

INSTITUTUL POLITEHNIC „TR. VUIA” TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII

ING. BĂNCILĂ RADU

CONTRIBUȚII LA CALCULUL STÎLPILOR METALICI AI LINIILOR ELECTRICE AERIENE

TEZA PENTRU OBTINEREA
TITLULUI DE DOCTOR INGINER

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC
ACAD. PROF. ING. DAN MATEESCU

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA „POLITEHNICA”
TIMIȘOARA

TIMIȘOARA 1981

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA	
CA	
406.796	
Volumul Nr.	
Dulap	262
lit.	F

TABLA DE MATERII

C A P I T O L U L 1 .

Generalități asupra stâlpilor LEA metalici

	Pag.
1.1. Introducere.	1
1.2. Clasificarea și formele constructive a stâlpilor LEA metalici.	8
1.3. Considerații privind alcătuirea stâlpilor LEA meta- lici.	10
1.4. Stâlpii metalici LEA de traversare a Dunării. . .	16

C A P I T O L U L 2 .

Calculul stâlpilor LEA - metalici

2.1. Ipoteza normală și de avarie.	19
2.2. Calculul eforturilor în barele stâlpilor LEA meta- lici.	23
2.3. Eforturi suplimentare în diagonale datorită scurtă- rii montantului.	33
2.4. Calculul eforturilor în elemente de tip piramidal (vîrfare și console) la stâlpii LEA metalici. . .	35

C A P I T O L U L 3 .

Calculul de torsiune a stâlpilor LEA metalici

3.1. Introducere.	42
3.2. Calculul la torsiune a stâlpilor LEA metalici. . .	43
3.3. Prescripții de calcul la torsiune.	49
3.4. Observații și contribuții privind calculul de tor- siune a stâlpilor LEA metalici	50
3.4.1. Observații cu caracter geometric.	51
3.4.2. Comparații între diversele prescripții de calcul la torsiune a stâlpilor LEA metalici.	52
3.4.3. Observație privind normele germane V.D.E.	61
3.4.4. Un mod practic de calcul la torsiune.	66

C A P I T O L U L 4

Acțiunea vîntului asupra stâlpilor metalici ai liniilor electrice aeriene

4.1. Introducere.	70
---------------------------	----

4.2. Unele prescripții privind acțiunea vântului asupra stîlpilor LEA	70
4.3. Acțiunea dinamică a vântului.	75
4.4. Calculul perioadei proprii de vibrații.	80
4.5. Calculul săgeții la stîlpii metalici LEA	80
4.5.1. Introducere	80
4.5.2. Metoda Bürklin.	80
4.5.3. Metoda DIN 4131	81
4.5.4. Stîlpul - Considerat o bară cu moment de inerție variabil în trepte.	82
4.5.5. Compararea metodelor prezentate	82
4.5.6. Exemple de calcul.	88
4.6. Concluzii	88

C A P I T O L U L 5.

Calculul coronamentului stîlpilor LEA simplu circuit în " Y "

5.1. Introducere	90
5.2. Calculul coronamentului stîlpilor în "Y" simplu circuit, în ipoteza normală	91
5.3. Calculul coronamentului stîlpilor în "Y" simplu circuit, în ipoteza de avarie (ruperea conductorului central)..	97
5.4. Observație cu privire la alcătuirea coronamentului stîlpilor LEA în "Y", simplu circuit.	105
5.5. Repartiția unei încărcări paralele cu aliniamentul la fețele brațului mare, la stîlpii LEA metalici în formă de "Y".	107

C A P I T O L U L 6

Influența excentricităților din nodurile grinziilor cu zăbrele plane metalice, asupra stării de eforturi din bare

6.1. Introducere	113
6.2. Soluția statică generală a problemei.	115
6.3. Calculul simplificat.	117
6.4. Calculul de ordinul II al barei dublu încastrate.	118
6.5. Calculul grinziilor cu zăbrele cu noduri rigide.	121
6.6. Consolidarea barelor.	124
6.8. Cazuri practice	125
6.8. Concluzii.	131

C A P I T O L U L 7.

Influența jocului șuruburi - găuri, asupra stării de eforturi și deformații la stâlpii metalici ai liniilor electrice aeriene

7.1. Introducere.	132
7.2. Studiul probabilistic al jocului șuruburi - găuri	132
7.3. Valorile cele mai probabile ale săgețiilor și a necunoscutelor static nedeterminate.	136
7.4. Modul de calcul ales. Calculul săgeții și al eforturilor.	139
7.5. Concluzii.	144

C A P I T O L U L 8.

Efectul tasării inegale a unei fundații asupra suprastructurii la stâlpii metalici ai liniilor electrice aeriene

8.1. Introducere.	145
8.2. Modelul de calcul propus	146
8.3. Influența tasării pe înălțimea stâlpului	147
8.4. Modul de rezolvare propus.	148
8.5. Reprezentarea rezultatelor finale.	151
8.6. Exemple de calcul	157
8.7. Concluzii.	157

C A P I T O L U L 9.

Stabilitatea montanșilor alcătuiți dintr-o cornieră, cu rezemare alternantă, la stâlpii metalici ai liniilor electrice aeriene.

9.1. Introducere.	160
9.2. Soluția teoretică a problemei.	162
9.3. Eforturi admisibile ale montanșilor stâlpilor LEA alcătuiți dintr-o cornieră cu aripi egale.	179
9.4. Incercări experimentale.	182
9.5. Concluzii.	185
B I B L I O G R A F I E	198

C A P I T O L U L 1

GENERALITATI ASUPRA STILPILOR METALICI AI LINIILOR ELECTRICE AERIENE

1.1. Introducere

" Programul - directivă " de cercetare și dezvoltare în domeniul energiei pe perioade 1981 - 1990 și orientările principale pînă în anul 2000, pornind de la necesitatea asigurării surselor de energie pentru progresul economic - social accelerat al țării noastre, stabilește ca în viitorul deceniu România

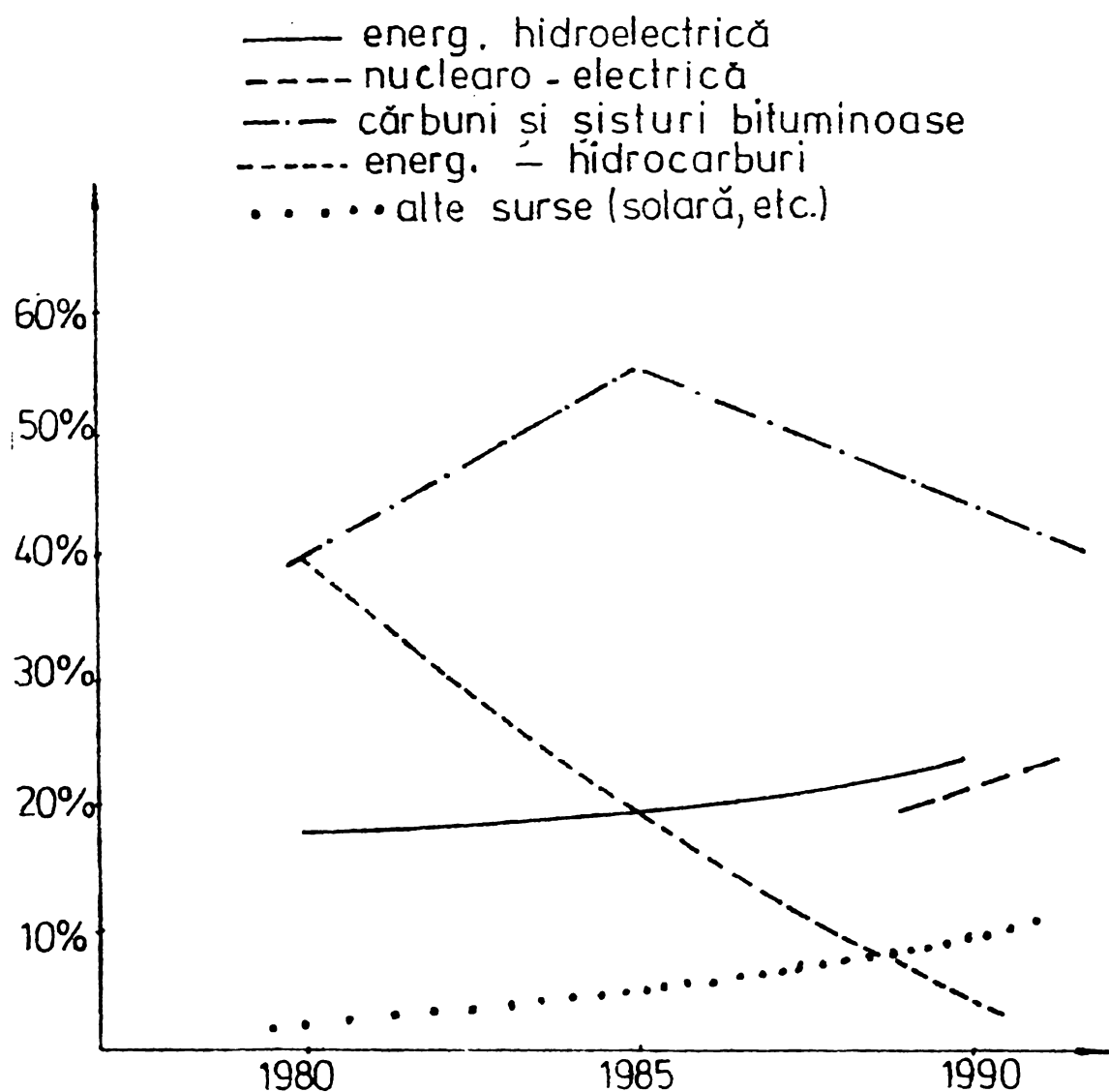


FIG. 1.1

să devină independentă din punct de vedere al combustibilului și energiei electrice.

În structura producției de energie electrică vor interveni schimbări majore (fig.1.1., [85]).

Producția de energie electrică va ajunge în anul 1990 la 105 - 110 miliarde kWh [85].

Dinamica sporită a consumului de energie electrică necesită și dezvoltarea corespunzătoare a rețelelor de transport și distribuție.

Se consideră că din totalul investițiilor necesare alimentării cu energie electrică 35 % revin centralelor de producere a curentului și 65 % rețelelor de distribuție și transport [4] .

Rezultă în consecință, importanța deosebită a rețelelor de transport de energie electrică.

Folosirea tot mai intensă a energiei electrice în industrie, agricultură, în consumul casnic, necesită o sporire a siguranței rețelelor, o eventuală cădere de tensiune având urmări din ce în ce mai grave.

Rețelele de transport au trasee variate intersectând localități și artere de circulație etc. Necesitatea folosirii raționale a terenului agricol, creșterea continuă a localităților, conduc la dificultăți sporite în alegerea unor noi trasee ; în acest sens stâlpii cu mai multe circuite, sînt recomandabili.

Se poate afirma că următoarele criterii influențează alegerea formei constructive a rețelei electrice.

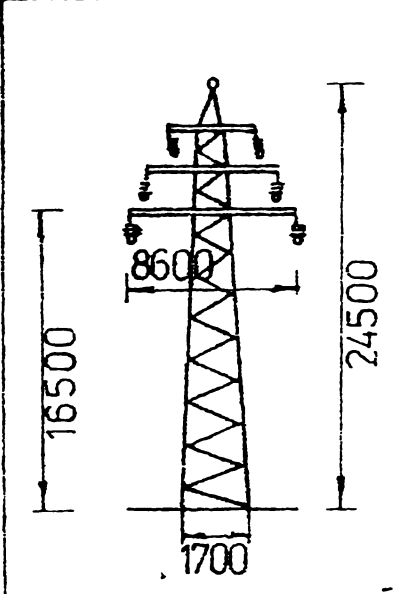
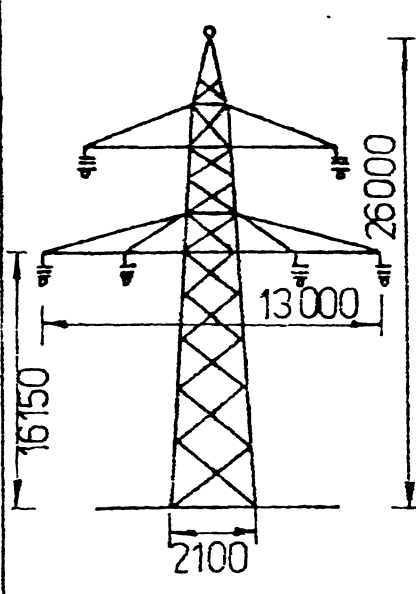
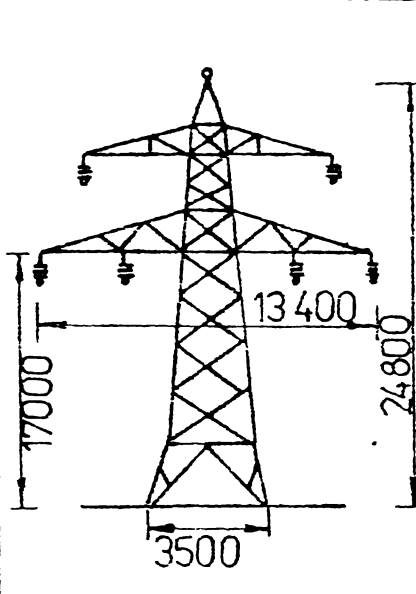
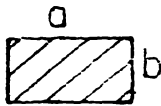
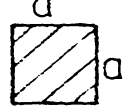
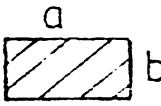
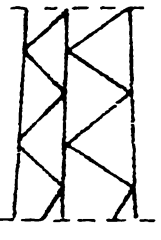
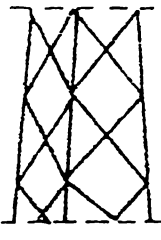

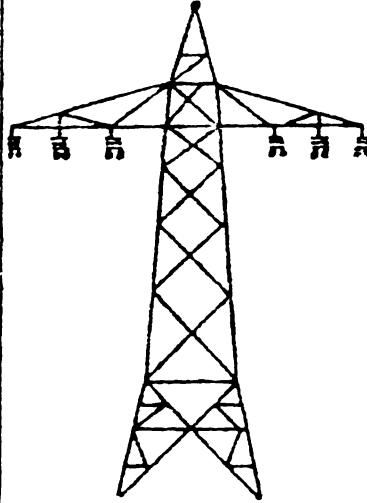
- siguranță în exploatare,
- economicitatea,
- alegerea traseului optim.

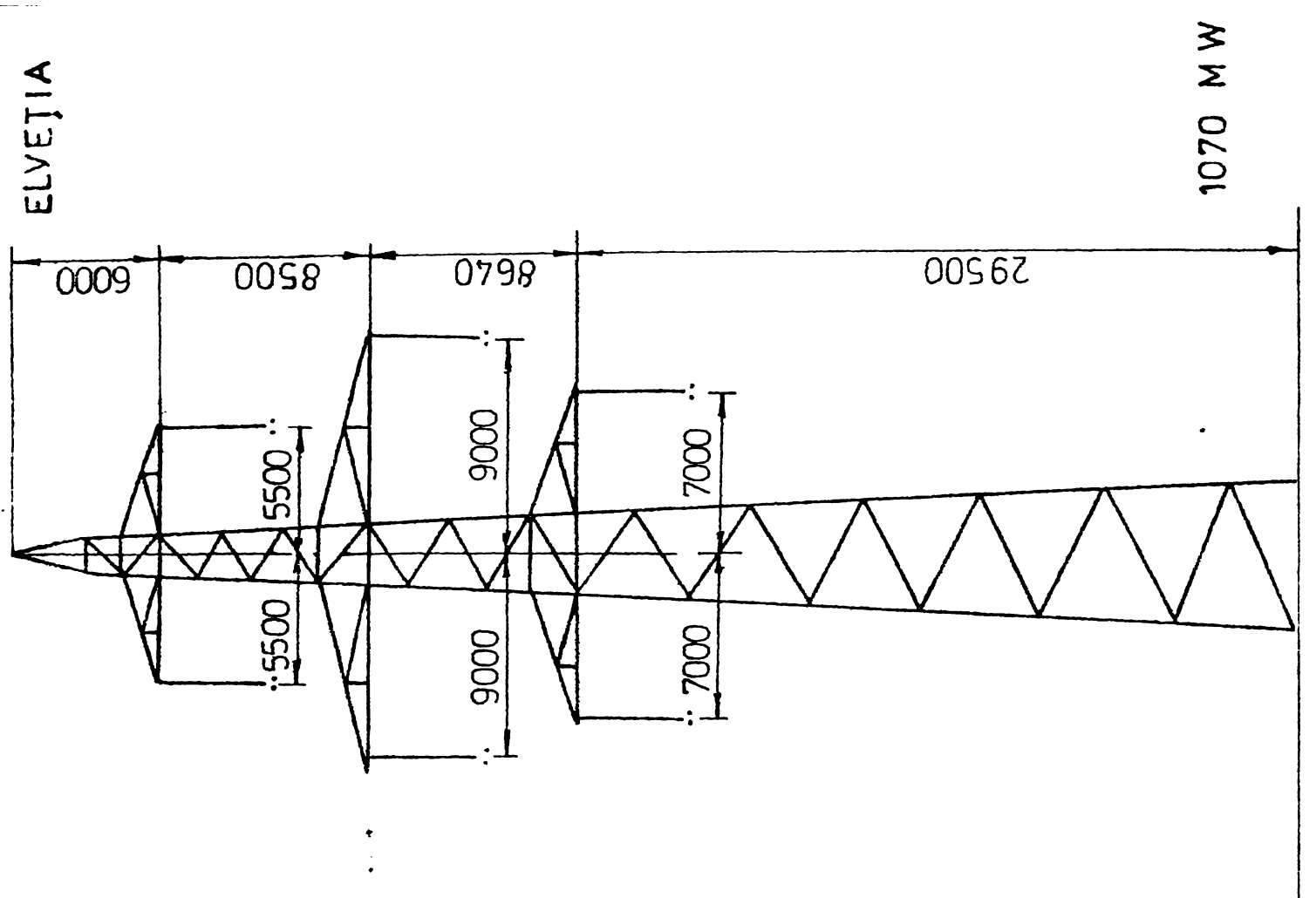
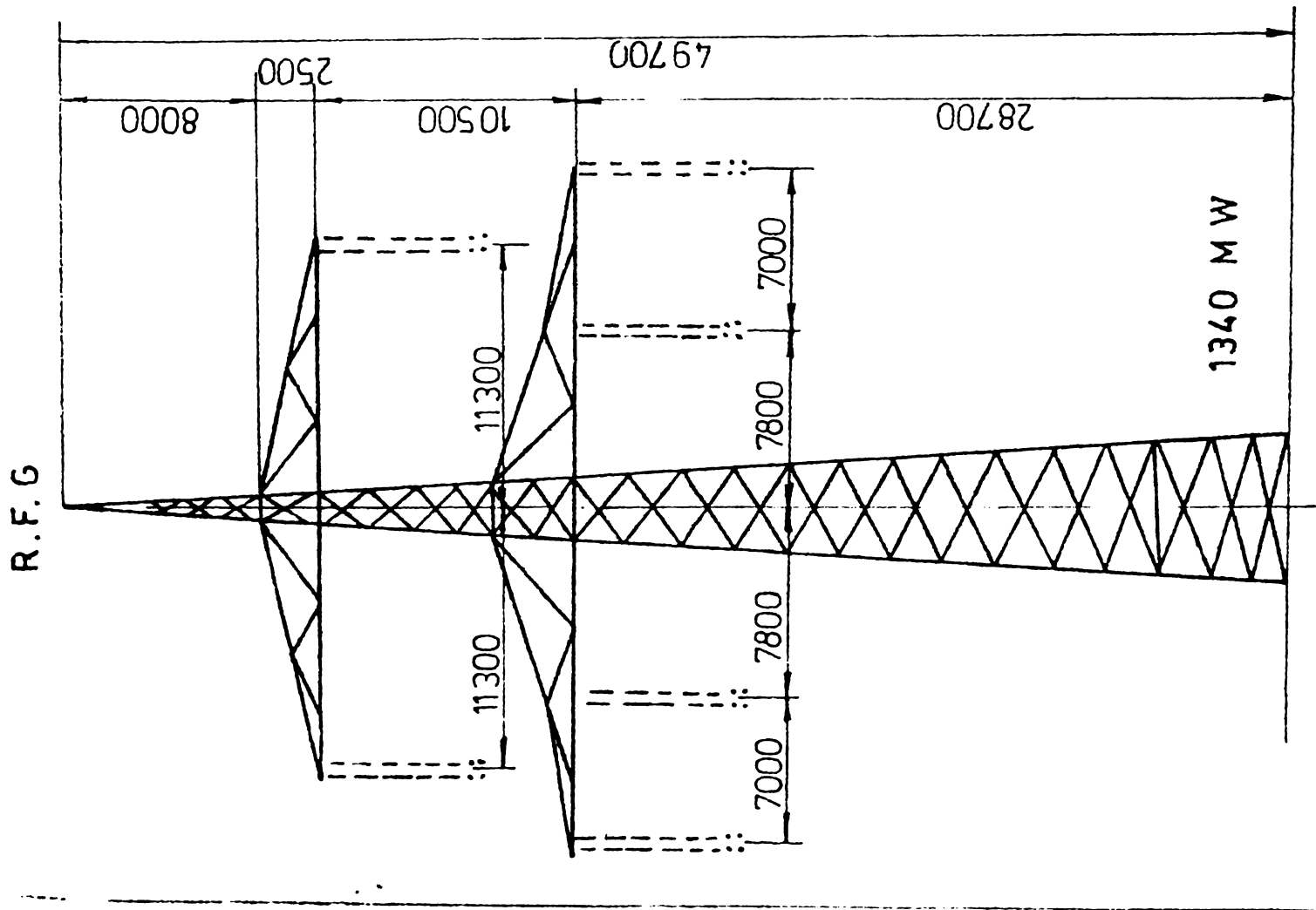
Tensiunea nominală, a liniilor de înaltă tensiune, are valorile 110, 220, 380 (400) și 750 kV. Cu cît tensiunea este mai înaltă cu atît pierderile prin efectul Joule în timpul transportului la distanțe mari, sînt mai mici, deoarece la aceeași putere, intensitatea curentului este corespunzător mai mică.

În tabelul 1.1 se reprezintă după [6] cîtiva indici de consum specifici ; rezultă și avantajul folosirii unor tensiuni nominale înalte.

În tabelul 1.2 se prezintă cîteva date constructive referitoare la evoluția formei unor stâlpi metalici de 110 kV și 220 kV în RFG ; în figura 1.2, soluțiile folosite la fundațiile unor stâlpi [82] .

TABELUL 1.2

				
TENS. NOM.	110 Kv	110 Kv	110 Kv	
ANUL CONSTR.	1920	1942	1962	
CONDUCT	6 x cu 120	6 x Al/Ol 185 / 32	6 x Al/Ol 185 / 32	
∇ COND Kg/mm ²	16	11	9	
DESCH. m	250	300	320	
SECT.				
ZĂBRE- LIRE				
GREUT. ST. [t]	2,4	3,6	2,6	
GREUT. t / Km	15,2	20,3	14,6	
220KV	LINIA I (1956)	LINIA II (1960)	LINIA III (1960)	
CONDUCT Al/Ol	2 x 3 x 2 x x 185 / 32	2 x 3 x 2 x x 240 / 40	2 x 3 x 2 x 380 / 50	
GREUT. t / km	29	15	30	
FUNDATII m ³ / Km	102	53	82	
GR. COND t / Km	9,4	12,2	18	
COST TOTAL%	100	88,8	118,4	



380 KV

R.F.G

ELVEJIA

1340 MW

1070 MW

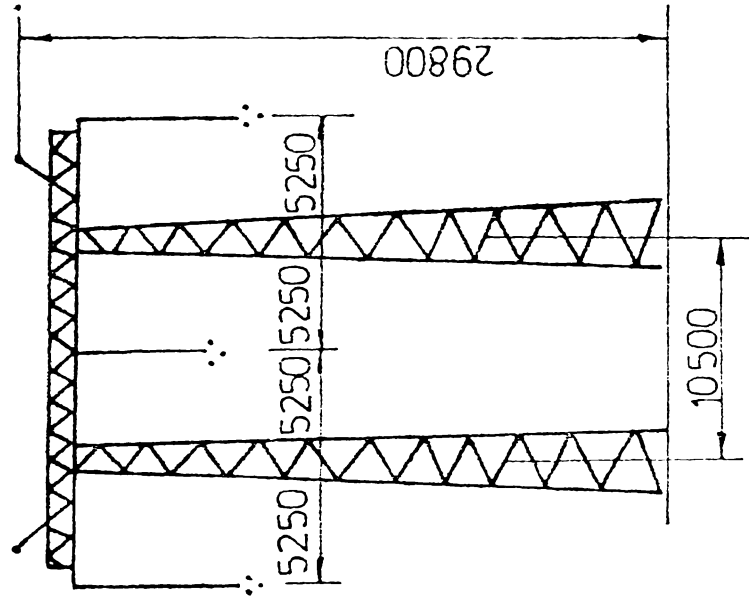
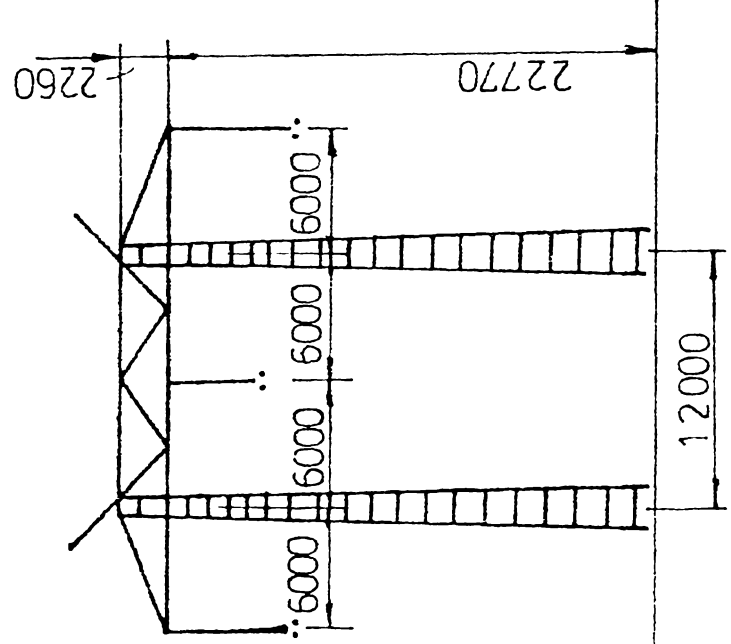
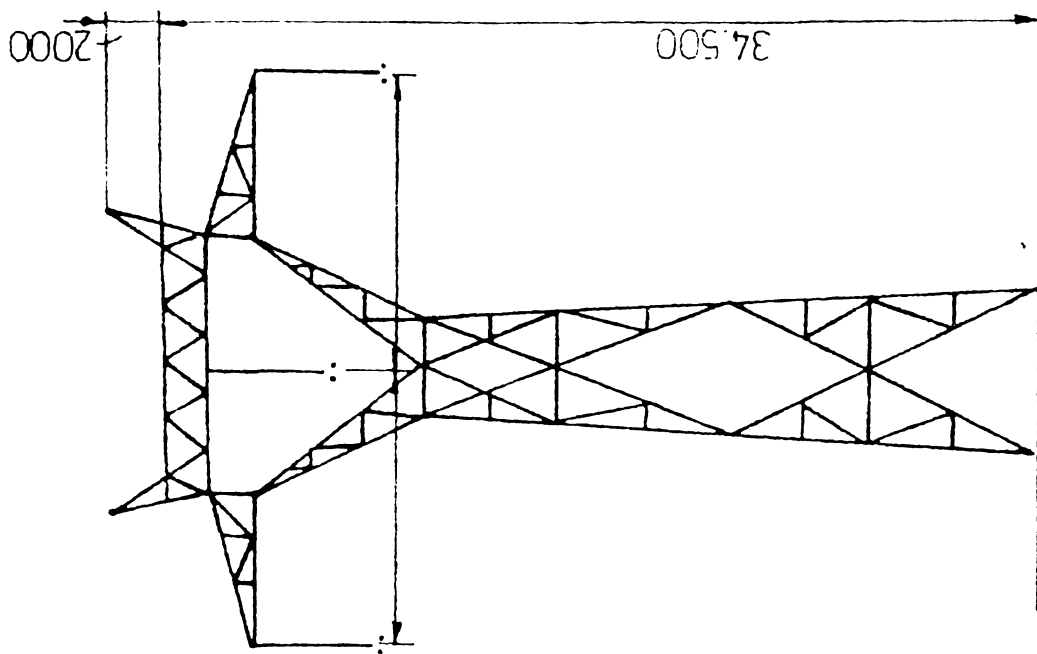
FIG.1.3

380 KV

FRANJA

SUEDIA

U.R.S.S



485 MW

510 MW

570 MW

FIG. 1.4

735 KV

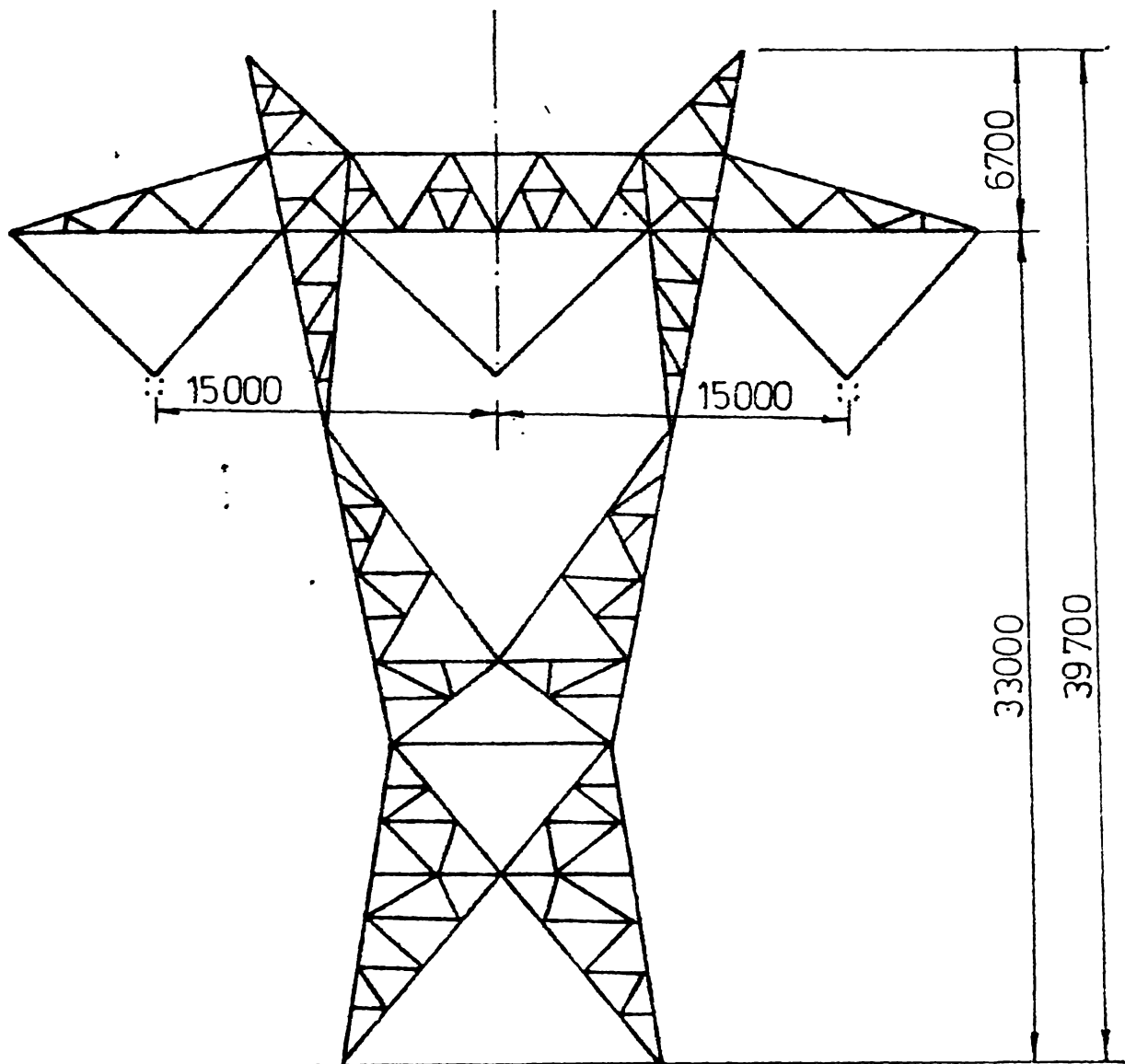


FIG. 1.5

- linii 110 kV, dublu circuit	6684 km
- linii 110 kV, simplu circuit	9011 km
	<hr/>
TOTAL :	15695 km
- linii 220 kV, dublu circuit	1493 km
- linii 220 kV, simplu circuit	2057 km
	<hr/>
TOTAL :	3570 km
- linii 400 kV, dublu circuit	226 km
- linii 400 kV, simplu circuit	3151 km
	<hr/>
TOTAL :	3377 km

1.2. Clasificarea și formele constructive ale stâlpilor metalici LEA

Traseul unei linii electrice se alege astfel, încât să aibă lungimea minimă posibilă. Din punct de vedere funcțional stâlpii liniei electrice aeriene pot fi grupați [40] în următoarele categorii :

- stâlpii de susținere,
- stâlpii de întindere ,
- stâlpi de colț,
- stâlpi terminali,
- stâlpi de traversare,
- stâlpi de transpunere a fazelor

Părțile mari componente ale unui stâlp metalic LEA sînt:

- coronamentul format din vârful stîlpului și ansamblul consolelor ;
- tronsoanele
- baza stîlpului

După stabilirea tensiunii nominale a liniei și alegerea numărului de circuite, se trece la alegerea formei constructive a stîlpului. În general, se respectă următoarele criterii :

- cît mai puține tipuri constructive în cadrul aceleiași linii,
- cheltuieli cît mai reduse de transport și montaj,
- siguranță mărită în exploatare
- întreținere cît mai simplă,

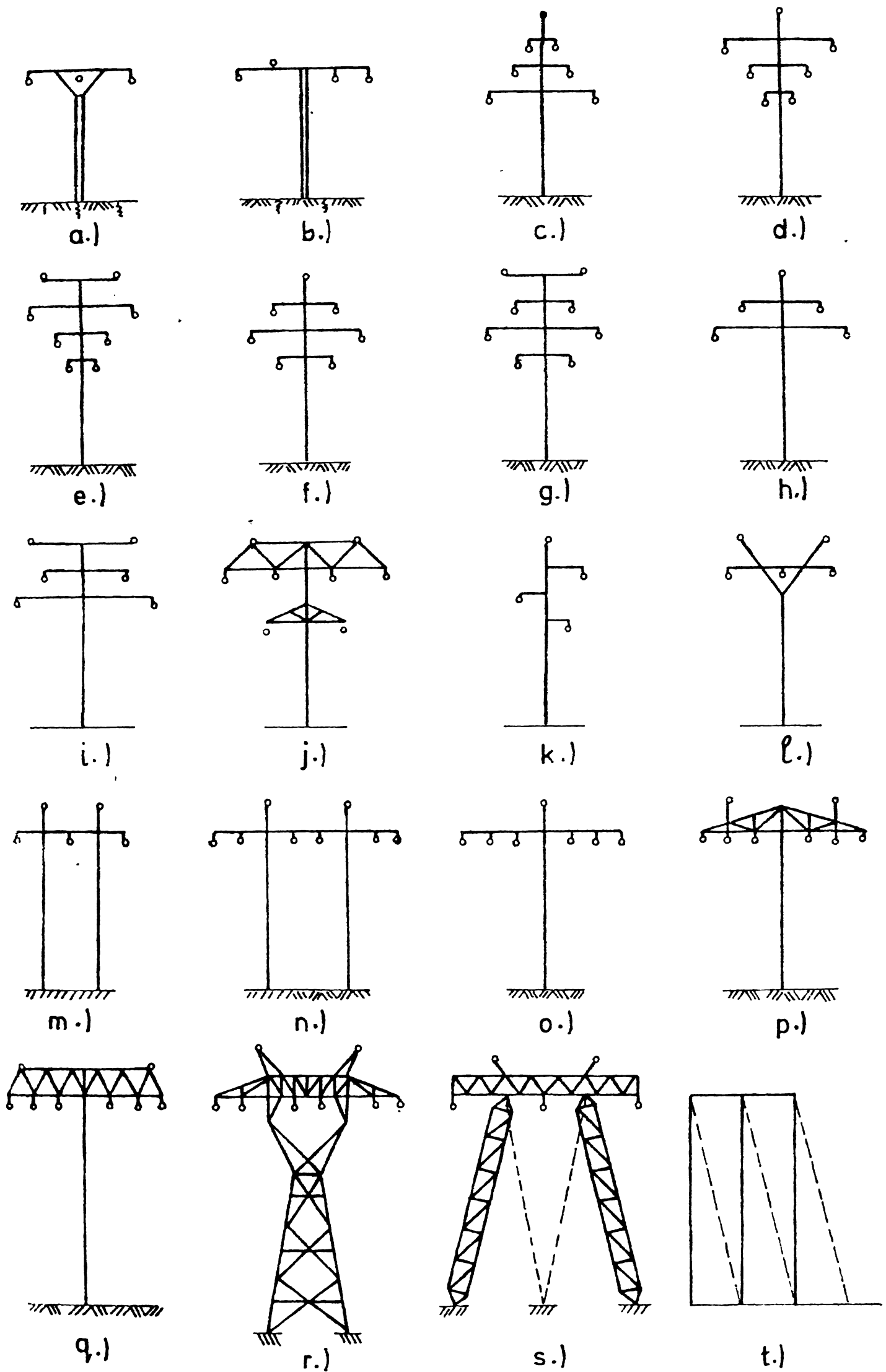


FIG. 1.6

- posibilitatea schimbării unor elemente în cazul unor avarii,
- protecția corespunzătoare la descărcările atmosferice,
- încadrarea armonică a stîlpului în peisajul înconjurător .

