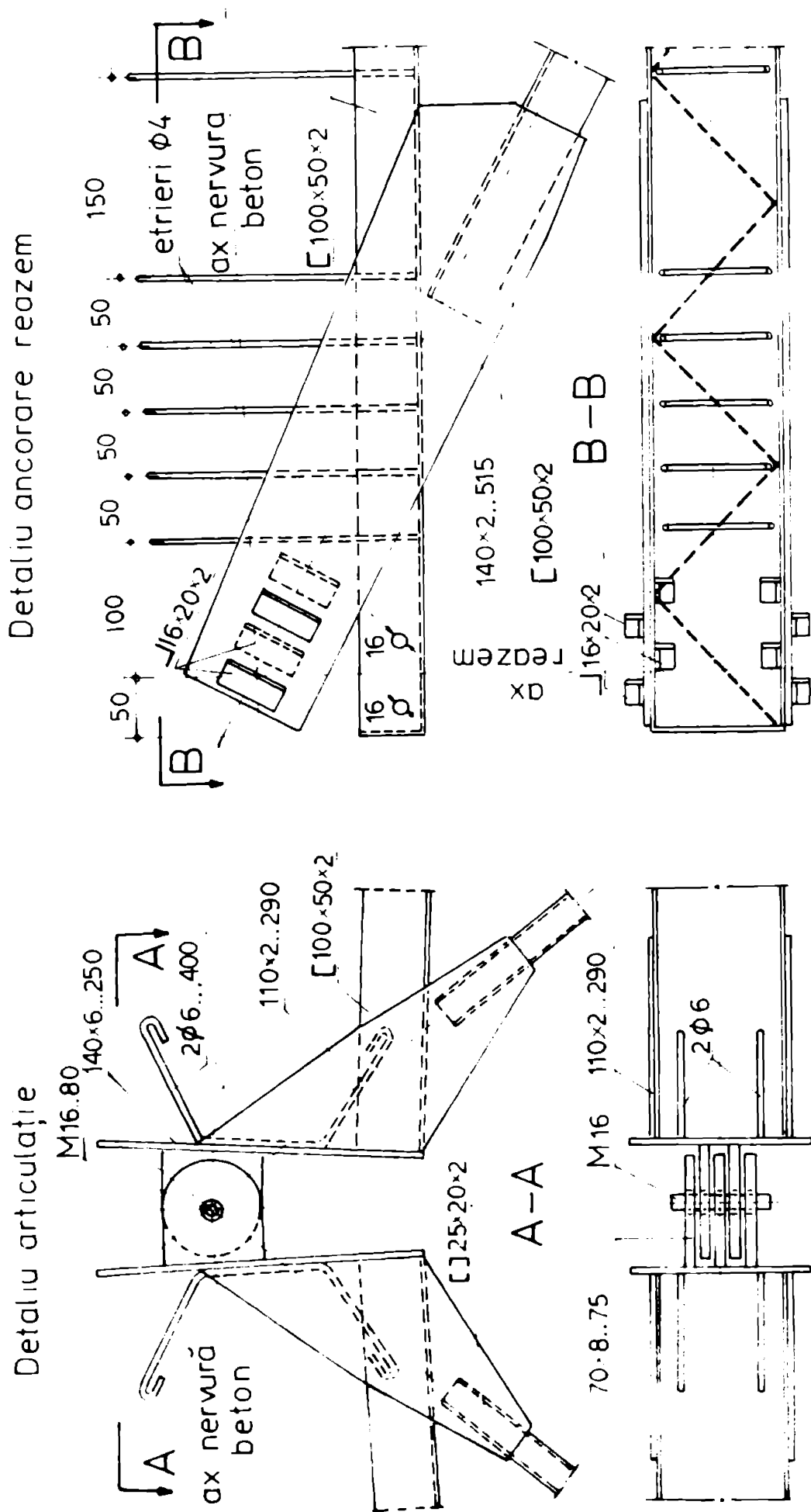


Fig.5.8 Detaliu execuție fermă

este asigurată prin :

- sudarea etrierilor nervurii de profilul U ;
 - sudarea unei bare continue în zig-zag pe aripile profilului ;
 - prevederea unor elemente de legătură dibluri rigide la ancorarea în zona de reazem a diagonalei respective.
- Articulația centrală se realizează prin plăcuțele metalice înglobate în beton și un dorn M16. Imbinările părților metalice sînt prevăzute a se realiza prin sudură.

Alcătuirea unui tronson al modelului experimental poate fi ur-

Tabelul 5.5

Bara	Profil tablă subțire	Cali-tate	l_f [mm]		i [mm]		λ		λ_a	φ	A [mm ²]	σ [N/mm ²]
			l_{fx}	l_{fy}	l_x	l_y	λ_x	λ_y				
1-3	[100×50×2	OL 37	1980	1980	15,9	39,8	124	49	400	—	384	454,6
2-3	[]25×20×2	—	1000	1000	9,9	—	101	—	120	0,686	228	174,5
3-5	[100×50×2	—	3270	8480	15,9	39,8	—	213	400	—	384	446,4
4-5	[]25×20×2	—	1467	1467	9,9	—	148	—	400	—	228	86,3
5-6	[]25×20×2	—	1240	1540	9,9	—	125	—	150	0,411	228	209,1
5-7	[100×50×2	—	3270	8480	15,9	39,8	—	213	400	—	384	210,9

mărită în figurile 5.7, 5.8 și 5.9.

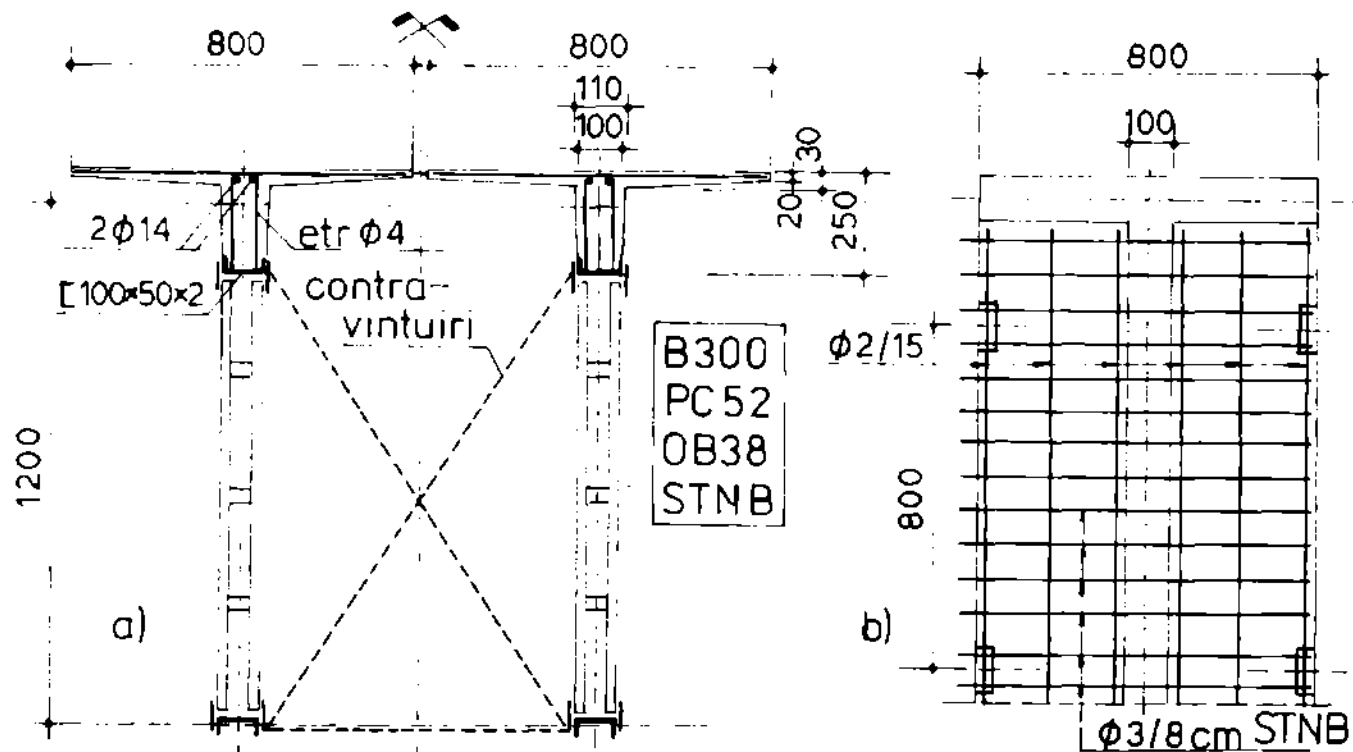


Fig 5.9 a) secțiune transversală b) armare placă

5.3.5. Confecționarea modelului experimental

Fermele metalice s-au executat în Atelierul de confecții metalice aparținând Intreprinderii județene de transport local Timiș; având în vedere dimensiunile profilelor folosite, acestea s-au executat din tablă de 2 mm (1,9 mm) prin îndoire conform proiectului, respectând prescripțiile din /121/ /122/.

Fermele s-au transportat apoi la Poligonul de prefabricate al Trustului de construcții industriale Timișoara, unde s-a turnat betonul din placă și nervuri, în poziție verticală (figurile 5.10, 5.11, 5.12).

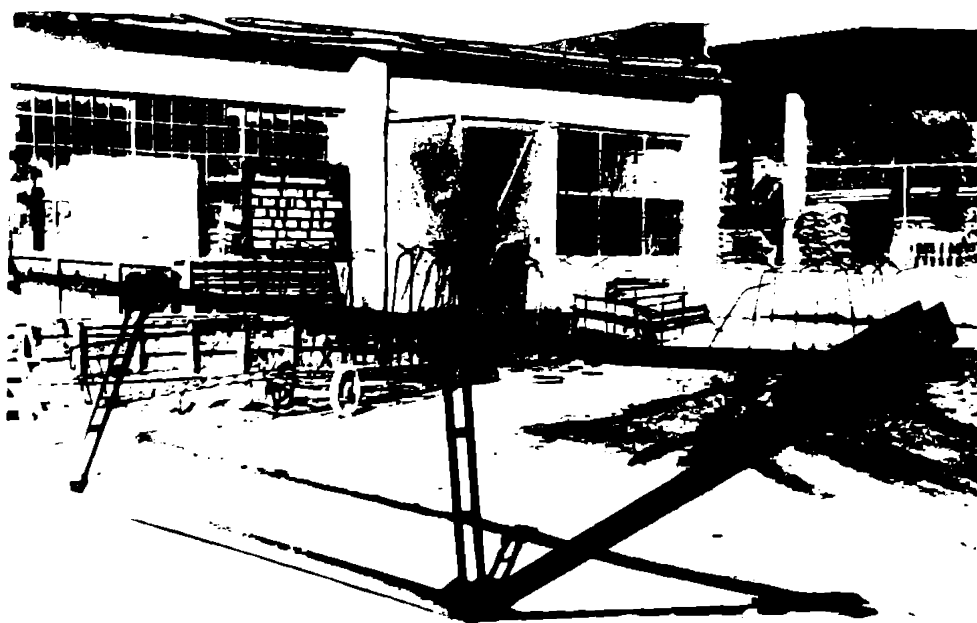


Fig. 5.10

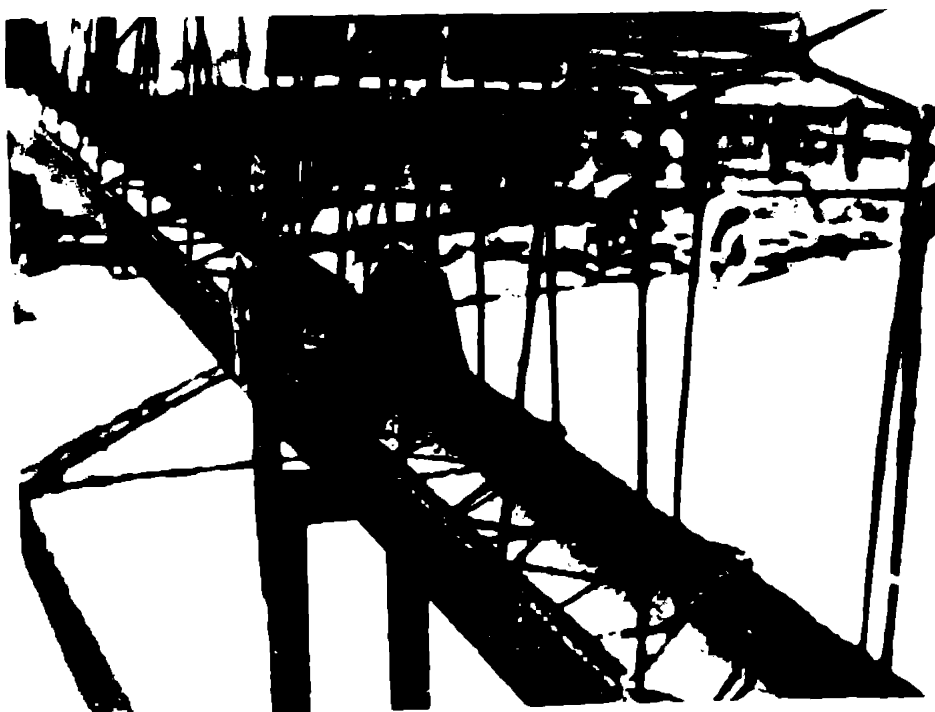


Fig. 5.11

Cele patru tronsoane de fermă au fost aduse în hala de încercare a ICCPDC-Filiala Timișoara, locul de încercare a modelului.

După realizarea monolitizării celor două elemente s-a rigidizat modelul în plan perpendicular pe ferme, prin prevederea unor contravînturi în planul montanților marginali.

5.3.6. Caracteristicile fizico-mecanice ale modelului

Vîrsta betonului la data încercării (t), rezistența R_b și modulul de elasticitate la data încercării sînt date în tabelul 5.6. Rezultatele arată atingerea calității propuse inițial.

Armarea plăcii s-a făcut cu plase $\emptyset 3 \times 8 / \emptyset 2 \times 15$ din STNB, armătura longitudinală este executată din oțel PC52.

Pentru confecționarea părților metalice s-au folosit profile îndoite la rece din tablă de 2 mm, presupunându-se oțel OL37. Pentru verificare s-a determinat σ_r pe epruvete extinse din materialul profilelor. Din tabelul 5.7 se constată, că față de materialul propus,

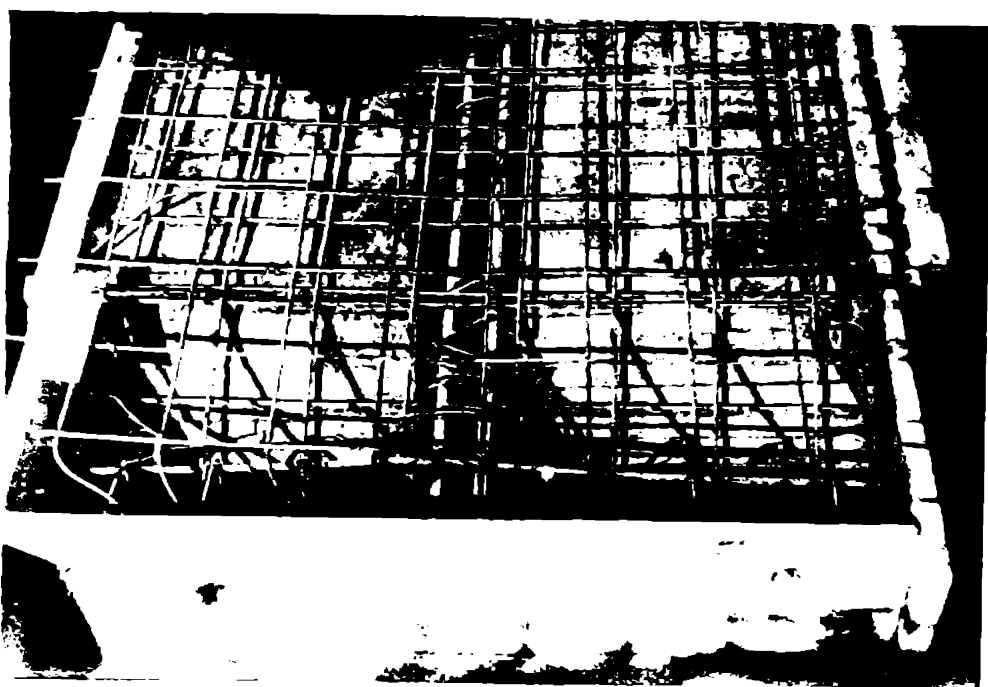


Fig. 5.12

Tabelul 5.6.

Element	R_b [N/mm ²]		E_{bt} [N/mm ²]	t [zile]
	28 zile*	Data încercării		
Placa 1	29,5	33,9	-	46
Placa 2	37,5	41,7	29500	41
Placa 3	38,5	42,0	31579	38
Placa 4	39,5	41,0	-	32
Monolitizare	-	43,5	-	9

* Rezistența pe cub la 28 zile s-a determinat pe baza relației : $R_{bt} = 0,69 R_b \log t$

Tabelul 5.7.

t [mm]	A [mm ²]	F_r [N]	σ_r [N/mm ²]	σ_r^{med} [N/mm ²]
1,9	30x1,9	19000	388	341
1,9	30x1,9	19380	340	
1,9	30x1,9	19665	345	

urmărite în figura 5.6.b, unde valorile scrise în paranteză sînt din efectul încărcărilor concentrate. Elementul experimental s-a re proiectat pentru aceste eforturi. Standul de încercare este

tabla avea o grosime de 1,9 mm, iar rezistențele de rupere încadrează oțelul ca fiind OL 34 ($\sigma_r = 333-412$ N/mm²), care are limita de curgere minimă 196 N/mm².

5.4. Încercarea modelului experimental

Tinînd seama de posibilitățile de realizare a încărcării la încercare, sarcina uniform distribuită la care a fost calculat modelul s-a echivalat cu forțe concentrate. Poziția forțelor concentrate s-a calculat în așa fel încît să ducă la o stare de eforturi cît mai apropiată de cea dată de încărcarea uniform distribuită. Eforturile unitare pot fi

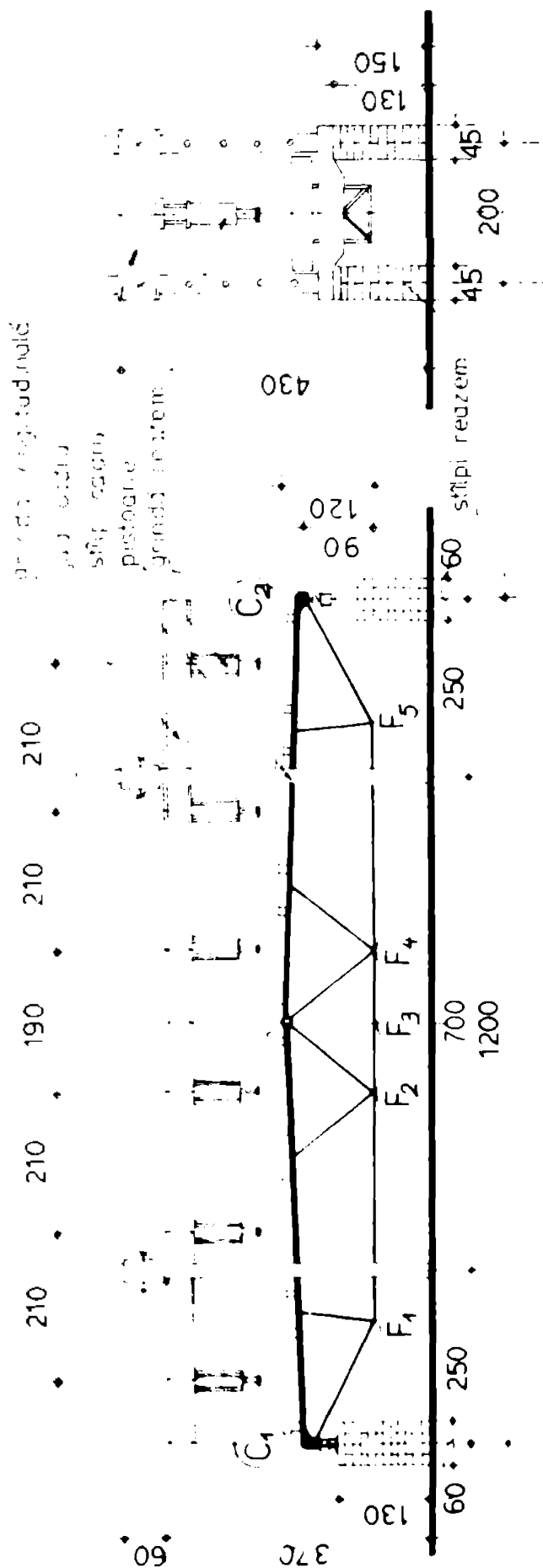


Fig 5.13 Standul de încercări

prezentat în figura 5.13, iar modul de încărcare în figura 5.14. Elementul experimental montat pe stand se poate urmări în figura 5.15.

5.4.1. Stabilirea treptelor de încărcare

Elementul experimental s-a încercat în hala Filialei ICCPDC-Timișoara.

Încărcarea s-a efectuat în două etape, conform /119/ :

- În prima etapă s-au făcut două cicluri încărcare-descărcare până la treapta de exploatare. Treapta de exploatare a fost stabilită teoretic, pe baza încărcărilor reale ale prototipului, ținând seama de reducerea la scara 1:2,5 și de asemenea de greutatea structurii de rezistență a elementului experimental și de greutatea sistemului de grinzi prin care se realizează încărcarea. S-au stabilit pentru prima etapă 5 trepte de încărcare : treapta 0 este considerată corespunzând greutății proprii a modelului; treapta 1 este dată de greutatea sistemului de încărcare. Descărcările s-au efectuat până la treapta 1.

- În etapa a doua de încărcare elementul a fost încărcat până la atingerea limitei de curgere în elementul cel mai sollicitat. După consolidarea acestei bare (bara de legătură de

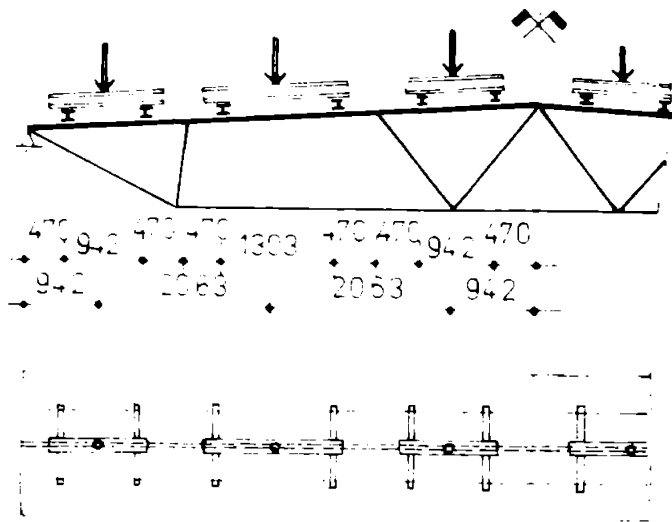


Fig. 5.14

la talpa inferioară a fermei), elementul s-a încărcat din nou pînă la cedarea prin pierderea stabilității barei comprimate de la reazem. Treptele de încărcare pînă la treapta de exploatare au fost cele de la etapa I, iar peste această valoare, au reprezentat 10% din încărcarea de exploatare.

Valoarea corespunzătoare treptei "1" a fost 4115 kgf; încărcarea de exploatare este de 13115 kgf pentru ambele ferme.



Fig. 5.15

5.4.2. Apara- te de măsură fo- losite în timpul încercării

În timpul încercărilor, s-au măsurat pentru fiecare treaptă de încărcare și descărcare :

- Săgețile în punctele caracteristice a fermei cu ajutorul fleximetrelor cu fir, de precizie 0,1 mm. Fleximetrele au fost

amplasate conform figurii 5.16, la ambele ferme, pentru urmărirea în sens transversal a comportării elementelor.

- Deformațiile specifice ale oțelului și betonului prin utilizarea timbrelor electro-rezistive TER cu baza de 20 mm pentru oțel și 50 mm pentru beton; amplasarea timbrelor este prezentată în figura 5.16.