În figura 1.6 se prezintă tipurile uzuale de stîlpi metalici, folosite în practica curentă. Pentru tensiuni relativ mici, se recomandă stîlpii din figura 1.6 a și b. Coronamentul folosit la figura 1.6.c se numește în formă de "brad" și este prima formă constructivă folosită la stîlpii LEA. Dezavantajul principal al acestui tip, constă în faptul că în cazul avariei conductorul cade pe consola imediat inferioară. Din acest motiv s-a trecut la forma "Brad invers" (fig.1.6.d). Protecția inefficientă împotriva descărcărilor electrice, a condus la amplasarea a doi conductori de protecție (fig.1.6.e). Din punct de vedere static , stîlpul brad invers este mai dezavantajos (-momentul de torsiune preluat la partea superioară a stîlpului). O formă constructivă intermediată, o constituie stîlpul tip " butoi " (fig.1.6 f și g). Stîlpii cu coronamentul tip " Dunăre " sînt frecvent folosiți în RDG și RFG (fig. 1.6 h și i). La acești stîlpi, pentru o protecție corespunzătoare împotriva încărcărilor atmosferice, se recomandă schema constructivă cu doi conductori de protecție. Studii mai recente [4] au arătat, că la tensiuni de 380 kV se poate folosi și un singur conductor de protecție. În figura 1.6 j se reprezintă un stîlp tip " Dunăre invers " care, din punct de vedere static este dezavantajos.

Amplasarea conductoarelor la aceleași nivel conduce la o serie de avantaje:

- stîlpii au o înălțime minimă,
- conductoarele se montează și eventuale avarii se remediază ușor,
- încărcări mai mici din vînt (influența furtunilor mai redusă).

Ca dezavantaje se citează :

- lungimea mare a consolelor (moment de torsiune mare în ipoteza de avarie),
- necesită un spațiu larg (în special în păduri - defrișări).

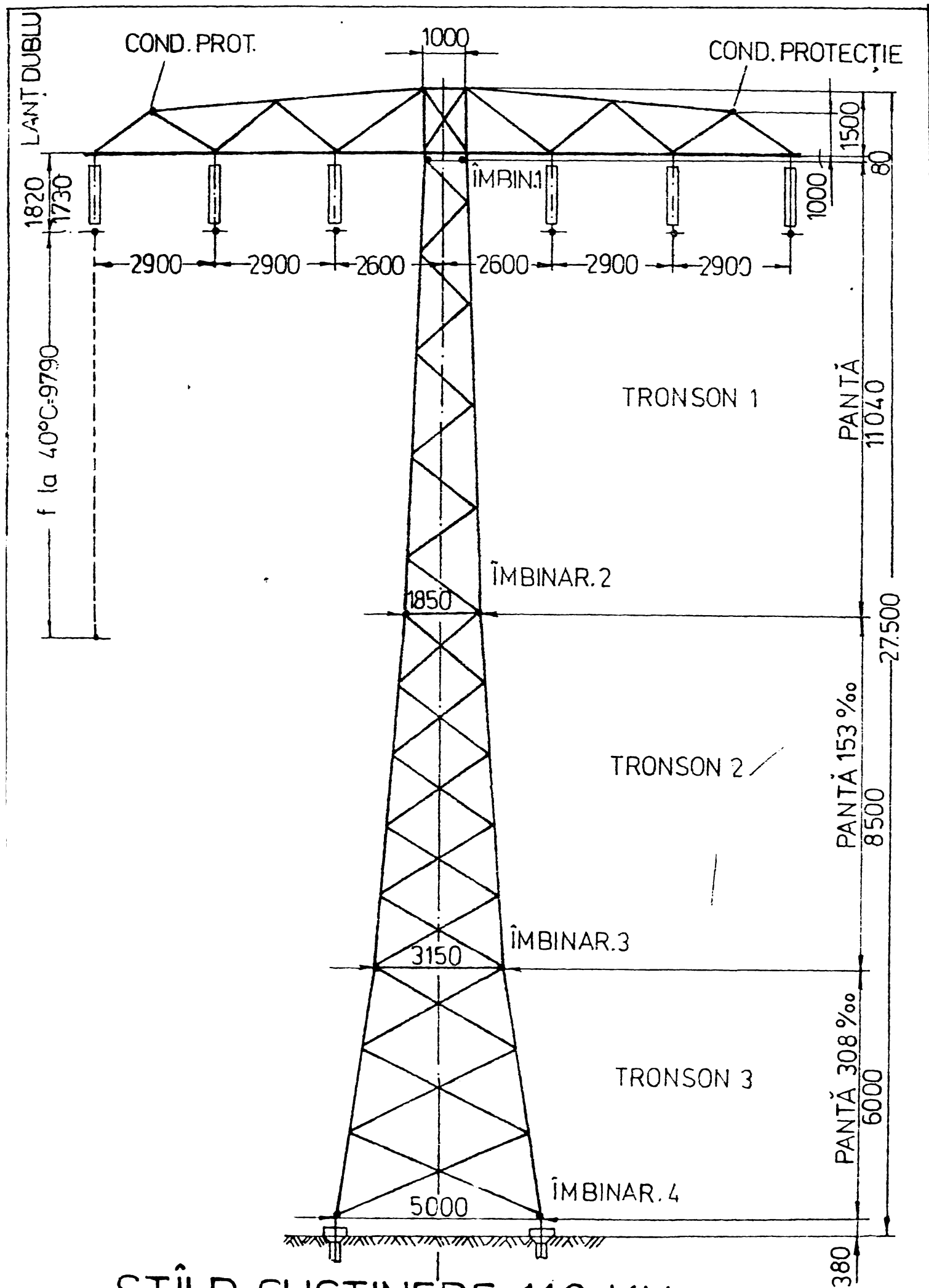
În acest sens, un sistem constructiv cunoscut este reprezentat în figura 1.6.1 și m. De remarcat că, raportul 2 conductoare de protecție la 3 conductoare active este dezavantajos din punct de vedere al costului (costul conductoarelor de protecție reprezentând 6 - 7 % din costul total al liniei, față de 3,5 % pentru o linie dublu circuit). Stîlpul portal (fig. 1.6m) lucrează mai avantajos în ipoteza de avarie, costul a două fundații este mai mare, în special în terenuri în pantă (în această situație apar și dificultăți la montaj). Stîlpi dublu-circuit, cu conductoarele montate la același nivel, sînt reprezentați în figura 1.6 n, o, p, q, r. Stîlpii portal ocupă o suprafață mai mare de teren agricol. În regiunile populate, sau cînd linia străbate terenuri agricole se folosește cu precădere soluția tip turn cu zăbrele. Formele constructive din figura 1.6 o și p neoferind o protecție suficientă la descărcări atmosferice, s-a preconizat stîlpul din figura 1.6.g. Stîlpi cu coronamentul în "Y" (fig. 1.6 r) folosiți în mod frecvent în unele țări (România, Franța etc) cu o lățime mare la bază, fiind relativ economici. În figura 1.6 s și t se reprezintă stîlpi tip portal ancorați. Aceștia sînt deosebit de economici, dar ocupă o suprafață mare de teren.

În unele țări există tendința standardizării atîlpilor metalici LEA. Astfel în figura 1.7 se arată un stîlp de susținere de 110 kV standardizat în RDG, iar în figura 1.8 este reprezentat un stîlp similar de întindere și colț [18].

1.3. Considerații privind alcătuirea stîlpilor LEA metalici

Începînd cu tensiunea de 110 kV, se folosesc aproape în exclusivitate stîlpi metalici cu zăbrele [6], [80]. Aceștia permit realizarea unor deschideri mari, economice de 250 - 400m. Avantajele principale sînt :

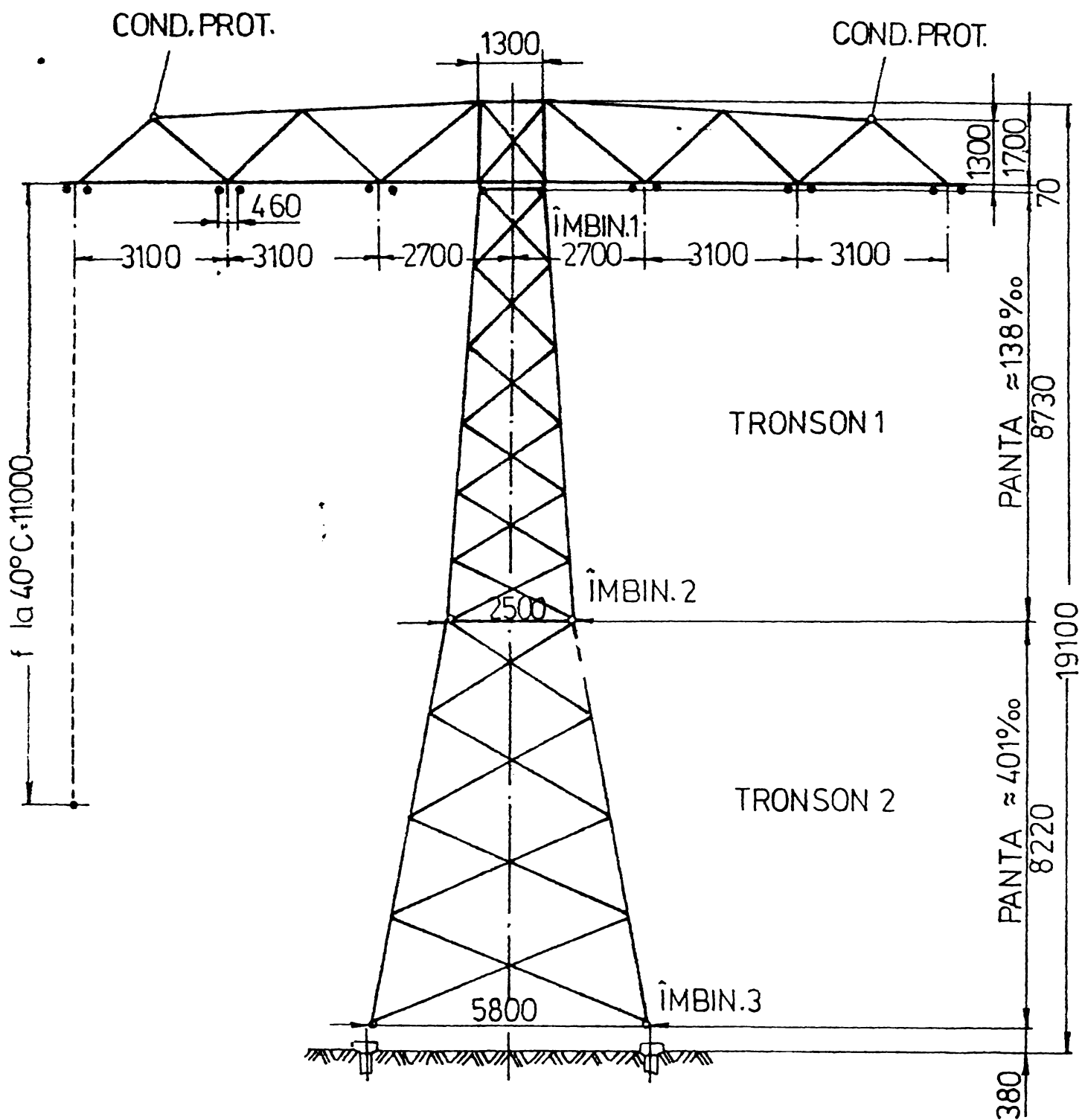
- transport relativ ușor, chiar în zonele mai greu accesibile,
- posibilitatea de asamblare și demontare fără dificultăți,



STÎLP SUSȚINERE 110 KV

DUBLU CIRCUIT
(COND. 210/36 mm² Al/Ol)

FIG.1.7



STÎLP DE ÎNTINDERE ȘI COLȚ

110 KV

DUBLU CIRCUIT
COND. 150/25 Al/Ol





FIG. 1.8

- întreținerea ușoară prin posibilitatea urcării și coborîrii personalului.

Trebuie însă subliniat și dezavantajul principal al stîlpilor metalici LEA - coroziune. Prin folosirea metalizării (în special zincarea [81]) și a oțelurilor de rezistență sporită la coroziunea atmosferică [79] , dezavantajul revopsirii, la cca 5 ani, a stîlpilor metalici obișnuiți, se poate elimina.

Datorită ușurinței de fabricație, majoritatea stîlpilor metalici se confecționează din profile laminate la cald. Există și tendința folosirii profilelor laminate la rece [80] și a țevilor [23] , secțiuni care conduc la economii de material.

TABELUL 1.3

TIPUL SECȚIUNII	 ϕ 29 65	 ϕ 76 3	 L 70 x 70 x 5	 RL 70 x 70 x 5
ARIA [cm ²]	6,91	6,88	6,84	6,75
i_{min} [cm]	0,741	2,58	1,38	1,68
$\lambda = l_f / i_{min}$	202	58	109	89
$\omega = 1 / \varphi$	6,89	1,17	2,09	1,69
$N_{cap} = \varphi \cdot A \cdot \nabla a$ $\nabla a = 1600 \text{ daN/cm}^2$ $l_f = 150 \text{ cm}$	1600 da N	9400 da N	5240 da N	6380 da N

Tab.1.3. ilustrează efortul capabil, la aceeași arie a secțiunii transversale, pentru câteva tipuri caracteristici de profile, [6] .

Pentru stâlpi, secțiunea transversală cea mai des folosită este cea pătrată. Avantajul primordial al acestei soluții constă în execuția ușoară, diagonalele fețelor situate la aceeași înălțime avînd o poziție identică. Tronsoanele corpului stîlpului pot avea o alcătuire cu diagonale simple, diagonale cu montanți orizontali (de regulă din două în două panouri) și diagonale încruciate, iar la înălțimi mari diagonale în K. (fig.1.9).

Inclinarea diagonalelor față de verticală se recomandă, între 45° - 70°.

Se alege și soluția cu diagonale simple la partea superioară a stîlpului și diagonale încrucișate la partea inferioară, unde lungimea acestora este mare și diagonalele simple ar fi neeconomice.

Soluția optimă de îmbinare a diagonalelor de montanți, o constituie prinderea cu un singur șurub (nit), eventual - la tronsoanele superioare - cu două șuruburi (nituri) - (Fig.1.10), sau a sudurilor în colț ; în toate cazurile fiind recomandabil ca diagonala să fie prinsă direct de montant.

Lățimea superioară a stîlpilor se alege pentru stîlpi sub 110 kV între 300 și 1000 mm (valorile mai mici se referă la stîlpi de susținere, cele mari la stîlpi de întindere și terminali). Stîlpi cu zăbrele cu tensiuni peste 110 kV au lățimi la partea superioară între 800 - 2500 mm [4].

O lățime prea mare conduce la lungimi prea mari de flambaj a diagonalelor și la eforturi reduse în montanți.

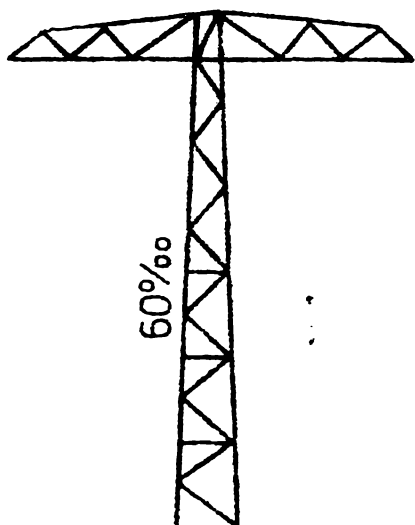
Pentru panta (înclinarea picioarelor) stîlpului se recomandă la stîlpi de susținere valori între 25 ... 45 mm/m, la stîlpi de întindere și traversare 50 ... 70 mm/m [2].

Pentru reducerea eforturilor în montanți și obținerea unor fundații izolate, solicitate la forțe axiale, se procedează la ruperea pantei în partea inferioară a stîlpului. În acest sens, se recomandă pentru panta stîlpului - la partea inferioară evaluată - valori mari între 150 - 450 mm/m.

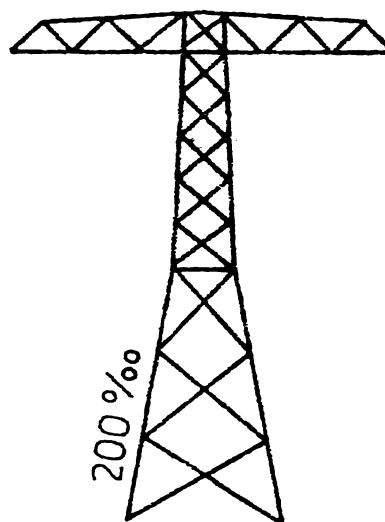
Se realizează astfel și o distanțare a blocurilor de fundații, acestea nefluențindu-se reciproc.

Diagonalele sînt în coincidență în cele două fețe ; sau se prevăd diagonale alternante (capitolul 9) .Menținerea paralelă a montanților conduce la o execuție ușoară (diagonalele au aceiași lungimi) dar devine la înălțimi mari neeconomică. De multe ori se apelează la soluția mixtă, în partea superioară a coromamentului se menține constantă lățimea stîlpului, în partea inferioară se trece la o construcție tronconică.

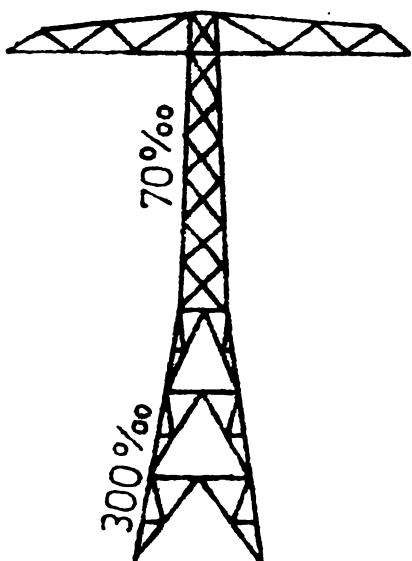
La stabilirea înălțimii (lungimii) tronsoanelor, concură mai multe criterii (tipizare, gabaritul de transport, îmbinarea între tronsoane. Fig.1.11) lungimea optimă se consideră între 6000 - 8000 mm.



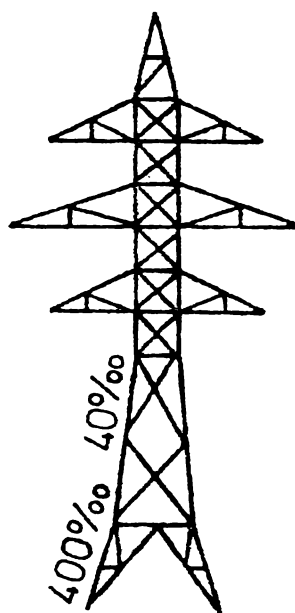
a.)



b.)



c.)



d.)

FIG. 1.9

Consoarele pot fi zăbrelite atât la față superioară

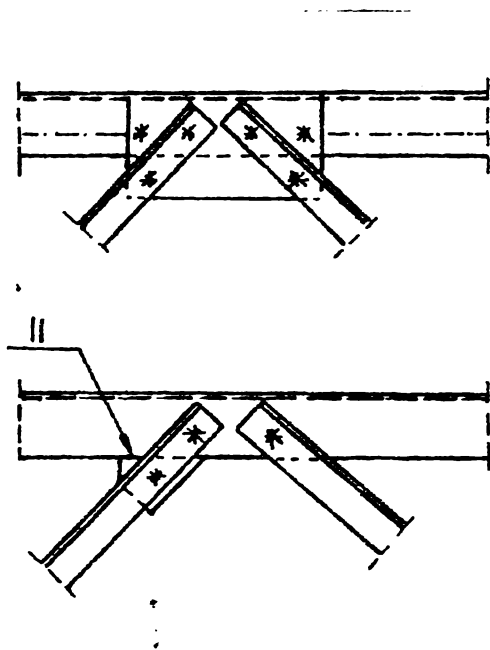


FIG. 1.10

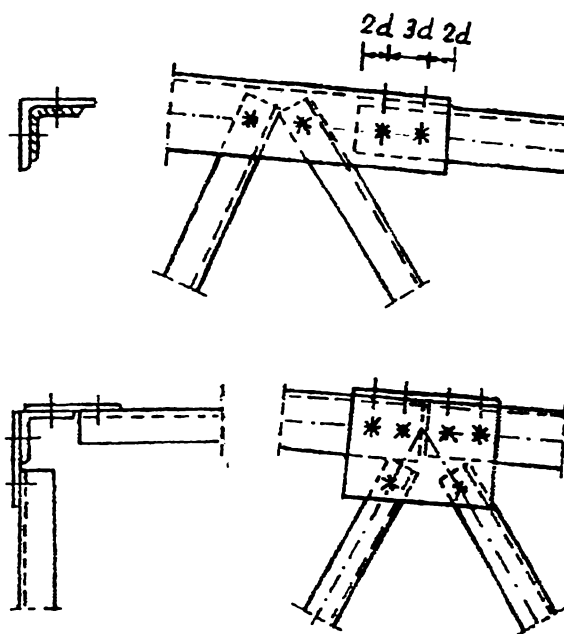


FIG. 1.11

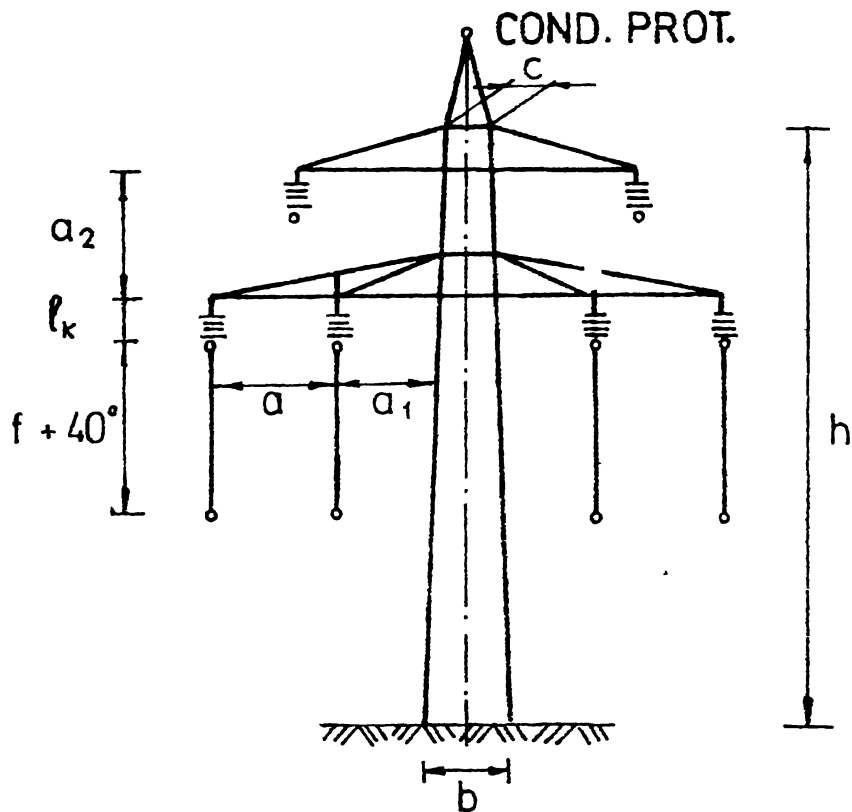
cât și la față inferioară, sau numai la talpa inferioară (consoarele care servesc la susținerea unui singur conductor).

Stâlpii așezați în pantă au o alcătuire specială (Fig. 1.12) În acest caz diagonalele inferioare au eforturi diferite ; se recomandă calculul eforturilor pentru trepte din 0,5 în 0,5 m. (fig.1.13).

În cazul încărcărilor mai mari pe una din direcțiile stâlpului se folosește secțiunea transversală dreptunghiulară. Raportul laturilor se recomandă să se mențină între valorile 1 - 1,5 (fig.1.14).

Există și tendința folosirii unor stâlpi metalici cu secțiune triunghiulară [80]. Se obțin astfel economii importante de oțel. În acest caz se folosesc fie profilele laminate la rece cu un unghi de 60° între aripi, fie țevi [4], [5].

În figura 1.15 se dau dimensiunile principale ale unor stâlpi de tip " Dunăre " executați în mod curent în RFG [7] , pentru tensiuni nominale între 30 și 380 kV.



TENSIUNE NOM. [KV]	30	60	110	220	380	
COND. PROT.(OTEL)[mm ²]	35	50	50	50	70	95
COND. ACTIVI OTEL-ALUM. [mm ²]	95/15	150/25	185/32	300/50	340/110	4 x 240/40
DESCHID [m]	140	180	260	280	300	350
SAGEATA LA 40° C PT. $\nabla_{max}=8daN/mm^2$ [m]	3,16	4,28	8,0	8,06	9,28	13,06
LUNGIMEA LANȚU- LUI DE IZOLAT [m]	0,67	1,04	1,56	1,62	2,94	4,85
DISTANTE ÎNTRE CONDUCT. { a m { a ₁ m { a ₂ m	2,2 1,0 2,5	2,6 2,4 3,5	3,4 3,0 4,0	3,4 3,0 4,0	5,0 4,5 6,5	7,0 7,0 10,5
INĂLT. STILP. [m]	14	17	24	24	30	41
LATIME STILP LA BAZA [m]	1,3	1,6	2,0	2,5	3,7	5,4

TENSIUNE NOMIN. KV	30	60	110	220	380
LĂTIME STILP DE SUSTIN LA PARTEA SUP. c [mm]	350	650	800	1200	1600
LĂTIME STILP DE ÎNTIND. ȘI COLȚ SUP. c [mm]	500	900	1200	1600	2000

FIG. 1.15

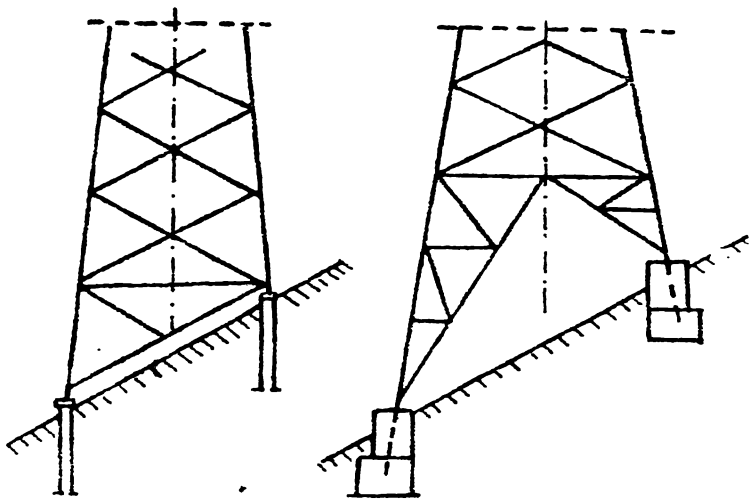


FIG. 1.12

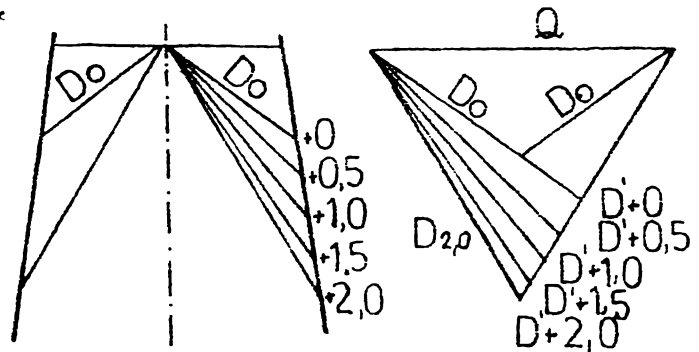


FIG. 1.13

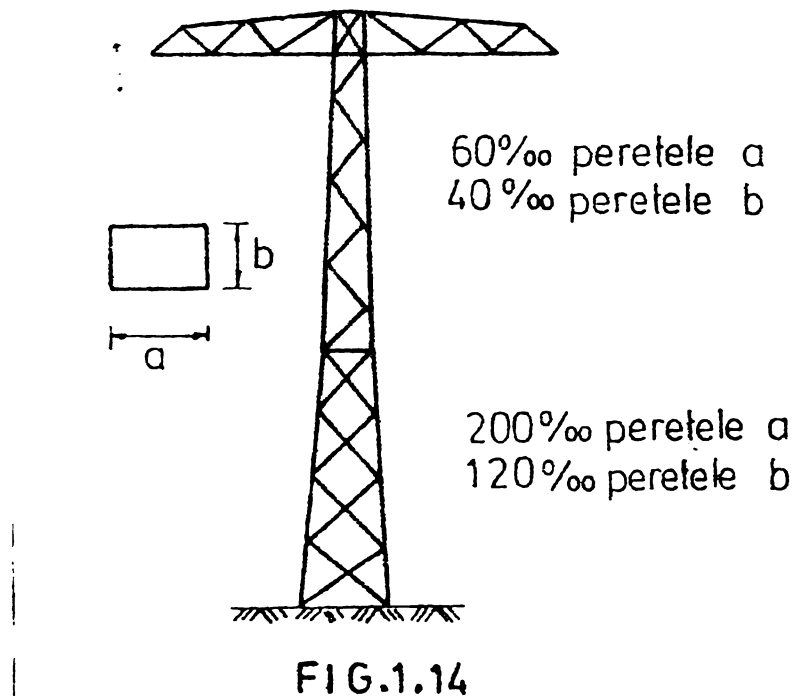


FIG. 1.14

1.4. Stâlpii metalici LEA de traversare a Dunării
[15] , [84].

Caracteristica principală a acestor stâlpi, o constituie înălțimea lor, mare , rezultată din lățimea mare a fluviului și din necesitatea asigurării gabaritului navigabil (Fig. 1.16).

În general, stâlpii de traversare au fost realizați în varianta sudată , cu excepția îmbinărilor între tronsoane care sînt executate cu șuruburi.

Încărcarea hotărîtoare în calcul static o constituie acțiunea vîntului pe colț. Au rezultat secțiuni puternice, compuse, la unii stâlpi folosîndu-se laminatele de dimensiune maximă. Pentru execuție, s-a folosit în general oțel-

LEA 400 KV BRĂILA - TULCEA SCHEMA DE TRAVERSARE

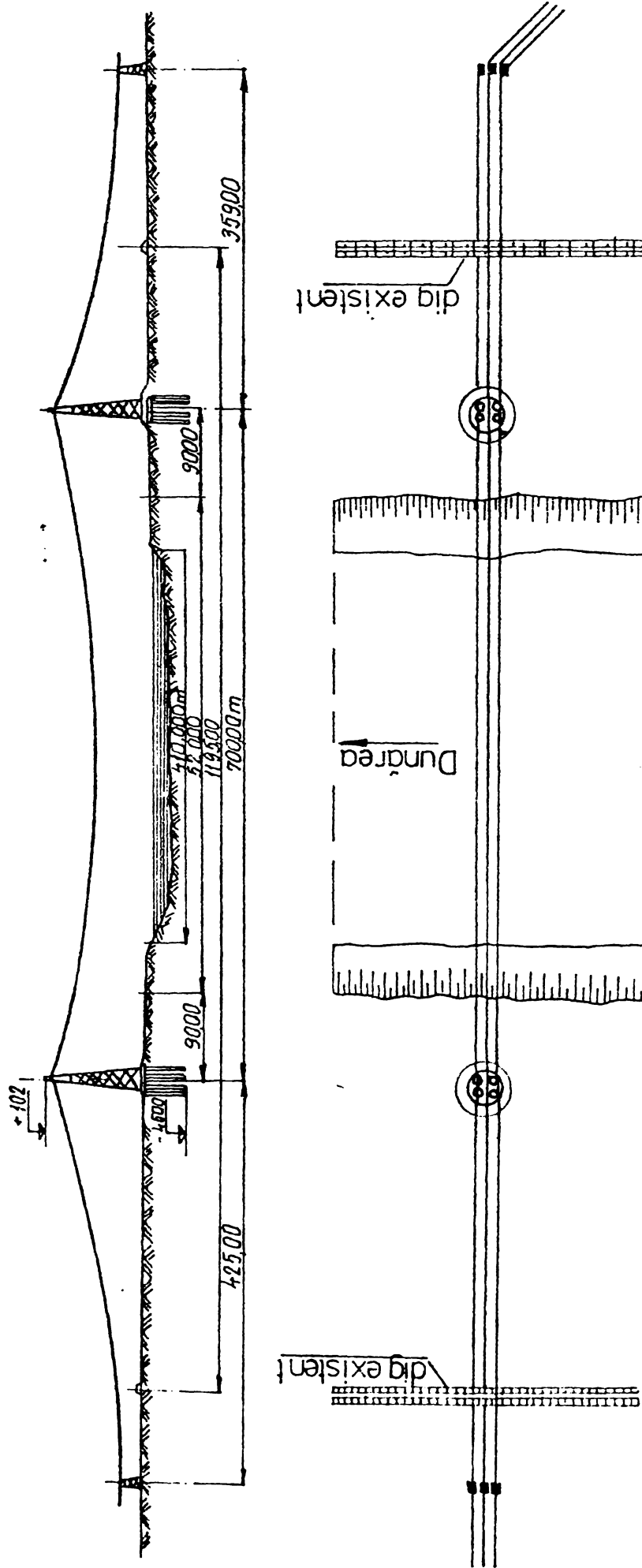


FIG. 1.16

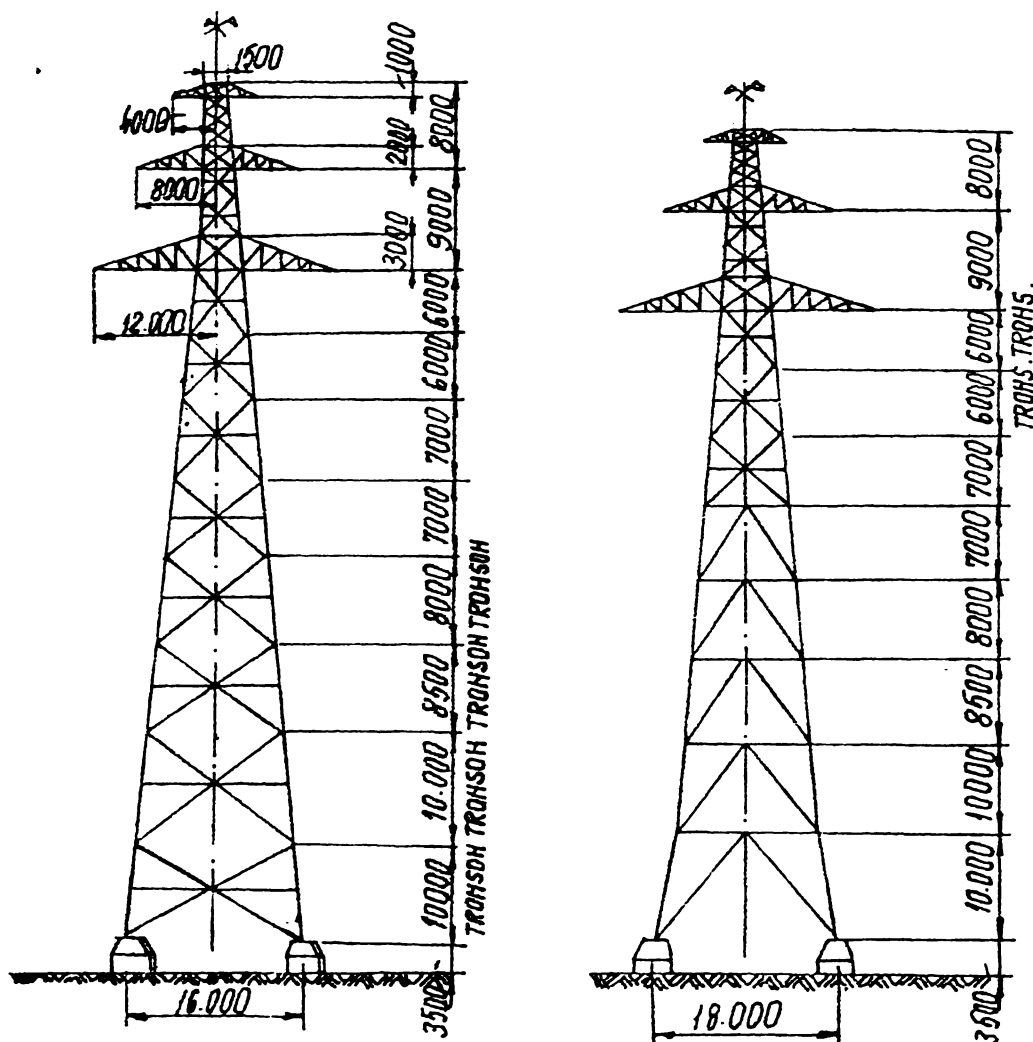
406796
2137

lul obișnuit OL.37.