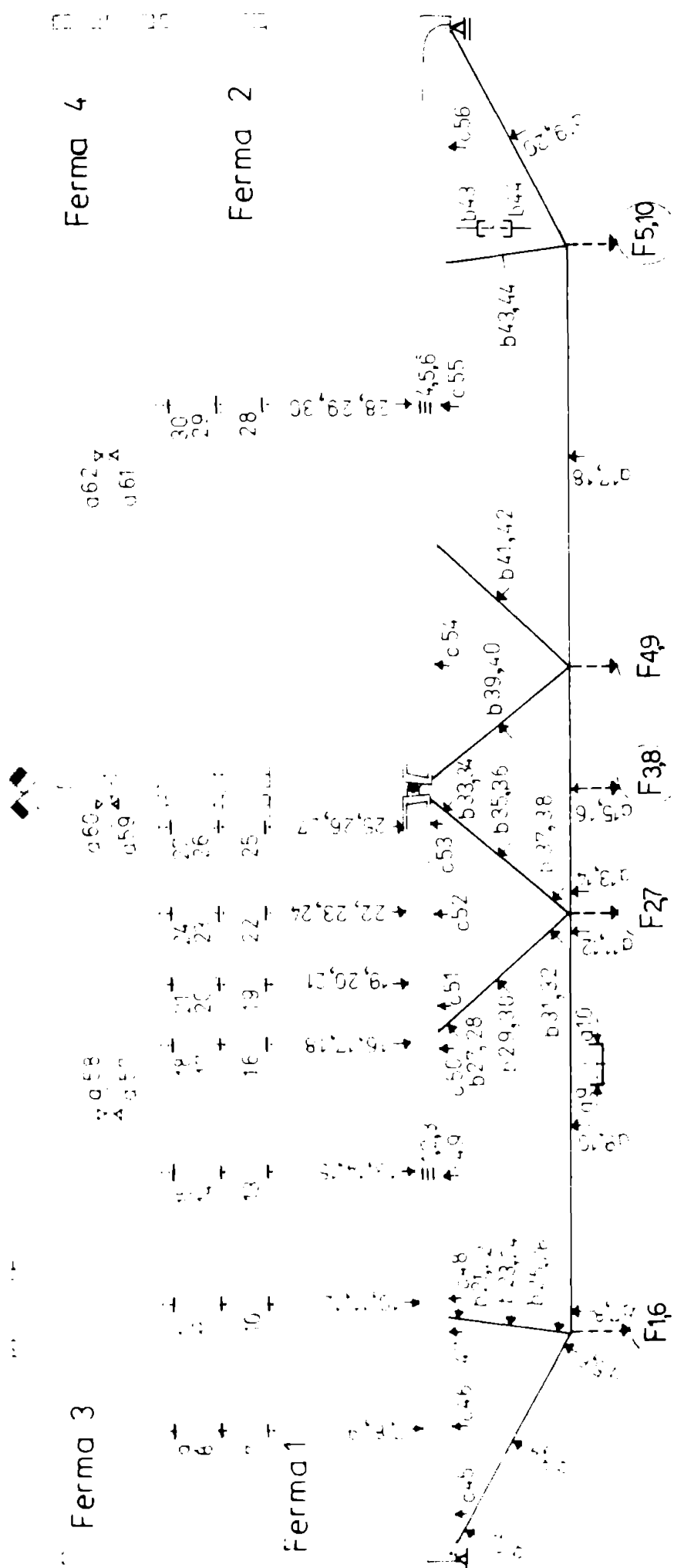


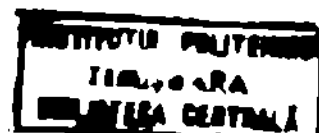
Fig 5.16 Amplasarea aparatelor de măsură

Puntea tensometrică a fost de tip Huggenberger.

5.5. Rezultatele încercării experimentale

Principalele rezultate ce decurg din studiul experimental efectuat se referă la următoarele aspecte :

- comportarea structurii în exploatare ;
- corectitudinea ipotezelor de calcul prin compararea eforturilor unitare teoretice cu cele determinate experimental ;
- studiul rigidității elementelor prin măsurarea săgeților ;
- repartizarea eforturilor unitare pe lățimea plăcii de beton ;
- conlucrarea celor două elemente transversale tip fermă ;
- conlucrarea tălpii de beton cu ferma metalică ;



- comportarea sistemului de fermă metalică cu un număr redus de bare ;
 - comportarea elementelor compuse oțel-beton peste treapta de exploatare ;
 - modul de cedare și verificarea siguranței sistemului ;
- Eforturile unitare s-au calculat pe baza deformațiilor specifice înregistrate la diferite trepte de încărcare, admitând valabilitatea relației $\sigma = E \cdot \epsilon$ pînă la limitele de calcul elastice ale deformațiilor.

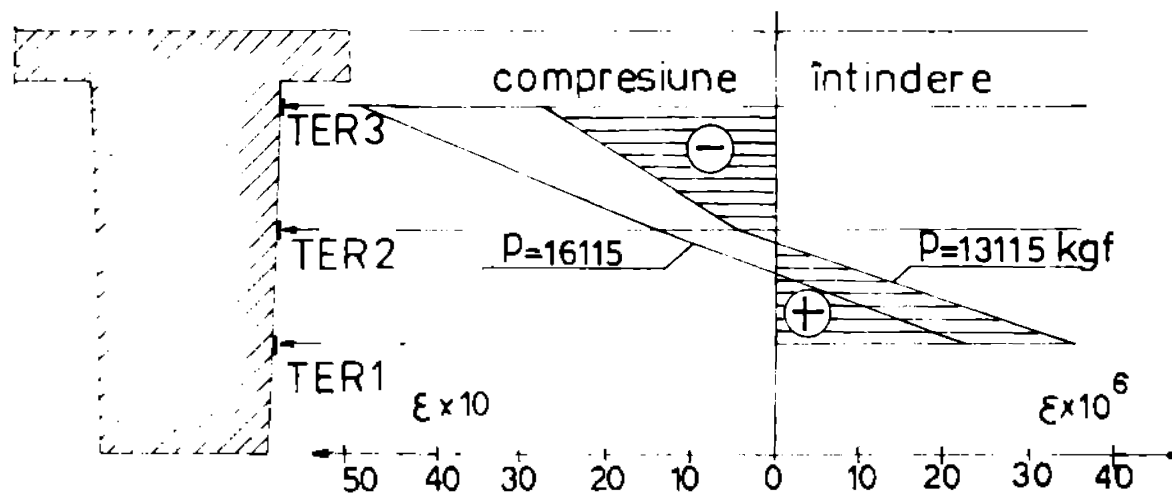


Fig. 5.17

S-a observat pe tot parcursul încercării că în beton eforturile unitare sînt mult mai mici decît

cele limită de calcul; astfel în zona cea mai solicitată efortul unitar la treapta teoretică de exploatare a fost 7 N/mm^2 , iar la forța corespunzătoare începutului curgerii în fibra de oțel cea mai întinsă a fost de $9,5 \text{ N/mm}^2$. Variația deformațiilor specifice pe înălțimea secțiunii nervurii longitudinale la cele două trepte de încărcare este prezentată în figura 5.17. Se observă că la treapta de încărcare corespunzătoare limitei de curgere axa neutră este mai jos decît la treapta de exploatare, ceea ce arată creșterea ponderii compresiunii în beton.

Eforturile unitare corespunzătoare deformațiilor specifice citite pe timbrele de pe oțel arată o bună concordanță cu valorile determinate teoretic. În tabelul 5.8 sînt prezentate eforturile unitare în barele fermei metalice la treapta de exploatare. Se observă că diferențele între valorile teoretice și cele experimentale sînt neglijabile la majoritatea barelor, cu excepția barelor 5-6 și 5-7.

Tabelul 5.8

Efort axial	Bara	1-3	2-3	3-5	4-5	5-6	5-7
valoare teoretică la exploatare	[N/mm ²]	+156,4	-121	+148,1	+ 87,4	-87	+213,4
valoare experimentală la exploatare	[N/mm ²]	+156,2	-126,2	+142,6	+83,2	-68,8	+244,9
diferență față de valoarea teoretică	[%]	-0,1	+ 4,3	-3,7	-4,8	-20,9	+14,8

S-au analizat încărcările caracteristice ale modelului experimental, corespunzătoare treptei de exploatare, treptei de atingere a limitei de curgere în secțiunea cea mai solicitată de oțel și treptei de cedare prin flambaj a unei bare comprimate. Se desprind următoarele concluzii :

- Încărcarea de exploatare s-a stabilit teoretic pe baza încărcărilor permanente și temporare a prototipului; dimensionarea elementelor modelului s-a făcut la această încărcare, presupunând realizarea practică a rezistențelor materialelor. După cum s-a arătat la punctul 5.3.5, tabla de oțel folosită pentru executarea profilelor îndoitte la rece nu a respectat nici caracteristicile geometrice, nici cele mecanice ; rezultă reducerea ariilor diagonalelor față de cele teoretice cu 4,36%, iar a tălpii superioare și inferioare cu 4,94%; în privința oțelului, raportul realizării calității este de 0,834. Deoarece forța axială capabilă a unei bare întinse la curgere este $N=A \cdot \sigma_0$, forța axială la care s-a făcut dimensionarea barei este mai mică decât forța axială efectivă sub efectul încărcărilor de exploatare de 1,26 ori. De aici se poate deduce valoarea reală a treptei de exploatare, care este 10,408 tf față de 13,115 tf stabilit teoretic. Deci treapta de exploatare reală este cu aproximativ două trepte de încărcare inferioară celei teoretice.

- Încărcarea corespunzătoare începutului curgerii în bara cea mai solicitată la întindere a fost de 16,115 tf. Atingerea acestei faze s-a apreciat din înregistrarea deformațiilor specifice și din diafragmele P-f construite pe parcursul încercării. Raportînd această valoare la treapta reală de exploatare se obține un coeficient de siguranță de 1,55. Valoarea efortului unitar corespunzător atingerii curgerii în bara de legătură a fost de 244,9 N/mm².

- Încărcarea corespunzătoare cedării prin flambaj a montanului din apropierea reazemului, la reîncărcarea elementului consolidat a fost de 22.115 tf. Coeficientul de siguranță este 2,12 luînd

ca reper treapta de exploatare reală, și 1,71 față de treapta de exploatare teoretică.

Săgetile au fost înregistrate în 5 puncte caracteristice pe fiecare element. Diagramele încărcare-săgeată pentru flexiunile F_2 și F_3 sînt prezentate în figura 5.18. Săgeata maximă la încărcarea teoretică de exploatare, măsurată la mijlocul deschiderii elementelor a fost de 2,25 cm. Se constată că, deși treapta teoretică de exploatare depășește pe cea reală, săgeata este mult mai mică decît săgeata admisă /114/ pentru fermele acoperișurilor, $1/300=4$ cm.

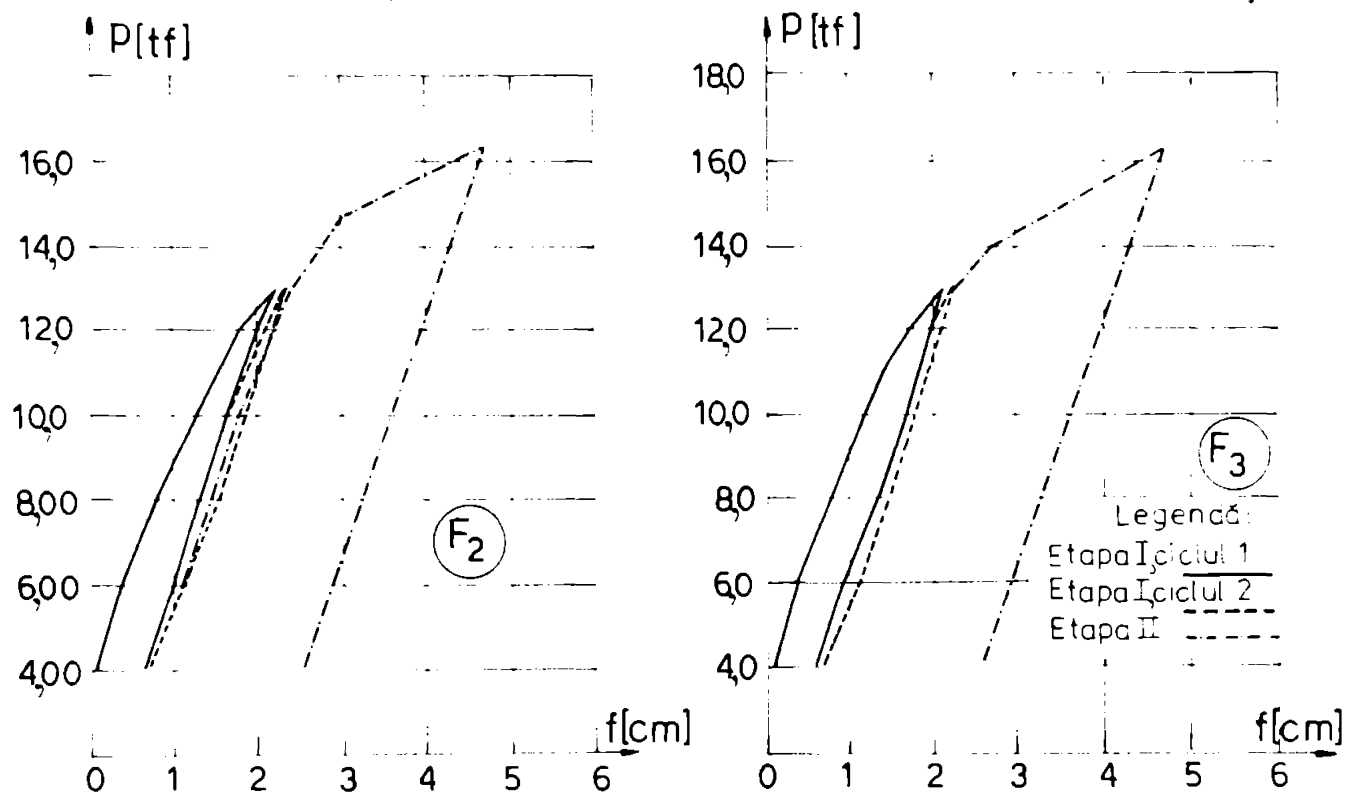


Fig.5.18 Diagrame încărcare-săgeată

Săgeata remanentă la ciclul 2 ($f_r(2)$) este de 0,05 cm, iar săgeata maximă la ciclul 2 ($f(2)$) este de 1,53 cm. Se constată că se respectă condiția $f_r(2) \leq 0,05 f(2)$ /119/.