Datorită importanței lor, acești stâlpi au necesitat studii prealabile.

În fig. 1.17 sînt reprezentate două soluții pentru stâlpii de traversare, faza STE [15].

În continuare se prezintă stâlpii de traversare a Dunării



TRAVERSAREA DUNARII 110KV
FAZA S.T.E

TRAVERSAREA DUNARII 110KV
FAZA S.T.E

FIG.1.17

realizați în ultimii 15 ani, în cadrul Institutului de Studii și Proiectări Energetice (Fig.1.18... 1.22).

LEA 110 KV ALIMENTAREA INSULEI MARI A BRAILEI

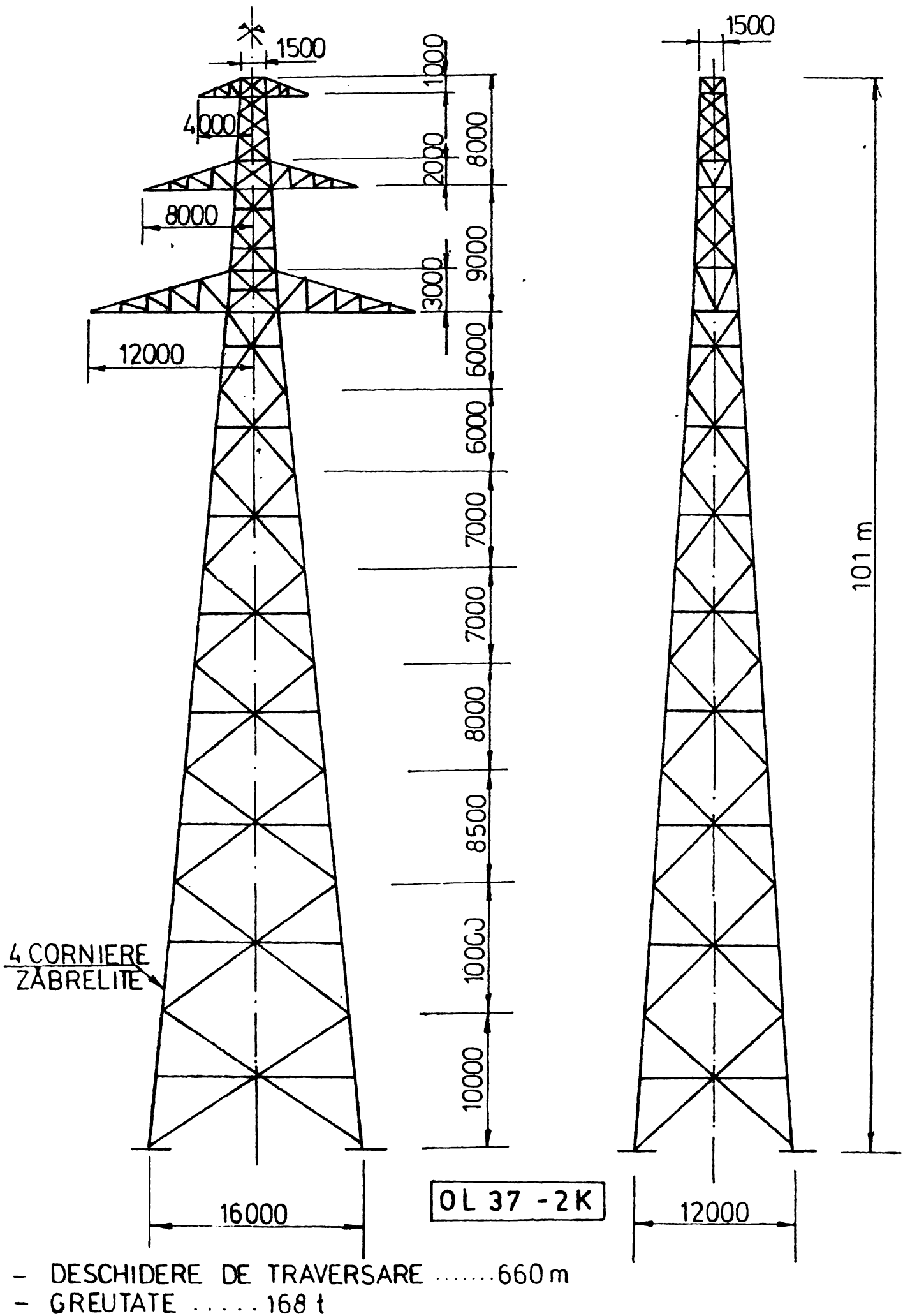
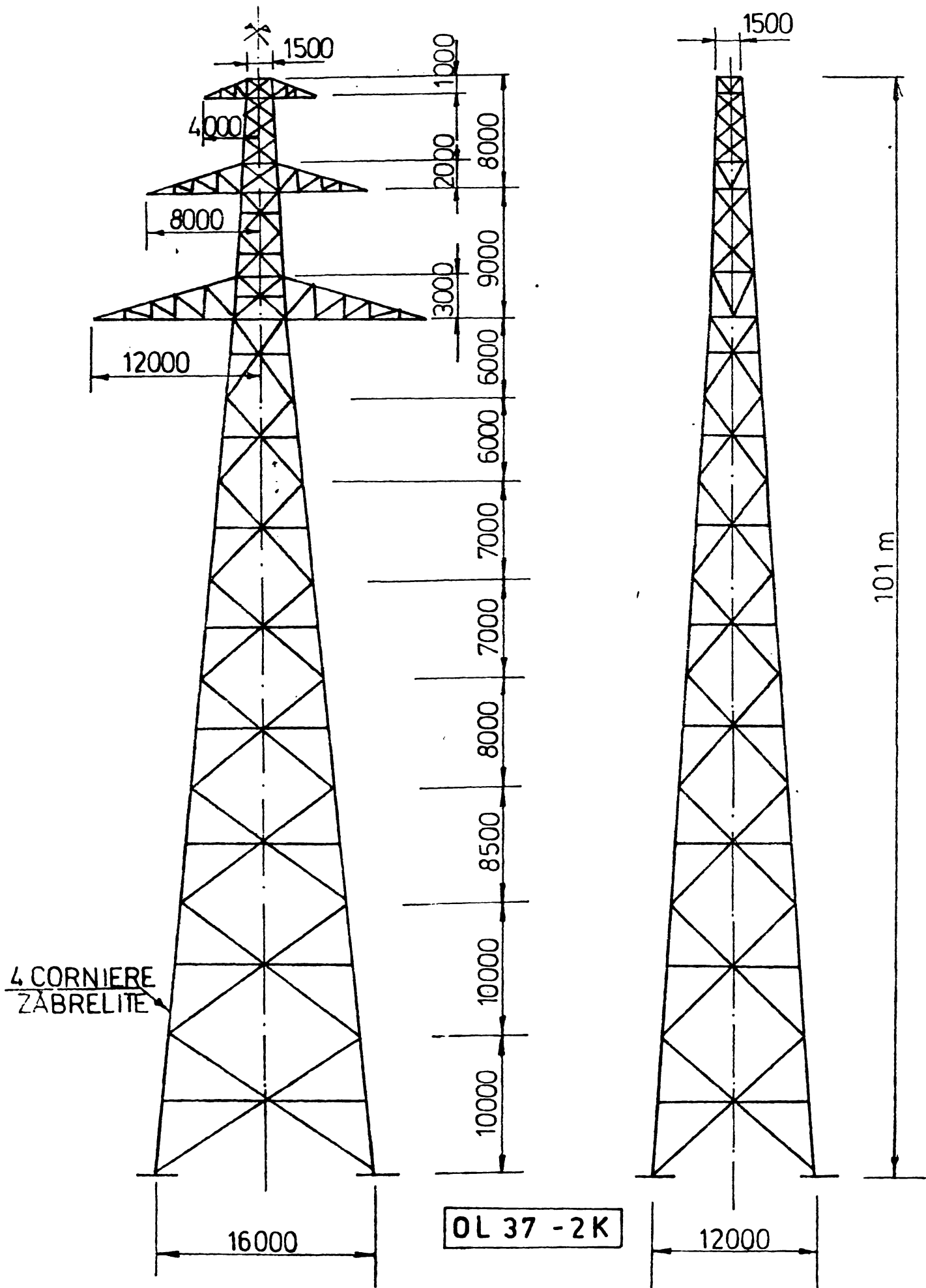


FIG. 1.19

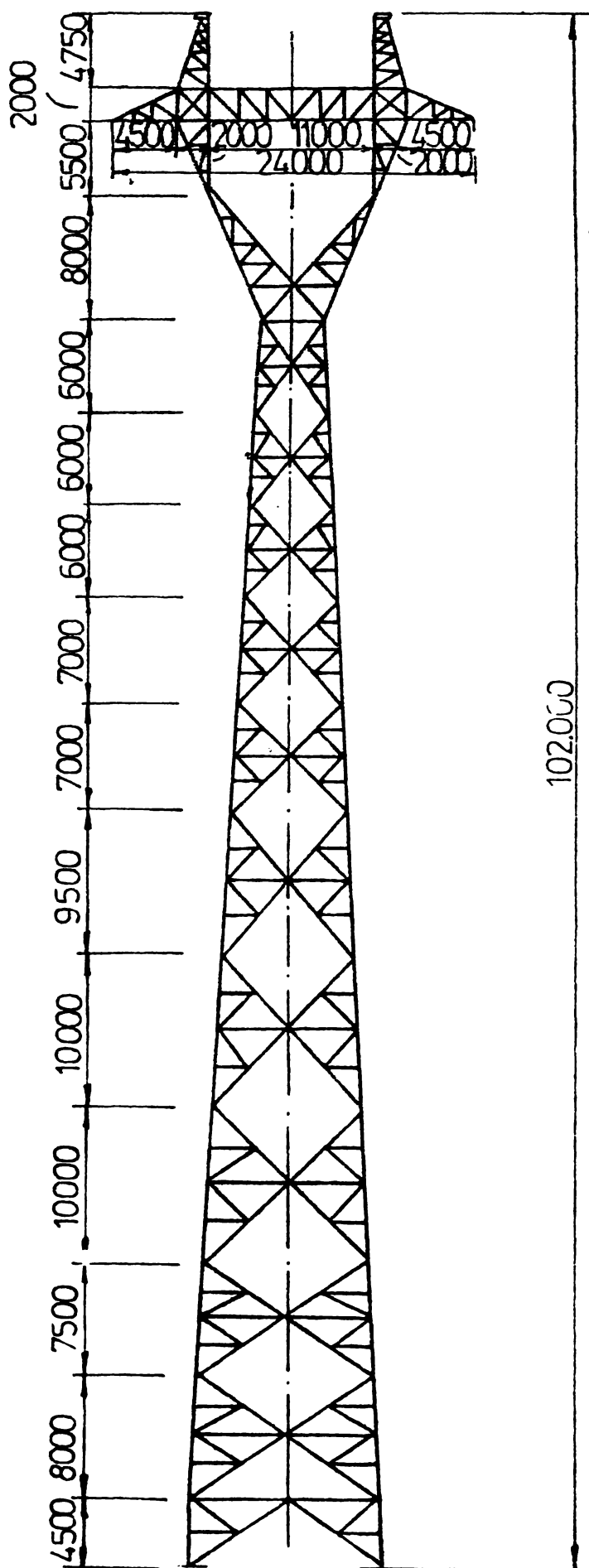
LEA 110 KV ALIMENTAREA INSULEI MARI A BRAILEI



- DESCHIDERE DE TRAVERSARE 660 m
- GREUTATE 168 t

FIG. 1.19

LEA 400 KV BRĂILA - TULCEA



Echipament

- Conductor activ 1×1000/200mm²
almelec - oțel
- Conductor de protecție
275 mm² OL zincat
- Lanțuri duble de susținere
2×26 elemente
tip PS-16
- GREUTATE
- G = 122 tf
- Deschidere de traversare
700 m
- MATERIAL
OL 37-3K

FIG. 1. 21

LEA 220 KV GURA IALOMIȚEI-MURFATLAR

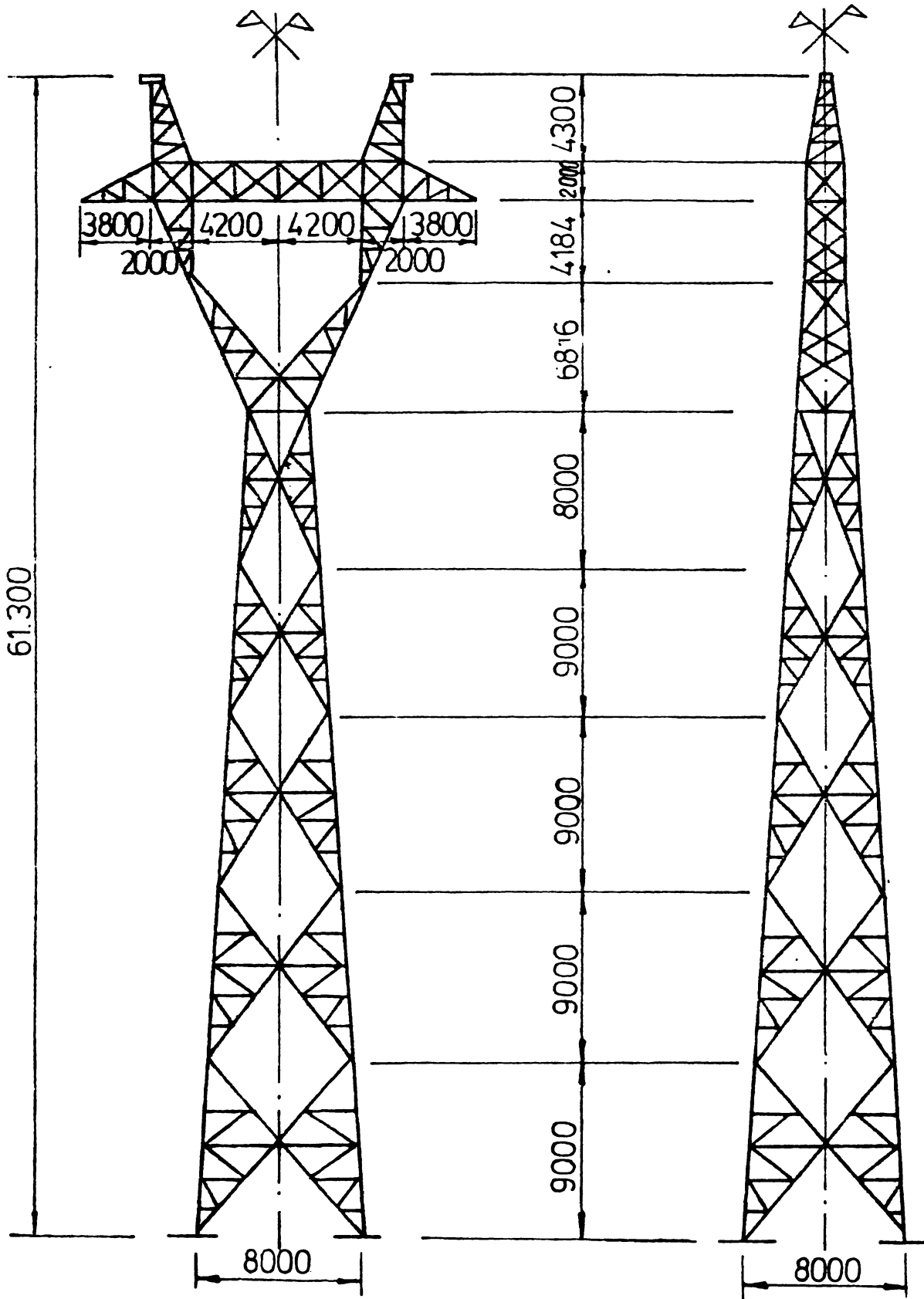


FIG. 1.22

C A P I T O L U L 2

2. CALCULUL STILPILOR LEA METALICI

2.1. Ipoteza normală și de avarie

Stâlpii liniilor electrice aeriene sînt construcții pentru susținerea conductoarelor ; alegerea formei stîlpului prezintă mare importanță asupra costului liniei.

Mărimea încărcărilor depinde de tensiunea nominală a liniei. Cu creșterea tensiunii cresc diametrele conductoarelor și în consecință și încărcările asupra stîlpului.

Acțiunile asupra stîlpilor se clasifică în - acțiuni permanente : greutatea proprie, a izolatorilor a conductoarelor (pentru stâlpi de susținere, pentru celelalte tipuri intervine și tracțiunea conductoarelor)

- acțiuni temporare : acțiunea vîntului și a chiciurii.

Se distinge, în esență, ipoteza normală și cea de avarie.

Acțiunea asupra stîlpilor LEA, ipotezele de calcul sînt prescrise în normativele de calcul . Astfel în tabelul 2.1. sînt reprezentate ipotezele de calcul în conformitate cu normele germane TGL 200 - 0614 , [9] .

Încărcările verticale sînt formate din greutatea proprie a stîlpilor, a izolatorilor și a conductoarelor precum și a chiciurii.

Normativele prevăd valori diferite pentru depunerile de chiciură. Ca temperatură de formare a chiciurii se consideră în Europa Centrală valoarea de $- 5^{\circ}\text{C}$; în tabelul 2.2 se dau valorile considerate de cîteva normative ;

Tabelul 2.2.

Nr. crt.	Normativ	Chiciură
1	TGL (RDG)	$400 + 20d$ [g/m]
2	VDE (RFG)	$0,5 + 0,01 d$ [kgf/m]
3	AUSTRIA	$0,18 \sqrt{d}$ [kgf/m]

Alte prescripții impart teritoriul țării în mai multe zone și indică grosimea stratului de chiciură. Astfel normele

TABELUL 2.1

Nr	TIPUL STILPULUI	IPOTEZE DE CALCUL - ÎNCĂRCĂRI ORIZONTALE				ÎNC. VERTICAL			
		1	2	3	4	1	2	3	4
1	STILP DE SUSTIN. (S)						Gso	Gco	Gio
2	STILP DE SUSTIN. și COLȚ. (SC)					Gso	Gco	Gio	
3	STILP DE COLȚ (C)	IDEM (SC)	IDEM (SC)		IDEM (SC)	ID (SC)	IDEM (SC)		
4	STILP DE ÎNTIND. și COLȚ. (IC)	IDEM (SC)	IDEM (SC)			Gso	Gco	Gio	Gso
5	STILP TERMIN. ÎN COLȚ (TC)			—	—	Gso	Gco	Gio	—
6	STILP DE TRAVERS. (T)	IDEM (S)			IDEM (S)	Gso	Gco	Gio	Gso
7	STILP DE ÎNTIND. și TRAV. (IT)			—	—	Gso	Gco	Gio	—
8	STILP DE DISTRIB. (D)						Gso	Gco	Gio
9	PUNCTE DE FIXARE DE CONSTR.		—	—	—	Gco	Gio		

P - COND. PROTECȚIE
A - COND. ACTIVE

americane 10 , consideră trei zone :

- încărcări mari ; 50 in \cong 127 cm
- încărcări medii ; 25 in \cong 63,5 cm
- încărcări ușoare ; 0

Aceiași concepție, de-a indica grosimea depunerilor de chiciură se întâlnește și în normativul românesc [11] și în cel sovietic [12]. Depunerile pe lanțurile de izolatoare se consideră egale cu 2,5 daN/m [9] și [13].

De chiciura depusă pe stâlp se ține seama prin majorarea cu 10 % a greutateii stâlpului [11]. Pe consolele stâlpilor se indică, în cazul depunerilor mari de chiciură; considerarea unei valori 50 daN/m² de suprafață orizontală [7].

Dacă stâlpii sînt denivelati și notînd cu g greutatea proprie/metru a conductorului, cu ϵ_c greutatea chiciurii/metru și cu notațiile din figura 2.1, rezultă reacțiunea verticală pe stâlp

$$V = \frac{1}{2} (g + \epsilon_c)(d_1 + d_2) + H \left(\frac{h_1}{a_1} + \frac{h_2}{a_2} \right) \quad (2.1)$$

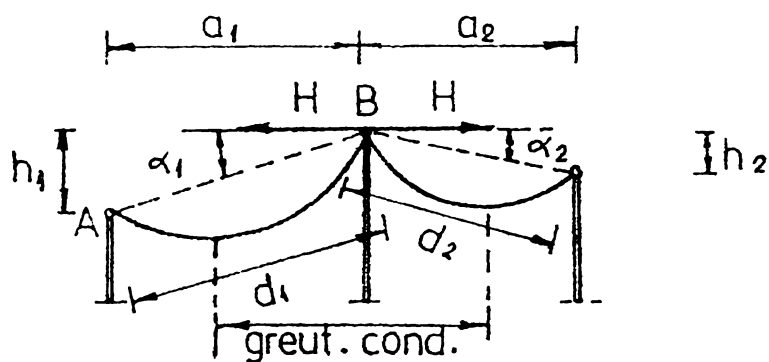


FIG. 2.1

La proiectarea unei linii se consideră ca valori extreme pentru deschiderea de calcul, mărimea acesteia multiplicată cu 1,3 respectiv cu 0,3 [5].

Acțiunea vîntului constituie împreună cu tracțiunea produsă de conductoare cele mai importante încărcări orizontale. (Despre acțiunea vîntului asupra stîlpilor LEA metalici, a se vedea cap.4.).

Încărcările orizontale produse de conductoare apar în primul rînd, în toate punctele fixe ale unei linii. În această categorie intră stâlpii de întindere și terminali în aliniament sau în colț.

În al doilea rînd, în regim de avarie, la ruperea unui

conductor activ sau de protecție acționează asupra stîlpului o forță orizontală. Aceasta depinde de valoarea eforturilor din conductoarele din deschiderea adiacentă ruperii și de modul de prindere a conductoarelor de stîlp. În tabelul 2.3. se indică în conformitate cu normativul RSR, forțele care acționează asupra stîlpului în regim de avarie, unde d - reprezintă diametrul conductorului în mm și T_c - forța din tracțiunea orizontală realizată în conductor la temperatura de depunere a chiciurii în daN.

Tabelul 2.3.

Tipul funcțional al stîlpului	Echipament			Forța F asupra stîlpului daN
	Sistem de prindere al conductorului	Cleme sau legături	Conductoare	
Susținere normală întărită	Susținere	Cleme cu eliberarea conductorului	active	$F = 25 d$
			protecție	-
		Cleme cu reținerea conductoarelor	active	$F = 0,65 T_c$
			protecție	$F = 0,4 T_c$
Întindere (în aliniament, în colț sau terminal)	Întindere	Legături de întindere	active și de protecție	$F = T_c$
		Cleme de întindere		

REMARKS :

1. Stîlpii de întindere și colț se dispun de regulă după bisectoarea unghiului între cele două aliniamente. În calcule, se va considera o forță egală (Fig.2.2) cu:

$$F = H (\sin \alpha / 2 + \cos \alpha / 2) \quad (2.2)$$

iar pentru unghiuri ascuțite (începînd cu aprox. $\alpha = 125^\circ$) se poate considera [4]

$$F = H \cdot 2 \cos \alpha / 2 \quad (2.3)$$

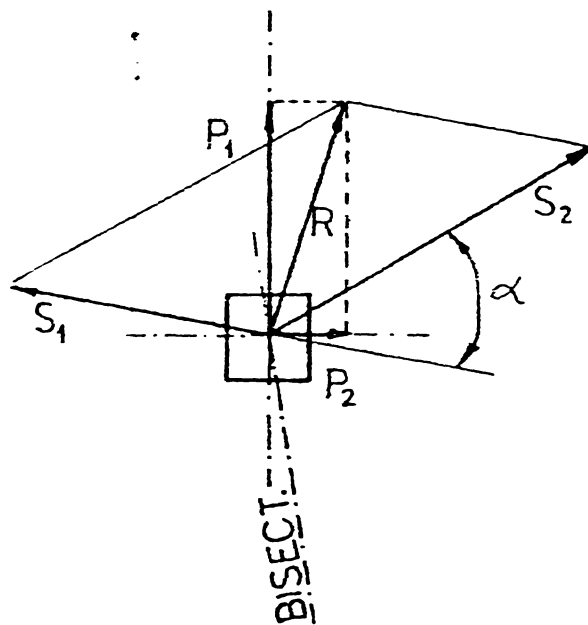
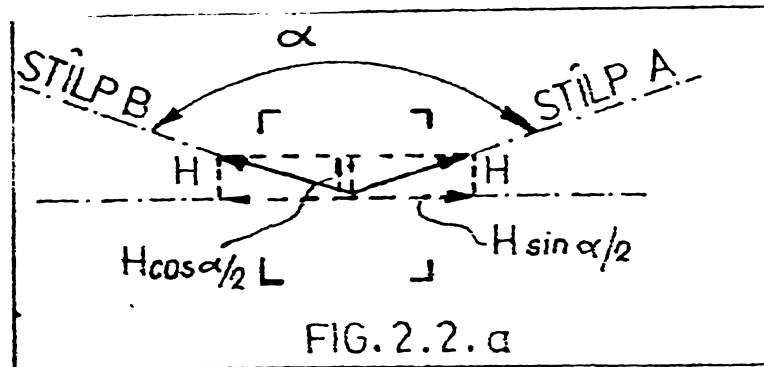


FIG. 2.2.b

Dacă una din sxele principale al stîlpului nu coincide cu bisectoarea, sau în cazul în care tracțiunile din conductoare au mărimi diferite, atunci se descompune rezultanta R după direcția axelor principale ale stîlpului, rezultînd forțele P_1 și P_2 (Fig.2.2b).

2. Prescripțiile din RDG permit utilizarea unor stîlpi de susținere, cu luarea unor măsuri speciale, și la devieri pînă la 20° față de aliniament.

3. Cercetările efectuate pentru stabilirea încărcărilor asupra stîlpilor, la ruperea unui conductor, au arătat că , valoarea forței este aproximativ egală cu 50 % din efortul maxim din conductor. Concomitent se va considera un coeficient dinamic de 1,5 , elasticitatea stîlpului cu zăbrele precum și celelalte conductoare asigură amortizarea șocului.

4. O încărcare deosebită o constituie, acțiunea seismică. Astfel normativul american al statului Colorado [14] prescrie pentru determinarea forțelor laterale produse de seism, relația

$$F = C W \quad (2.4)$$

unde F - reprezintă forța orizontală în pounds, acționînd în centrul de greutate al elementelor,

W - greutatea proprie a stîlpului, a conductoarelor, izolatoarelor etc, în pounds,

C - un coeficient numeric egal cu 0,05 în zona I, 0,10 în zona II și 0,20 în zona III seismică)

2.2. Calculul eforturilor în barele stîlpilor LEA metalici

Acțiunea conductorilor, a armăturilor și izolatoarelor este preșcrisă de normative și standarde. La calculul stîlpilor se va lua în considerare și greutatea proprie a stîlpului cît și încărcarea produsă de acțiunea vîntului. În general, greutatea proprie cît și suprafața bătută de vînt se apreciază (în conformitate cu experiența proiectantului, comparativ cu alții stîlpi executați) și în final, după dimensionarea elementelor stîlpului, se verifică valorile impuse inițial. Dacă diferența este mare, calculul se reia cu valorile corecte. Această situație se întîlnește în special la stîlpii înalți, la care acțiunea vîntului are o pondere importantă.

Stîlpii metalici LEA sînt structuri spațiale cu zăbrele. În practica curentă de proiectare stîlpul se descompune în fețe plane încărcate în planul lor. Calculul este mai simplu și rapid iar valorile astfel obținute, pentru ipoteza normală, sînt destul de apropiate de valorile corecte.

O primă etapă în calculul eforturilor o constituie determinarea elementelor geometrice. Dacă se mențin paralele diagonalele unui tronson (pentru un aspect mai plăcut) se indică în

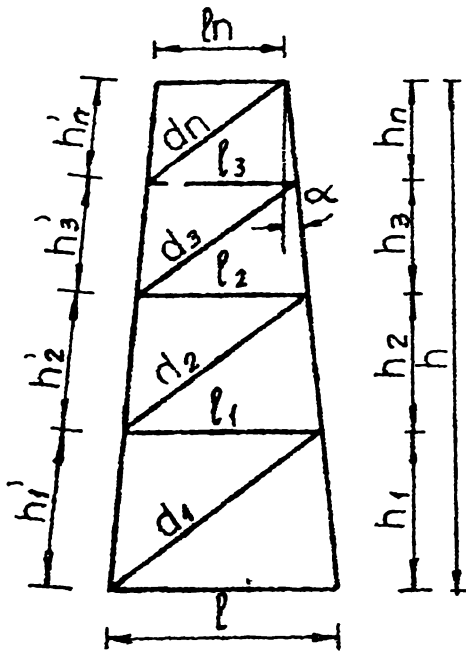


FIG. 2.3

n - panouri ; $\gamma = \sqrt[n]{\frac{l_n}{l}}$; $\tan \alpha = \frac{l \cdot n}{2h}$

MONTANȚI CRIZ.: $l_1 = \gamma^2 l$; $l_2 = \gamma \cdot l_1$; $l_n = \gamma \cdot l_{n-1}$

ÎNĂLȚ. PANOURI: $h_1 = \frac{h}{l_1 + l_2 + \dots + l_n} l_1$; $h_2 = \gamma \cdot h_1$;
 $h_3 = \gamma \cdot h_2$ $h_n = \gamma \cdot h_{n-1}$

DIAGONALE : $d_1 = \sqrt{\left(\frac{l+l_1}{2}\right)^2 + h_1^2}$; $d_2 = \gamma \cdot d_1$;
 $d_3 = \gamma \cdot d_2$ $d_n = \gamma \cdot d_{n-1}$

MONTANȚI : $h_1' = \frac{h_1}{\cos \alpha}$; $h_2' = \frac{h_2}{\cos \alpha}$ $h_n' = \frac{h_n}{\cos \alpha}$

VERIFICARE : $h_1' + h_2' + \dots + h_n' = \sqrt{\left(\frac{l-l_n}{2}\right)^2 + h^2}$

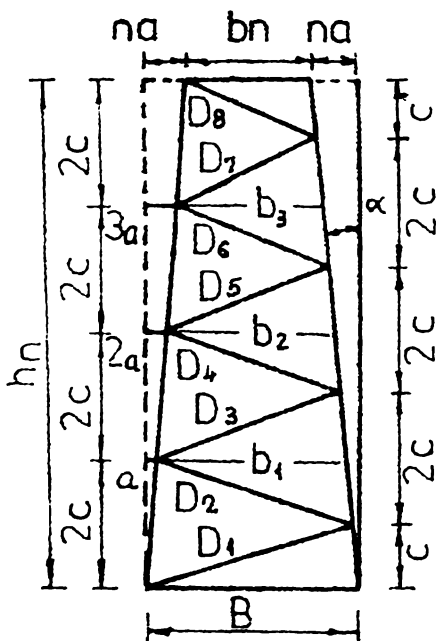


FIG. 2.4

n - panouri ; $n = 2n$ - diagonale

$n \cdot a = \frac{B - bn}{2} \Rightarrow a = \frac{B - bn}{2n} = \frac{B - bn}{n_1}$

LUNG. TOTALĂ MONTANT: $l_h = \sqrt{h^2 + (na)^2}$;

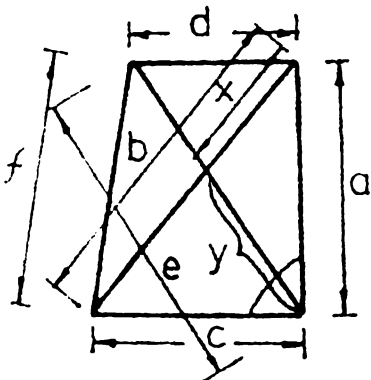
$c = \frac{h}{2n}$; $\tan \alpha = \frac{B - bn}{2hn}$

DIAG. : $D_x = \sqrt{[B - (x - 0,5)a]^2 + c^2}$;

unde x - nr curent al diag. numărât de jos

ex. $D_5 = \sqrt{(B - 4,5a)^2 + c^2}$;

- $b_1 = b - 2a$; $b_2 = b - 4a$

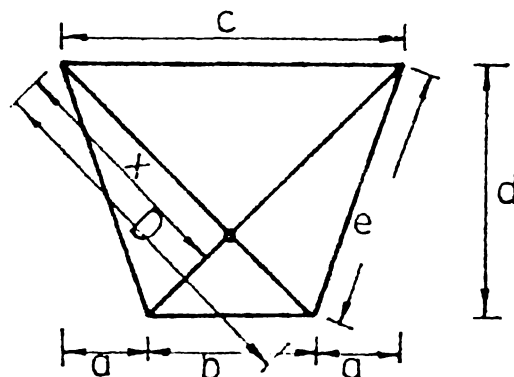


$x = \frac{b \cdot d}{d + c}$; $b = \sqrt{a^2 + c^2}$;

$y = \frac{e \cdot c}{c + d}$; $e = \sqrt{a^2 + d^2}$;

$f = \sqrt{a^2 + (c - d)^2}$;

FIG. 2.5



$x = \frac{D}{c + b} \cdot c$;

$D = \sqrt{d^2 + (a + b)^2} = \sqrt{bc + e^2}$

$e = \sqrt{a^2 + d^2}$

INSTITUTUL POLITEHNIC
 TIMIȘOARA
 CATEDRA DE MECANICĂ

figura 2.3 modul rapid de determinare al lungimilor ; similar în figura 2.4 dacă se menține constantă înălțimea panourilor Pentru panouri cu diagonale încrucișate valorile lungimilor se dau în figurile 2.5 și 2.6.

În continuare se prezintă câteva formule simplificate pentru calculul eforturilor în barele stâlpilor LEA metalici.

a) MONTANȚI. Încărcările verticale se repartizează în mod egal la cei patru montanți ai stâlpului (fig.2.7), rezultând

$$M = V/4 \cdot \sec \gamma \quad (2.5)$$

Pentru încărcări orizontale, făcând secțiunea I-I și scriind momentul tuturor forțelor, de deasupra secțiunii, față de punctul M, rezultă (Fig.2.8.a)

$$H \cdot h = 2 \cdot S \cdot e \cos \alpha \quad S = \frac{\sum H \cdot h}{2 \cdot e \cos \alpha} \quad (2.6)$$

(Valoarea 2, ține seama de cei doi pereți ai stâlpilor).

Dacă stâlpul are diagonale încrucișate (fața plană este static nedeterminată), se poate admite, cu suficientă aproximație (a se vedea și fig.2.15 și fig.2.22), că eforturile din montanți sînt egale, rezultînd (fig.2.8.b).

$$(\sum M)_N = 0 \Rightarrow S = \frac{H \cdot h}{4 \cdot \frac{e}{2} \cos \alpha} \quad (2.7)$$

OBSERVAȚII : În calculele practice se neglijează, de regulă, valoarea $\cos \alpha$ (pt. pantele uzuale de 40 - 60 mm, rezultă $\cos \alpha = 0,998$).

Dacă stâlpul este solicitat la încovoiere, pe două direcții (fig.2.9), efortul maxim de compresiune rezultă în montantul 3:

$$S_c = S_x + S_y + V/4 \quad (2.8)$$

iar efortul maxim de întindere în montantul 1.

$$S_1 = S_x + S_y - V/4 \quad (2.9)$$

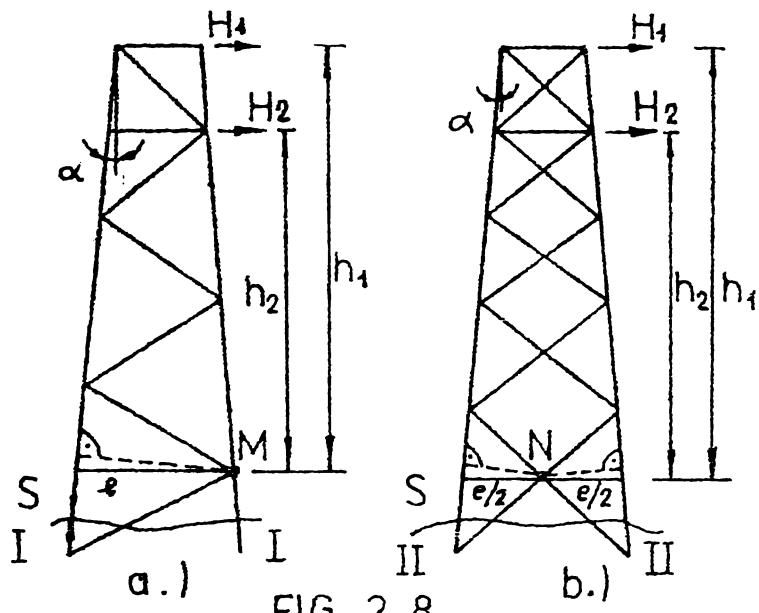


FIG. 2.8

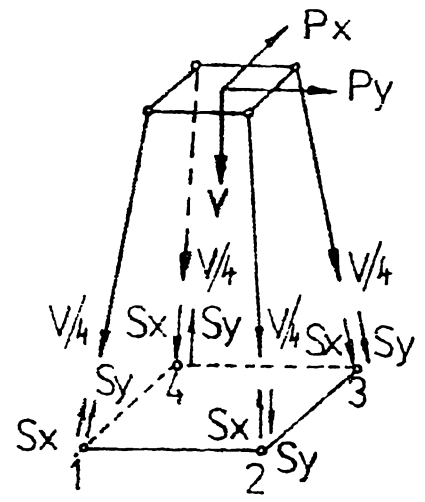


FIG. 2.9

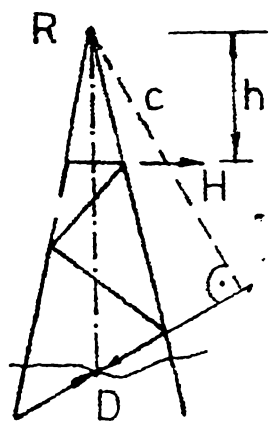


FIG. 2.10

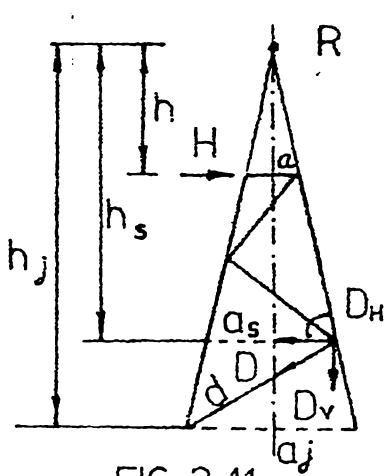


FIG. 2.11

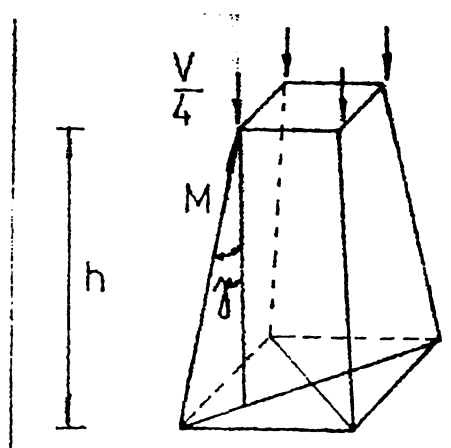


FIG. 2.7

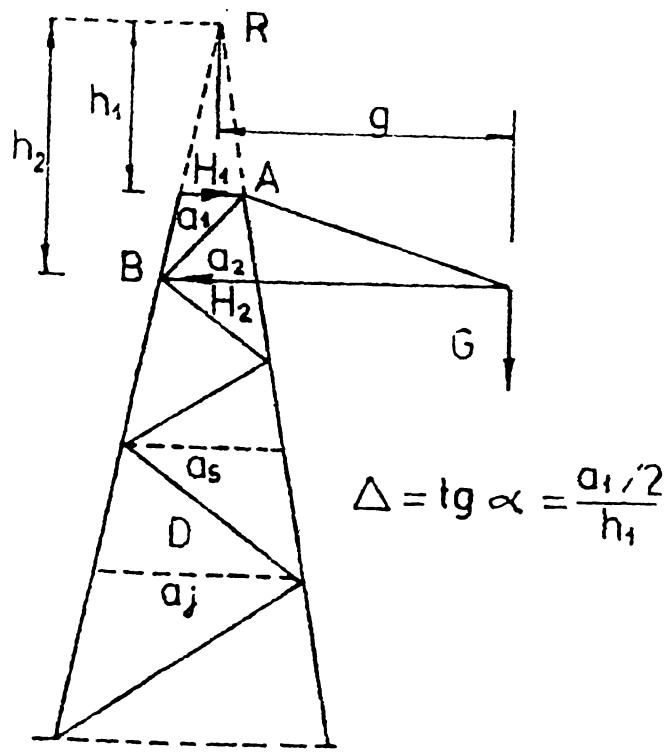


FIG. 2.13

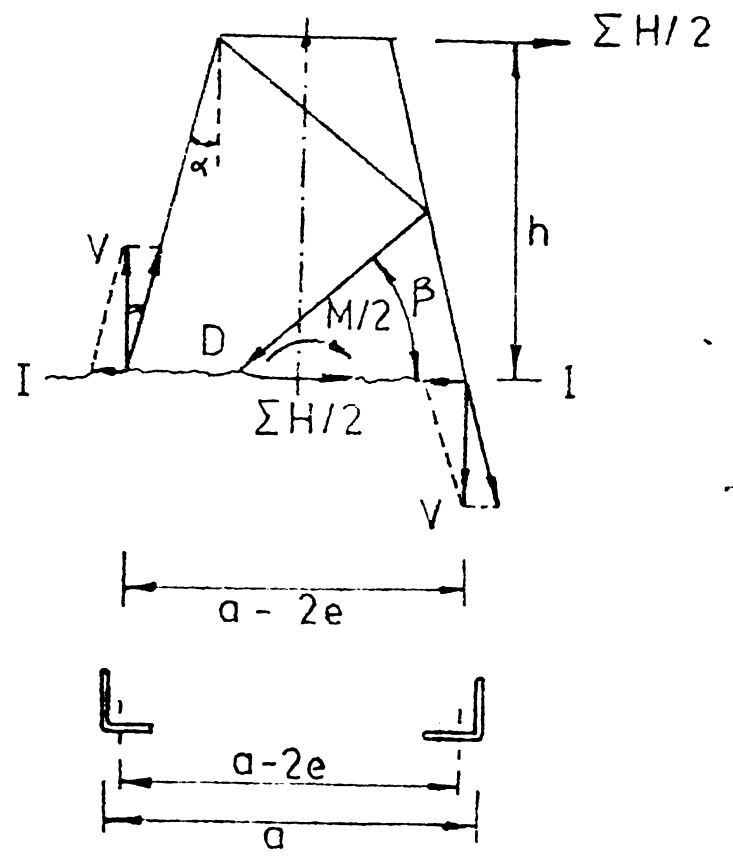


FIG. 2.12

b) DIAGONALE. Acțiunea orizontală H se distribuie în mod egal la cei doi pereți. Se scrie momentul tuturor forțelor față de punctul R (Fig.2.10).

$$2 D \cdot c = \sum H \cdot h \Rightarrow D = \frac{\sum H \cdot h}{2 \cdot c} \quad (2.10)$$

Efortul se va considera de întindere sau de compresiune după sensul forței H .

Pentru diagonale încrucișate se poate considera cu suficientă aproximație, că eforturile din diagonale sînt egale cu $D/2$ și de sens contrar. Deoarece determinarea lungimilor C și h este dificilă, se recomandă transformarea acestor mărimi după cum urmează :

$$H \cdot h = 2 (D_H \cdot h_s + D_V \cdot a_s/2)$$

$$D_H = \frac{a_j + a_o}{2d} \cdot D ; \quad D_V = \frac{h_j - h_s}{d} \cdot D$$

$$\frac{h}{a} = \frac{h_s}{a_s} = \frac{h_j}{a_j} \Rightarrow h = h_s \frac{a}{a_s} ; \quad h_j = h_s \frac{a_j}{a}$$

$$H \cdot h_s \frac{a}{a_s} = D \frac{a_s + a_j}{d} h_s + D \frac{h_s \frac{a_j}{a_s} - h_s}{d} \cdot a_s$$

$$H \frac{a}{a_s} = \frac{D}{d} \left[a_s + a_j + \frac{a_j}{a_s} - 1 \right) a_s]$$

$$H_a = \frac{D}{d} \left[(a_s + a_j) a_s + (a_j - a_s) a_s \right] = \frac{2 D \cdot a_s \cdot a_j}{d}$$

$$D = H_a \cdot \frac{d}{2 a_s a_j} \quad (2.11)$$

Exemplu de calcul :

Diagonala PQ (Fig.2.21)

$$D = (1.2,8 + 2.2,9) \frac{3,769}{3.005 + 3.115} = 3.463 \text{ tf.}$$

Valoarea coincide cu mărimea efortului calculat exact și trecut în Fig.2.21.

Se observă, că în cazul diagonalelor încrucișate (PQ și RS - Fig.2.22) se poate admite cu suficientă aproximație eforturi egale și de sens contrar, iar ca mărime, 0,5 din valoarea calculată mai sus.

O formulă des folosită în practică, la calculul eforturilor în diagonalele stâlpilor LEA supuși la încărcări orizontale, se obține în modul următor (Fig.2.12).

- pe un perete acționează $\sum H/2$

- față de un nivel dat I-I, se reduc aceste forțe la $\sum H/2$ și $M/2$

- momentul $M/2$ se descompune într-un cuplu

$$V = \frac{M}{2(a-2e)}$$

- forțele V se descompun după două direcții : componentele orizontale cu valoarea

$$\frac{M}{2} \frac{1}{(a-2e)} \operatorname{tg} \alpha$$

- Diagonala va prelua suma tuturor forțelor orizontale din secțiune

$$Q = \frac{\sum H}{2} - 2 \frac{M}{2} \frac{1}{(a-2e)} \operatorname{tg} \alpha$$

$$D = \frac{Q}{\cos \beta} = \frac{1}{\cos \beta} \left(\frac{\sum H}{2} - \frac{M}{a-2e} \operatorname{tg} \alpha \right) \quad (2.12)$$

Pentru diagonale încrucișate se va împărți cu valoarea 2.

NCTĂ : Se observă că nivelul secțiunii nu are importanța, deoarece pe măsură ce se coboară, crește M și în aceeași măsură și $(a-2e)$.

O acțiune verticală nesimetrică G produce eforturi în diagonale; pentru a se utiliza formula (2.11), se procedează astfel : (fig.2.13)

- momentul față de punctul R

$$M = G \cdot g$$

- Momentul M , se descompune într-un cuplu

$$H_1 = H_2 = \frac{M}{h_2 - h_1} = \frac{G \cdot g}{h_2 - h_1}$$

- efortul în diagonală

$$D = (H_2 \cdot a_2 - H_1 \cdot a_1) \frac{d}{2 a_s a_j}$$

- Notînd cu Δ panta stîlpului în mm/m, avem :

$$a_1 = 2 \cdot \Delta \cdot h_1 \quad ; \quad a_2 = 2 \cdot \Delta \cdot h_2$$

- Rezultă :

$$D = \frac{G \cdot g}{h_2 - h_1} \cdot 2 \cdot \Delta \cdot (h_2 - h_1) \frac{d}{2 a_s \cdot a_j}$$

$$D = G \cdot g \cdot \Delta \cdot \frac{d}{a_s a_j} \quad (2.13)$$

NOTA : a) Formula (2.13) este valabilă numai pentru diagonale situate sub forța H_2

b) Pentru diagonale încrucișate eforturile nu mai sînt egale (Fig.2.20)

Ex.de calcul : Diagonala JH (Fig.2.19), $G/2 = 1$

$$D = -(2.1) \cdot 6,4 \cdot 0,025 \frac{3,769}{3,005 \cdot 3,115} = - 0,129 \text{ tf}$$

O atenție deosebită se va acorda semnului efortului.

OBSERVAȚIE : Pentru diagonala stîlpului situată la nivelul consolei (Fig.2.23) se recomandă formula

$$D = G \cdot \frac{l \cdot b_s}{2 \cdot 2 \cdot h} \cdot \frac{d}{2 \cdot b_s \cdot b_j} \quad (2.14)$$

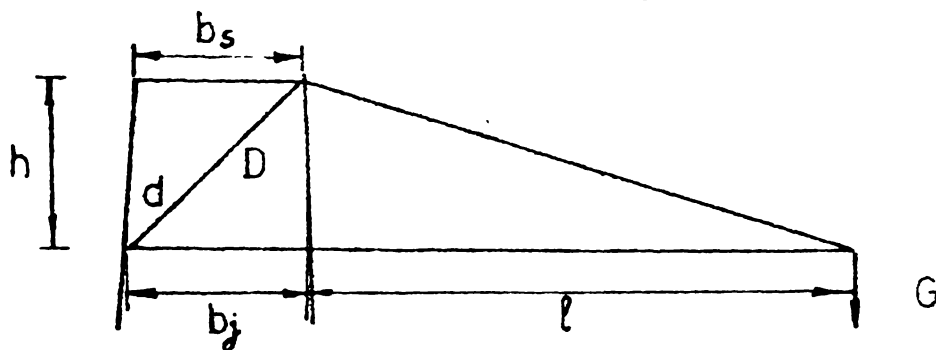


FIG. 2.23

Ex.de calcul. Diagonala AB (Fig.2.19), $G/2 = 1$

$$D = (2.1) \frac{5,000 \cdot 2,800}{2 \cdot 2 \cdot 2} \cdot \frac{3,482}{2 \cdot 2,800 \cdot 2,900} = 3,002 \text{ tf.}$$

NOTA : a) La diagonale încrucișate se pot considera eforturi aproximativ egale (Fig.2.20)

b) Efortul în această diagonală devine hotărîtor în ipoteza de avarie (la ruperea unui conductor)

Pentru reducerea încărcărilor pe fundații se procedează de multe ori, la ruperea pantei stîlpului. Se obține astfel și un aspect mai estetic al stîlpului. În punctele de rupere a pantei, iau naștere forțe (Fig.2.14), pentru preluarea cărora se prevăd bare orizontale. Forța preluată de aceste bare are valoarea

$$Q = S_{H2} - S_{H1}$$

$$S_{H2} = S_v \cdot \tan \alpha_2 ; S_{H1} = S_v \cdot \tan \alpha_1$$

$$Q = S_v (\tan \alpha_2 - \tan \alpha_1) \quad (2.15)$$

NOTA : În general eforturile fiind reduse (Fig.2.15), aceste bare se dimensionează din condiția asigurării zvelteții minime prescrisă.

În ipoteza de avarie prin ruperea unui conductor, stîlpul este solicitat la torsiune (a se vedea capitolul 3). În conformitate cu ipotezele admise, eforturile în montanți sînt nule și avem în consecință (Fig.2.16), succesiv

$$S_A = \frac{H_A \cdot h}{a} ; S_B = \frac{H_B \cdot h}{b} ; S_A = S_B$$

$$\frac{H_A}{a} = \frac{H_B}{b} ; \frac{H_A}{H_B} = \frac{a}{b} = \frac{a_1}{b_1} ; \Rightarrow H_A = H_B \frac{a_1}{b_1}$$

$$M_T = Z \cdot l = H_A \cdot b_1 + H_B \cdot a_1$$

$$M_T = H_B \frac{a_1}{b_1} b_1 + H_B \cdot a_1$$

$$H_A = \frac{M_t}{2b_1} \text{ și } H_B = \frac{M_t}{2a_1}$$

Folosind formula (2.11) dedusă anterior, rezultă

$$D_A = H_A \cdot a_1 \frac{d}{a_s a_j} = \frac{M_t \cdot a_1}{b_1} \cdot \frac{d}{2 a_s a_j} \quad (2.15)$$

Pentru diagonalele feței "b" rezultă :

$$D_B = \frac{M_t \cdot b_1}{a_1} \cdot \frac{d}{2 b_s b_j} \quad (2.16)$$

Pentru repartizarea momentului de torsiune la cei patru pereți ai stîlpului, la nivelul tălpii inferioare a consolei se prevăd contravînturi (cap.3.) Efortul care ia naștere în aceste bare [2], are valoarea (Fig.2.17)

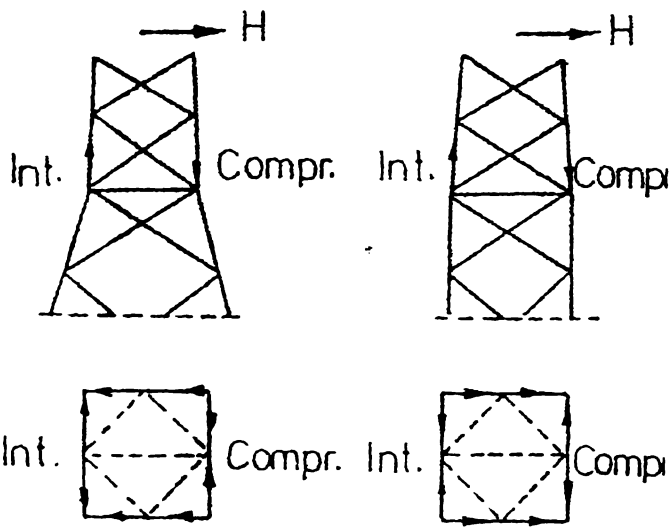
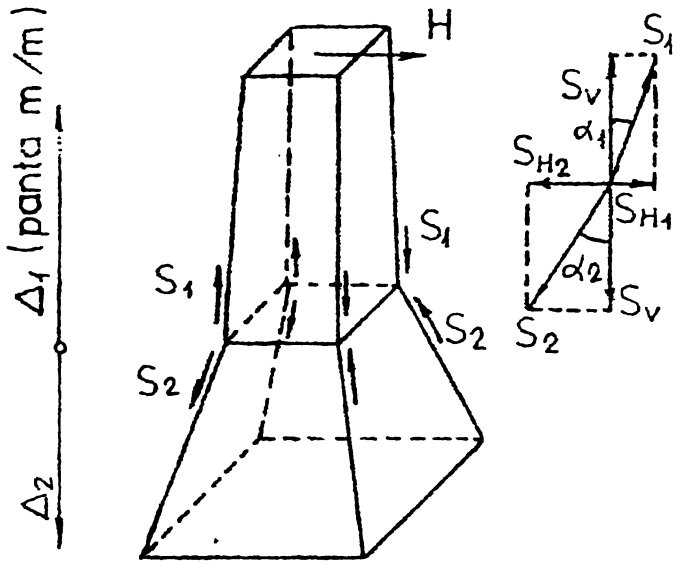


FIG. 2.14

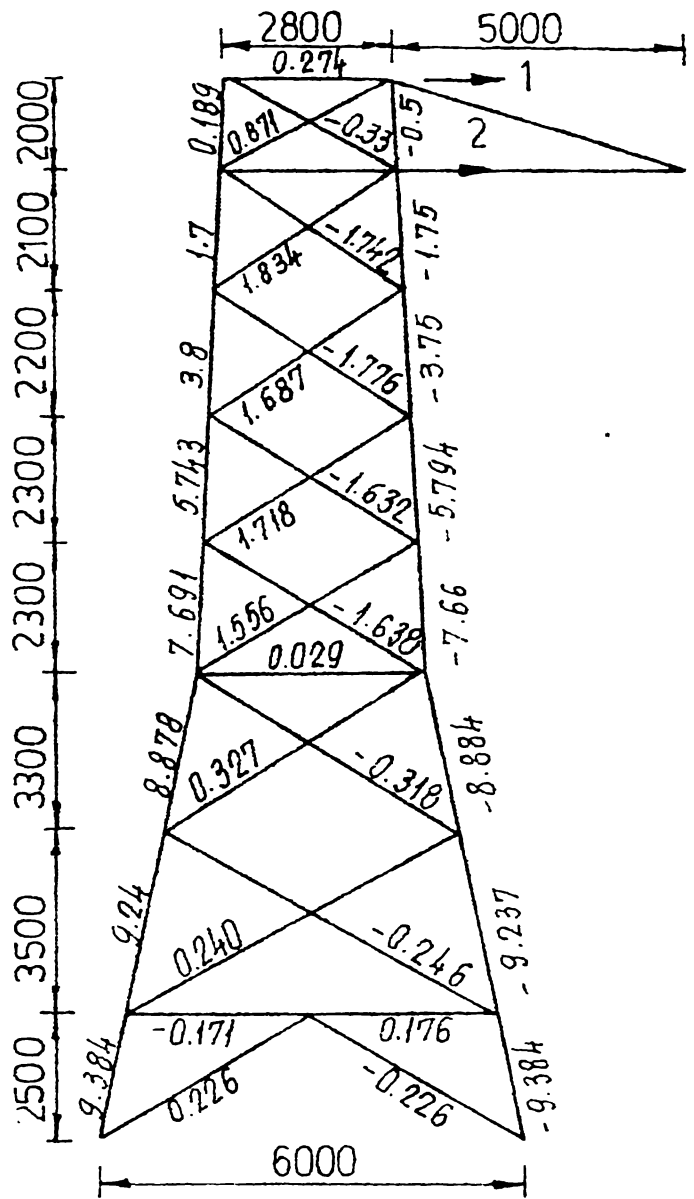


FIG. 2.15

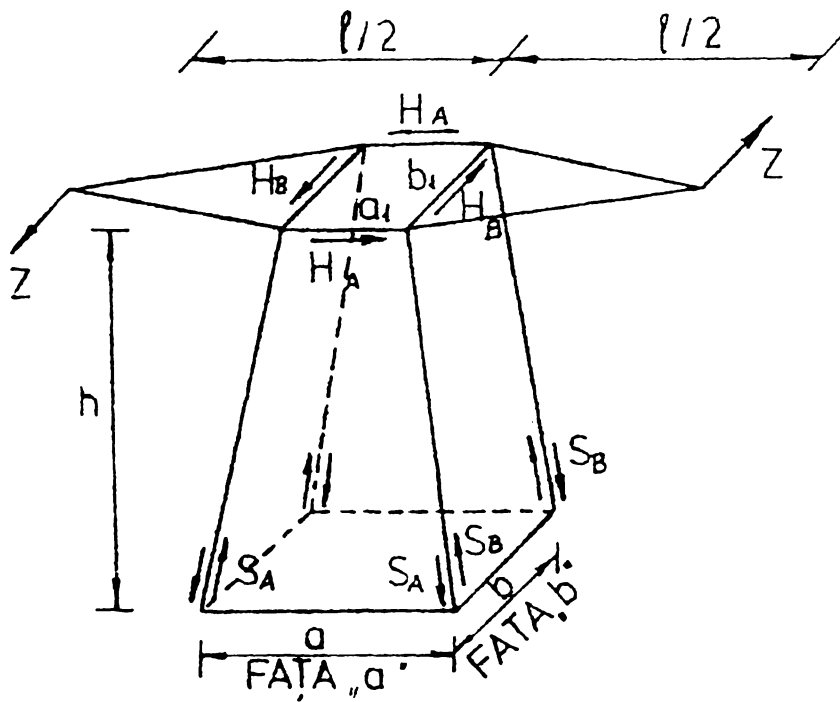


FIG. 2.16

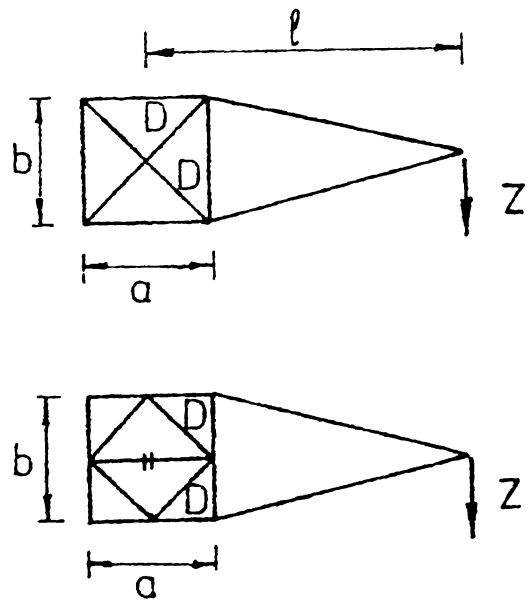
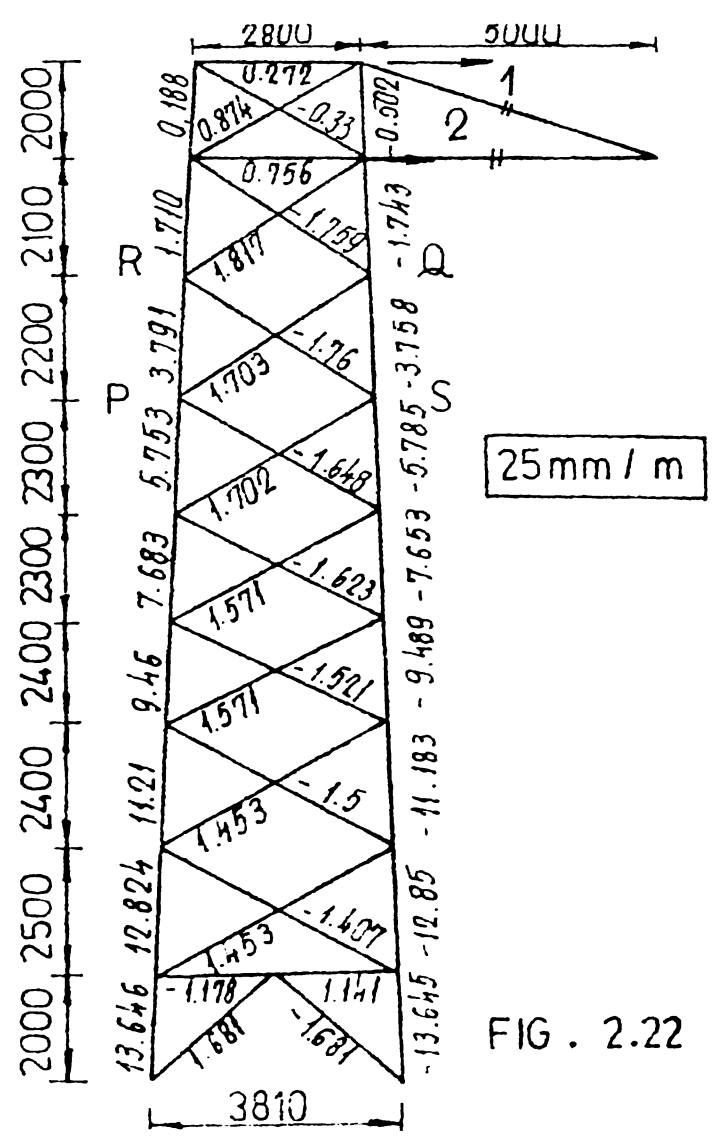
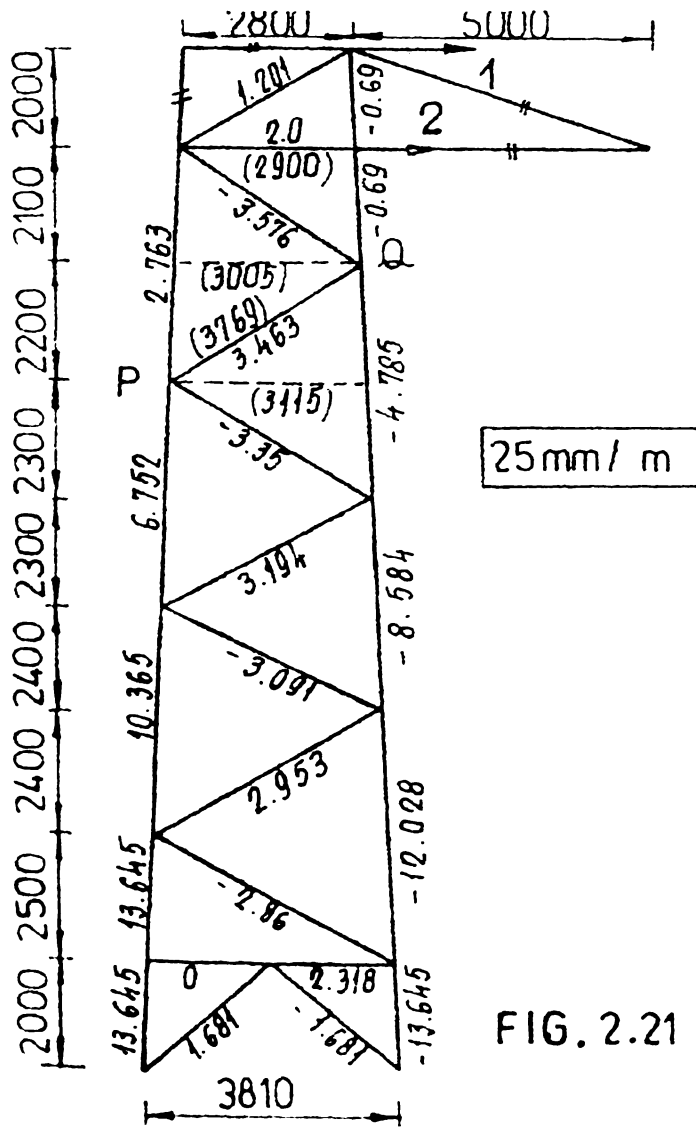
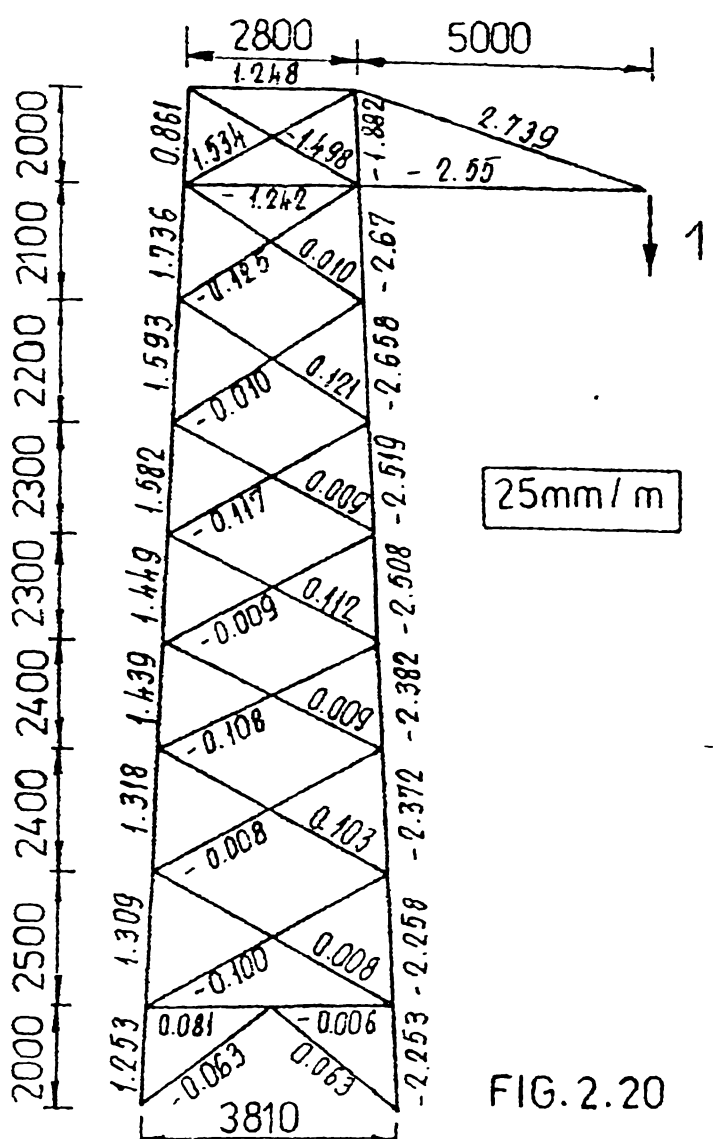
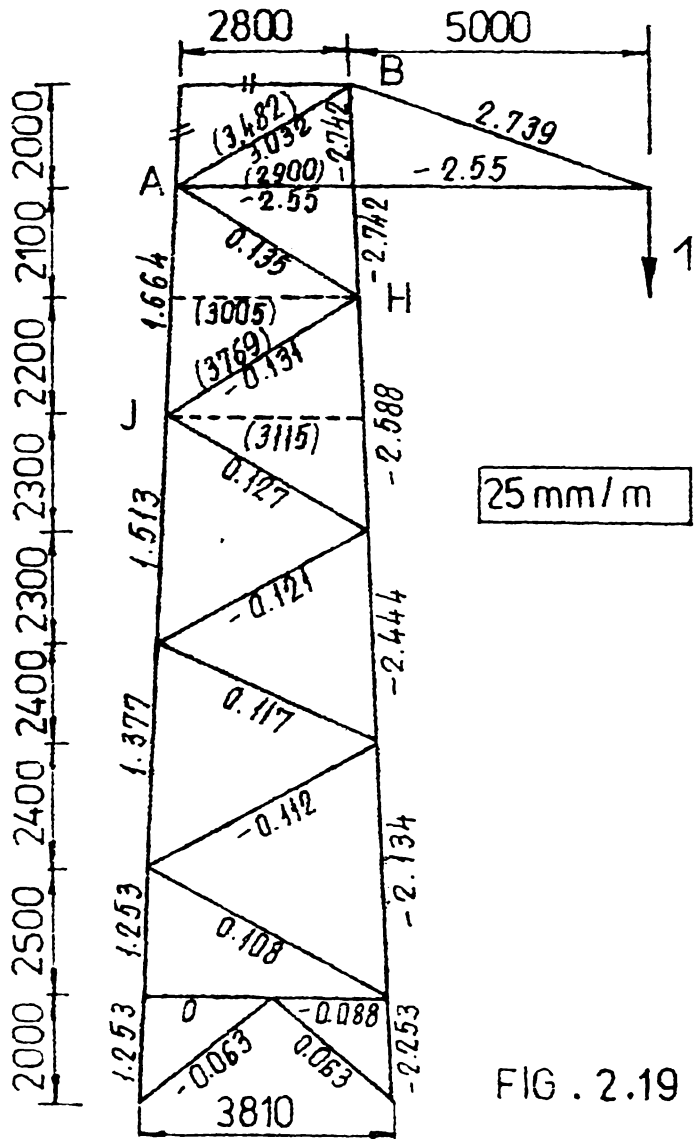
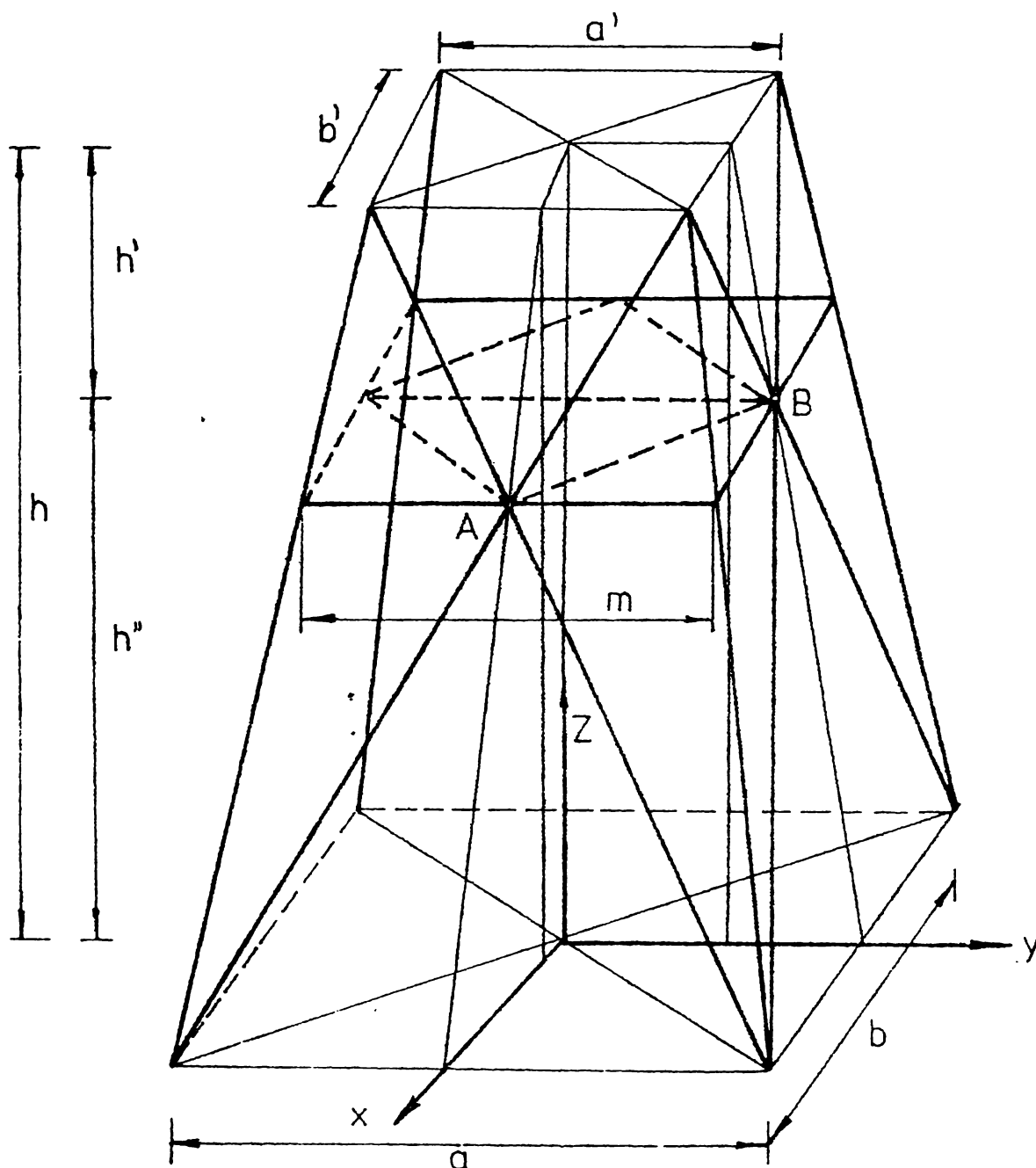


FIG. 2.17





$$m = \frac{2 a a'}{a + a'}$$

COORDONATE PUNCTELE A și B

(A) $x = \frac{b'}{2} + \Delta x = \frac{b'}{2} + \frac{m - a'}{a - a'} \cdot \frac{b - b'}{2}$

(B) $y = \frac{a'}{2} + \Delta y = \frac{a'}{2} + \frac{m - b'}{b - b'} \cdot \frac{a - a'}{2}$

(A) (B) $h'' = Z = \frac{a - m}{a - a'} \cdot h$

FIG. 2.18

$$D = \frac{z \sqrt{a^2 + b^2}}{4 ab} (\ell - a) \quad (2.17)$$

In concluzie, pentru un stîlp solicitat la acțiuni orizontale, încărcări verticale nesimetrice și la torsiune, efortul într-o diagonală are valoarea

$$D_A = \left(\sum H_a + \sum G \cdot g + \sum M_t \cdot \frac{a}{b} \right) \frac{d}{n \cdot a_s \cdot a_l} \quad (2.18)$$

unde $n = 2$ la diagonale simple și $n = 4$, la diagonale încrucișate.