Săgeata maximă atinsă la cedare a fost de 4,58 cm. Valorile mici ale săgeților experimentale au dovedit rigiditatea sistemului compus oțel-beton la încărcări; deformațiile remanente foarte mici atestă comportarea elastică a elementelor, chiar la valoarea treptei teoretice de exploatare.

În figura 5.19 sînt reprezentate variațiile săgeților în lungul celor două elemente. Se constată comportarea simetrică a elementelor la toate treptele de încărcare, atât în sens longitudinal cît și în sens transversal. Această comportare dovedește atât

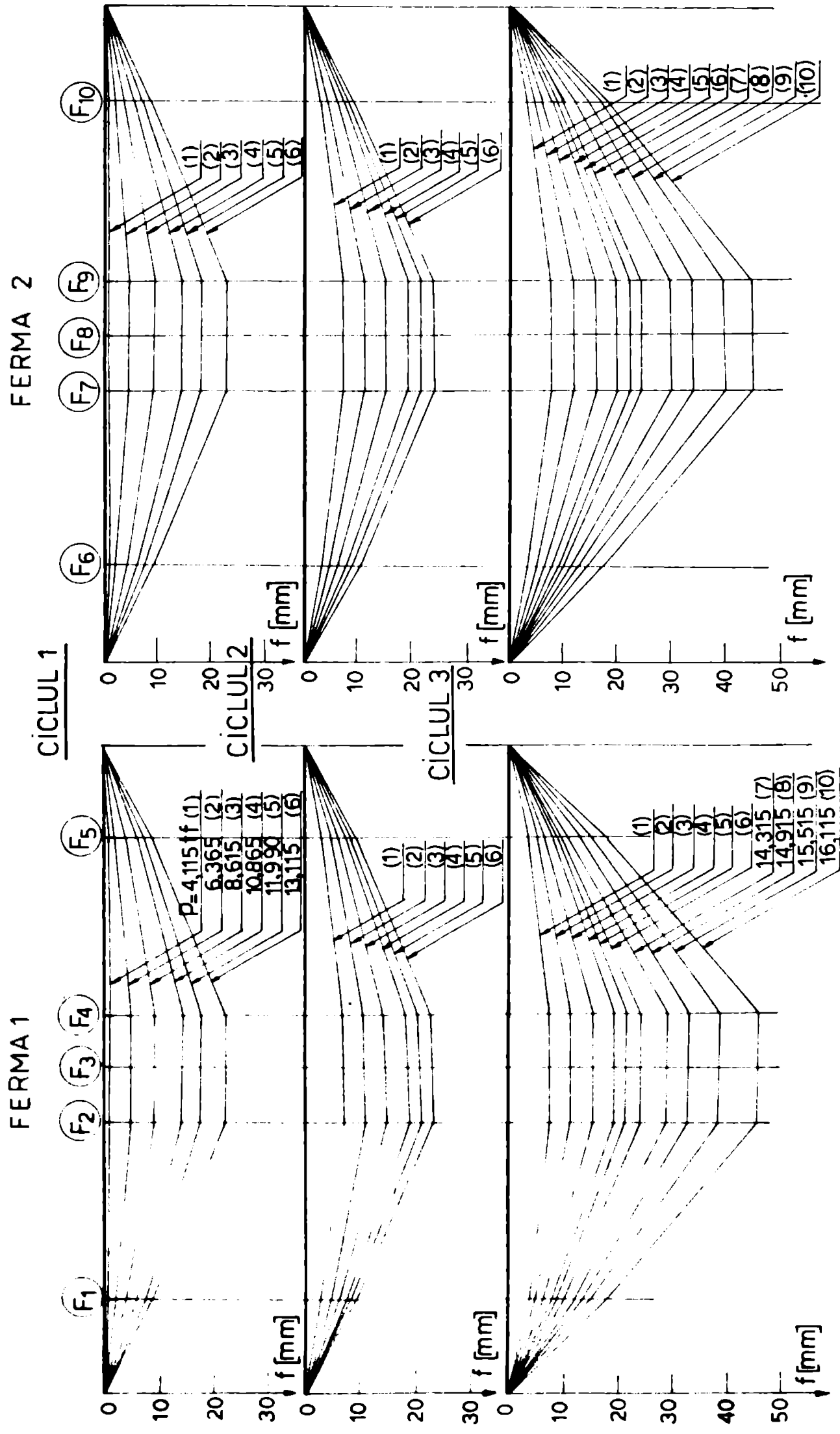


Fig. 5.19 Variația săgeților în lungul fermelor

buna funcționare a sistemului de încărcare, cât și conlucrarea foarte bună a celor două elemente de fermă alăturate ; nu s-a produs nici cedarea legăturilor discontinue la nivelul plăcilor, nici rotirea relativă a celor două elemente.

Deformațiile specifice în funcție de încărcare sînt prezentate în figura 5.20, pentru bara de legătură 5-7. Se constată

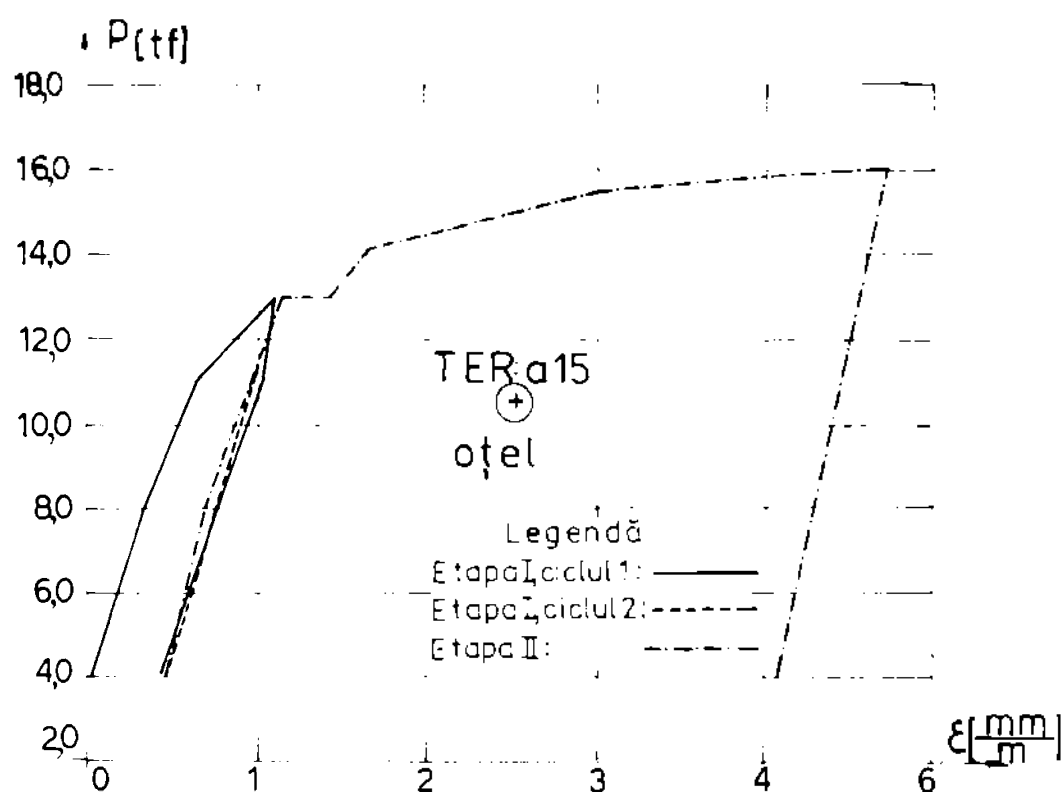


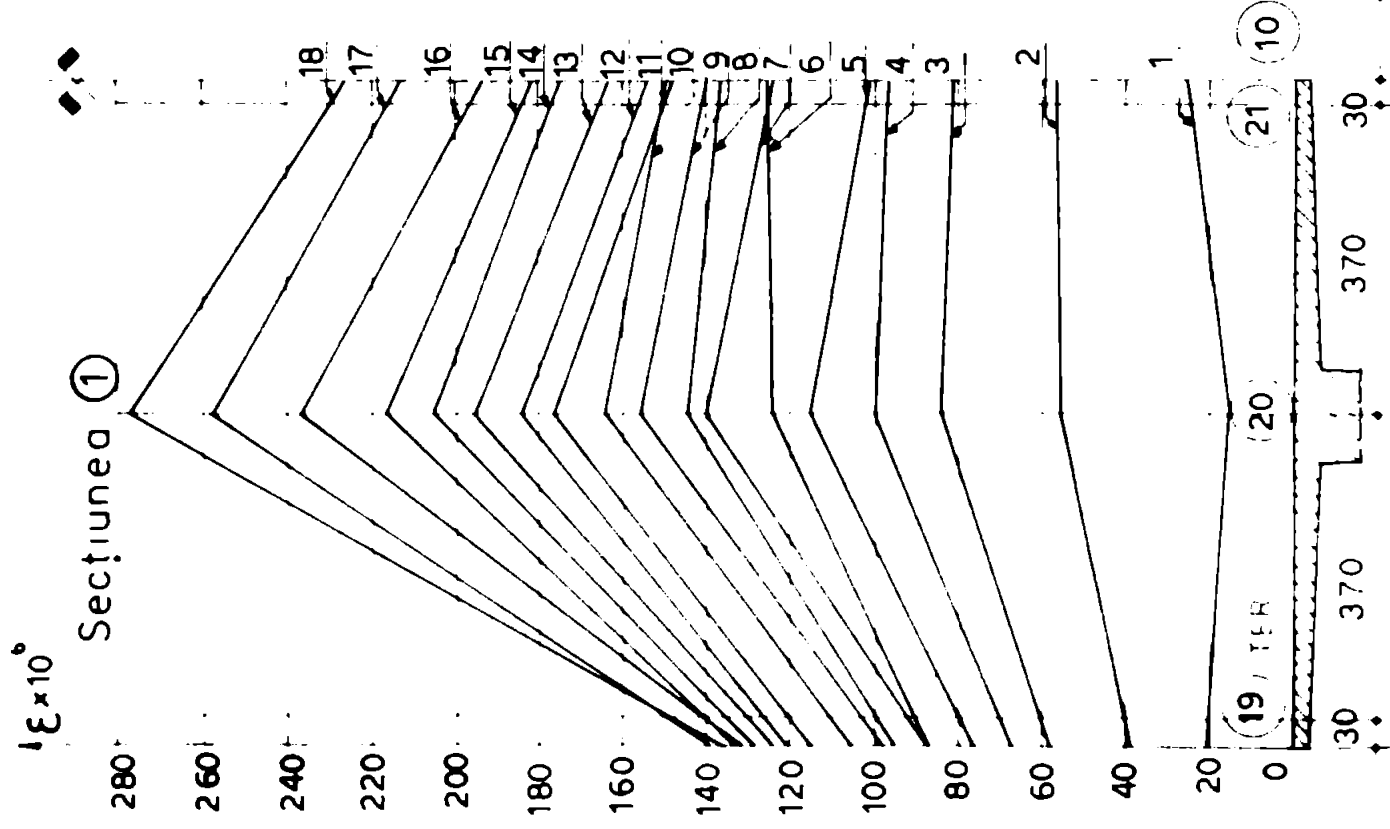
Fig. 5.20. Variația deformațiilor specifice în funcție de încărcare

că pentru bara cea mai solicitată, deformațiile specifice mari se dezvoltă chiar la treapta teoretică de exploatare. Pentru celelalte bare de oțel deformațiile specifice sînt mici, nedepășind domeniul elastic.

În figura 5.21 este prezentată variația deformației specifice pe lățimea plăcii de beton la diferite trepte de încărcare în trei secțiuni caracteristice ale fermei de beton. Se constată că plăcile celor două ferme conlucrează la încovoiere datorită monolitizării; se observă de asemenea că valorile cele mai mari ale deformațiilor specifice apar în dreptul nervurilor longitudinale.