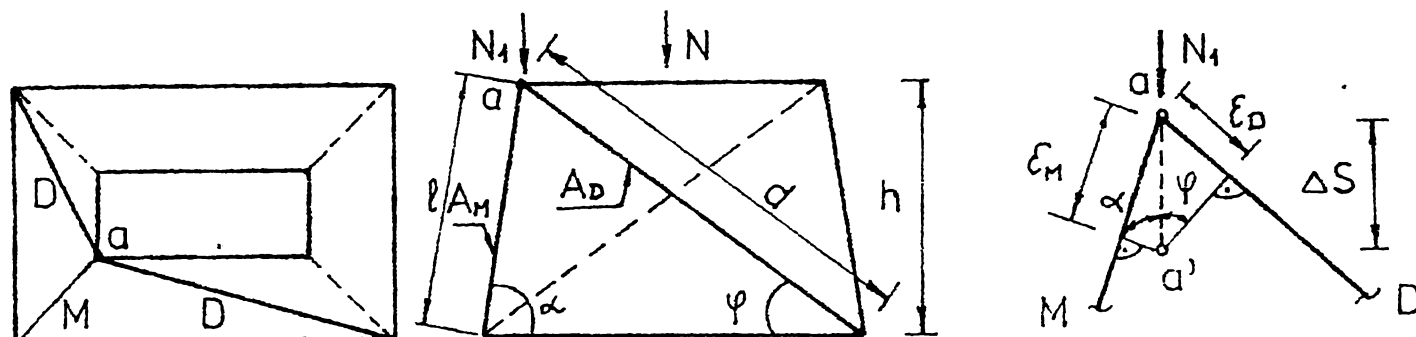
OBSERVATII : 1. Pentru verificarea formulelor de mai sus, în figurile 2.19 - 2.22, au fost calculate în mod exact (prin intermediul calculatorului) eforturile patru stîlpi cu încărcări verticale, respectiv orizontale.

2. Pentru calculul automat al eforturilor în barele stîlpilor LEA, există la ora actuală o serie de programe care consideră structura spațială articulată a stîlpului. Prin alcătuirea lor stîlpii se pretează la întocmirea unui algoritm de calcul pe substructuri (o substructură - în general un tronson) - programul STUGEN [75], GIPSI [76], sau rezolvarea în ansamblu a structurii SISART [73]. Sistematizarea datelor de intrare necesită într-o primă fază, calculul coordonatelor. În figura (2.18) se dau formulele pentru stabilirea rapidă a valorii coordonatelor nodurilor, unui tronson de alcătuire curentă.

2.3. Eforturi suplimentare în diagonale datorită scurtării montantului

La stîlpii de înălțime mare și în special la stîlpii de traversare [15], la tronsoanele inferioare, raportul între aria montantului și cea a diagonalei are valori mari ($A_M/A_D = 5, \dots, 8$). Datorită acestui fapt, în diagonale apar eforturi suplimentare din scurtarea montanților. Pentru determinarea aproximativă a acestor eforturi se consideră în figura 2.24 un tronson cu o alcătuire curentă, a unui stîlp LEA metalic. Presupunînd că sub efectul forței N_1 , nodul a se deplasează pe verticală și notînd cu ϵ_m - scurtarea montantului și cu ϵ_D - scurtarea diagonalei se scrie sistemul de ecuații 2.19. (prima ecuație exprimă egalitatea proiecțiilor pe verticală a defor-

maștilor montantului și diagonalei, iar a doua ecuație reprezintă echilibrul nodului a).



$$\begin{cases} \sin \alpha = \frac{\epsilon_M}{\Delta S} \\ \sin \varphi = \frac{\epsilon_D}{\Delta S} \end{cases} \quad \begin{cases} \epsilon_M = \frac{M \cdot l}{E A_M} \\ \epsilon_D = \frac{D \cdot d}{E A_D} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{M}{E A_M} \cdot \frac{l}{\sin \alpha} = \frac{D}{E A_D} \cdot \frac{d}{\sin \varphi} \\ M \sin \alpha + 2 D \sin \varphi = N \end{cases} \quad (2.19)$$

Cu notația

$$\phi = \frac{A_D}{A_M} \cdot \left(\frac{l}{d}\right)^3 \quad (2.20)$$

$$\Rightarrow D = \frac{\phi \cdot \frac{d}{h}}{1 + 2\phi} \cdot N_1 \quad (2.21)$$

$$M = \frac{\frac{l}{h}}{1 + 2\phi} \cdot N_1 \quad (2.22)$$

EXEMPLU :

STÎLP LEA 220 KV - TRAVERSARE , TRONSON V

MONTANT : 2 L 130 × 130 × 16 → l = 9000 ; A = 78,6 cm²
 DIAGONALĂ : 2 L 90 × 90 × 9 → l = 10950 ; A = 15,5 cm²

$$\phi = \frac{15,5}{78,6} \left(\frac{900}{1095}\right)^3 = 0,1095 ; D = \frac{0,1095 \cdot \frac{900}{1095}}{1 + 2 \cdot 0,1095} N_1 = 0,11 N_1$$

FIG. 2.24

Rezolvînd sistemul, rezultă că efortul suplimentar în diagonală are valoarea (2.21). Pentru un tronson inferior al unui stîlp LEA de traversare de 220 kV s-a calculat în figura 2.24 mărimea efortului suplimentar.

In literatura de specialitate [23], pentru un caz similar, se recomandă micșorarea rezistențelor admisibile.

OBSERVAȚIE : Se remarcă că, apariția acestor eforturi suplimentare în diagonală se produce numai în ipoteza de încărcare în care toți montanții sînt comprimați (acțiunea greutății proprii, a conductoarelor și izolatoarelor , etc). Deoarece în

calculul uzual al stîlpilor LEA, această ipoteză nu se consideră în mod separat, se recomandă, pentru stîlpii înalți, efectuarea verificării cu formula 2.21, în ipoteza greutatei maxime a conductorilor izolatoarelor și a elementelor stîlpului acoperite cu chiciură, fără considerarea acțiunii vîntului.

2.4. Calculul eforturilor în elemente de tip piramidal (vîrfare și console) la stîlpii LEA

Elementele de tip piramidal, vîrfare și console (Fig. 2.25) intră în alcătuirea tuturor stîlpilor LEA metalici și sînt formate, de regulă, din două fețe zăbrele, zăbrele ne-participînd la preluarea eforturilor. La încărcările din avarie

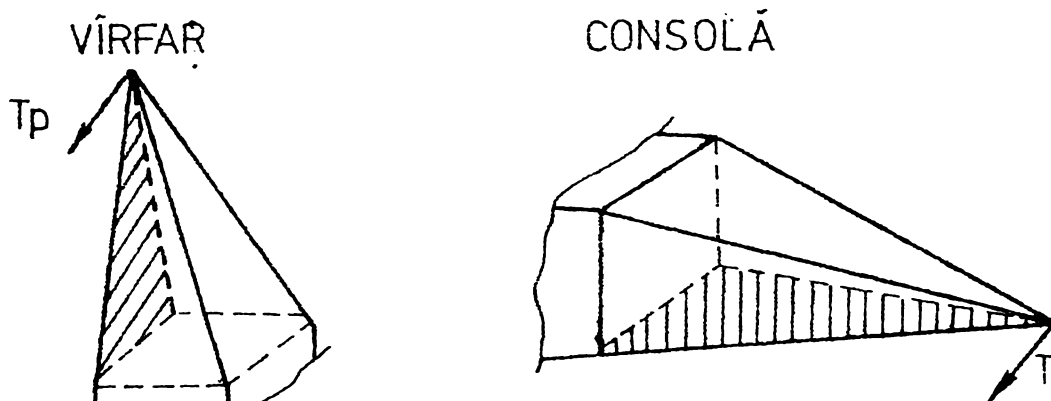


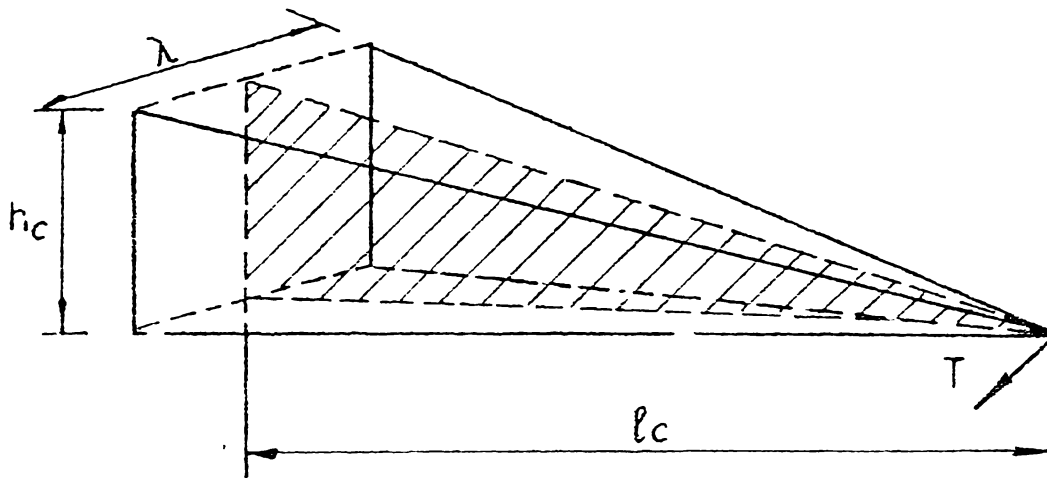
FIG. 2.25

provocate de ruperea unui conductor se admite în calculul uzual că toată încărcarea este preluată de fața în care acționează forța de tracțiune. Această ipoteză este acoperitoare [3]. Pentru determinarea aportului feței superioare, se alege în continuare o consolă curentă a unui stîlp LEA definită în mod complet de parametrii geometrici K_1 , K_2 și η (raportul ariilor). Egalînd deformațiile celor două fețe, rezultă componentele T_1 și T_2 preluate de fața superioară respectiv fața inferioară a consolei, din sistemul de ecuații

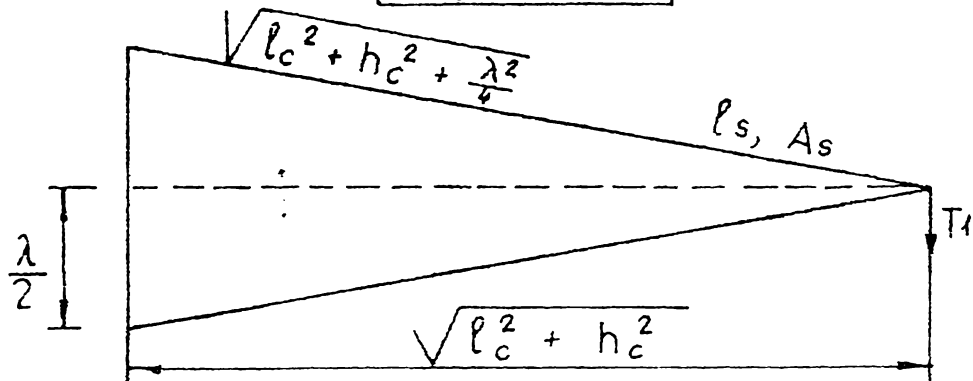
$$\begin{cases} \Delta_{inf} = \Delta_{sup} \\ T_1 + T_2 = T \end{cases} \quad (2.23)$$

Rezolvînd sistemul, se dau în continuare expresiile parametrice ale eforturilor din talpa inferioară D_1 și talpa superioară D_2 și componentele eforturilor care încarcă în continuare corpul stîlpului. Pentru o serie de valori ale parametrilor înțelinite curent în practica de proiectare, valorile de mai sus au fost întabulate (Tab. 2.4 și [17]).

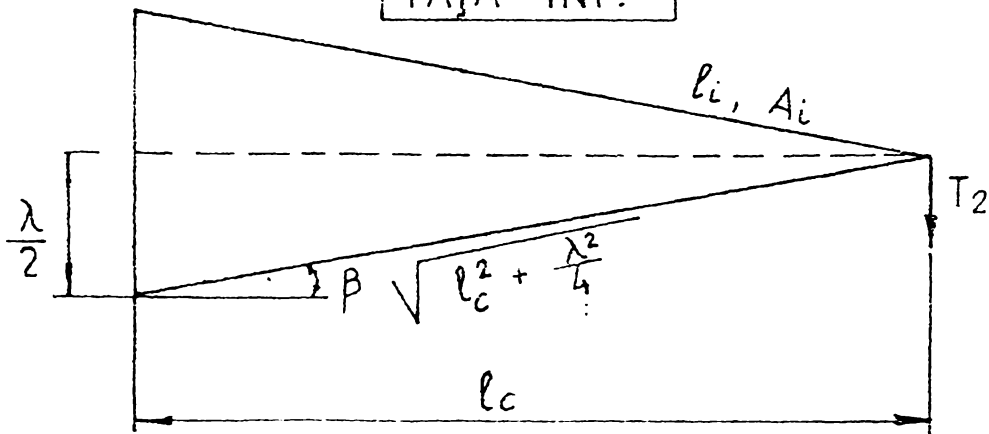
a. PARAMETRII



FAȚA SUP.



FAȚA INF.

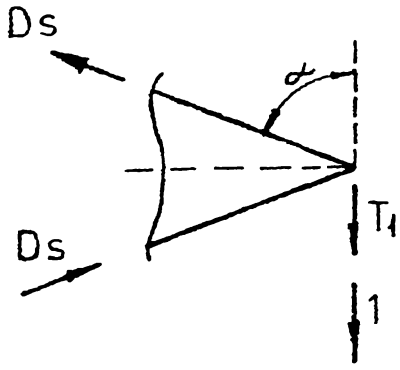


PARAMETRII

$$2.24) \begin{cases} K_1 = \frac{l_c}{\lambda} \Rightarrow l_c = K_1 \cdot \lambda \\ K_2 = \frac{h_c}{\lambda} \Rightarrow h_c = K_2 \cdot \lambda \\ K_3 = \frac{A_s}{A_i} = \eta \end{cases}$$

b. CALCULUL EFORTURILOR

TALPA SUPER.



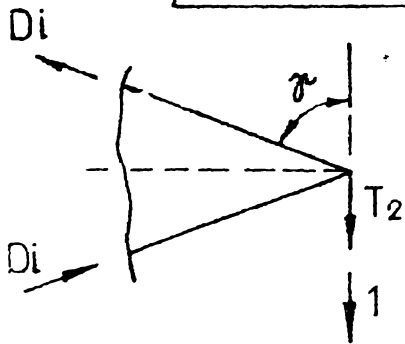
$$2 D_s \cos \alpha = T_1 \quad ; \quad \cos \alpha = \frac{\lambda}{2l_s}$$

$$\frac{\sin T_1}{\sin T_1} \Rightarrow D_s = T_1 \frac{l_s}{\lambda}$$

$$\frac{\sin 1}{\sin 1} \Rightarrow D'_s = \frac{l_s}{\lambda} \quad \left(\Delta = \sum \frac{n \cdot N}{E A} \cdot l \right)$$

$$\Delta_{sup} = 2 \left(\frac{l_s}{\lambda} \cdot T_1 \frac{l_s}{\lambda} \right) l_s \frac{1}{A_s}$$

TALPA INFER.



$$2 D_i \cos \gamma = T_2 \quad ; \quad \cos \gamma = \frac{\lambda}{2l_i}$$

$$\frac{\sin T_2}{\sin T_2} \Rightarrow D_i = T_2 \frac{l_i}{\lambda}$$

$$\frac{\sin 1}{\sin 1} \Rightarrow D'_i = \frac{l_i}{\lambda}$$

$$\Delta_{inf} = 2 \left(\frac{l_i}{\lambda} \cdot T_2 \frac{l_i}{\lambda} \right) l_i \frac{1}{A_i}$$

c. SCRIEREA SISTEMULUI (2.23)

$$\begin{cases} 2 \left(\frac{l_s}{\lambda} \cdot T_1 \frac{l_s}{\lambda} \right) l_s \frac{1}{A_s} = 2 \left(\frac{l_i}{\lambda} \cdot T_2 \frac{l_i}{\lambda} \right) l_i \frac{1}{A_i} \\ T_1 + T_2 = T \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_1 = T - T_2$$

$$\frac{l_s^3}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{A_s} (T - T_2) = \frac{l_i^3}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{A_i} \cdot T_2$$

$$T_2 \left(\frac{l_i^3}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{A_i} + \frac{l_s^3}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{A_s} \right) = T \cdot \frac{l_s^3}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{A_s}$$

$$T_2 \left(l_i^3 \frac{A_s}{A_i} + l_s^3 \right) = T \cdot l_s^3$$

$$\Rightarrow T_2 = \frac{1}{\frac{A_s}{A_i} \cdot \frac{l_i^3}{l_s^3} + 1} T$$

$$T_1 = T \left(1 - \frac{1}{\frac{A_s}{A_i} \cdot \frac{l_i^3}{l_s^3} + 1} \right) = \frac{\frac{A_s}{A_i} \cdot \frac{l_i^3}{l_s^3}}{\frac{A_s}{A_i} \cdot \frac{l_i^3}{l_s^3} + 1} T$$

d. EXPRIMAREA PARAMETRICĂ

$$l_i = \sqrt{K_1^2 \lambda^2 + \frac{\lambda^2}{4}} = \frac{\lambda}{2} \sqrt{4 K_1^2 + 1}$$

$$l_s = \sqrt{K_1^2 \lambda^2 + K_2^2 \lambda^2 + \frac{\lambda^2}{4}} = \frac{\lambda}{2} \sqrt{4 K_1^2 + 4 K_2^2 + 1} ;$$

$$\Rightarrow \frac{l_i^3}{l_s^3} = \frac{\sqrt{(4 K_1^2 + 1)}^3}{\sqrt{(4 K_1^2 + 4 K_2^2 + 1)}^3} ;$$

Se notează $A = 4 K_1^2 + 1$

$$\Rightarrow \frac{l_i^3}{l_s^3} = \frac{\sqrt{A^3}}{\sqrt{(A + 4 K_2^2)}^3} = \psi$$

$$\Rightarrow \boxed{T_1 = \frac{\eta \psi}{\eta \cdot \psi + 1} \cdot T \quad ; \quad T_2 = \frac{1}{\eta \cdot \psi + 1} \cdot T} \quad (2.25)$$

e. EXPRIMAREA EFORTURILOR

Fața superioară

$$D_s = T_1 \times \frac{l_s}{\lambda}$$

$$D_s = \frac{1}{2} \sqrt{4 K_1^2 + 4 K_2^2 + 1} \cdot T_1$$

$$\boxed{D_s = \frac{1}{2} \sqrt{A + 4 K_2^2} T_1}$$

Fața inferioară

$$D_i = T_2 \times \frac{l_i}{\lambda}$$

$$D_i = \frac{1}{2} \sqrt{(4 K_1^2 + 1)} \cdot T_2$$

$$\boxed{D_i = \frac{1}{2} \sqrt{A} \cdot T_2}$$

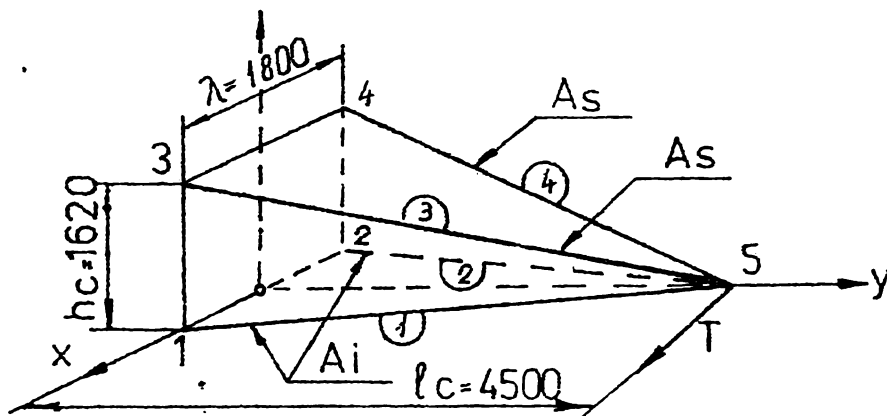
(2.26)

Pentru arii s-au ales următoarele rapoarte, pentru care s-au calculat eforturile : $\eta = K_3 = 0,2 ; 0,3 ; 0,4 ; 0,5 ; 0,6$.

Se indică și un exemplu de calcul.

g.) Exemplu de calcul

Se dă consola

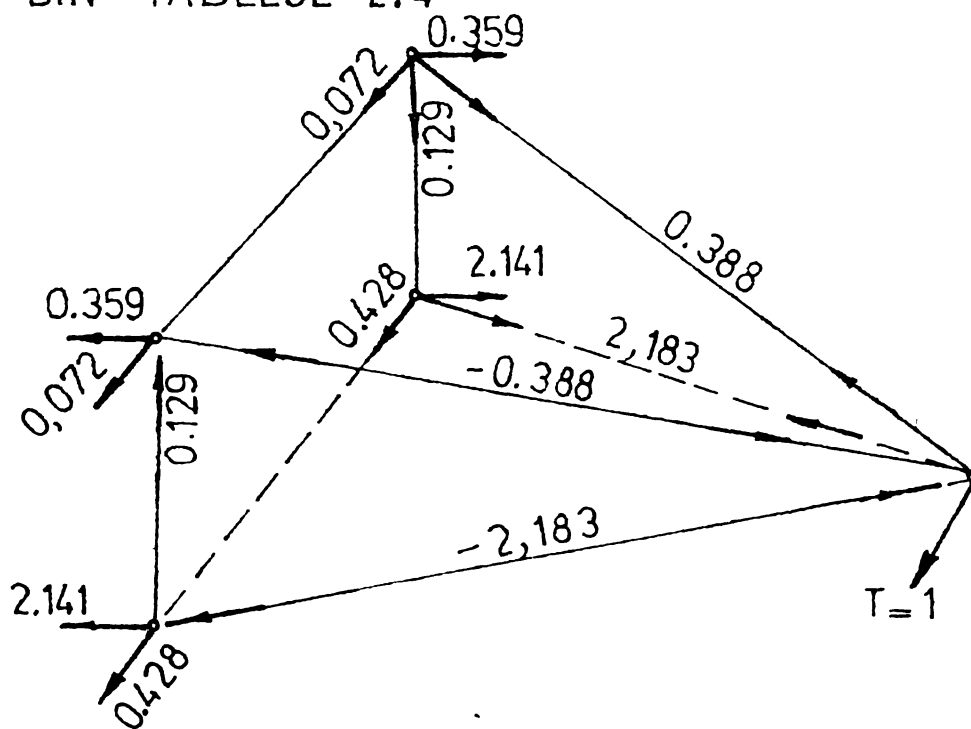


$$As = 0,2 ; Ai = 1,0 \Rightarrow \eta = \frac{As}{Ai} = 0,2 = K_3$$

$$K_1 = \frac{lc}{\lambda} = \frac{4500}{1800} = 2,5$$

$$K_2 = \frac{hc}{\lambda} = \frac{1620}{1800} = 0,9$$

EFORTURI DIN TABELUL 2.4



NOTĂ : Rezultatele coincid cu valorile obținute cu ajutorul calculatorului.

CONCLUZIE :

Stabilind parametrii K_1 , K_2 și η , proiectantul de-

TABELUL 2.4

η	K_2	K_1	T_1	T_2	D_s	D_i	η	K_2	K_1	T_1	T_2	D_s	D_i
0.2	0.8	4.	.159	.841	.652	3.391	0.4	0.9	4.	.271	.729	1.12	2.94
0.2	.8	4.1	.159	.841	.67	3.47	.4	.9	4.1	.272	.728	1.15	3.01
0.2	.8	4.2	.159	.841	.684	3.55	.4	.9	4.2	.272	.728	1.18	3.08
.2	.8	4.3	.160	.840	.703	3.64	.4	.9	4.3	.273	.727	1.21	3.15
.2	.8	4.4	.160	.84	.720	3.72	.4	.9	4.4	.273	.727	1.24	3.22
.2	.8	4.5	.160	.839	.737	3.80	.4	.9	4.5	.274	.726	1.26	3.29
.2	.8	4.6	.161	.839	.754	3.88	.4	.9	4.6	.274	.726	1.29	3.36
.2	.8	4.7	.161	.839	.771	3.96	.4	.9	4.7	.275	.725	1.32	3.43
.2	.8	4.8	.161	.839	.788	4.05	.4	.9	4.8	.275	.725	1.35	3.5
.2	.8	4.9	.161	.839	.805	4.131	.4	.9	4.9	.276	.724	1.38	3.57
.2	.8	5.0	.161	.838	.822	4.213	.4	.9	5.	.276	.724	1.41	3.64
.2	.8	5.1	.162	.838	.839	4.296	.4	.9	5.1	.277	.723	1.44	3.71
.2	.8	5.2	.162	.838	.856	4.378	.4	.9	5.2	.277	.723	1.47	3.78
.2	.8	5.3	.162	.838	.872	4.46	.4	.9	5.3	.277	.723	1.50	3.85
.2	.8	5.4	.162	.838	.889	4.54	.4	.9	5.4	.277	.723	1.53	3.92
.2	.8	5.5	.162	.838	.906	4.626	.4	.9	5.5	.278	.722	1.55	3.99
.2	.8	5.6	.162	.837	.923	4.71	.4	.9	5.6	.278	.722	1.58	4.06
.2	.8	5.7	.163	.837	.94	4.79	.4	.9	5.7	.278	.722	1.61	4.13
.2	.8	5.8	.163	.837	.957	4.87	.4	.9	5.8	.279	.721	1.64	4.2
.2	.8	5.9	.163	.837	.974	4.95	.4	.9	5.9	.279	.721	1.67	4.27
.2	.9	4.	.157	.843	.648	3.4	.4	1.	4.0	.268	.732	1.11	2.95
...
.3	.8	4.	.221	.779	.907	3.141	.5	1.0	4.	.314	.686	1.30	2.77
.3	.8	4.1	.221	.779	.930	3.217	.5	1.	4.1	.315	.685	1.34	2.83
.3	.8	4.2	.222	.778	.954	3.29	.5	1.	4.2	.315	.685	1.37	2.9
.3	.8	4.3	.222	.778	.977	3.37	.5	1.	4.3	.316	.684	1.41	2.96
.3	.8	4.4	.222	.778	1.0	3.44	.5	1.	4.4	.317	.683	1.44	3.02
.3	.8	4.5	.223	.777	1.02	3.52	.5	1.	4.5	.318	.682	1.47	3.09
.3	.8	4.6	.223	.777	1.05	3.6	.5	1.	4.6	.318	.682	1.51	3.15
.3	.8	4.7	.223	.777	1.07	3.67	.5	1.	4.7	.319	.681	1.54	3.22
.3	.8	4.8	.224	.776	1.09	3.75	.5	1.	4.8	.319	.681	1.57	3.28
.3	.8	4.9	.224	.776	1.12	3.82	.5	1.	4.9	.320	.68	1.61	3.35
.3	.8	5.	.224	.776	1.14	3.9	.5	1.	5.	.321	.679	1.64	3.41
.3	.8	5.1	.224	.776	1.16	3.97	.5	1.	5.1	.321	.679	1.61	3.48
.3	.8	5.2	.225	.775	1.19	4.05	.5	1.	5.2	.321	.679	1.71	3.54
.3	.8	5.3	.225	.775	1.21	4.13	.5	1.	5.3	.322	.678	1.74	3.61
.3	.8	5.4	.225	.775	1.23	4.20	.5	1.	5.4	.322	.678	1.78	3.68
.3	.8	5.5	.225	.775	1.26	4.28	.5	1.	5.5	.323	.677	1.81	3.74
.3	.8	5.6	.225	.775	1.28	4.35	.5	1.	5.6	.323	.677	1.84	3.81
.3	.8	5.7	.226	.774	1.30	4.43	.5	1.	5.7	.323	.677	1.88	3.87
.3	.8	5.8	.226	.774	1.32	4.51	.5	1.	5.8	.324	.676	1.91	3.94
.3	.8	5.9	.226	.774	1.35	4.58	.5	1.	5.9	.324	.676	1.95	4.0
.3	.9	4.	.218	.782	.901	3.15	.5	1.1	4.0	.309	.691	1.29	2.78
.3	.9	4.1	.219	.782	.924	3.23	.5	1.1	4.1	.311	.689	1.33	2.85
.3	.9	4.2	.219	.781	.948	3.30	.5	1.1	4.2	.312	.688	1.36	2.91
...

termină cu formulele 2.25 și 2.26 sau cu ajutorul tabelului 2.4, direct eforturile în barele consolei și reacțiunile asupra corpului stîlpului, pentru $T = 1$ tf.

Calculul arătat este exact, rezultatele dîndu-se într-o formă simplă.

C A P I T O L U L 3

CALCULUL LA TORSIUNE A STILPILOR LEA METALICI

3.1. Introducere

Calculul stîlpilor metalici ai liniilor electrice aeriene se efectuează în ipoteza de încărcare normală și în ipoteza de avarie. În cazul avariei, se ia în considerare greutatea proprie a elementelor stîlpului, acoperite cu chiură și ruperea unui conductor activ sau de protecție, ceea ce produce un moment de torsiune [11].

Stîlpii metalici LEA sînt structuri articulate spațiale [1] de mai multe ori static nedeterminate. Un calcul exact al eforturilor în barele acestor structuri, este dificil. Normativele de calcul prevăd relații simplificate pentru calculul la torsiune a stîlpilor.

Secțiunea transversală a stîlpilor este pătrată sau dreptunghiulară. Pereții (fețele) stîlpului, ținînd seama de ipotezele uzuale (barele prinse articulat în noduri și neglijarea rezistenței la torsiune a picioarelor - valabile pentru secțiunile obișnuite), reprezintă grinzi cu zăbrele plane static determinate.

Pentru mărirea rigidității la torsiune a stîlpului, se introduc în planul consolelor, în punctele de schimbare a pantei cît și în general la fiecare tronson un sistem de rigidizare orizontală - o contravîntuire (fig.3.1.),.

Datorită acestor C.V. sistemul devine static nedeterminat. Sub acțiunea încărcărilor simetrice (încovoiere), pereții opuși avînd aceiași alcătuire, efortul în contravîntuiri este practic zero ; stîlpul poate fi calculat cu suficientă aproximație considerînd absente aceste C.V.

În cazul încărcărilor antisimetrice (torsiune), C.V. influențează în mod considerabil repartiția eforturilor din barele stîlpului și un calcul exact sau aproximativ al sistemului static nedeterminat devine necesar. Dispunerea C.V. conduce la :

- o repartiție mai favorabilă a eforturilor propo-
ate de momentul de torsiune,
- apariția unor eforturi mai reduse în montanți
(picioare), la dimensionarea acestora fiind hotărîtoare
(în general) ipoteza normală.

- eforturile în diagonalele fețelor stîlpului sînt mai echilibrare, îmbinările lor rezul - tînd mai economice.

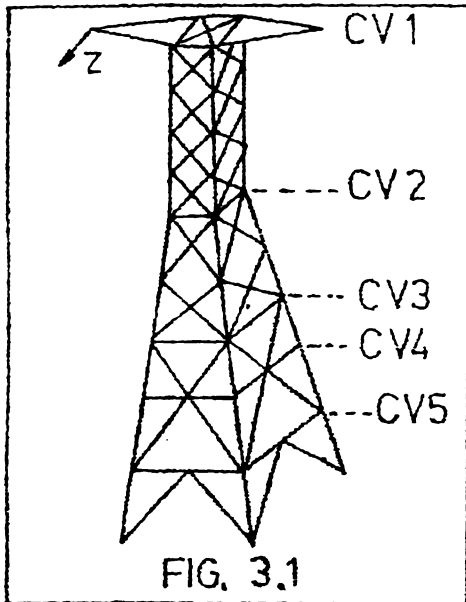


FIG. 3.1

- se mărește rigiditatea la tor- siune a montantului și se micșorează eforturile secundare

La stîlpii înalți C.V. devin ne- cesare și din condiții de transport, ele avînd rolul de-a rigidiza suban- sambele stîlpilor.

În figura 3.2. sînt reprezenta- te eforturile într-un tronson al unui stîlp LEA pentru două valori ale arii- lor C.V., situate în planul apariției

momentului de torsiune. Se poate urmări variația eforturilor în barele structurii.