Ținînd seama de comportarea elastică a betonului, studiul repartizării eforturilor unitare pe lățimea plăcii se poate face prin studiul deformațiilor specifice. În acest caz, definiția dată lăținii active de placă în capitolul 3, se poate transforma astfel :

$$b_p = \frac{2 \int_0^{b/2} \epsilon_x dy}{[\epsilon_x]_{y=b/2}} \quad (5.3)$$



Trepte de încărcare: [tf]

1. 6,365	7. 14,315	13. 17,915
2. 8,615	8. 14,915	14. 18,515
3. 10,875	9. 15,515	15. 19,115
4. 11,990	10. 16,115	16. 19,715
5. 13,115	11. 16,715	17. 20,915
6. 13,715	12. 17,315	18. 21,515

Obs: Amplasarea timbrelor tensometrice este dată în figura 5.16

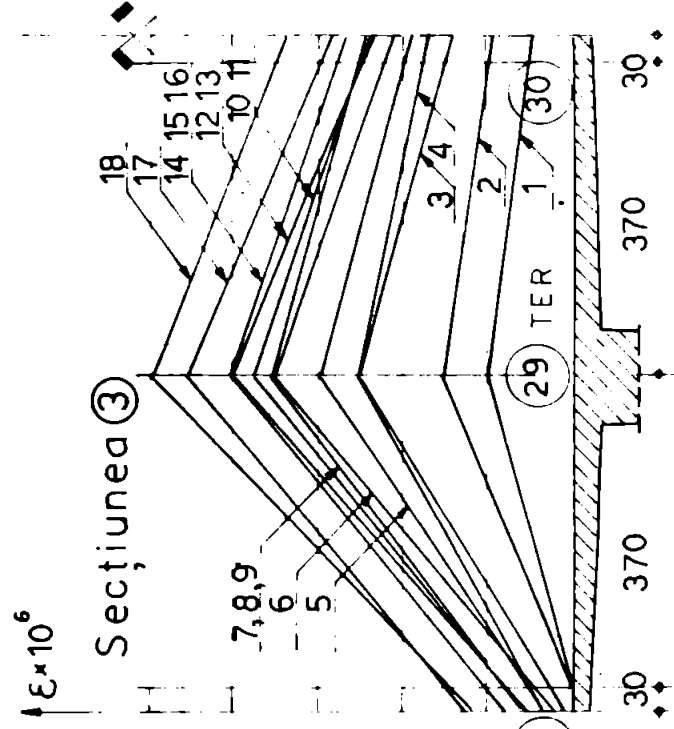
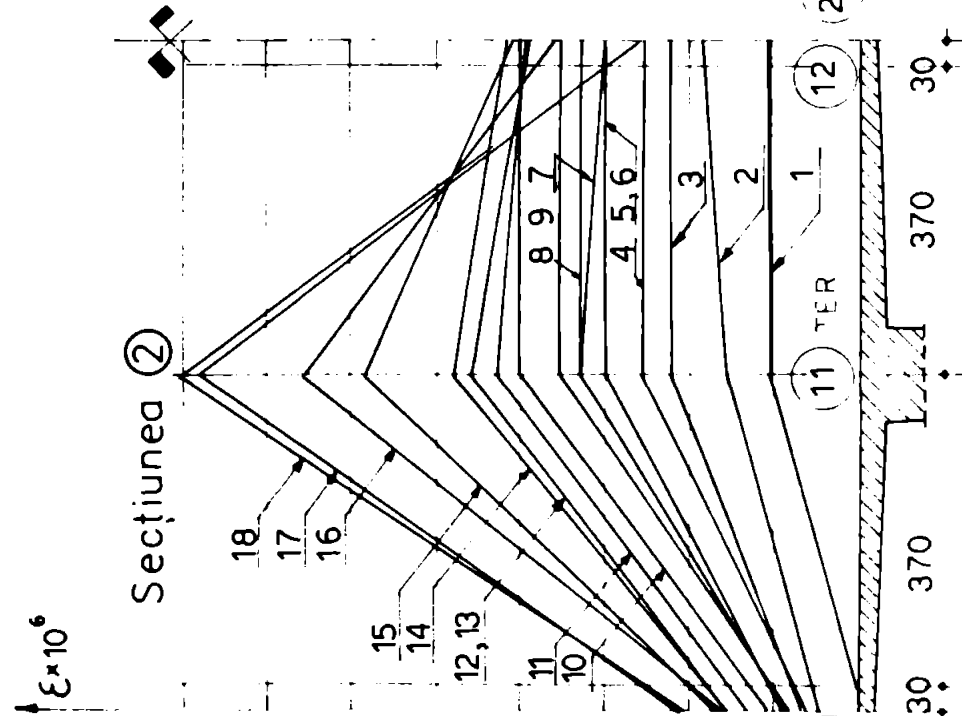


Fig.5.21 Variația deformațiilor specifice pe lățimea plăcii

Aplicând relația (5.3) pentru două din secțiunile caracteristice, se obțin valorile date în tabelul 5.9. Secțiunile au fost alese în zona de momente pozitive ale tălpii superioare de
Tabelul 5.9.

Tr. de încărcare Secțiunea	b_p/b						
	6,365	8,615	10,865	11,990	13,115	13,715	14,315
1	0,749	0,875	0,833	0,825	0,833	0,833	0,826
2	-	0,932	0,912	0,912	0,913	0,929	0,884

Tabel 5.9 (continuare)

b_p/b								
14,915	15,515	16,115	16,715	17,315	17,915	18,515	19,115	19,715
0,821	0,799	0,828	0,823	0,819	0,819	0,816	0,772	0,722
0,905	0,903	0,901	0,885	0,878	0,877	0,878	0,878	0,856

Tabel 5.9 (continuare)

b_p/b	
20,915	21,515
0,677	0,672
0,888	0,845

beton. Timperele tensometrice din cele două secțiuni sînt : secțiunea 1 , TER 10,11,12; secțiunea 2 , TER 19,20,21 (v.figura 5.16).

Din analiza rapoartelor b_p/b se desprind următoarele concluzii :

- în secțiunea 2, unde momentul încovoietor este apropiat de valoarea maximă, la treapta teoretică de exploatare lățimea activă de placă este 0,913 din lățimea reală;
- în secțiunea 1, momentul încovoietor are valoare mică (aproximativ 1/9 din momentul maxim) iar lățimea de placă activă este 0,833 din lățimea reală a plăcii;
- pentru ambele secțiuni, lățimea activă de placă scade odată cu creșterea treptei de încărcare peste valoarea treptei de exploatare;
- pentru treapta reală de exploatare, lățimile de placă sînt aceleași ca pentru treapta teoretică de exploatare;
- lățimile de placă sînt determinate pentru raportul $l/b=15$.

Avînd în vedere faptul că dimensionarea se face pentru eforturile maxime de calcul care pot să apară în exploatare, se propune ca pentru rapoarte $L/b \geq 10$ să se adopte ca lățime de calcul valoarea dedusă experimental pentru lățimea activă a plăcii :

$$b_p = 0,9 b \quad (5.4)$$

Această valoare este în concordanță cu majoritatea recomandărilor diferitelor norme (v. figura 3.1).

5.6. Concluzii

În urma studiilor teoretice și experimentale efectuate în legătură cu realizarea structurilor de rezistență pentru acoperișuri de mare deschidere în varianta compusă oțel-beton, se desprind următoarele concluzii și contribuții.

a) Aplicarea structurilor compuse oțel-beton tip fermă la construcții industriale cu deschideri mari (peste 24 m), permite obținerea unor avantaje ca : reducerea consumului de oțel și de energie înglobată față de soluția integral metalică, posibilitatea de prefabricare și industrializare.

b) Structura aleasă pentru studiul experimental reprezintă o soluție constructivă originală ; rigiditatea tălpii superioare de beton permite reducerea numărului de bare ale grinzii cu zăbrele metalice; structura obținută duce la solicitarea mai avantajoasă a tălpii de beton, asemănătoare cu o grindă continuă; numărul de îmbinări este redus față de o grindă cu zăbrele clasică, de asemenea contravîntuirile necesare sînt reduse, datorită rigidității în plan orizontal, dat de plăcile de beton armat. Soluția constructivă permite execuția uzinală a tronsoanelor de fermă, care pot fi transportate la locul de punere în operă cu mijloacele de transport folosite pentru transportul prefabricatelor lungi.

c) Proiectarea elementelor de fermă oțel-beton se poate face după regulile de proiectare date de normele în vigoare pentru elemente din beton, respectiv din oțel, prin luarea în considerare a specificului conlucrării celor două materiale.

d) Din studiul înălțimii optime a fermelor compuse oțel-beton de deschideri mari, rezultă domeniul în care consumurile de oțel sînt minime, conform relației (5.1).

e) Modelarea structurii de rezistență prin respectarea parametrilor geometrici și fizico-mecanici ai elementului prototip a permis efectuarea încercării în condițiile reale de comportare a acoperișurilor studiate ; astfel modelul experimental reprezintă un tron-

son cuprins între două luminatoare al structurii reale.

f) Din încercările experimentale rezultă următoarele :

- comportarea modelului experimental pînă la treapta teoretică de exploatare a fost elastică; eforturile unitare din barele de oțel deduse experimental au avut valori foarte apropiate de cele calculate teoretic, confirmînd ipotezele acceptate la proiectare ; eforturile unitare în secțiunile de beton cele mai solicitate, atît la treapta de exploatare cît și la ultima treaptă au fost mai mici decît cele limită,

- săgețile înregistrate la toate treptele de încărcare sînt mai mici decît cele admisibile, confirmînd faptul că structura studiată este foarte rigidă ;

- cedarea prin atingerea limitei de curgere în bara cea mai solicitată s-a produs la o treaptă mai mare de 1,55 ori decît treapta reală de exploatare ;

- cedarea după consolidarea barei în care a epărut curgera s-a produs prin pierderea stabilității unei bare comprimate, datorită nerealizării calității și secțiunii de oțel din proiect ; încărcarea de rupere a fost de 2,12 ori mai mare decît valoarea reală de exploatare ;

- comportarea celor două elemente transversale alăturate a fost simetrică la toate treptele de încărcare ;

g) Folosirea profilelor îndoite la rece permite o proiectare economică a barelor fermei metalice în comparație cu utilizarea profilelor laminate. Comportarea acestor profile, dacă proiectarea și execuția sînt corecte, este foarte bună în cadrul sistemului de bare cu nedeterminare interioară a fermei modelului.

h) Studiul experimental efectuat asupra lățimii active de placă permite determinarea lățimii de calcul a fermelor pentru care raportul $L/b \geq 10$, după relația (5.4).

6. CONCLUZII FINALE, CONTRIBUTII, RECOMANDARI DE ALCATUIRE SI PROIECTARE

6.1. Avantajele economice ale structurilor compuse sau mixte oțel-beton

Utilizarea structurilor compuse sau mixte oțel-beton conduce la obținerea unor efecte economice favorabile față de soluțiile constructive clasice din beton armat, beton precomprimat sau oțel în cazul multor tipuri de construcții ingineresti : clădiri civile și industriale, poduri rutiere și de cale ferată, estacade pentru culcare de benzi transportoare etc.

Cercetările teoretice și experimentale prezentate în lucrare au condus la stabilirea domeniilor optime de folosire a structurilor compuse, atât din punctul de vedere al tipurilor de construcții, cât și al sistemului adoptat, al încărcărilor și deschiderilor pentru care aceste structuri sînt cele mai eficiente, avînd ca obiect în special construcțiile industriale.

Concluzia care se impune este că eficiența structurilor compuse este mai pregnantă în cazul în care se cere o capacitate portantă mai ridicată, fie din cauza încărcărilor mari, fie a deschiderilor mari, care apar la construcțiile industriale studiate.

În cazul clădirilor etajate cu deschideri medii (12-15 m) și încărcări mari (peste 1000 daN/m^2), rezolvarea planșeului în soluție compusă a relevat următoarele aspecte :

- varianta cea mai avantajoasă se obține prin folosirea grinzilor compuse de tipul III, la care grinda de oțel are eforturi inițiale din contrasăgeată ;

- dalele din beton armat prefabricate permit obținerea unui grad de prefabricare la nivelul construcțiilor din beton armat, beton precomprimat sau din oțel.

Analiza variantelor de proiecte experimentale pentru hale etajate în comparație cu o soluție etalon din beton armat-beton precomprimat (capitol 4, punct 4.1) a condus la principalele avantaje ce se pot obține prin folosirea structurilor compuse :

- reducerea greutății proprii a structurii de rezistență cu 60% ;

- reducerea consumului de ciment cu 72% ;
- reducerea consumului de energie înglobată cu 25% ;
- consumul de oțel față de etalonul considerat crește cu 40%, consumul de oțel echivalent (6 kg ciment=1 kg oțel) însă este mai redus cu 12% ;
- posibilitatea reducerii înălțimii de construcție, în special în cazul folosirii grinzilor compuse cu eforturi inițiale;
- posibilitatea refolosirii parțiale a materialelor ;
- folosirea dalelor prefabricate din beton armat permite executarea uzinală, cu toate avantajele ce decurg de aici ;
- reducerea dimensiunilor fundațiilor (prefabricate - tip pahar), ca efect al reducerii greutatei proprii a structurii de rezistență ;
- existența unor rezerve de rezistență prin neglijarea efectului de încastrare a grinzilor principale în stâlpi ;
- tehnologiile de execuție a planșelor cu structură compusă se pot alege în funcție de dotările existente, variantele fiind fie montarea la cotă, fie liftarea planșelor.