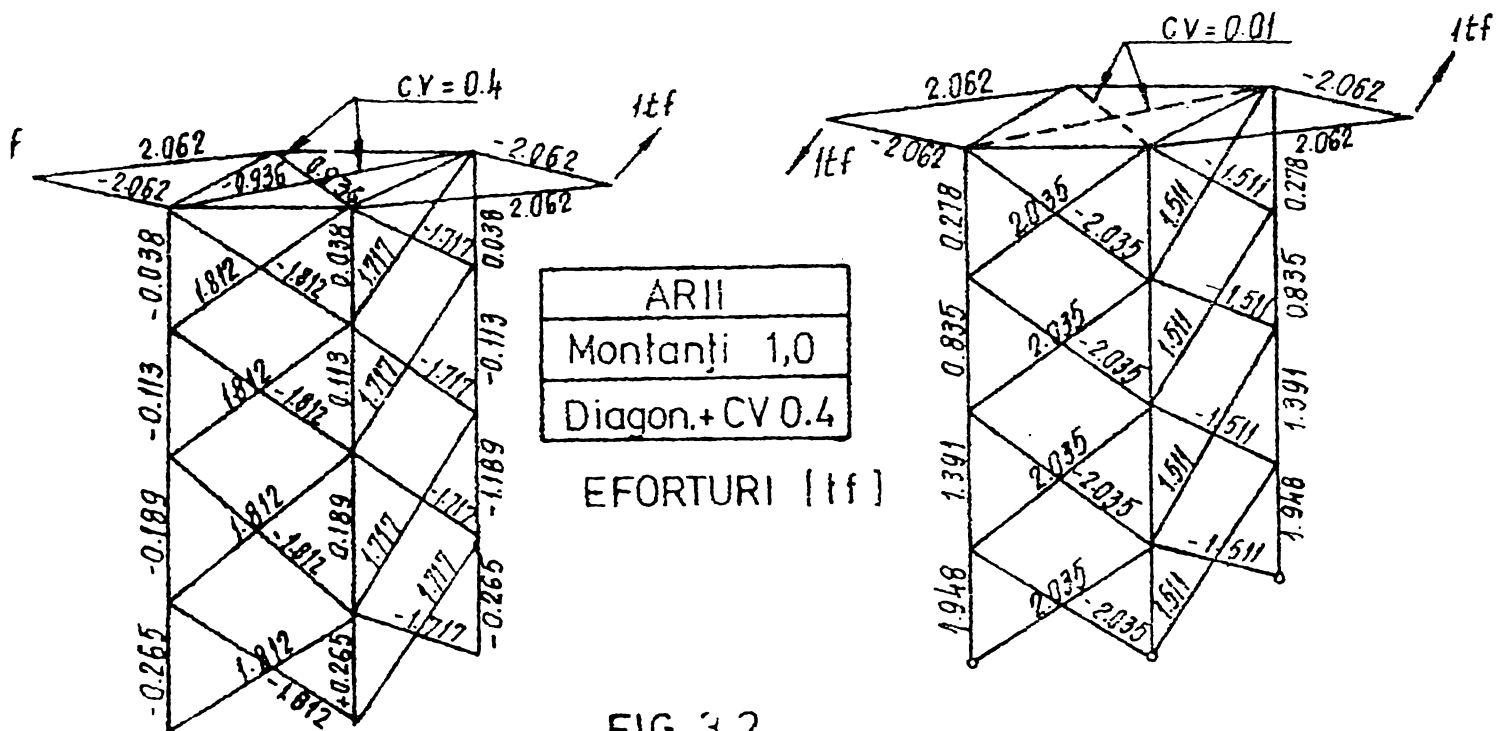
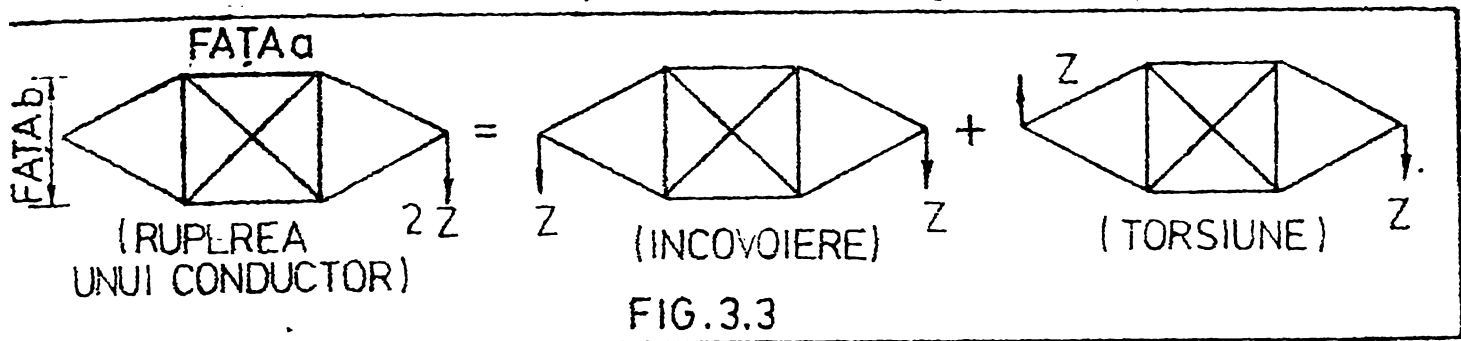


FIG. 3.2

3.2. Calculul la torsiune a stîlpilor LEA

O forță excentrică, $2 Z$, provenită din ruperea unui conductor solicită stîlpul la încovoiere și la torsiune. (Fig.3.3).:

- încărcarea cu forțele Z dispuse simetric, produce încovoierea stîlpului, C.V. rămînînd practic inactivă. In



practica curentă de proiectare se consideră solicitate doar fețele "b" ale stîlpului.

- încărcarea cu forțele Z dispuse antisimetric produce torsiunea stîlpului. Structura spațială este static nedeterminată (gradul de nedeterminare este, în general, în funcție de numărul C.V. dispuse la diferite nivele ale stîlpului.)

La structurile articulate spațiale, legarea invariabilă a unui nod se asigură prin trei bare nesituate în același plan. Adăugînd și numărul minim necesar de legături pentru fixarea invariabilă a structurii de teren se obține cunoscuta relație

$$b + r = 3n \quad (3.1)$$

Astfel structura din figura 3.4a este static determinată ; structura din figura 3.4b este de patru ori static nedeterminată, datorită celor patru bare orizontale de la capătul superior al stîlpului (bare care la solicitarea de torsiune rămîn inactive). In această alcătuire structura își păstrează gradul de nedeterminare indiferent de numărul de etaje. Aceste tipuri de structuri spațiale frecvent folosite la stîlpii LEA, fac parte din categoria structurilor spațiale complexe, definite prin dispunerea a cel puțin patru bare în fiecare nod [19].

O analiză mai atentă, necesită structura din figura 3.4.c. Prin dispunerea alternantă în cele două plane a diagonalelor, se obțin avantaje statice și constructive (vezi capitolul 9). Pentru a respecta regulile de alcătuire a structurilor articulate spațiale, este necesară introducerea unor bare suplimentare fictive (de arie zero), reprezentate punctat pe desen.

Astfel barele cg și db sînt necesare pentru transformarea patrulaterelor abcd și cefg în triunghiuri. Introducînd

și celelalte bare se realizează legarea tuturor nodurilor

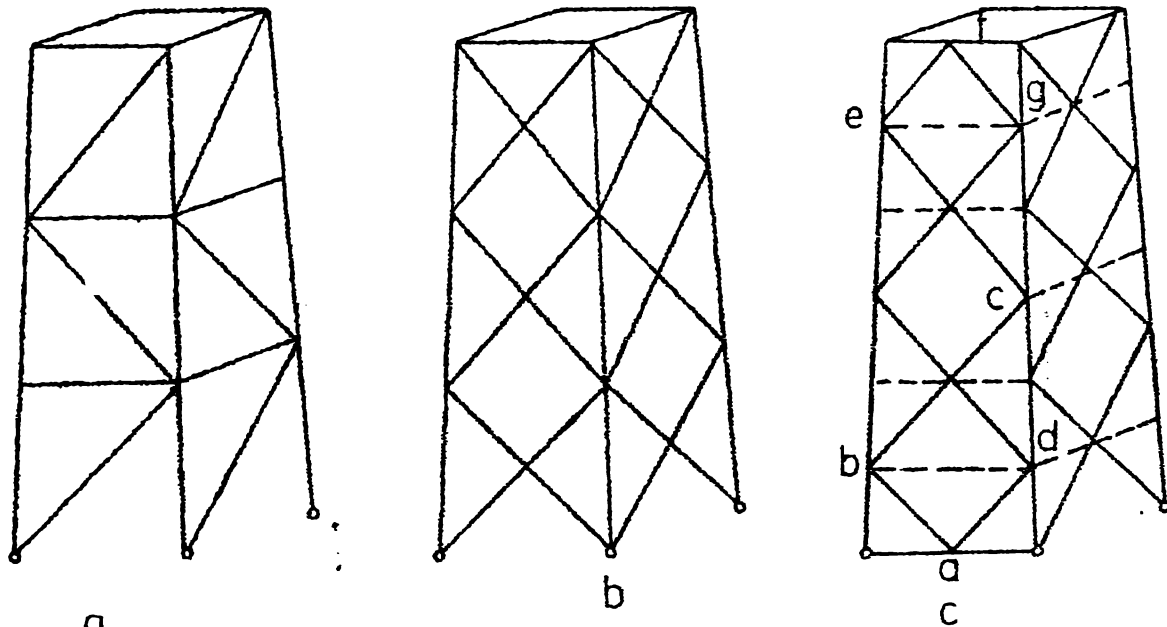


FIG.3.4

prin minimum trei bare necoplanare.

Prin dispunerea, în continuare, a C.V. structura devine multiplă static nedeterminată. Astfel stîlpul din figura 3.5.,

datorită C.V. alcătuite din câte două bare încrucișate, dispuse în dreptul consolei și a frîngerii pantei stîlpului este de patru ori static nedeterminat. Alegînd ca structură de bază, în metoda eforturilor, stîlpul cu barele C.V. suprimate și apelînd la procedeul necunoscutelor grupate, se obține sistemul de ecuații:

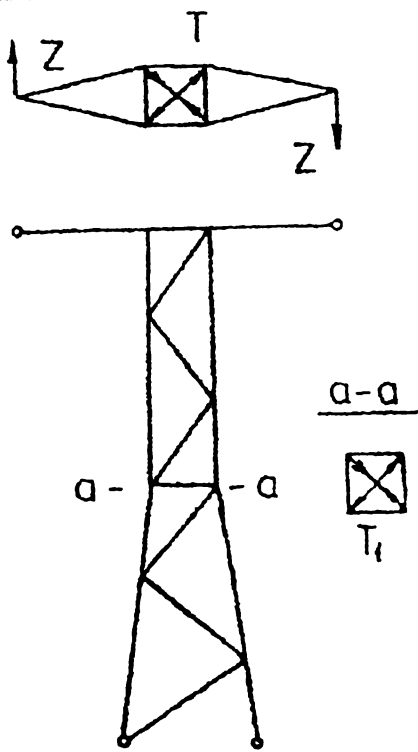


FIG.3.5

$$\left. \begin{aligned} T \cdot \sum n_1^2 \cdot S + T_1 \cdot \sum n_1 n_2 \cdot S + \\ + \sum n_1 \cdot N^0 \cdot S = 0 \\ T \cdot \sum n_1 n_2 \cdot S + T_1 \cdot \sum n_2^2 \cdot S + \\ + \sum n_2 \cdot N^0 \cdot S = 0 \end{aligned} \right\} (3.2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{unde : } n_1 &\text{ --- din } T = 1 \\ n_2 &\text{ --- din } T_1 = 1 \\ N^0 &\text{ --- din } Z \text{ și } S = 1/A \end{aligned} \right\} (3.3)$$

Efortul final va avea valoarea :

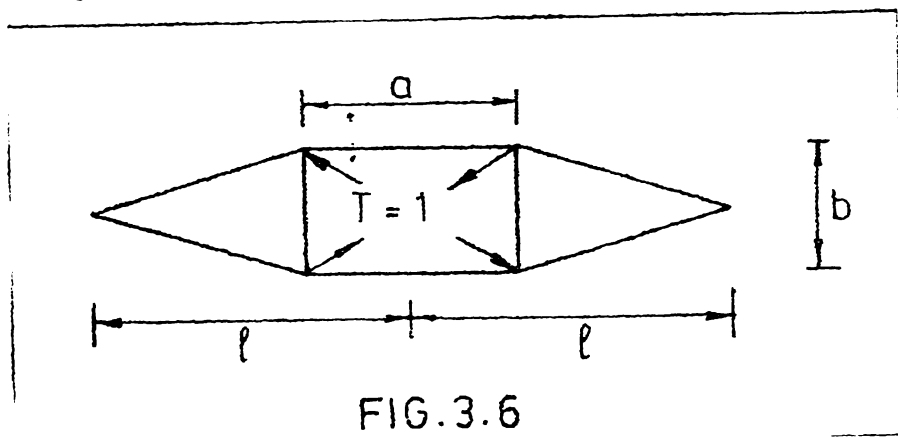
$$N = N^0 + T n_1 + T_1 n_2 \quad (3.4)$$

Rezolvarea în acest mod a problemei, este laborioasă. În practica curentă de proiectare este necesar un mod de calcul simplificat și rapid.

O soluție practică a problemei a fost dată de K. Girkmann [2], [20].

În calculul forțelor H și V care încarcă fețele stîlpului, se parcurg următoarele etape :

$$\begin{cases} H = H^0 + H' \\ V = V^0 + V' \end{cases} \quad (3.5)$$



Necunoscuta static nedeterminată (fig.3.6); se calculează cu relația :

$$T = - \frac{\sum \frac{Nn}{EA} 1}{\sum \frac{n}{EA} 1} \quad \text{unde :} \quad \begin{matrix} n \rightarrow T = 1 \\ N \rightarrow Z \end{matrix} \quad (3.6)$$

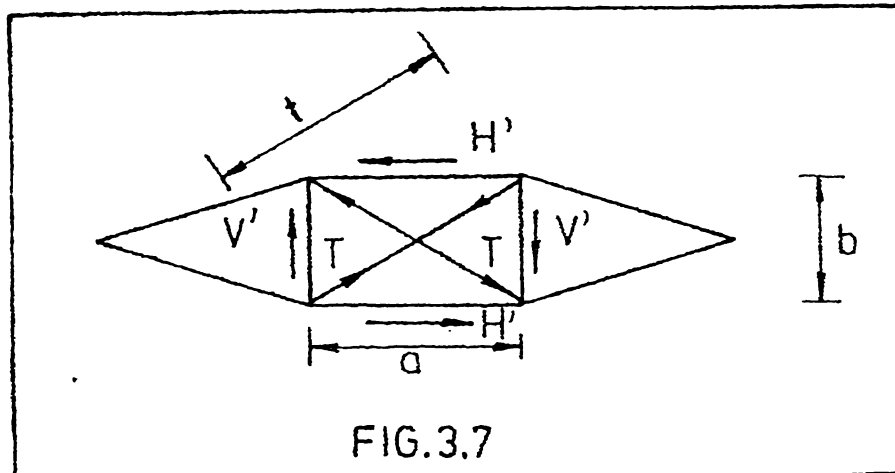
Considerînd în continuare, valabile ipotezele :

- a. în planul acțiunii momentului de torsiune se dispun C.V. orizontale, considerate infinit rigide ;
- b. fețele opuse ale stîlpului au aceeași alcătuire ;
- c. raportul laturilor stîlpului a/b este constant pe înălțimea stîlpului ;
- d. raportul ariilor diagonalelor fețelor a și b este egal cu raportul între lungimile diagonalelor respective la puterea a treia ;

Girkmann a determinat expresia efortului în diagonalele contravînturii :

$$T = \frac{1}{2} Z \frac{t}{ab} (1-a) \quad (3.7)$$

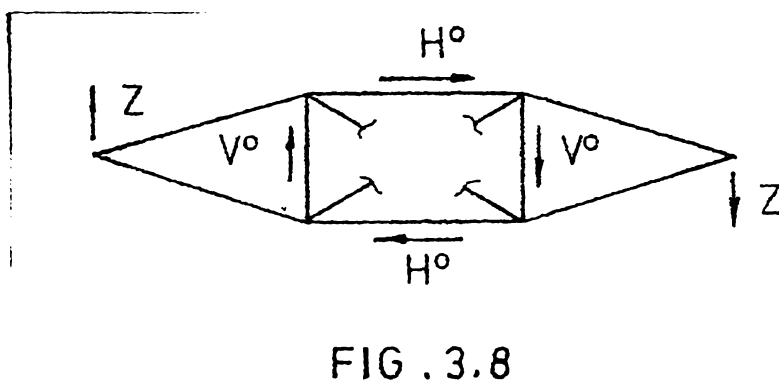
Proiectând pe direcția fețelor se obține consecutiv :



și

$$\begin{cases} H' = 2 T \frac{a}{t} = Z \frac{1-a}{b} \\ V' = 2 T \frac{b}{t} = Z \frac{1-a}{a} \end{cases} \quad (3.8)$$

$$\begin{cases} H^0 = Z \operatorname{tg} \eta' = Z \frac{2(1-a)}{b} \\ V^0 = Z \end{cases} \quad (3.9)$$



În final cu ajutorul relațiilor (3.5), rezultă

$$\begin{cases} H = Z \frac{1}{b} = \frac{M_t}{2b} \\ V = Z \frac{1}{a} = \frac{M_t}{2a} \end{cases} \quad (3.10)$$

La acest mod de calcul se compun câteva observații :

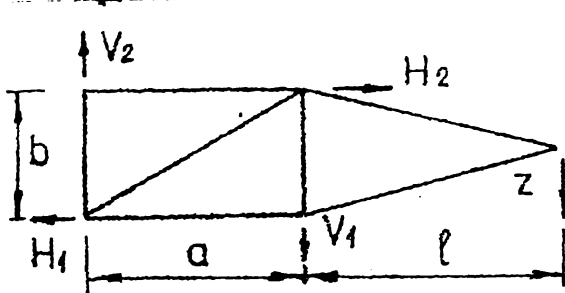
- dacă toate condițiile de mai sus ar fi strict îndeplinite, atunci s-ar încărca numai C.V. din planul momentului de torsiune, celelalte C.V. ar rămâne inactive;

- prima din ipotezele de mai sus este întotdeauna îndeplinită ; a doua și a treia sînt în general respectate ;

- A patra condiție este respectată automat numai la stîlpul cu secțiune pătrată. Cu cît raportul a/b se abate de la valoarea 1,0 cu atît calculul devine mai puțin exact. Totuși folosirea stîlpilor cu secțiune pătrată nu este general recomandată, deoarece mai intervin și alte ipoteze de

încărcare.

Din motivul arătat mai sus normele germane VDE 0210/69 [13] consideră acest mod de calcul, valabil pentru stâlpii cu secțiune pătrată și dreptunghiulară, cu raportul $a/b \leq 1,5$, prescriind :



$$M_t = z \left(l + \frac{a}{2} \right) \left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{M_t}{2a} - \frac{z}{2} \\ V_2 = \frac{M_t}{2a} - \frac{z}{2} \\ H_1 = H = \frac{M_t}{2b} \end{array} \right. \quad (3.11)$$

Dacă $\frac{a}{b} \leq 1,5$

FIG. 3.9

Forțele H_1 , H_2 și V_1 , V_2 , încarcă fețele stâlpului în planul lor, determinarea eforturilor reducându-se în continuare la calculul unor grinzi cu zăbrele plane.

Si alți autori au adus contribuții la calculul stâlpilor LEA la torsiune. Astfel Ebner [21] a elaborat un procedeu de calcul (inițial utilizat în domeniul staticii construcției de avioane) care elimină dezavantajul procedeeului Girkmann (efectul unei necunoscute static nedeterminate se extinde la toate barele stâlpului). Pentru a obține structura de bază, Ebner consideră stâlpul descompus în tronsoane între

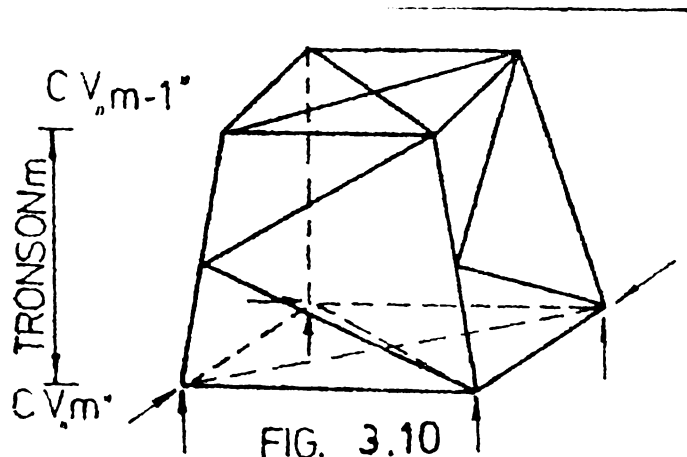


FIG. 3.10

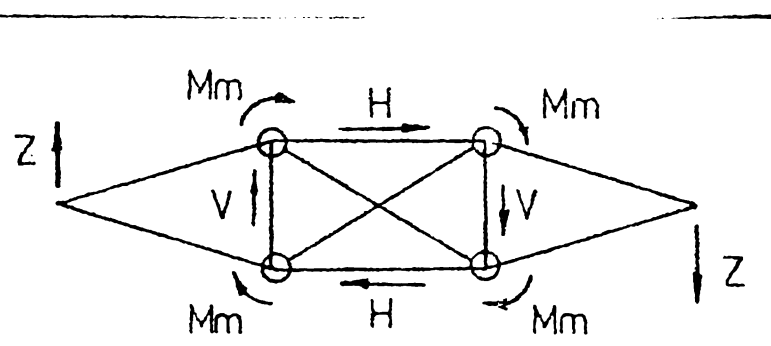


FIG. 3.11

două C.V.consecutive (tronsonul fiind rigidizat atât la partea superioară cât și cea inferioară - figura 3.10). Ebner a stabilit formule pentru determinarea directă a eforturilor în barele structurii. Procedeu se pretează la un calcul digital cu un calculator electronic [22] .

Wansleben a imaginat o metodă de calcul care diferă neesențial de procedeul anterior a lui Ebner. În sfârșit Wanke [23] consideră că, momentul de torsiune este preluat și de montanții (picioarele) stîlpului (Fig.3.11); M_m este preluat de fiecare montant, iar M_s de stîlpul în ansamblu.

$$M_t = 4 M_m + M_s \quad (3.12)$$

Acest mod de calcul se aplică la stîlpi cu montanții alcătuiți din secțiuni închise (ex. țevi). Pentru stîlpi cu secțiuni obișnuite, corniere, datorită rigidității reduse la torsiune a acestora, momentele M_m se pot neglija (astfel pentru un stîlp cu înălțimea de 25 m, montanții alcătuiți din L 80 x 80 x 8 și diagonalele din L 60 x 60 x 6 se obține $M_m < 10^{-3} M_s$).

3.3. Prescripții de calcul la torsiune

Normativul românesc PE 104 - 2/79, a preluat modul de calcul preconizat de K. Girkmann, considerînd că, forțele X și Y care sollicită fețele stîlpului (Fig.3.12) din acțiunea

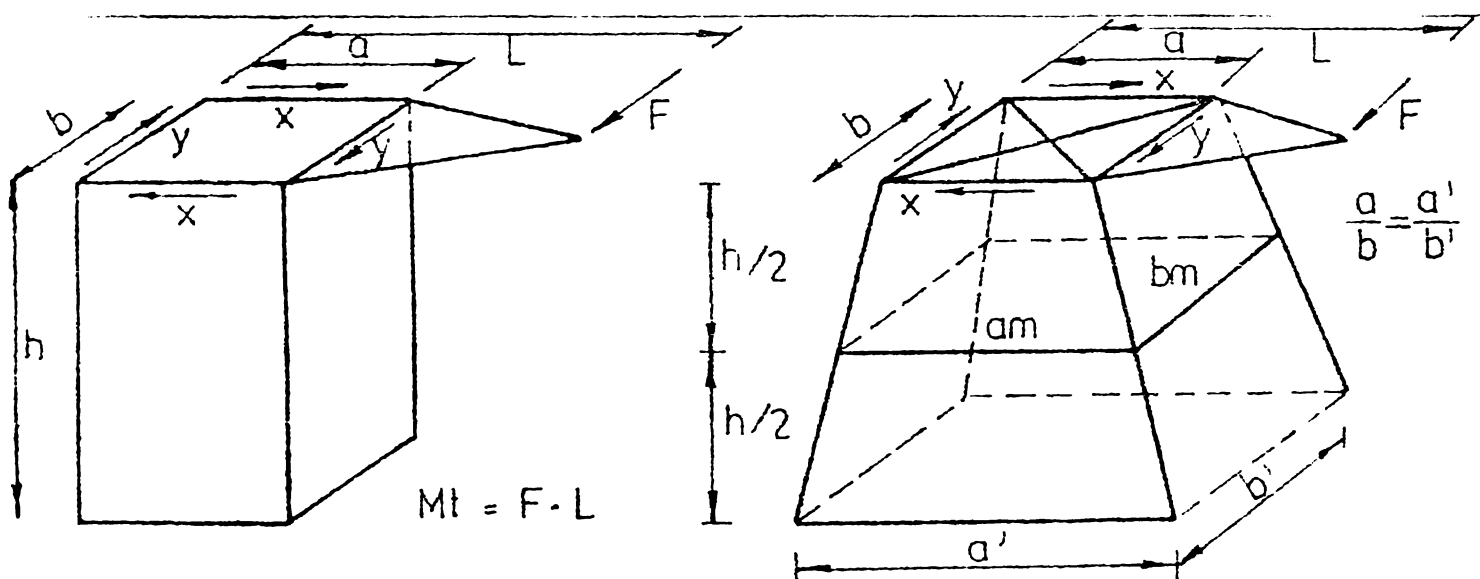


FIG. 3.12

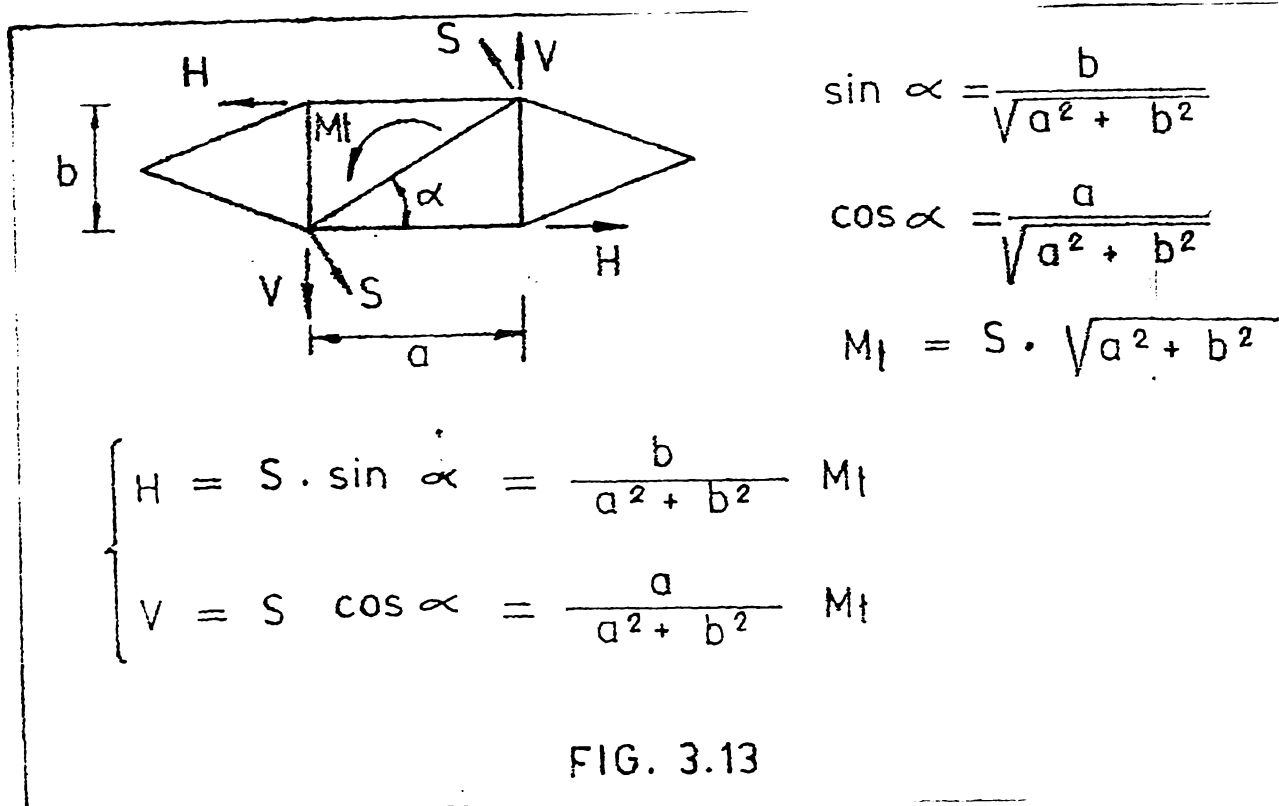
momentului de torsiune, se determină cu relațiile :

$$x = \frac{M_t}{2b} \quad ; \quad y = \frac{M_t}{2a} \quad (3.13)$$

Acest mod de calcul se aplică stîlpilor cu raportul la-

turilor $a/b \leq 1,5$; în alte situații este necesar un calcul mai exact.

Normele japoneze pentru calculul stîlpilor LEA, JEC 127 [24] . admit descompunerea momentului de torsiune într-un cuplu de forțe, cu brațul egal cu diagonala secțiunii transversale (Fig.3.13.)



În practica proiectării stîlpilor metalici LEA din URSS, se folosește metoda Girkmann [25], la fel ca și în R.P. Polonă [26] .

În literatura americană [27] se indică pentru componentele momentului de torsiune H și V , expresia (3.46) din Fig. 3.23).

Normativul statului Colorado recomandă un mod rapid de calcul, componentele T și L determinîndu-se cu ajutorul unui grafic. (fig.3.14).

De menționat că normele japoneze pentru calculul structurilor metalice tip turn [28] prescriu pentru structurile cu secțiune dreptunghiulară, un calcul exact, componentele H și V ale momentului de torsiune rezultînd dintr-un calcul static nedeterminat.

3.4. Observații și contribuții privind calculul la torsiune a stîlpilor LEA metalici.

În continuare se prezintă cîteva observații și contri-

buții privind calculul la torsiune a stâlpilor metalici ai liniilor electrice aeriene.

3.4.1. Observații cu caracter geometric [83]

În literatura de specialitate [4] , [5] se dau o serie de relații pentru calculul eforturilor în diagonalele unui tronson curent (Fig.3.15).

În legătură cu aceste expresii trebuie observat că alegerea lungimiilor a_m și b_m nu este corectă. Pentru a arăta acest lucru, în Fig.3.16 s-a exprimat efortul într-o diagonală curentă în trei moduri.

- prin scrierea ecuației de momente față de punctul C (relația I)

- prin ecuația de proiecție la nivelul brațului a_m (relația II).

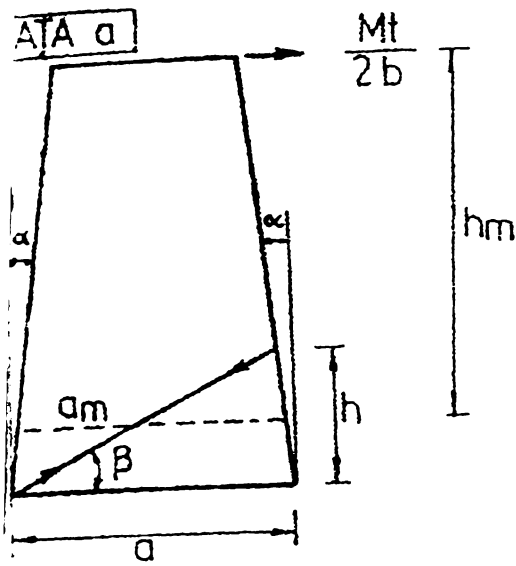
- prin ecuația de proiecție la nivelul brațului a_{m_1} (relația III).

Din expresiile I...III, rezultă în mod evident, că în relațiile din fig. 3,15, pentru un calcul corect se vor introduce valorile segmentelor a_{m_1} și b_{m_1} , trasate prin punctele de intersecție a diagonalelor.

În al doilea rând, trebuie remarcat faptul , că pentru o determinare riguroasă a eforturilor în diagonale, este necesar să se efectueze un calcul spațial, ceea ce presupune determinarea brațelor de pîrghie, în spațiu. Astfel pentru diagonalele de pe fața a , brațul de pîrghie este format de distanța dintre cele două plane verticale care conțin diagonalele fețelor opuse ; similar și pentru fața b (Fig.3.17). S-au ales parametri ξ și ξ' , care reprezintă înclinarea picioarelor tronsonului pe cele două fețe a, respectiv b (Fig.3.18).

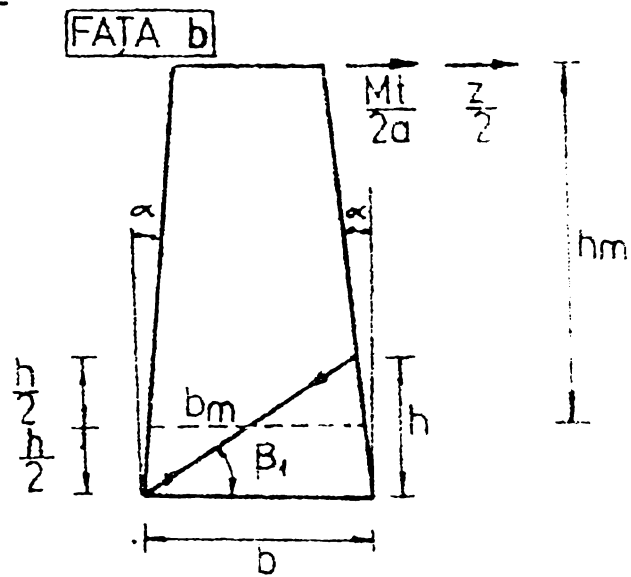
Dacă picioarele stîlpului trec prin centrul de torsiune R, momentul de torsiune va fi preluat numai de diagonale (3.16); în caz contrar participă și picioarele la preluarea momentului de torsiuni (3.17). Primul caz impune $a/b = \text{constant}$, condiție necesară și în calculul simplificat Girkmann (3.11).