Realizarea acoperișurilor pentru hale industriale de deschideri mari (peste 24 m) în soluție mixtă oțel-beton a fost concepută în variantele cele mai utilizate pentru structurile din beton sau oțel, și anume :

- grinzi principale transversale compuse, grinzi secundare și/sau elemente de suprafață
- grinzi principale longitudinale și elemente de suprafață transversale T sau Π mixte.

Indicii tehnico-economici obținuți pentru proiectele experimentale prezentate în capitolul 5 (punctul 5.1, 5.2) arată, în comparație cu soluția etalon integral metalică aleasă, următoarele avantaje :

- creșterea rigidității structurii de rezistență prin înlocuirea tălpii superioare cu o nervură din beton armat sau pre-comprimat, ceea ce permite reducerea numărului de panouri al fermei metalice care constituie talpa inferioară și reducerea contravântuirilor orizontale ;
- reducerea înălțimii structurii mixte, deci a înălțimii totale de construcție ;

- reducerea consumului de oțel cu 12-42% ;
- reducerea consumului de energie înglobată cu 7-15%.

În comparație cu soluția etalon, structura mixtă oțel-beton are o greutate mai mare, dar fără efecte negative asupra posibilității de prefabricare.

Astfel, realizarea grinzilor principale sau a elementelor de suprafață mixte din trei sau două tronsoane permite transportul și montarea cu mijloacele mecanice folosite pentru alte tipuri de prefabricate, în funcție de tehnologiile de execuție prezentate la punctul 5.2.3.

6.2. Concluzii experimentale

Încercările experimentale s-au efectuat pe modele executate după cele mai eficiente tipuri de structuri compuse oțel-beton analizate ;

- a) grinzi compuse oțel-beton cu eforturi inițiale
- b) structuri mixte oțel-beton de acoperișuri pentru hale industriale cu deschideri mari.

Încercările au stabilit comportarea structurilor compuse și mixte oțel-beton în condiții de exploatare, modul de cedare și au confirmat ipotezele de calcul admise.

În scopul interpretării corecte a rezultatelor, proiectarea modelelor s-a făcut respectând parametrii determinanți pentru similitudinea prototip-model.

a). Grinzi compuse oțel-beton cu eforturi inițiale pentru planșeele halelor industriale cu încălcări mari

Pentru respectarea alcătuirii reale al planșeului, modelul experimental a reprezentat porțiunea de planșeu cuprinzând grinda principală, grinzile secundare și plăcile prefabricate din beton armat aferente grinzilor, pe lățimea teoretică de calcul a plăcilor.

Aspectele cele mai semnificative care au rezultat în urma încercărilor prezentate în capitolul 4, au fost :

- Comportarea foarte bună în ansamblu al sistemului, atât sub efectul încălcărilor de exploatare, cât și al încălcărilor mai mari. Astfel, până la valori cu 15-18% mai mari decât treapta de exploatare, betonul și oțelul s-au comportat elastic, deformațiile sistemului au fost mici, cu valori foarte apropiate de cele stabilite teoretic ; deformațiile specifice înregistrate în timpul încercărilor au fost aproximativ egale cu cele teoretice, confirmând valabilitatea

tea ipotezelor de calcul acceptate pentru domeniul elastic ;

- Variația eforturilor unitare pe înălțimea secțiunii compuse sub efectul încărcărilor apropiate de cele de rupere a justificat diagramele de calcul acceptate pentru atingerea stării limită de rezistență. Raportul dintre încărcarea finală de cedare și încărcarea corespunzătoare curgerii oțelului în fibra cea mai întinsă arată o capacitate de deformare plastică bună, confirmând justetea calculului în domeniul elasto-plastic ;

- Variația eforturilor unitare de compresiune pe lățimea dalelor prefabricate, egală cu lățimea teoretică de calcul, a arătat o conformație practic constantă la toate treptele de încărcare.

- Cedarea s-a produs la o încărcare cu valoarea de 2,06-2,35 ori mai mare decât cea de exploatare, arătând o bună siguranță a sistemului compus. Capacitatea portantă determinată experimental este mai mare cu 5-20% decât capacitatea portantă calculată cu metoda simplificată propusă, sau cu metoda exactă ;

- Prefabricarea dalelor a impus folosirea elementelor de legătură rigide de tip dibluri, care pot transmite forțe de lunecare mai mari, deci permit distanțe mai mari între golurile prevăzute în beton.

Deși cedarea s-a produs prin lunecare între dală și grinda de oțel, încărcările corespunzătoare au fost mai mari decât capacitatea portantă a diblurilor. Comportarea bună a plăcilor prefabricate pe parcursul încercărilor, atât din punctul de vedere al stabilității, cât și al conlucrării cu grinda de oțel, confirmă corectitudinea relațiilor de calcul prezentate în capitolul 3 pentru determinarea capacității portante și a numărului de dibluri necesare.

b). Structuri mixte oțel-beton de acoperisuri pentru hale industriale cu deschideri mari

Dintre variantele de structuri mixte pentru acoperisuri de hale industriale cu deschidere de 30 m și travee de 12 m s-a încercat o soluție constructivă originală, prezentată în capitolul 5, punctul 5.2, 5.3.

Modelul experimental reprezintă 1/3 din tramă, fiind format din două elemente de suprafață mixte oțel-beton alăturate.

Din încercarea acestui element compus rezultă următoarele aspecte :

- Soluția constructivă aleasă conferă o rigiditate mare structurii mixte, ceea ce conduce la săgeți experimentale care la toate treptele de încărcare sînt mai mici decît cele admisibile. Deformațiile remanente foarte mici arată o comportare elastică a sistemului pentru încărcările de exploatare. Deformațiile celor două elemente de suprafață, legate discontinuu la nivelul plăcilor și contravîntuite în planul montantului de lîngă reazem au fost simetrice, dovedind buna conlucrare a sistemului.

- Eforturile unitare determinate experimental în barele de oțel alcătuite din profile îndoite la rece au avut valori foarte apropiate de cele calculate teoretic pînă la treapta de încărcare corespunzătoare curgerii în bara cea mai întinsă ; eforturile unitare în secțiunile de beton cele mai sollicitate au arătat o sollicitare în domeniul elastic pentru trepte de încărcare superioare celei de exploatare.

- Datorită comportării elastice a betonului, s-a făcut studiul variației lățimii active de placă pentru diferite trepte de încărcare pe baza definiției date de relația (5.3). Concluziile conduc la propunerea de a se determina lățimea de calcul a plăcii pentru structuri cu raportul $L/b \geq 10$ conform relației (5.4).

- Cedarea structurii prin curgerea oțelului în bara cea mai sollicitată s-a produs la o încărcare cu valoarea de 1,55 ori mai mare decît treapta reală de exploatare, iar cedarea prin pierderea stabilității unei bare comprimate la o încărcare de 2,12 ori mai mare decît valoarea treptei reale de exploatare. Acest mod de cedare s-a datorat folosirii unui oțel de calitate inferioară față de proiect.

6.3. Contribuții privind calculul și proiectarea grinzilor compuse oțel-beton cu metoda stărilor limită

În funcție de natura acțiunilor directe sau indirecte aplicate grinzilor compuse și de stadiul de sollicitare considerat, calculul se face cu metoda stărilor limită, prezentat în capitolul 2.

Considerarea gradului de interacțiune (parțial sau complet) depinde de modul de lucru al elementelor de legătură folosite, factorul determinant fiind în acest sens numărul elementelor de legătură dispuse la interfața oțel-beton. Limitînd valoarea alunecărilor în așa fel încît să nu fie afectată distribuția eforturilor unitare pe secțiunea compusă și săgeata grinzii compuse, se poate accepta o conlucrare perfectă între beton și oțel (punctul 2.5).

O caracteristică a calculului grinzilor compuse este faptul că raportul dintre încărcările de calcul și încărcările normale este în general egal sau mai mic decât raportul dintre capacitatea portantă a grinzii la starea limită de rezistență și capacitatea portantă la starea limită de deformații specifice.

Din această cauză pot apare frecvent situații în care calculul la starea limită de exploatare este determinant.

În cazurile când rapoartele q/q^N și M_{cap}/M_{cap}^N au valori apropiate, capacitatea portantă se calculează la starea limită de rezistență.

Din analiza ipotezelor de calcul ce stau la baza diferitelor metode de calcul la starea limită de rezistență a grinzilor compuse (punctul 2.6), rezultă că acceptarea unei comportări elasto-plastice pentru beton și oțel conduce la aprecierea cea mai corectă a stadiilor limită posibile în funcție de comportarea reală a celor două materiale.

Se propune în lucrare (punctul 2.7) o metodă de calcul originală, bazată pe comportarea elasto-plastică la starea limită de rezistență.

Metoda simplificată propusă permite luarea în considerare a tuturor stadiilor limită ce pot fi atinse de o secțiune compusă oțel-beton. Aprecierea corectă a poziției axei neutre plastice pe baza diagramelor de calcul acceptate conferă metodei o exactitate foarte mare, diferențele obținute pentru valoarea forței de compresiune din beton și a capacității portante a secțiunii compuse față de metoda exactă fiind neglijabile.

În același timp diagramele de calcul simplificate, pe baza ipotezelor justificate de observațiile făcute la punctul 2.7.2, conduc la relații de calcul simple (ecuații de gradul I și II în funcție de necunoscută - poziția axei neutre plastice); stadiile limită considerate sînt în număr de patru, acoperind în întregime toate stadiile limită ale metodei exacte.

În comparație cu metodele bazate pe plasticizarea completă a secțiunii transversale, prezentate la punctul 2.6.1, metoda simplificată propusă permite aprecierea corectă a stării de solicitare prin atingerea unui stadiu limită, conducînd la rezultate mult mai exacte, fără complicarea calculului.

Calculul capacității portante a grinzilor compuse oțel-beton de tipul II și III se poate face pe baza relațiilor prezentate pentru grinzile de tipul I, cu metoda de calcul propusă (pot.2.7.3

Proiectarea grinzilor compuse oțel-beton se face prin încercări, ținând seama de recomandările existente în normele de calcul pentru elemente compuse.

Având în vedere diversitatea factorilor care influențează capacitatea portantă a secțiunii compuse (indiferent de starea limită la care se face calculul), relațiile de proiectare propuse de diverși autori pentru determinarea caracteristicilor geometrice a secțiunii au în general un caracter aproximativ, deoarece aceste relații pentru a fi luorate, folosesc foarte multe simplificări.

O proiectare cu un caracter exact se poate face numai pe baza diagramelor de proiectare, dar și în acest domeniu literatura studiată nu se referă decât la cazuri relativ simple (plăci compuse beton armat-tablă cutată, grinzi compuse cu profile laminate dublu simetrice, fără nervuri de îngroșare).

Pe baza relațiilor de calcul date în metoda originală propusă, adoptând distribuțiile optime ale ariilor de oțel în secțiune, s-au construit diagrame de proiectare, având în vedere calitățile de beton și oțel cele mai des utilizate în construcții civile și industriale (punctul 3.4.4).

Relațiile de calcul pentru construirea diagramelor de proiectare s-au obținut prin transformarea relațiilor din metoda propusă pe baza alegerii unor variabile identice pentru toate cazurile de stadii limită și care permit o construcție grafică clară. Folosirea diagramelor este exemplificată la punctul 3.5.

Tipurile de grinzi compuse alese (profile laminate I sau profile sudate I asimetrice, cu dală din beton armat și nervură de îngroșare), calitățile materialelor, lățimile de placă, dimensiunile secțiunii transversale care rezultă din proiectarea cu diagramele date sînt aplicabile în special în cazul planșelor pentru construcții civile și industriale.

6.4. Recomandări privind proiectarea și alcătuirea constructivă a structurilor compuse și mixte oțel-beton

6.4.1. Grinzi compuse oțel-beton pentru planșele halelor industriale cu încărcări mari

a. Grinzile compuse cu inimă plină, cu sau fără eforturi inițiale în grinda de oțel se pot folosi la alcătuirea planșelor

cu grinzi principale și secundare la hale industriale cu deschideri între 12-15 m și travei de 6 m în cazul unor încărcări utile mari, peste 1000 daN/m².

b. Grinzile secundare sînt plasate la distanța de 1,5... 2,5(3,0) m. Ele pot fi grinzi de tipul I, II sau III, recomandîndu-se folosirea grinzilor de tipul I; în acest caz, grinda metalică poate fi un profil laminat I, eventual asimetrizat prin sudarea unei platbenzi de talpa inferioară. Avînd în vedere distanța dintre grinzile secundare, solicitările sînt relativ mici, de aceea înălțimea grinzii metalice este în general mai mică decît 40 cm.

c. Grinzile principale se pot realiza ca grinzi compuse de tipul I, II sau III. Se recomandă folosirea grinzilor de tipul III, cu contrasăgeată.

Grinda de oțel se poate realiza cu secțiune nesimetrică în formă de I, din platbenzi sudate.

Înălțimea minimă a inimii grinzii de oțel se poate determina cu relația :

$$h_1 = 0,76 \sqrt{\frac{M^{\text{II}}}{t \cdot \sigma_{\text{BR}}}} \quad (6.1)$$

unde - M^{II} este momentul dat de încărcările normate, iar t este grosimea adoptată pentru inimă.

În general, înălțimea grinzii de oțel rezultă de 40-70 cm.

Dimensiunile tălpii superioare se aleg cu valorile minime necesare pentru a asigura prinderea în bune condiții a elementelor de legătură și rezemarea plăcilor în varianta cînd acestea sînt prefabricate.

Aria tălpii inferioare de oțel, mai solicitată, reprezintă 40-50% din secțiunea totală de oțel.

d. Placa din beton armat se poate executa monolit sau sub formă de plăci prefabricate de dimensiunile unui ochi de rețea grindă secundară-grindă principală.

Grosimea plăcii rezultă din calculul de placă în general, respectîndu-se prevederile de dimensionare și armare din /112/, /114/.

Plăcile prefabricate se execută cu marginile dințate, pentru a permite prinderea elementelor de legătură. În zonele cu goluri se prevăd în placă bucle de armătură care înconjoară elementele de legătură.

În afară de armătura de rezistență din placă, pe conturul plăcii se prevăd armături suplimentare, pentru a împiedeca forfecarea dinților în sens longitudinal.

Plăcile prefabricate reazemă pe un pat de beton de grosime 2-3 cm, pentru o reazemare uniformă pe talpa superioară a grinzii metalice. Se va acorda o atenție deosebită realizării monolitizărilor, pentru asigurarea calității prescrise.

Grosimea betonului (placa, sau placa și nervura de îngroșare) trebuie să fie de cel puțin 10 cm, pentru a asigura o bună ancorare a elementelor de legătură.

e. Lățimea de calcul a plăcilor monolite sau prefabricate se stabilește cu relațiile (3.2) sau (3.3), pentru rapoarte $L/d < 10$.

f. Elementele de legătură care se recomandă în cazul plăcilor prefabricate sînt cele rigide, de tip dibluri, dispuse la distanțe egale.

Este necesar ca diblurile să fie prevăzute și cu elemente de legătură elastice, de tip bară cu buclă verticală sau înclinată pentru preluarea forțelor verticale, dacă diblurile prin alcătuirea lor nu pot prelua aceste forțe.

În cazurile în care din calcul rezultă în lungul grinzii elemente de legătură substanțial diferite ca dimensiuni, se recomandă modificarea pe porțiuni a dimensiunilor acestora, pentru păstrarea unei distanțe constante.

6.4.2. Acoperișuri mixte oțel-beton pentru hale industriale ou deschideri mari (24-30 m)

a. Structurile mixte oțel-beton pentru acoperișuri de deschideri mari se pot alcătui sub forma unor elemente transversale tip feră, care reazemă pe grinzi longitudinale compuse sau din beton precomprimat.

Această soluție se poate folosi în variantă cu luminatoare prevăzute pe 1/3 din suprafața halei sau fără luminatoare.

Fiecare feră transversală este alcătuită din două tronsoane prefabricate, care se pot executa cu tehnologiile prezentate la punctul 5.2.3.

b. Înălțimea optimă a acoperișurilor mixte oțel beton este cuprinsă în domeniul :

$$H = \left(\frac{1}{8,5} - \frac{1}{15} \right) L$$

c. Feră transversală este alcătuită dintr-o talpă superioară din beton armat și un sistem de zăbrele metalice care formează

ză talpa inferioară.

Talpa superioară este formată dintr-o placă de grosime variabilă, de 2 m lățime și o nervură longitudinală compusă oțel-beton. Rezenarea pe grinzile longitudinale se face continuu prin intermediul unei nervuri racordate cu placa printr-un arc de cerc ; această nervură are înălțimea mai redusă decât nervura longitudinală (cca.2/3), prin racordarea orizontală a profilului metalic începând de la montantul de reazem.

În zona articulației centrale se prevăd de asemenea nervuri transversale de lățime 5-6 cm.

Raportul optim dintre panourile tălpii superioare este 1; 1,2 1; 1 pentru sistemul constructiv analizat în lucrare.

d. Talpa inferioară este alcătuită din profile îndoite la rece.

Inclinarea montantului marginal se alege astfel încât diagonala de reazem să formeze cu talpa superioară un unghi de 30° . Inclinarea celorlalte diagonale trebuie să respecte recomandările pentru fermele metalice clasice.

e. Lățimea de calcul a plăcii din beton armat pentru rapoarte $L/d \geq 10$ se determină cu relația :

$$b_p = 0,9 b$$

în care b este lățimea reală a plăcii.

f. Se prevăd contravînturiri în planul montanților de reazem.

■

Cercetărilor teoretice și experimentale efectuate în legătură cu elementele compuse oțel-beton s-au valorificat prin redactarea întâi și a doua a "Instrucțiunilor tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a elementelor compuse oțel-beton", P83-74, și redactarea anexei 3 la normativul P83-74 referitoare la dale realizate din beton cu agregate de granolit.

B I B L I O G R A F I E

1. Adekola, A.O., - Analytical and relaxation Solution, of the shear lag problem in composite beams. Civil Engineering and Public Works Review, Nov. 1965.
2. Adekola, A.O., - Effective Widths of Composite Beams of Steel and Concrete, The Structural Engineer, Vol.46, No.9, Sept.1968.
3. Aribert, J.M., Labib, A.G. - Modèles de calcul élasto-plastique de poutres mixtes a connexion partielle, Construction Metallique no.4-1982.
4. Avram, C. - Betonul armat - proiectarea și dimensionarea secțiunilor, Editura Tehnică, București, 1952.
5. Avram, C., Bota, V. - Structuri compuse oțel-beton și beton pre-comprimat-beton armat, Editura tehnică, București, 1975.
6. Avram, C., Bota, V. - Structuri compuse oțel-beton cu dale prefabricate din beton, CNIT-Conferința a IV-a de Betoane, Brașov, oct.1971.
7. Avram, C., Bota, V. - Grinzi compuse oțel-pretensionat-beton, Rev.Construcții, nr.2, București, 1972.
8. Avram, C., Bota, V. - Dezvoltarea teoriilor de calcul al secțiunilor compuse oțel-beton, Bul.științ.al Institutului de Construcții București, T.21, Nr.3-4, București, 1978.
9. Avram, C., Deutsch, I., Popa, A., Weisz, I., Bainholtz, A. - Proiectarea economică a elementelor de construcții din beton armat, Editura Pacla, Timișoara, 1979.
10. Avram, C., Făcșoaru, I., Filimon, I., Mîrșu, O., Terteș, I. - Rezistențele și deformațiile betonului, Editura Tehnică, București, 1971.
11. Avram, C., Filimon, I. - Curs de beton armat, I.P."Traian Vuia" Timișoara, 1976.
12. Badoux, I.C. - L'évolution des ponts mixtes en Suisse ces vingt-cinq dernières années, Association Française pour la Construction, série : Travaux publics, no 431-1985.
13. Badoux, I.C. - Mingard, M. - Ponts-routes en construction mixte avec dalle en béton léger, Olten, Hunziker and Cie S.A, 1973.

14. Beukel, A. van den - Composite beams, Horon, Volume 23, no.2, Delft, 1978.
15. Bob, C. - Curs de încercarea construcțiilor, I.P. "Traian Vuia" Timișoara, 1981.
16. Bode, H. - Die Beratungsstelle für Stahlverwendung, Merkblatt, Stahl 267, 1980.
17. Bota, V. - Grinzi compuse oțel-beton, teză de doctorat, I.P. "Traian Vuia", Timișoara, 1969.
18. Bota, V. - Asupra comportării elementelor de legătură, dornuri cu spirală, la grinzile compuse oțel-beton, Bul. științ. și tehnic al Inst. Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, ian.-iun. 1971.
19. Bota, V. - Calculul în domeniul plastic al grinzilor oțel-beton realizate cu eforturi inițiale; Transporturi auto, navale și seriene nr.3, 1971.
20. Bota, V., Pățcaș, I., Jiva, C. - Studii și cercetări de laborator privind comportarea grinzilor compuse oțel-beton ușor la încărcări repetate, Rev. Construcțiilor și a materialelor de construcții nr.1, București, 1976.
21. Bota, V., Rotaru, G., Furdui, C., Tudor, A., Săbăreanu E. - Estacade pentru benzi transportoare cu structura compusă oțel-beton, Conf. a IX-a de betoane, Gh. Gheorghiu-Dej, oct. 1978.
22. Calzon, J.M. - Estructuras mixtas. Teoria y práctica, Madrid, 1966.
23. Chapmen, I.C. - Experiments on composite beams, London, The Structural Engineer, vol.42, no.11, 1964.
24. Chapmen, I.C. - The behaviour of composite beams in steel and concrete, London, The Structural Engineer, vol.42, No.4, 1964.
25. Dalban, C., Juncan, N., Varga, A. - Construcții metalice, Ed. Didactică și pedagogică, București, 1976.
26. De Miranda, F. - Le viaduc sur la vallée de L'Entella, Strade e traffico, nov, 1969.
27. Dieter, Jr., G.E. - Metalurgie mecanică, Ed. Tehnică, București, 1970.
28. Dilly, P. - Les Bâtiments du "Steglitzer Kreisel" a Berlin, Acier-Stahl-Steel, no.10, 1972.

29. Dubas, P. - Développements suisses récents en matières de ponts mixtes acier-béton, *Costruzioni Metalliche*, Milan, vol.21, no.1, 1969.
30. Dumitrescu, D., ș.a. - *Indrumător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat*, Editura Tehnică, București, 1978.
31. Ekberg, Jr. Committee on Steel Flexural Members-Development-and use of prestressed steel flexural members, *Journal of the Structural Division*, no ST,9 sept.1968.
32. Filimon, I., Deutsch, I. - *Curs de beton armat și beton precomprimat*, I.P."Traian Vuia", Timișoara, 1979.
33. Filimon, I., Deutsch, I. - *Curs de beton armat și beton precomprimat* I.P."Traian Vuia" Timișoara, 1984.
34. Grassl - *Die Kauppenbrücke*, *Der Stahlbau*, nr.8, 1962.
35. Hanada, S., Longworth, J. - Buckling of Composite Beams in Negative Bending, *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.100, No ST11 Nov., 1974.
36. Hangan, M. - *Poduri industriale*, Editura Tehnică, București, 1967.
37. Heins, C.P., Fan, H.M. - Effective Composite Beam Width at Ultimate Load, *Journal of the Structural Division*, no.ST.11 nov.1976.
38. Ivan, M. - *Statica construcțiilor*, Vol.1,2, *Structuri static nedeterminate*, I.P."Traian Vuia" Timișoara, 1976.
39. Latzin, K. - Le nouveau hall des quais de la Gare Central de Munich, *Acier-Stahl-Steel*, no.2, 1961.
40. Lazić, I., Lazić Vera - *Prévision des effets du fluage du béton dans les structures mixtes et précontraintes*, *Annales de l'ITBTP*, No.399, Paris, 1981.
41. Marinov, R., Grozesou, D., Gușet, G. - *Aplicarea structurilor mixte metal-beton la poduri urbane în Timișoara*, *Rev. Construcții* nr.8, 1981.
42. Massonnet, Ch., Save, M. - *Calcul plastique des constructions*, Bruxelles, 1961.
43. Mateescu, D., Bota, V. - *Grinzi compuse oțel-beton. Elemente de legătură*, *Rev.Construcțiilor și a materialelor de construcții*, nr.8, 1966.
44. Mateescu, D., Bota, V. - *Grinzi compuse oțel-beton cu eforturi inițiale*. *Rev.Construcțiilor și a materialelor de construcții*, nr.5, 1968.

45. Mateescu, D., Caraba, I. - Construcții metalice. Calculul și proiectarea elementelor din oțel, Ed.Tehnică, București, 1980.
46. Mateescu, D., Roșu, D., Caraba, I. - Construcții metalice. Exemple de calcul, Ed.Tehnică și Pedagogică, București, 1972.
47. Mazilu, P. - Statica construcțiilor, Editura Tehnică, București, 1959.
48. Mazilu, P., Topa, N., Ieremia, M. - Teoria și calculul plăcilor ortotrope, Ed.Tehnică, București, 1983.
49. Mc Dermott, J.F. - Structural Tests of a Composite Floor System, Journal of the Structural Division, ASCE, febr.1967.
50. Mihul, A. - Construcții de beton armat, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1969.
51. Moreau, Ph., Thivans, P. - Structures composites acier-béton precontraint, Cahiers de l'Association Française du béton, no.216, ian.1984.
52. Mühlbacher, R. - Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor mixte din grinzi metalice și dala din beton ușor, rezumat teză doctorat, Iași, 1976.
53. Mühlbacher, R., Serbescu, C. - Stadiul actual și perspectivele structurilor compuse oțel-beton, Rev.Construcții nr.2, 1982.
54. Newmark, N.M., Siess, C.E., Viest, M.I. - Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction, Proceedings Society for Experimental Stress Analysis, vol.9, Nr.1, 1951.
55. Nicula, I., Onet, T. - Beton armat, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1982.
56. Parr, D.H., Maggard, S.P. - Ultimate Design of Hollow Thin-Walled Box Girders, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 98, jul.1972.
57. Popescu, M., Otescu, I. - Profile metalice cu pereți subțiri în construcții. București, Ed.Tehnică, 1963.
58. Porter, M.L., Ekberg, Jr., C.E. - Design Recommendation for Steel Deck Floor Slabs, Journal of the Structural Division, no ST 11, Nov.1976.