La un stîlp cu secțiunea pătrată condiția (3.16) este întotdeauna îndeplinită. În continuare s-au determinat brațele de pîrghie a_t și b_t în funcție de parametri ξ și ξ' și de raportul laturilor α (relațiile 3.18).



$$Q^a = \frac{Mt}{2b} \left(1 - \frac{hm}{am} \cdot 2 \operatorname{tg} \alpha \right)$$

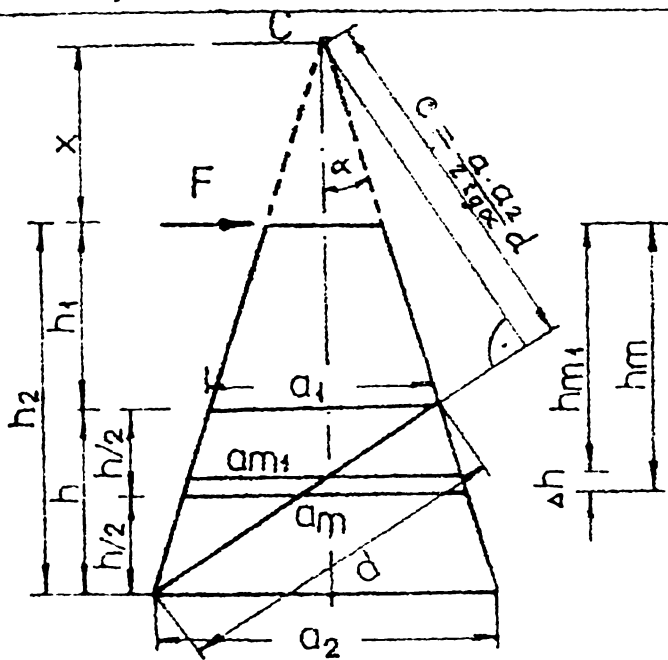
$$D_a = \frac{Q^a}{\cos \beta} \quad (3.14)$$



$$Q^b = \left[\frac{Mt}{2a} \left(1 - \frac{hm}{bm} \cdot 2 \operatorname{tg} \alpha \right) \right] + \left[\frac{z}{2} \left(1 - \frac{hm}{bm} \cdot 2 \operatorname{tg} \alpha \right) \right]$$

$$D_b = \frac{Q^b}{\cos \beta_1} \quad (3.15)$$

FIG. 3.15



$$a_m = \frac{a_1 + a_2}{2} \text{ (media aritmetică)}$$

$$a_{m_2} = 2 \frac{a_1 a_2}{a_1 + a_2} \text{ (media armonică)}$$

$$(I) \quad D = \frac{a_1 h - h_1 (a_2 - a_1)}{2 a_1 a_2 h} \cdot d \cdot F$$

$$(II) \quad D = \frac{a_1 h - h_1 (a_2 - a_1)}{h (a_1 + a_2)^2} \cdot d \cdot F$$

$$(III) \quad D = \frac{a_1 h - h_1 (a_2 - a_1)}{2 a_1 a_2 h} \cdot d \cdot F$$

FIG. 3.16

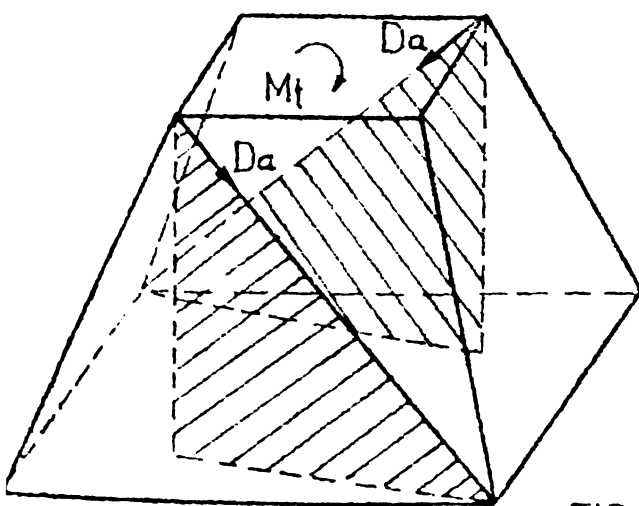
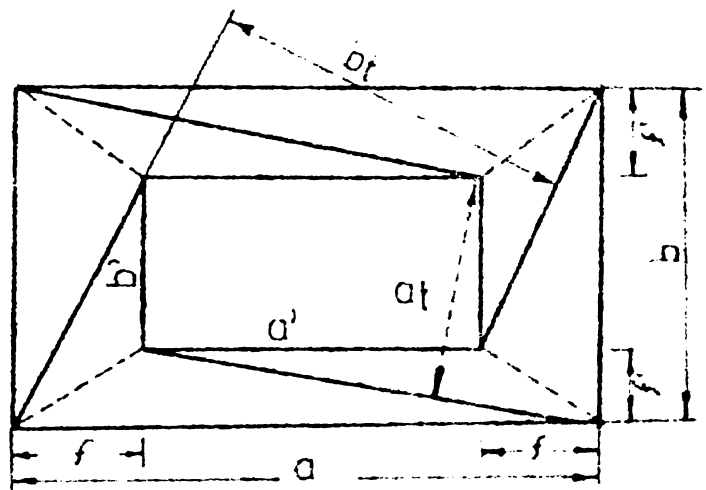


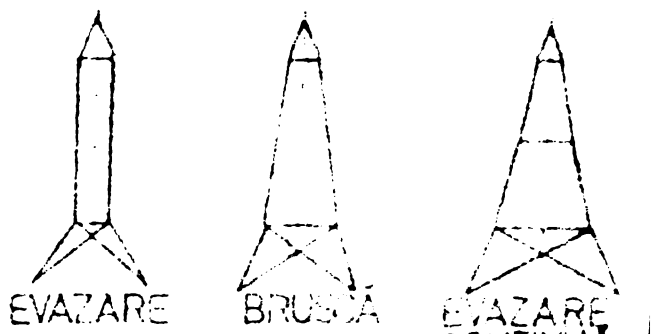
FIG. 3.17

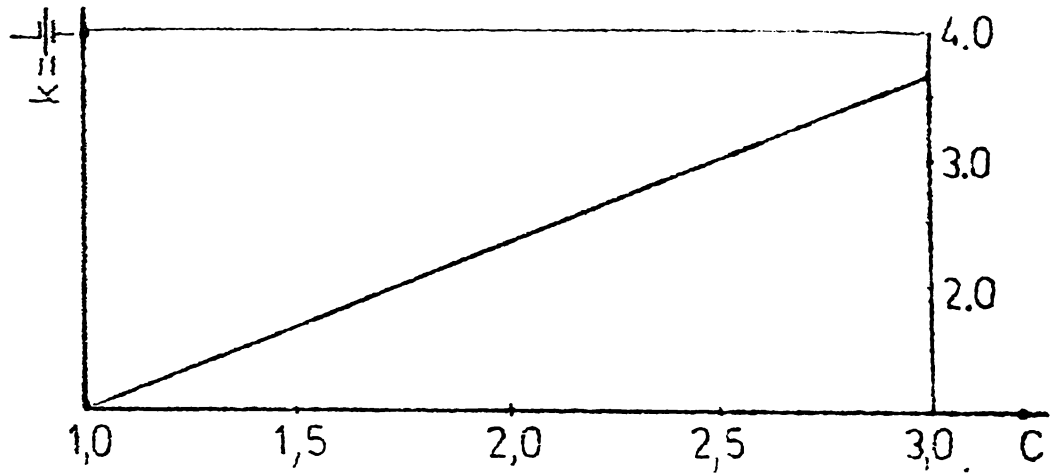
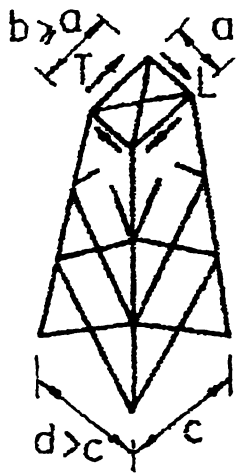


PANTE UZUALE

Stilpi de susținere 25-45mm/m { după
Stilpi de întindere traversare 50-70mm/m (3.4)

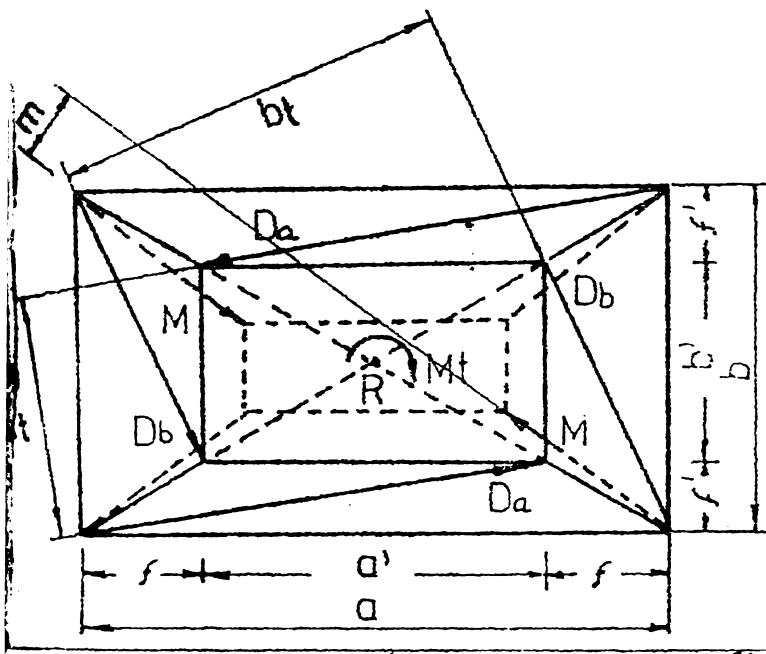
Stilpi de susținere 40-50mm/m { după
Stilpi de întind. și colț 50-60mm/m (3.17)





$$\begin{cases} T = \frac{M_t}{k \cdot b + a} \\ L = k \cdot T \end{cases} ; C = \frac{a+d}{b+c} \text{ sau } \frac{b+c}{c+d}$$

FIG. 3.14



$$\boxed{\varepsilon = \frac{f}{a}} \quad \boxed{\varepsilon' = \frac{f'}{b}}$$

Dacă $\frac{a}{b} = \frac{a'}{b'}$ ($\varepsilon = \varepsilon'$)
 $\Rightarrow D_a \cdot a_t + D_b \cdot b_t = M_t$ (3.16)
 Dacă $\frac{a}{b} \neq \frac{a'}{b'}$ ($\varepsilon \neq \varepsilon'$)
 $\Rightarrow D_a \cdot a_t + D_b \cdot b_t + 2 M m = M_t$ (3.17)

FIG. 3.18

$$\varepsilon = \frac{f}{a} ; \quad \varepsilon' = \frac{f'}{b} ; \quad \alpha = \frac{a}{b}$$

$$a_t = a \frac{1-\varepsilon-\varepsilon'}{1-\varepsilon} \frac{1}{\sqrt{\alpha^2 + \left(\frac{\varepsilon'}{1-\varepsilon}\right)^2}} ; \quad b_t = b \frac{1-\varepsilon'-\varepsilon}{1-\varepsilon} \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\alpha^2} + \left(\frac{\varepsilon}{1-\varepsilon'}\right)^2}}$$

(3.18)

$$Q_a = \frac{M_t}{2 b_t} \rightarrow \boxed{D_a = \frac{Q_a}{\cos \beta}} ; \quad Q_b = \frac{M_t}{2 a_t} \rightarrow \boxed{D_b = \frac{Q_b}{\cos \beta_1}}$$

FIG. 3.19

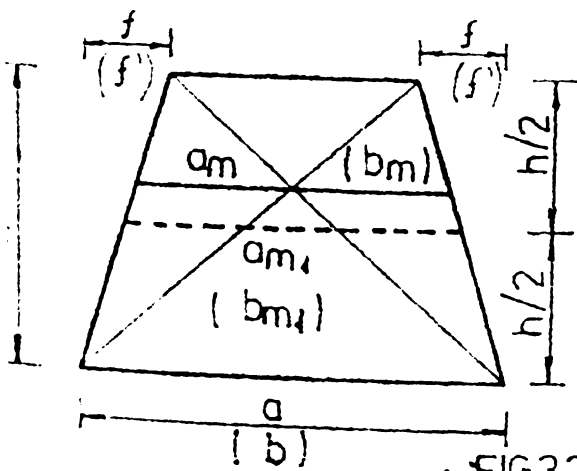


FIG. 3.20

VALORI $\left\{ \begin{array}{l} \alpha \rightarrow 1,0 ; 1,1 ; 1,2 ; 1,3 ; 1,4 ; 1,5 ; \\ \varepsilon \text{ și } \varepsilon' \rightarrow 0,01 - 0,25 \text{ (pas } 0,01) \end{array} \right.$

$$\begin{aligned} & a_t ; a_m ; a_{m1} \\ \% \delta_1 &= \frac{a_m - a_t}{a_m} \cdot 100 \\ \% \delta_2 &= \frac{a_{m1} - a_t}{a_{m1}} \cdot 100 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & b_t ; b_m ; b_{m1} \\ \% \delta_3 &= \frac{b_m - b_t}{b_m} \cdot 100 \\ \% \delta_4 &= \frac{b_{m1} - b_t}{b_{m1}} \cdot 100 \end{aligned}$$

x	E	E'	a _t /a	a _{m1} /a	a _m /a	δ ₁ %	δ ₂ %	b _t /b	b _m /b	b _{m1} /b	δ ₃ %	δ ₄ %
0.01	0.01	0.98985	0.98985	0.9899	0.99	0.01	0.02	0.98985	0.9899	0.99	0.01	0.02
0.02	0.02	0.97939	0.97939	0.97959	0.98	0.02	0.06	0.97939	0.97959	0.98	0.02	0.06
0.03	0.03	0.96861	0.96907	0.97	0.97	0.05	0.14	0.96861	0.96907	0.97	0.05	0.14
0.04	0.04	0.9575	0.95833	0.96	0.96	0.09	0.26	0.9575	0.95833	0.96	0.09	0.26
0.05	0.05	0.94606	0.94737	0.95	0.95	0.14	0.41	0.94606	0.94737	0.95	0.14	0.41
0.06	0.06	0.93427	0.93617	0.94	0.94	0.20	0.61	0.93427	0.93617	0.94	0.20	0.61
0.07	0.07	0.92212	0.92473	0.93	0.93	0.28	0.85	0.92212	0.92473	0.93	0.28	0.85
0.08	0.08	0.90961	0.91304	0.92	0.92	0.38	1.13	0.90961	0.91304	0.92	0.38	1.13
0.09	0.09	0.89672	0.90110	0.91	0.91	0.49	1.46	0.89672	0.90110	0.91	0.49	1.46
0.10	0.10	0.88345	0.88889	0.90	0.90	0.61	1.84	0.88345	0.88889	0.90	0.61	1.84
0.11	0.11	0.86979	0.87640	0.89	0.89	0.76	2.27	0.86979	0.87640	0.89	0.76	2.27
0.12	0.12	0.85572	0.86364	0.88	0.88	0.92	2.76	0.85572	0.86364	0.88	0.92	2.76
0.13	0.13	0.84124	0.85057	0.87	0.87	1.10	3.31	0.84124	0.85057	0.87	1.10	3.31
0.14	0.14	0.82633	0.83721	0.86	0.86	1.30	3.91	0.82633	0.83721	0.86	1.30	3.91
0.15	0.15	0.81100	0.82353	0.85	0.85	1.52	4.59	0.81100	0.82353	0.85	1.52	4.59
0.16	0.16	0.79523	0.80952	0.84	0.84	1.77	5.33	0.79523	0.80952	0.84	1.77	5.33
0.17	0.17	0.77901	0.79518	0.83	0.83	2.03	6.14	0.77901	0.79518	0.83	2.03	6.14
0.18	0.18	0.76234	0.78049	0.82	0.82	2.33	7.03	0.76234	0.78049	0.82	2.33	7.03
0.19	0.19	0.74521	0.76543	0.81	0.81	2.64	8.00	0.74521	0.76543	0.81	2.64	8.00
0.20	0.20	0.72761	0.75000	0.80	0.80	2.99	9.05	0.72761	0.75000	0.80	2.99	9.05
0.21	0.21	0.70954	0.73418	0.79	0.79	3.36	10.19	0.70954	0.73418	0.79	3.36	10.19
0.22	0.22	0.69099	0.71795	0.78	0.78	3.76	11.41	0.69099	0.71795	0.78	3.76	11.41
0.23	0.23	0.67196	0.70130	0.77	0.77	4.18	12.73	0.67196	0.70130	0.77	4.18	12.73
0.24	0.24	0.65245	0.68421	0.76	0.76	4.64	14.15	0.65245	0.68421	0.76	4.64	14.15
0.25	0.25	0.63246	0.6667	0.75	0.75	5.13	15.67	0.63246	0.66667	0.75	5.13	15.67
0.01	0.01	0.89987	0.98990	0.99	0.99	9.09	9.10	1.08882	0.98990	0.99	-9.99	-9.98
0.02	0.02	0.89039	0.97959	0.98	0.98	9.11	9.14	1.07728	0.97959	0.98	-9.97	-9.93
0.03	0.03	0.88063	0.96907	0.97	0.97	9.13	9.21	1.06536	0.96907	0.97	-9.94	-9.83
0.04	0.04	0.87059	0.95833	0.96	0.96	9.16	9.31	1.05306	0.95833	0.96	-9.88	-9.69
0.05	0.05	0.86026	0.94737	0.95	0.95	9.19	9.45	1.04036	0.94737	0.95	-9.82	-9.51
0.06	0.06	0.84963	0.93617	0.94	0.94	9.24	9.61	1.02726	0.93617	0.94	-9.73	-9.28
0.07	0.07	0.83870	0.92473	0.93	0.93	9.30	9.82	1.01374	0.92473	0.93	-9.62	-9.00
0.08	0.08	0.82746	0.91304	0.92	0.92	9.37	10.06	1.00072	0.91304	0.92	-9.50	-8.67
0.09	0.09	0.81589	0.90110	0.91	0.91	9.46	10.34	0.98833	0.90110	0.91	-9.35	-8.23
0.10	0.10	0.80399	0.88889	0.90	0.90	9.55	10.67	0.97656	0.88889	0.90	-9.19	-7.84
0.11	0.11	0.79175	0.87640	0.89	0.89	9.66	11.04	0.96526	0.87640	0.89	-9.00	-7.33
0.12	0.12	0.77916	0.86364	0.88	0.88	9.78	11.46	0.95449	0.86364	0.88	-8.78	-6.75
0.13	0.13	0.76621	0.85057	0.87	0.87	9.92	11.93	0.94324	0.85057	0.87	-8.54	-6.12
0.14	0.14	0.75290	0.83721	0.86	0.86	10.07	12.45	0.93657	0.83721	0.86	-8.27	-5.41
0.15	0.15	0.73921	0.82353	0.85	0.85	10.24	13.03	0.92928	0.82353	0.85	-7.96	-4.62
0.16	0.16	0.72514	0.80952	0.84	0.84	10.42	13.67	0.92155	0.80952	0.84	-7.55	-3.76
0.17	0.17	0.71068	0.79518	0.83	0.83	10.63	14.38	0.91331	0.79518	0.83	-7.01	-2.81
0.18	0.18	0.69581	0.78049	0.82	0.82	10.85	15.14	0.89855	0.78049	0.82	-6.33	-1.77
0.19	0.19	0.68055	0.76543	0.81	0.81	11.09	15.96	0.88627	0.76543	0.81	-6.51	-0.65
0.20	0.20	0.66486	0.75000	0.80	0.80	11.35	16.89	0.87547	0.75000	0.80	-6.06	+0.37
0.21	0.21	0.64876	0.73418	0.79	0.79	11.63	17.88	0.87514	0.73418	0.79	-5.53	+1.83
0.22	0.22	0.63223	0.71795	0.78	0.78	11.94	18.95	0.87527	0.71795	0.78	-5.06	+3.50
0.23	0.23	0.61526	0.70130	0.77	0.77	12.27	20.10	0.87288	0.70130	0.77	-4.50	+4.82
0.24	0.24	0.59786	0.68421	0.76	0.76	12.62	21.33	0.87096	0.68421	0.76	-3.91	+6.45
0.25	0.25	0.58001	0.66667	0.75	0.75	13.00	22.66	0.86851	0.66667	0.75	-3.28	+8.70
0.01	0.01	0.82489	0.98990	0.99	0.99	16.67	16.68	1.18779	0.98990	0.99	-19.11	-13.89
0.02	0.02	0.81621	0.97959	0.98	0.98	16.68	16.71	1.17516	0.97959	0.98	-19.12	-12.91
0.03	0.03	0.80729	0.96907	0.97	0.97	16.69	16.77	1.16209	0.96907	0.97	-19.13	-12.00
0.04	0.04	0.79813	0.95833	0.96	0.96	16.72	16.86	1.14857	0.95833	0.96	-19.15	-11.15
0.05	0.05	0.78872	0.94737	0.95	0.95	16.75	16.98	1.13458	0.94737	0.95	-19.17	-10.37
0.06	0.06	0.77904	0.93617	0.94	0.94	16.78	17.12	1.12012	0.93617	0.94	-19.19	-9.65
0.07	0.07	0.76910	0.92473	0.93	0.93	16.83	17.30	1.10518	0.92473	0.93	-19.21	-8.99
0.08	0.08	0.75888	0.91304	0.92	0.92	16.88	17.51	1.08974	0.91304	0.92	-19.23	-8.40
0.09	0.09	0.74838	0.90110	0.91	0.91	16.95	17.76	1.07378	0.90110	0.91	-19.25	-7.88
0.10	0.10	0.73759	0.88889	0.90	0.90	17.02	18.05	1.05751	0.88889	0.90	-19.27	-7.43
0.11	0.11	0.72649	0.87640	0.89	0.89	17.11	18.37	1.04031	0.87640	0.89	-19.29	-7.05
0.12	0.12	0.71509	0.86364	0.88	0.88	17.20	18.74	1.02276	0.86364	0.88	-19.31	-6.74
0.13	0.13	0.70338	0.85057	0.87	0.87	17.31	19.15	1.00457	0.85057	0.87	-19.33	-6.49
0.14	0.14	0.69134	0.83721	0.86	0.86	17.42	19.61	0.98601	0.83721	0.86	-19.35	-6.29
0.15	0.15	0.67897	0.82353	0.85	0.85	17.53	20.12	0.96689	0.82353	0.85	-19.37	-6.14
0.16	0.16	0.66626	0.80952	0.84	0.84	17.66	20.68	0.94701	0.80952	0.84	-19.39	-6.04
0.17	0.17	0.65320	0.79518	0.83	0.83	17.80	21.30	0.92664	0.79518	0.83	-19.41	-6.00
0.18	0.18	0.63979	0.78049	0.82	0.82	18.05	21.97	0.90569	0.78049	0.82	-19.43	-6.03
0.19	0.19	0.62601	0.76543	0.81	0.81	18.31	22.71	0.88416	0.76543	0.81	-19.45	-6.16
0.20	0.20	0.61182	0.75000	0.80	0.80	18.42	23.52	0.86214	0.75000	0.80	-19.47	-6.40
0.21	0.21	0.59733	0.73418	0.79	0.79	18.61	24.39	0.83964	0.73418	0.79	-19.49	-6.75

α	ϵ	ϵ'	a_t/a	a_{m1}/a	a_m/a	$\delta_1 \%$	$\delta_2 \%$	b_t/b	b_m/b	b_{m1}/b	$\delta_3 \%$	$\delta_4 \%$
0.22	0.22	0.58242	0.71795	0.78	18.88	23.33	0.81606	0.71795	0.78	11.66	11.66	11.66
0.23	0.23	0.56711	0.70130	0.77	19.13	24.35	0.79229	0.70130	0.77	11.82	11.82	11.82
0.24	0.24	0.55140	0.68421	0.76	19.41	27.45	0.76777	0.68421	0.76	12.01	12.01	12.01
0.25	0.25	0.53529	0.66667	0.75	19.71	28.63	0.74276	0.66667	0.75	12.22	12.22	12.22
0.01	0.01	0.76444	0.9899	0.99	23.08	23.04	1.26676	0.9899	0.99	25.29	25.29	25.29
0.02	0.02	0.75344	0.97959	0.98	23.09	23.12	1.27302	0.97959	0.98	25.35	25.35	25.35
0.03	0.03	0.74523	0.96907	0.97	23.10	23.17	1.25872	0.96907	0.97	25.80	25.80	25.80
0.04	0.04	0.73680	0.95833	0.96	23.12	23.25	1.24401	0.95833	0.96	25.81	25.81	25.81
0.05	0.05	0.72815	0.94737	0.95	23.14	23.35	1.22871	0.94737	0.95	25.70	25.70	25.70
0.06	0.06	0.71928	0.93617	0.94	23.17	23.48	1.21285	0.93617	0.94	25.59	25.59	25.59
0.07	0.07	0.71014	0.92473	0.93	23.21	23.64	1.19644	0.92473	0.93	25.48	25.48	25.48
0.08	0.08	0.70078	0.91304	0.92	23.25	23.83	1.17944	0.91304	0.92	25.38	25.38	25.38
0.09	0.09	0.69116	0.90110	0.91	23.30	24.05	1.16186	0.90110	0.91	25.29	25.29	25.29
0.10	0.10	0.68128	0.88889	0.90	23.36	24.30	1.14369	0.88889	0.90	25.20	25.20	25.20
0.11	0.11	0.67113	0.87640	0.89	23.42	24.59	1.12490	0.87640	0.89	25.11	25.11	25.11
0.12	0.12	0.66071	0.86364	0.88	23.50	24.92	1.10549	0.86364	0.89	25.02	25.02	25.02
0.13	0.13	0.65001	0.85057	0.87	23.58	25.29	1.08546	0.85057	0.87	24.93	24.93	24.93
0.14	0.14	0.63902	0.83721	0.86	23.67	25.70	1.06479	0.83721	0.86	24.84	24.84	24.84
0.15	0.15	0.62773	0.82353	0.85	23.78	26.15	1.04344	0.82353	0.85	24.75	24.75	24.75
0.16	0.16	0.61613	0.80952	0.84	23.89	26.65	1.02153	0.80952	0.84	24.66	24.66	24.66
0.17	0.17	0.60422	0.79518	0.83	24.01	27.20	0.99893	0.79518	0.83	24.57	24.57	24.57
0.18	0.18	0.5920	0.78049	0.82	24.15	27.81	0.97568	0.78049	0.82	24.48	24.48	24.48
0.19	0.19	0.57944	0.76543	0.81	24.30	28.46	0.95179	0.76543	0.81	24.39	24.39	24.39
0.20	0.20	0.56654	0.75	0.80	24.46	29.18	0.92726	0.75	0.80	24.30	24.30	24.30
0.21	0.21	0.5533	0.73418	0.79	24.64	29.96	0.90209	0.73418	0.79	24.21	24.21	24.21
0.22	0.22	0.53971	0.71795	0.78	24.83	30.81	0.87628	0.71795	0.78	24.12	24.12	24.12
0.23	0.23	0.52576	0.7013	0.77	25.03	31.72	0.84986	0.7013	0.77	24.03	24.03	24.03
0.24	0.24	0.51144	0.68421	0.76	25.25	32.70	0.82284	0.68421	0.76	23.94	23.94	23.94
0.25	0.25	0.49675	0.66667	0.75	25.49	33.77	0.79521	0.66667	0.75	23.85	23.85	23.85
0.01	0.01	0.70705	0.9899	0.99	28.57	28.58	1.38572	0.9899	0.99	34.94	34.94	34.94
0.02	0.02	0.69963	0.97959	0.98	28.58	28.61	1.37087	0.97959	0.98	34.94	34.94	34.94
0.03	0.03	0.69203	0.96907	0.97	28.58	28.66	1.35543	0.96907	0.97	34.94	34.94	34.94
0.04	0.04	0.68422	0.95833	0.96	28.60	28.73	1.33939	0.95833	0.96	34.94	34.94	34.94
0.05	0.05	0.67621	0.94737	0.95	28.62	28.82	1.32273	0.94737	0.95	34.94	34.94	34.94
0.06	0.06	0.668	0.93617	0.94	28.65	28.94	1.30544	0.93617	0.94	34.94	34.94	34.94
0.07	0.07	0.65987	0.92473	0.93	28.67	29.08	1.2875	0.92473	0.93	34.94	34.94	34.94
0.08	0.08	0.65092	0.91304	0.92	28.71	29.25	1.26889	0.91304	0.92	34.94	34.94	34.94
0.09	0.09	0.64204	0.9011	0.91	28.75	29.45	1.24962	0.9011	0.91	34.94	34.94	34.94
0.10	0.10	0.63293	0.88889	0.90	28.80	29.67	1.22966	0.88889	0.90	34.94	34.94	34.94
0.11	0.11	0.62358	0.8764	0.89	28.85	29.94	1.209	0.8764	0.89	34.94	34.94	34.94
0.12	0.12	0.61398	0.86364	0.88	28.91	30.23	1.18764	0.86364	0.88	34.94	34.94	34.94
0.13	0.13	0.60412	0.85057	0.87	28.97	30.56	1.16557	0.85057	0.87	34.94	34.94	34.94
0.14	0.14	0.594	0.83721	0.86	29.05	30.93	1.14279	0.83721	0.86	34.94	34.94	34.94
0.15	0.15	0.58362	0.82353	0.85	29.13	31.34	1.11929	0.82353	0.85	34.94	34.94	34.94
0.16	0.16	0.57295	0.80952	0.84	29.22	31.79	1.09507	0.80952	0.84	34.94	34.94	34.94
0.17	0.17	0.562	0.79518	0.83	29.32	32.29	1.07013	0.79518	0.83	34.94	34.94	34.94
0.18	0.18	0.55076	0.78049	0.82	29.43	32.83	1.04447	0.78049	0.82	34.94	34.94	34.94
0.19	0.19	0.53922	0.76543	0.81	29.55	33.43	1.01811	0.76543	0.81	34.94	34.94	34.94
0.20	0.20	0.52737	0.75	0.80	29.68	34.08	0.99105	0.75	0.80	34.94	34.94	34.94
0.21	0.21	0.51521	0.73418	0.79	29.83	34.78	0.9633	0.73418	0.79	34.94	34.94	34.94
0.22	0.22	0.50272	0.71795	0.78	29.98	35.55	0.93493	0.71795	0.78	34.94	34.94	34.94
0.23	0.23	0.48999	0.7013	0.77	30.14	36.38	0.90581	0.7013	0.77	34.94	34.94	34.94
0.24	0.24	0.47674	0.68421	0.76	30.32	37.27	0.87609	0.68421	0.76	34.94	34.94	34.94
0.25	0.25	0.46324	0.66667	0.75	30.51	38.21	0.84577	0.66667	0.75	34.94	34.94	34.94
0.01	0.01	0.65992	0.9899	0.99	33.33	33.33	1.48466	0.9899	0.99	42.03	42.03	42.03
0.02	0.02	0.65300	0.97959	0.98	33.34	33.37	1.46870	0.97959	0.98	42.03	42.03	42.03
0.03	0.03	0.64591	0.96907	0.97	33.35	33.41	1.45295	0.96907	0.97	42.03	42.03	42.03
0.04	0.04	0.63864	0.95833	0.96	33.36	33.47	1.43740	0.95833	0.96	42.03	42.03	42.03
0.05	0.05	0.63119	0.94737	0.95	33.37	33.56	1.42164	0.94737	0.95	42.03	42.03	42.03
0.06	0.06	0.62355	0.93617	0.94	33.39	33.66	1.39766	0.93617	0.94	42.03	42.03	42.03
0.07	0.07	0.61571	0.92473	0.93	33.42	33.79	1.37834	0.92473	0.93	42.03	42.03	42.03
0.08	0.08	0.60768	0.91304	0.92	33.45	33.95	1.35806	0.91304	0.92	42.03	42.03	42.03
0.09	0.09	0.59943	0.90110	0.91	33.48	34.13	1.33702	0.90110	0.91	42.03	42.03	42.03
0.10	0.10	0.59097	0.88889	0.90	33.52	34.34	1.31519	0.88889	0.90	42.03	42.03	42.03
0.11	0.11	0.58230	0.87640	0.89	33.56	34.57	1.29253	0.87640	0.89	42.03	42.03	42.03
0.12	0.12	0.57339	0.86364	0.88	33.61	34.84	1.26918	0.86364	0.88	42.03	42.03	42.03
0.13	0.13	0.56426	0.85057	0.87	33.66	35.14	1.24497	0.85057	0.87	42.03	42.03	42.03
0.14	0.14	0.55488	0.83721	0.86	33.72	35.48	1.21977	0.83721	0.86	42.03	42.03	42.03
0.15	0.15	0.54526	0.82353	0.85	33.79	35.85	1.19417	0.82353	0.85	42.03	42.03	42.03
0.16	0.16	0.53538	0.80952	0.84	33.86	36.26	1.16755	0.80952	0.84	42.03	42.03	42.03
0.17	0.17	0.52525	0.79518	0.83	33.95	36.72	1.14017	0.79518	0.83	42.03	42.03	42.03
0.18	0.18	0.51484	0.78049	0.82	34.04	37.21	1.11200	0.78049	0.82	42.03	42.03	42.03
0.19	0.19	0.50416	0.76543	0.81	34.13	37.76	1.08306	0.76543	0.81	42.03	42.03	42.03
0.20	0.20	0.49320	0.75000	0.80	34.24	38.35	1.05337	0.75000	0.80	42.03	42.03	42.03
0.21	0.21	0.48194	0.73418	0.79	34.36	38.99	1.02295	0.73418	0.79	42.03	42.03	42.03
0.22	0.22	0.47039	0.71795	0.78	34.48	39.68	0.99181	0.71795	0.78	42.03	42.03	42.03
0.23	0.23	0.45855	0.70130	0.77	34.62	40.45	0.95999	0.70130	0.77	42.03	42.03	42.03
0.24	0.24	0.44638	0.68421	0.76	34.76	41.27	0.92752	0.68421	0.76	42.03	42.03	42.03
0.25	0.25	0.43386	0.66667	0.75	34.92	42.15	0.89443	0.66667	0.75	42.03	42.03	42.03

În tabelul 3.1 s-au calculat valorile a_t și b_t pentru diferite valori ale parametrilor de mai sus, comparativ cu valorile a_m și b_m , a_{m_1} și b_{m_1} ; de asemenea se dau și valorile erorilor respective Fig.(3.20).

OBSERVAȚIE : Pentru a pune în evidență a doua situație (relația 3.17), se consideră un tronson de o alcătuire curentă dintr-un stîlp LEA (Fig.3.21), supus la torsiune. Se scriu în continuare relațiile de echilibru pentru ansamblu (3.19) și pentru nodul B (3.20).

- Pantele uzuale pentru diferite categorii de stâlpi se dau în Fig.(3.22). La stâlpii înalți se obișnuiește o evazare continuă de sus în jos (rupere a pantei) ceea ce conduce la eforturi mai mici în montanți. O evazare chiar numai în ultimul tronson poate conduce la economii prin trecerea de la fundația bloc la fundații izolate, care preiau numai forțe nu și momente. În cazul evazării brusce, înlocuirea lui a_m cu a_t , chiar la un stîlp cu secțiune pătrată, este necesară, iar în caz contrar diferențele fiind considerabile (Tab. 3.1.).

CONCLUZII

- Pentru stâlpi de secțiune pătrată diferența procentuală între brațele a_t și b_t , respectiv a_m și b_m crește lent (valori mai mari apar la $\varepsilon > 0,10$). Pentru stâlpi dreptunghiulari diferențele sînt mari, începînd cu pante mici, crescînd odată cu creșterea raportului α .

- Pentru fața "a" calculul cu ajutorul valorii a_m față de calculul exact cu valoarea a_t este descoperitor ; pentru fața "b" situația este inversă.