59. Porter, M.L., Ekberg, Jr., C.E., Greimann, L.F., Elleby, H.A. - Shear-Bond Analysis of Steel-Deck-Reinforced Slabs, Journal of the Structural Division, no ST12, Dec.1976.
60. Rauthmann, H. - Nouveau Centre Commercial a Berlin, Acier-Stahl-Steel, no.1, 1972.
61. Sabnis, G.M. - Handbook of Composite Construction Engineering, Van Nostrand Reinhold Company, 1979 by Litton Educational Publishing, Inc, New York.
62. Săbăreanu, E. - Contribuții la studiul podurilor și estacadelor cu structura compusă oțel-beton, teză de doctorat, I.P. "Traian Vuia", Timișoara, 1981.
63. Schilling, Ch.G. - Bending Behaviour of Composite Hybrid Beams, Journal of the structural Division, no S.T.8, aug.1968.
64. Schuster, R.M. - Composite Steel-Deck Concrete Floor Systems, Journal of the Structural Division, Proc.ASCE, may 1976.
65. Seach, Tw.W., Mac Milan, C.M., Sutton, M.I., "Penmor Towers" - immeuble-tour a Johannesburg (Africa de Sud), Acier-Stahl-Steel, no.10, 1975.
66. Siess, C.P., Viest, I.M., Newmark, N.M. - Studies of Slab and Beam Bridges. Part 3, Illinois, Urbana, 3-1952.
67. Tertea, I., ș.a. - Proiectarea betonului armat, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1977.
68. Tertea, I., Oneț, T. - Verificarea calității construcțiilor de beton armat și beton precomprimat, Ed.Dacia, Cluj-Napoca, 1979.
69. Thul, H. - Moderner Brückenbau, Der Strassenbau, iun.iul.aug., 1967.
70. Tudor, A., Bota, V., Bob, L., Bob, C., Furdul, C., Săbăreanu, E.- Folosirea structurilor compuse beton oțel la clădiri cu mai multe niveluri, Rev.Construcții, nr.11, 1979.
71. Tudor, A., Bota, V., Bob, C., Bob, L., Furdul, C., Săbăreanu, E.- Folosirea structurilor compuse oțel-beton la clădiri cu mai multe nivele, Simpozion Cîntarea României, Timișoara, oct.1979.
72. Tudor, A., Bota, V., Bob, C., Furdul, C., Săbăreanu, E., Bob, L.- Folosirea structurilor compuse oțel-beton la realizarea structurilor de construcții, Simp.Structuri economice de construcții, Hunedoara, oct.1979.

73. Tudor A., Bota, V., Bob, C., Bob, L., - Ferme cu structură compusă oțel-beton utilizate la hale industriale, Ses. științifică jubiliară, Iași, oct. 1981.
74. Tudor, A., Bota, V., Bob, C., Bob, L., Volovits, T. - Considerații asupra comportării în exploatare a unui acoperiș pentru hale industriale realizate cu structură compusă oțel-beton, A IX-a Conferință de betoane, Vol. 3, Timișoara, oct. 1982.
75. Van Dalen, K., Narasimhan, S.U., - Shear Lag in Shallow Wide-flanged Box Girders, Journal of the Structural Division-Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. ST10, oct. 1976.
76. Viest, M.I., Fountain, S.R., Singleton, C.R. - Composite construction in steel and concrete, New York, Mc Graw-Hill Book Company, Inc., 1958.
77. Yam, L., Chapman, I.C. - The Inelastic Behaviour of Continuous Composite Beams of Steel and Concrete, Proc. Inst. Civ. Engrs., dec. 1968.
78. Yam, L., Chapman, I.C. - The Inelastic Behaviour of Simply Supported Composite Beams of Steel and Concrete, Proc. Inst. Civ. Engrs., dec. 1968.
79. Wilenko, K.L., - Le résidence Boiseldieu à Puteaux (France) 479 logements en construction métallique précontrainte, Acier-Stahl-Steel, no. 7-8, 1972.
80. Worthing, A.G., Geffner, I. - Prelucrarea datelor experimentale, Editura Tehnică, București, 1959.
81. ~~ACI~~ ACI-ASCE "Tentative Recommendation for the Design and Construction of Composite Beams and Girder for Buildings, Journal of the Structural Division, Vol. 68, no. ST12, Dec. 1960.
82. ~~ASCE~~ ASCE-AASHTO-Report of Subcommittee 4 on Hybrid Beam and Girders, Joint ASCE-AASHTO Committee, Design of Hybrid Steel Beams, Journal of the Structural Division, Vol. 94, Nos. ST6 (June), 1968.
83. ~~Association~~ - Association Française des ponts et charpentes, New Composite Structures Concrete and Steel, Twelfth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, Vancouver, sept. 3-7, 1984.

84. ~~XXX~~ C181-76 - Indrumător pentru metodologia de încercare a protipurilor la elemente prefabricate din punct de vedere al comportării statice.
85. ~~XXX~~ CEB-FIP, Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton, jun.1969.
86. ~~XXX~~ CECM-EG-76 - Recommandations européennes pour les constructions métallique de la CECM, cap.2, 3, 1976.
87. ■ ■ ■ C.P.117. British Standard Code of Practice. Composite constructions in structural steel and concrete. Part 1. Simply supported beams in building, 1965.
88. ~~XXX~~ C.P.117. British Standard Code of Practice. Composite construction in structural steel and concrete. Part.2. Beams for bridges, 1967.
89. ■ ■ ■ - Projet de code modele pour constructions mixtes, Construction métallique no.1 - mars 1980.
90. ■ ■ ■ - Tentative Recommendations for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings, ASCE-ACI-Joint ASCE-ACI Committee on Composite Construction, Journal of structural Division, ASCE, Vol.68, No.ST12, 1960.
91. ~~XXX~~ Clădiri industriale etajate cu pînă la P+5 nivele cu încărcări utile pînă la 1000 kg/m^2 cu structuri compuse oțel-beton cu trasa stîlpilor $12 \times 6 \text{ m}$. Faza STp. Documentare și analiza soluțiilor de structură. Contract 2723/1978, ICCPDC-Filiala Timișoara, 1978.
92. ~~XXX~~ Estacade pentru culoare de benzi transportoare în structură compusă oțel-beton, Contract IPCT București, 1977, 1979.
93. ~~XXX~~ Folosirea betoanelor ușoare în construcții. Elemente compuse oțel-beton ușor, Contract P6/1974-Referat ICCPDC-Filiala Cluj-Napoca, 1974.
94. ~~XXX~~ Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a structurilor compuse oțel-beton, contract 3741/1972, MCIInd., noiembrie 1972.
95. ■ ■ ■ Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a elementelor compuse oțel-beton, P83-74, Buletinul Construcțiilor, vol.6, 1975.
96. ■ ■ ■ Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a elementelor compuse oțel-beton, revizuire P83-74, Bul.Construcțiilor, nr.10/1981.

97. ~~XXX~~ Noi soluții eficiente de structuri compuse oțel-beton, oțel-mase plastice etc. Cercetări teoretice și experimentale pe modele asupra comportării plameelor și a nodurilor structurilor compuse oțel-beton. Contract 1107/1977, ICCPDC-Filiala Timișoara, 1978.
98. ~~XXX~~ Noi sisteme constructive eficiente pentru structuri metalice și mixte la clădiri industriale și social-culturale etc. Studiu și referat cu concluzii. Recomandări pentru proiectare. Contract 1107/1977, ICCPDC-Filiala Timișoara, 1979.
99. ~~XXX~~ Noi sisteme constructive eficiente pentru structuri metalice și mixte la clădiri industriale și social-culturale e) Noi structuri eficiente compuse din oțel și beton. Studii și elaborări proiecte experimentale. Verificări de structuri eficiente. Contract 163/1980, ICCPDC-Filiala Timișoara, 1980.
100. ~~XXX~~ Noi sisteme constructive eficiente pentru structuri metalice și mixte la clădiri industriale și social-culturale e) Noi structuri eficiente compuse din oțel și beton. Studii și recomandări de proiectare. Experimentări, Contract 878/1981, ICCPDC-Filiala Timișoara, 1981.
101. ~~XXX~~ Studiu de fundamentare privind folosirea elementelor compuse oțel-beton pretensionate la realizarea unor plamee și a unor elemente de acoperiș cu deschideri mari, Referat ICCPDC-Filiala Timișoara, aprilie 1980.
102. ~~XXX~~ Studii teoretice și experimentale privind alcătuirea constructivă și calculul elementelor compuse oțel-beton. Alcătuirea constructivă și comportarea în domeniul elastic și neelastic a grinzilor compuse oțel-beton, realizate cu și fără eforturi inițiale, supuse la încărcări statice, Contract 1281/1972 cu M.C.Ind., 1972.
103. ~~XXX~~ Studii teoretice și experimentale privind alcătuirea constructivă și calculul elementelor compuse oțel-beton. Metode de calcul în domeniul elastic și neelastic al elementelor compuse oțel-beton, realizate cu sau fără eforturi inițiale. Contract 1281/1972 cu M.C.Ind., 1972.

104. ~~xxx~~ Studii teoretice și experimentale privind alcătuirea constructivă și calculul elementelor compuse oțel-beton. Comportarea și calculul la încărcări repetate a elementelor compuse oțel-beton, Contract 1281/1972 cu M.C.Ind., 1973.
105. ~~xxx~~ Studii teoretice și experimentale privind alcătuirea constructivă și calculul la încărcări repetate a elementelor compuse oțel-beton, precomprimate.IV. Comportarea și calculul la încărcări statice și repetate a elementelor compuse oțel-beton, precomprimate. Contract 2181/1972 cu M.C.Ind., Referat IPTVT, 1974.
106. ~~xxx~~ Studii teoretice și experimentale privind alcătuirea constructivă și calculul elementelor compuse oțel-beton. Contract 2181/1972 cu M.C.Ind., Referat IPTVT, 1973.
107. ~~xxx~~ Studii pe modele de tipizare pentru clădiri cu mai multe niveluri cu structura compusă oțel-beton, Referat ICCPDC-Filiala Cluj-Napoca, oct.1979.
108. ~~xxx~~ STAS 10100/o-75, Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor, București, 1976.
109. ~~xxx~~ STAS 10101/o-75, Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor, București, 1975.
110. ~~xxx~~ STAS 10102-75, Construcții din beton, beton armat și beton precomprinat. Prevederi fundamentale pentru calculul și alcătuirea elementelor, București, 1975.
111. ~~xxx~~ STAS 10103-76, Construcții din oțel. Principii fundamentale de calcul, București, 1976.
112. ~~xxx~~ STAS 10107/0-76, Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprinat, București, 1976.
113. ~~xxx~~ STAS 10107/o-83, Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprinat, București, 1983.
114. ~~xxx~~ STAS 10107/1-77, Construcții civile, industriale și agricole. Calculul și alcătuirea planșelor din beton armat și beton precomprinat. Prevederi generale, București, 1977.
115. ~~xxx~~ STAS 10108/o-78, Construcții civile, industriale și agricole. Calculul elementelor din oțel, București, 1978.

116. ~~xxx~~ STAS 10111/2-77, Poduri din beton, beton armat și beton precomprimat. Calculul suprastructurilor, București, 1976.
117. ~~xxx~~ STAS 767/o-77, Construcții civile, industriale și agricole. Construcții din oțel. Condiții tehnice generale de calitate. București, 1977.
118. ~~xxx~~ STAS 768-66, Construcții civile și industriale. Construcții din oțel, sudate. Prescripții de execuție. București, 1966.
119. ~~xxx~~ STAS 6657/1-76 - Elemente prefabricate din beton, beton armat și beton precomprimat. Condiții tehnice generale de calitate, București, 1976.
120. ~~xxx~~ STAS 7835-71, Profile U cu aripi egale, București, 1971.
121. ~~xxx~~ Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor metalice din profile cu pereți subțiri. P.54-69. M.C.Ind. 36N/969. Buletinul construcțiilor nr.4, 1970.
122. ~~xxx~~ Profile îndoite M.I.M.-O.D.P.T. București, 1973.