3.4.2. Comparații între diversele prescripții de calcul la torsiune a stîlpilor LEA metalici

Prescripțiile de calcul din diverse țări, prevăd expresii diferite pentru calculul componentelor, care încarcă fețele stîlpului, H și V, produse de momentul de torsiune. În Fig. 3.23 s-a reprezentat, comparativ, modul de calcul la torsiune,

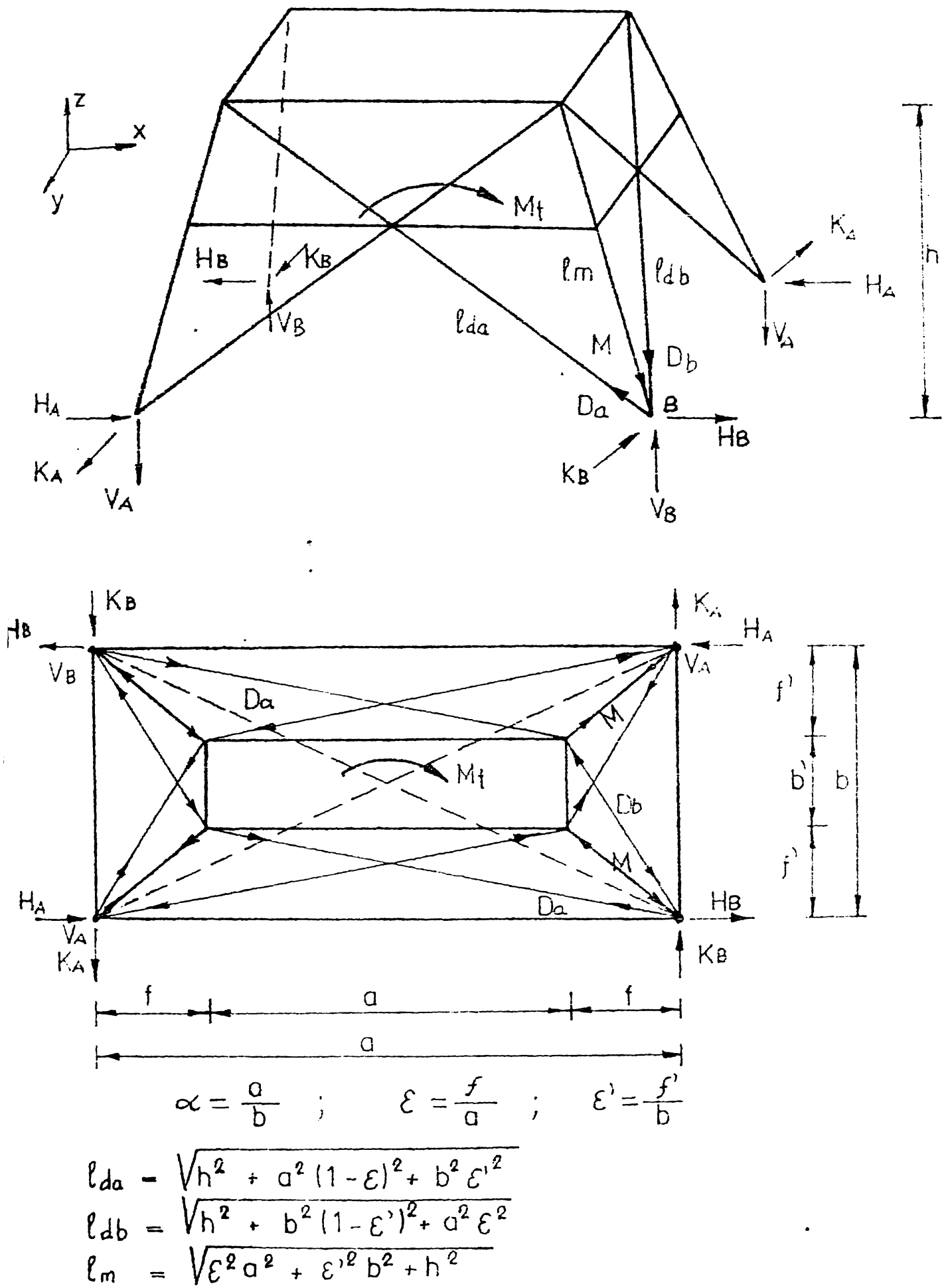


FIG. 3.21

ECUAȚII DE ECHILIBRU

I ANSAMBLU

$$\left. \begin{aligned}
 \sum X = 0 & \quad H_A - H_B - H_A - H_B = 0 \\
 \sum Y = 0 & \quad K_A - K_B - K_A - K_B = 0 \\
 \sum Z = 0 & \quad 2V_A - 2V_B = 0 \\
 \sum M_x = 0 & \quad V_A b - V_B b = 0 \\
 \sum M_y = 0 & \quad V_A a + V_B a = 0 \\
 \sum M_z = 0 & \quad K_A + K_B a + H_A + H_B b - M_t = 0
 \end{aligned} \right\} (3.19)$$

II ECHILIBRU NOD B

$$\left. \begin{aligned}
 \sum X = 0 & \quad H_B - Da \frac{a' + f}{l_{da}} + M_b \frac{f}{l_m} + D_b \frac{f}{l_{db}} = 0 \\
 \sum Y = 0 & \quad -K_B - Da \frac{f'}{l_{da}} + M_b \frac{f'}{l_m} + D_b \frac{b' + f'}{l_{db}} = 0 \\
 \sum Z = 0 & \quad V_B + Da \frac{h}{l_{da}} - M_b \frac{h}{l_m} - D_b \frac{h}{l_{db}} = 0
 \end{aligned} \right\} (3.20)$$

Din motive de simetrie

$$K_A \equiv K_B \quad \text{și} \quad H_A \equiv H_B$$

$$\text{și considerînd} \quad K \cdot a = H \cdot b \quad \Rightarrow \quad H = \frac{M_t}{4b} \quad \text{și} \quad K = \frac{M_t}{4a}$$

(ipoteza GIRKMANN)

Se scrie în continuare ecuația de echilibru (3.17)

$$Da \cdot a_t + M \cdot m + D_b \cdot b_t = \frac{M_t}{2}$$

Și se obține sistemul de ecuații:

$$\left. \begin{aligned}
 -Da \frac{a' + f}{l_{da}} + M \frac{f}{l_m} + D_b \frac{f}{l_{db}} &= -\frac{M_t}{4b} \quad (*) \\
 -Da \frac{f'}{l_{da}} + M \frac{f'}{l_m} + D_b \frac{b' + f'}{l_{db}} &= +\frac{M_t}{4a} \quad (**) \\
 Da \cdot a_t + M m + D_b \cdot b_t &= \frac{M_t}{2} \quad (***) \\
 \frac{V_B}{h} + Da \frac{1}{l_{da}} - M \frac{1}{l_m} - D_b \frac{1}{l_{db}} &= 0
 \end{aligned} \right\} (3.21)$$

Rezolvînd sistemul format din primele trei ecuații, se obțin în final valorile:

$$D_a = \frac{Mt}{\Delta} \left(-\frac{f'}{4b'l_m} b_t - \frac{f}{4a'l_m} b_t + \frac{b' + f'}{4b'l_{db}} m + \frac{f}{4a'l_{db}} m + \frac{b' f}{2l_m l_{db}} \right)$$

$$D_b = \frac{Mt}{\Delta} \left(\frac{f'}{4b'l_m} a_t + \frac{f}{4a'l_m} a_t + \frac{a' + f}{4a'l_{da}} m + \frac{f'}{4b'l_{db}} m - \frac{a' f'}{2l_m l_{da}} \right)$$

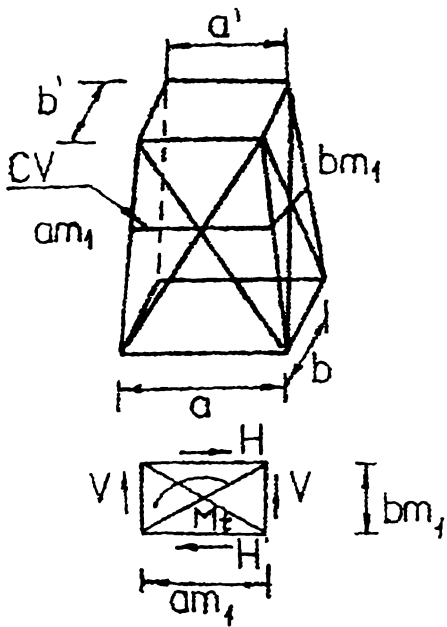
unde Δ reprezintă determinantul sistemului format de primele trei ecuații (*, **, ***) și are expresia:

$$\Delta = -a' f' \frac{b_t}{l_{da} l_m} + \left(a' b' + a' f' + f b' \right) \frac{m}{l_{da} l_{db}} + b' f \frac{a_t}{l_{db} l_m}$$

Considerînd stîlpul de secțiune pătrată se obține pentru eforturile din diagonale:

$$\left. \begin{aligned} D_a &= \frac{Mt}{\Delta} \left[-\frac{2 \varepsilon a_t}{4a^2 l_m} + \frac{m}{4a^2 l_{da}} + \frac{\varepsilon(1-2\varepsilon)}{2l_m l_{da}} \right] \\ D_b &= \frac{Mt}{\Delta} \left[\frac{2 \varepsilon a_t}{4a^2 l_m} + \frac{m}{4a^2 l_{da}} - \frac{\varepsilon(1-2\varepsilon)}{2l_m l_{da}} \right] \end{aligned} \right\} (3.22)$$

Se observă că pentru $m = 0$, $|D_a| = |D_b|$



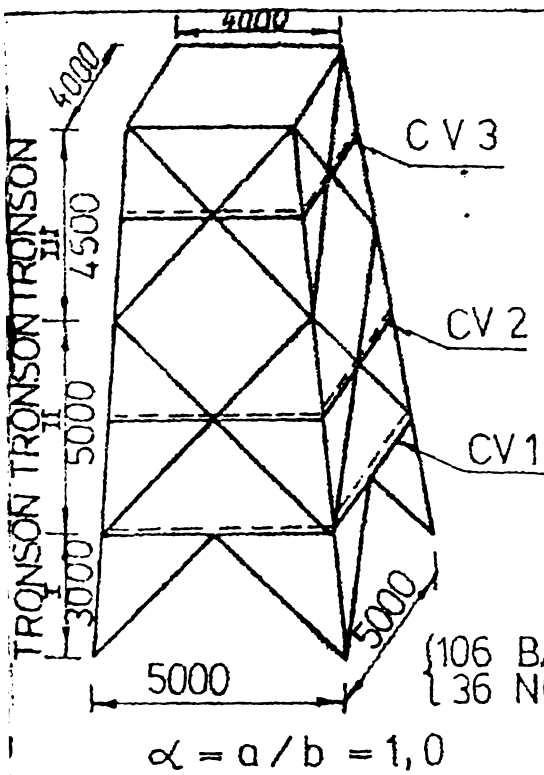
$$M_t = H \cdot bm_1 + V \cdot am_1$$

V DE $H \cdot bm_1 = V \cdot am_1$
 JEC127 (JAPONIA) $H \cdot am_1 = V \cdot bm_1$

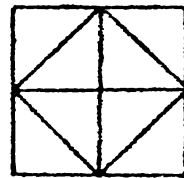
USA $\frac{H}{V} = \frac{4}{3} \frac{(a'+a)}{(b'+b)} - \frac{1}{3}$ (3.46)

FORM. (3.18) $H \cdot b_t = V \cdot a_t$

FIG. 3.23



CV CURENTĂ 500



ARII

MONTANȚI

1 · Am

DIAGON. + CV

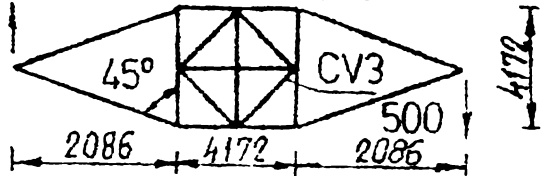
0,5 · Am

(106 BARE
36 NODURI)

$\alpha = a/b = 1,0$

FIG. 3.24

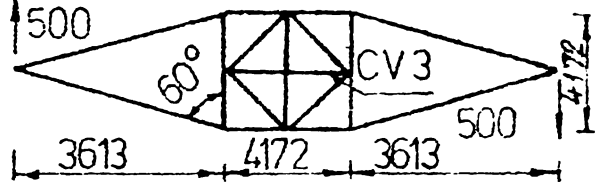
INCARCAREA I



$M_t^1 = 500 (4,172 + 2 \cdot 2,086)$

$M_t^1 = 4172$ da N.m

INCARCAREA II



$M_t^2 = 500 (4,172 + 2 \cdot 3,613)$

$M_t^2 = 5699$ da N.m

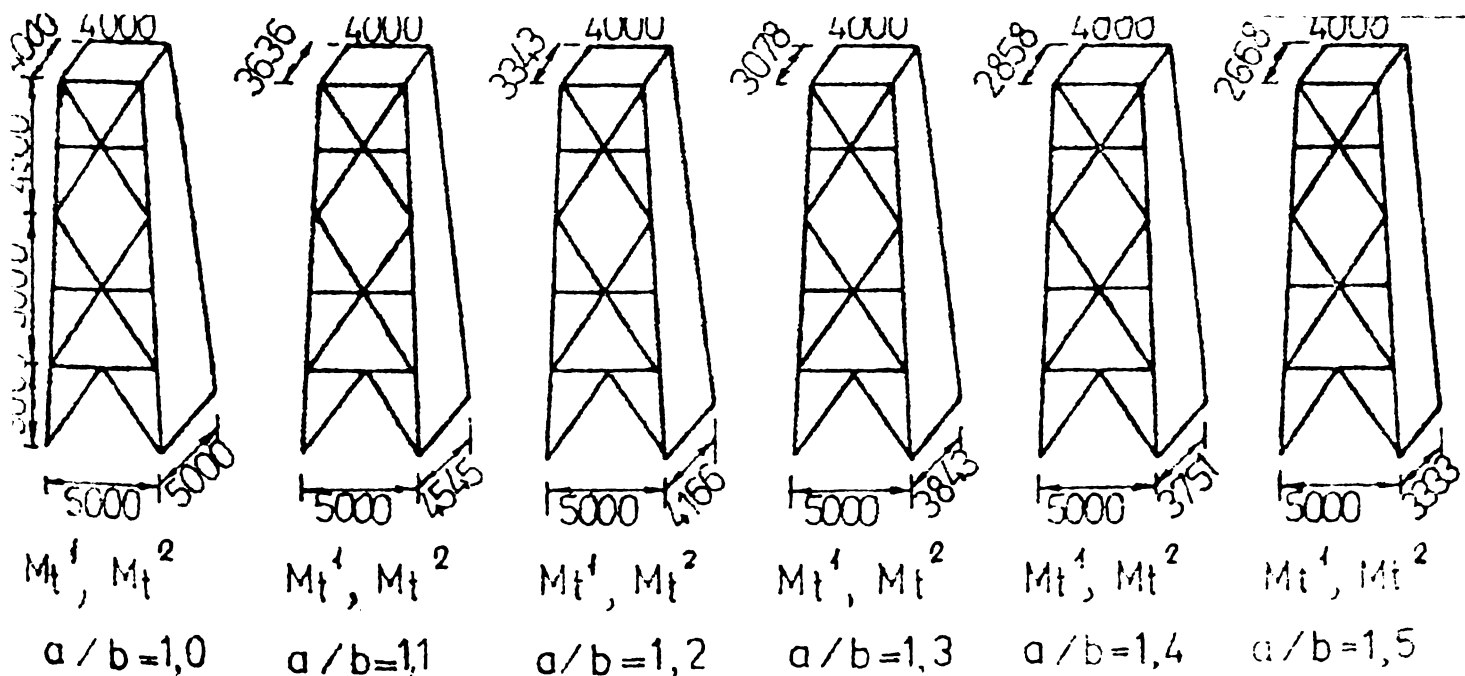


FIG. 3.25

în conformitate cu diferite recomandări.

Pentru analizarea efectului momentului de torsiune s-a ales un model de calcul, corespunzând părții inferioare a unui stâlp uzual, avînd o alcătuire tipică acestor structuri. Modelul de calcul considerat are trei tronsoane, la fiecare nivel existînd o contravîntuire orizontală și are 106 bare, 36 noduri, fiind de 10 ori static nedeterminat. S-au considerat două lungimi diferite pentru console, rezultînd în consecință două valori diferite ale momentelor de torsiune M_t^1 și M_t^2 , aplicate la nivelul contravîntuirii tronsonului I (Fig.3.24). Pentru compararea componentelor H și V rezultate cu formulele din Fig.3.23, cu valorile obținute dintr-un calcul exact, s-a ales un set de șase structuri, pornînd de la stîlpul pătrat cu $a/b=1,0$ și ajungînd la stîlpul dreptunghiular cu $a/b=1,5$ (Fig.3.25). Încărcînd succesiv stîlpii considerați cu M_t^1 și M_t^2 s-au obținut cu ajutorul programului STUGEN [75], eforturile în barele structurilor. Considerînd, în continuare, tronsonul II s-au obținut componentele H și V prin proiecția eforturilor din diagonale. O primă observație, constă în

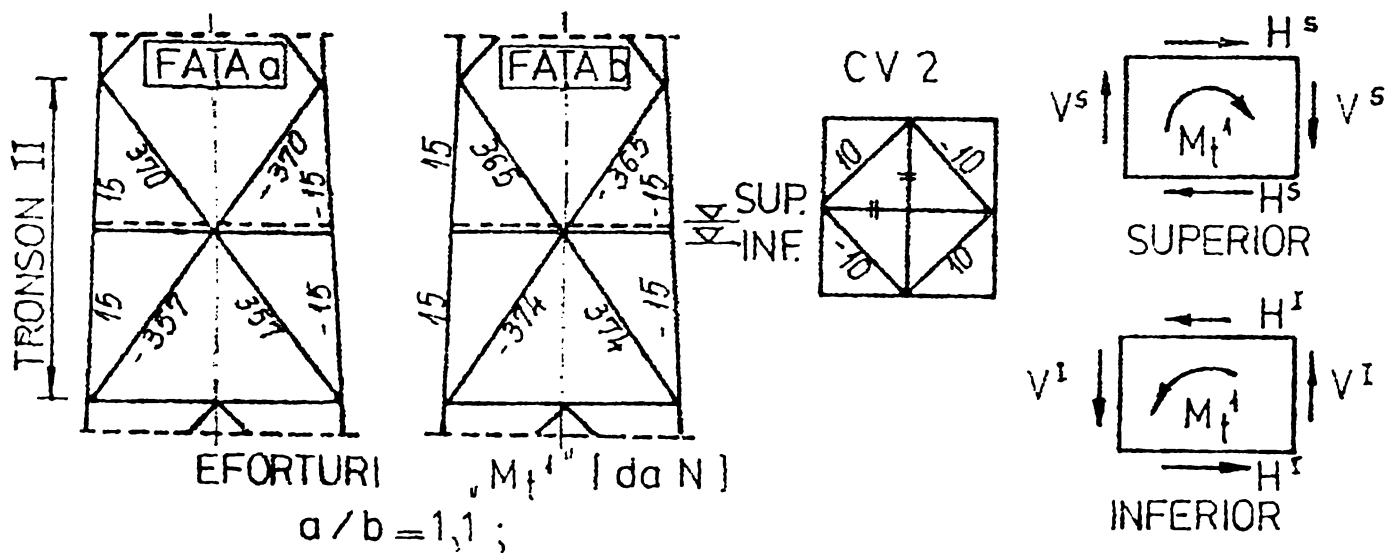


FIG. 3.26

faptul că eforturile în diagonale nu sînt egale pe înălțimea unui tronson. În consecință s-au determinat mărimile H și V la nivelul imediat superior și imediat inferior contravîntuirii tronsonului II (Fig.3.26).

Calculînd pentru cei șase stîlpi considerați, aceleași

componente H și V și cu formulele recomandate de diferite normative, rezultatele au fost reprezentate grafic (Fig. 3.27).

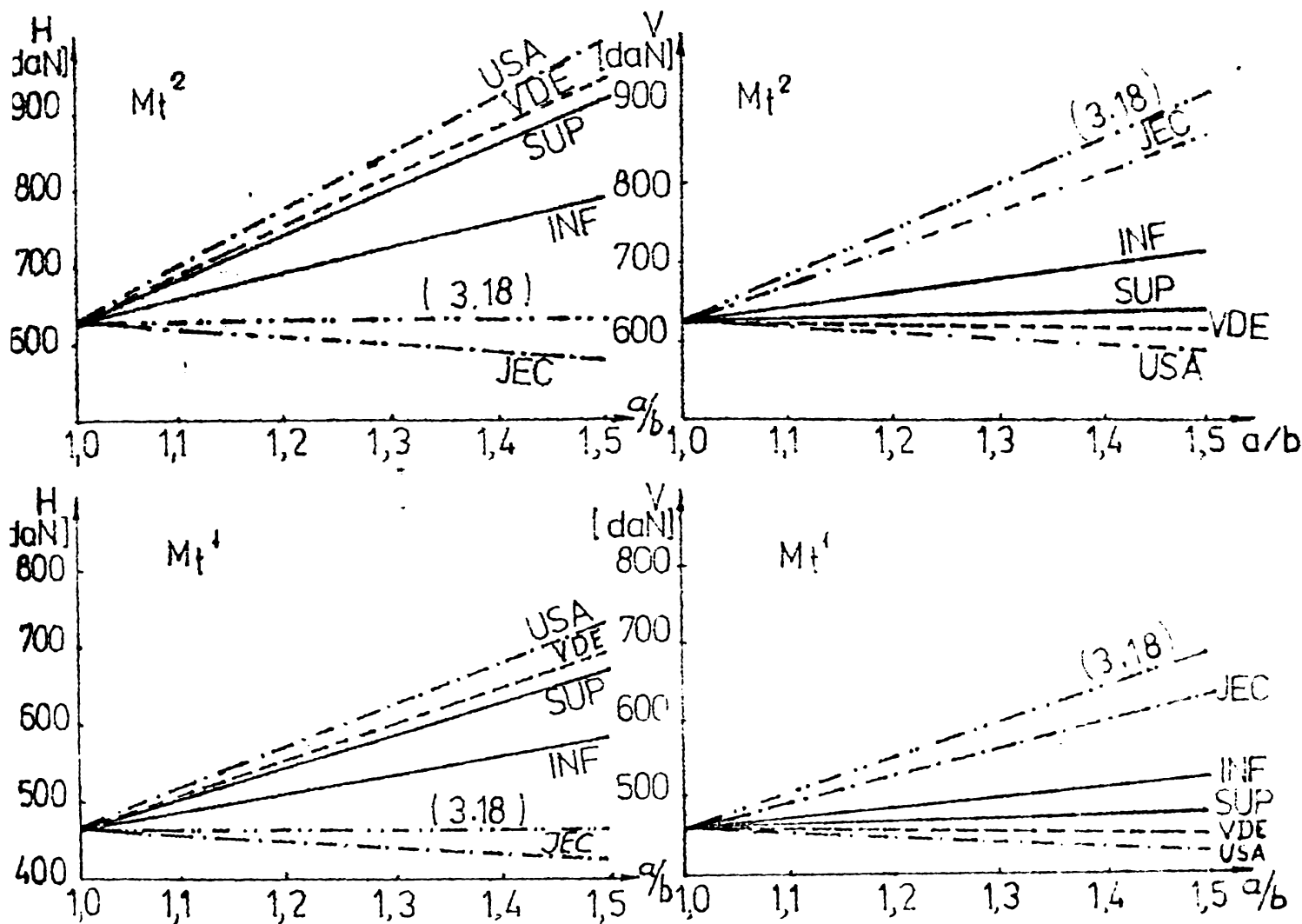


FIG.3.27

CONCLUZII

- Pentru stîlpul cu secțiune pătrată ($a/b = 1,0$) valorile eforturilor, în toate cazurile, sînt identice.
- Pentru stîlpi cu secțiune dreptunghiulară, cu cît raportul a/b diferă mai mult de valoarea 1,0 diferențele față de un calcul exact cresc
- Față de calculul exact (curbele SUP și INF), valorile cele mai apropiate sînt date de normele germane VDE și de recomandările americane.
- Eforturile în montanții (picioarele) stîlpului dintr-o încărcare cu un moment de torsiune sînt diferite de zero, valorile fiind totuși (chiar pentru stîlpul cu $a/b = 1,5$), reduse.

3.4.3. Observație privind normele germane V.D.E.

Revenind la normele germane VDE raportul forțelor preluate de fețele stîlpului va fi egal cu :

$$\frac{H}{V} = \frac{a}{b} \quad (3.23)$$

Pentru generalizarea expresiei de mai sus se consideră o secțiune transversală printr-un stîlp, la nivelul acțiunii momentului de torsiune. Datorită existenței C.V., secțiunea transversală va avea și după deformație aceeași formă (o deformație de tip trapezoidală fiind exclusă). Se consideră că în centrul de torsiune coincide cu centrul de greutate al secțiunii, indiferent de modul de zăbrelire a fețelor. Din Fig.3.28, rezultă :

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{a}{b} \quad (3.24)$$

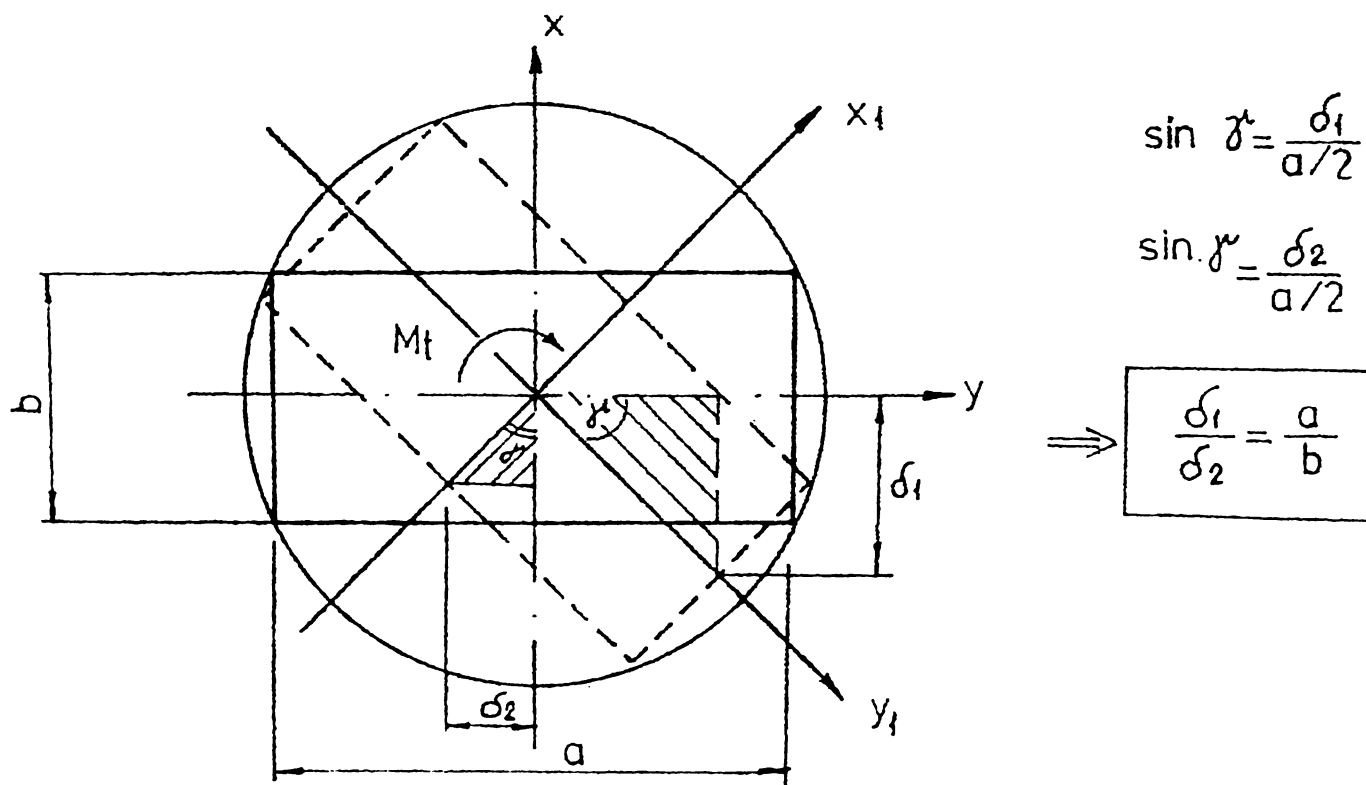


FIG.3.28

Se exprimă, în continuare, folosind expresiile Mohr -

Maxwell valoarea săgeții fețelor " a " și " b " ale stîlpului (Fig.3.29). Neglijînd efectul contravîntuirilor, avem

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= V \left(\sum_M \frac{n_{ib}^2 l_i}{E A_i} + \sum_D \frac{n_{ib}^2 l_i}{E A_i} \right) + H \sum_M \frac{n_{ia} n_{ib}}{E A_i} l_i \\ \delta_2 &= H \left(\sum_M \frac{n_{ia}^2 l_i}{E A_i} + \sum_D \frac{n_{ia}^2 l_i}{E A_i} \right) + V \sum_M \frac{n_{ia} n_{ib}}{E A_i} l_i \end{aligned} \right\} (3.25)$$

unde : M - se referă la montanți (picioare)

și D - la diagonalele stîlpului

Folosind relația (3.24) și explicitînd raportul H/V se obține :

$$\frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \left(\sum_M \frac{n_{ib}^2 l_i}{E A_i} + \sum_D \frac{n_{ib}^2 l_i}{E A_i} \right) - \sum_M \frac{n_{ia} n_{ib}}{E A_i} l_i}{\sum_M \frac{n_{ia}^2 l_i}{E A_i} + \sum_D \frac{n_{ia}^2 l_i}{E A_i}} = \frac{b}{a} \sum_M \frac{n_{ia} n_{ib}}{E A_i} l_i \quad (3.26)$$

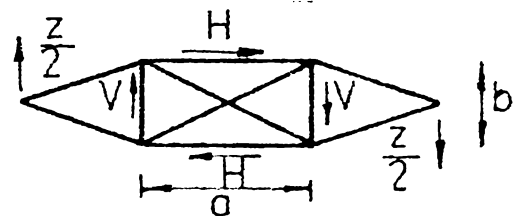
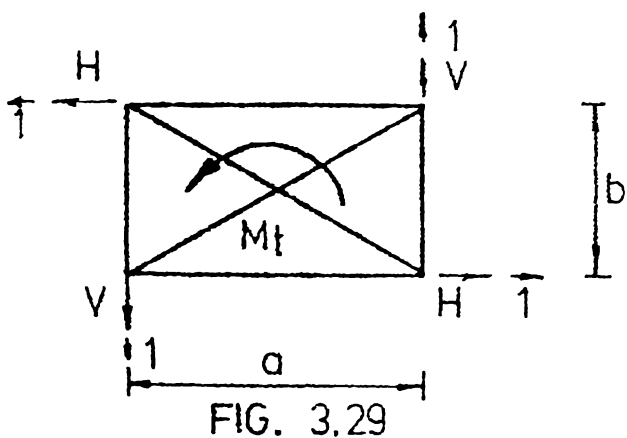


FIG. 3.30

Se consideră un stîlp LEA astfel alcătuit încît toate elementele să aibă un efort unitar constant dintr-o solici-tare de torsiune pură (Fig.3.30). Rezultă deci :

$$|\nabla_{aD}| = |\nabla_{bD}| = |\nabla_{abM}| = \nabla$$

respectiv:

$$|\nabla_{abM}| = |\nabla_{bM} - \nabla_{aM}| = \nabla$$

unde:

$$|\nabla_{aM}| = \frac{H |n_{iaM}|}{A_i} \quad \text{și} \quad |\nabla_{bM}| = \frac{V |n_{ibM}|}{A_i} \quad (3.27)$$

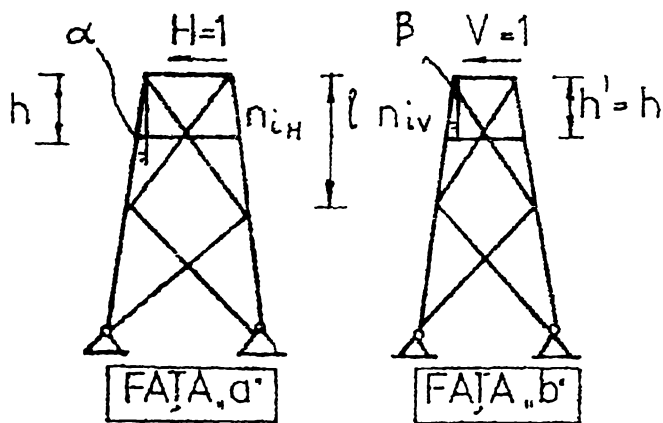
In consecință

$$|\nabla_{aM}| = \frac{H}{V} \frac{|n_{iam}|}{|n_{ibM}|} |\nabla_{bM}| = k \frac{b}{a} |\nabla_{bM}|$$

Inlocuind pentru raportul n_{iam}/n_{ibM} cu b/a (Fig.3.31)

și cu $\nabla = |\nabla_{bM} - k \frac{b}{a} \nabla_{bM}|$
avem în final:

$$|\nabla_{bM}| = \frac{1}{1 - k \frac{b}{a}} \nabla \quad (3.29); \quad |\nabla_{aM}| = \frac{k \frac{b}{a}}{1 - k \frac{b}{a}} \nabla \quad (3.30)$$



$$n_{iam} = \frac{Hh}{a'}$$

$$n_{ibM} = \frac{Vh}{b'}$$

$$\frac{n_{iam}}{n_{ibM}} = \frac{b'}{a'}$$

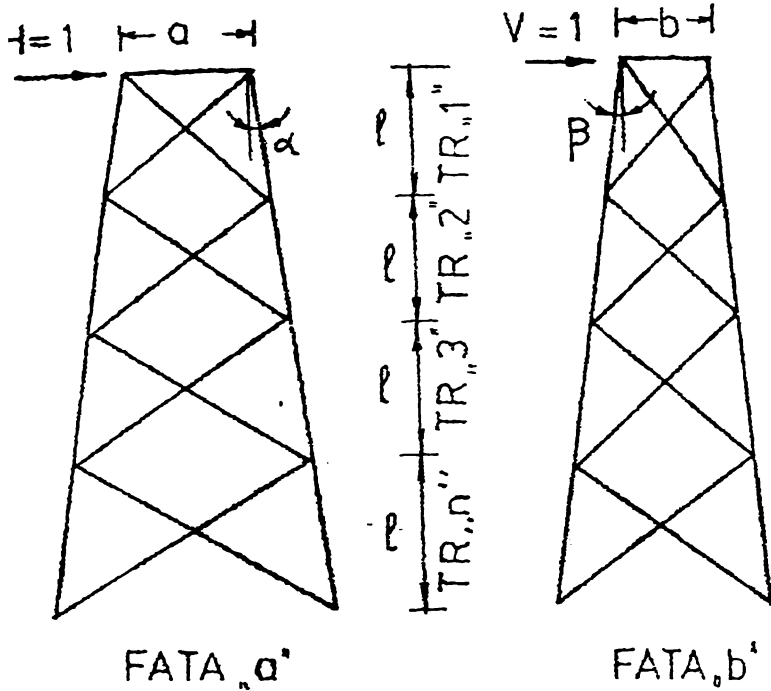
$$\left. \begin{aligned} a' &= a + l \operatorname{tg} \alpha \\ b' &= b + l \operatorname{tg} \beta \end{aligned} \right\} \frac{a'}{b'} = \frac{a + l \operatorname{tg} \alpha}{b + l \operatorname{tg} \beta}$$

$$\text{Dacă } l \operatorname{tg} \alpha = l \operatorname{tg} \beta \Rightarrow \boxed{\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b}}$$

$$\boxed{\frac{n_{iam}}{n_{ibM}} = \frac{b}{a}} \quad (3.28)$$

FIG. 3.31

EXPRIMAREA PARAMETRICA A EFORTURILOR



Formule generale

-DIAGONALE

$$D = H \cdot a \frac{d}{2 a_s a_j}$$

-MONTANJI

$$M = \frac{H \cdot h}{2 e/2}$$

$$\Delta h = \frac{a_s}{a_s + a_j} \cdot l$$

DIAGONALE

FATA a

n - numărul de tronsoane

$$d_1 = \sqrt{(a + l \operatorname{tg} \alpha)^2 + l^2}$$

$$a^{s1} = a$$

$$a_{j1} = a + 2 l \operatorname{tg} \alpha$$

$$d_2 = \sqrt{(a + 3 l \operatorname{tg} \alpha)^2 + l^2}$$

$$a^{s2} = a - 2 l \operatorname{tg} \alpha$$

$$a_{j2} = a + 4 l \operatorname{tg} \alpha$$

$$d_3 = \sqrt{(a + 5 l \operatorname{tg} \alpha)^2 + l^2}$$

$$a^{s3} = a - 4 l \operatorname{tg} \alpha$$

$$a_{j3} = a - 6 l \operatorname{tg} \alpha$$

$$d_n = \sqrt{[a + (2n - 1) l \operatorname{tg} \alpha]^2 + l^2}$$

$$a^{sn} = a - (2n - 2) l \operatorname{tg} \alpha$$

$$a_{jn} = a + 2n l \operatorname{tg} \alpha$$

$$\Rightarrow (H=1) \quad D_n = a \frac{\sqrt{[a + (2n - 1) l \operatorname{tg} \alpha]^2 + l^2}}{2 [a + (2n - 2) l \operatorname{tg} \alpha] [a + 2n l \operatorname{tg} \alpha]}$$

MONTANJI

$$e_1 = a + l \operatorname{tg} \alpha$$

$$l_m = l \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}$$

$$e_2 = a + 3 l \operatorname{tg} \alpha$$

$$h = n l - (l - \Delta h)$$

$$e_n = a + (2n - 1) l \operatorname{tg} \alpha$$

$$\Rightarrow (H=1) \quad S_n = \frac{\left\{ n - \frac{a + 2n l \operatorname{tg} \alpha}{2 [a + 2n - 1 l \operatorname{tg} \alpha]} \right\} l}{a + (2n - 1) l \operatorname{tg} \alpha} \quad (3.33)$$

CALCULUL SUMELOR EFORTURILOR

DIAGONALE

$$\sum_D (n_{ia}) l_i \quad (\text{Fața „a”})$$

$$n_{1a} l_i = a \frac{[a + l \operatorname{tg} \alpha]^2 + l^2}{2a(a + 2l \operatorname{tg} \alpha)}$$

$$n_{ia} l_i = a \frac{[a + (2n-1)l \operatorname{tg} \alpha]^2 + l^2}{2[a + (2n-2)l \operatorname{tg} \alpha][a + 2nl \operatorname{tg} \alpha]}$$

Suma va avea expresia (2 fețe):

$$2.2 \cdot \frac{1}{2} \left\{ a \frac{[a + l \operatorname{tg} \alpha]^2 + l^2}{2a(a + 2l \operatorname{tg} \alpha)} + a \frac{[a + (2n-1)l \operatorname{tg} \alpha]^2 + l^2}{2[a + (2n-2)l \operatorname{tg} \alpha][a + 2nl \operatorname{tg} \alpha]} \right\} n$$

MONTANȚI

$$\sum_M (n_{ia}) l_i \quad (\text{Fața „a”})$$

$$2.2 \cdot \frac{1}{2} \left\{ \frac{\left[1 - \frac{a + 2l \operatorname{tg} \alpha}{2(a + l \operatorname{tg} \alpha)} \right] l}{a + l \operatorname{tg} \alpha} + \frac{\left[n - \frac{a + 2nl \operatorname{tg} \alpha}{2a + 2(2n-1)l \operatorname{tg} \alpha} \right] l}{a + (2n-1)l \operatorname{tg} \alpha} \right\} n$$

Cu notațiile $w = l \operatorname{tg} \beta$ și $q = l \operatorname{tg} \alpha$ și neglijând termenii cu w^2 și q^2 (eroare $\approx 2\%$) se obține în final:

$$\sum_M (n_{ib}) l_i = l^2 \left[\frac{1}{b + 2w} + \frac{2bn - b - 4nw + 4n^2w}{b^2 + 4bnw - 2bw} \right] n = A.n \quad (3.34)$$

$$\sum_D (n_{ib}) l_i = b \left[\frac{b^2 + l^2 + 2bw}{b(b + 2w)} + 1 + \frac{l^2}{b^2 + 4bnw - 2bw} \right] n = B.n \quad (3.35)$$

$$\sum_M (n_{ia}) l_i = l^2 \left[\frac{1}{a + 2q} + \frac{2an - a - 4nq + 4n^2q}{a^2 + 4anq - 2aq} \right] n = C.n \quad (3.36)$$

$$\sum_D (n_{ib}) l_i = a \left[\frac{a^2 + l^2 + 2aq}{a(a + 2q)} + 1 + \frac{l^2}{a^2 + 4anq - 2aq} \right] n = D.n \quad (3.37)$$

Se exprimă în continuare, raportul H/V prin expresia

$$(3.26) \quad k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \sum_M \frac{n_{ib}^2 l_i}{E A_i} + \frac{b}{a} \sum_D \frac{n_{ib}^2 l_i}{E A_i} - \sum_M \frac{n_{ia} n_{ib} l_i}{E A_i}}{\sum_M \frac{n_{ia}^2 l_i}{E A_i} + \sum_D \frac{n_{ia}^2 l_i}{E A_i} - \frac{b}{a} \sum \frac{n_{ia} n_{ib} l_i}{E A_i}} \times \frac{V}{H} \times \frac{H}{V}$$

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \sum_M \frac{|n_{ib}| V}{A_i} |n_{ib}| l_i + \frac{b}{a} \sum_D \frac{|n_{ib}| V}{A_i} |n_{ib}| l_i + \sum_M \frac{|n_{ib}| V}{A_i} |n_{ia}| l_i}{\sum_M \frac{|n_{ia}| H}{A_i} |n_{ia}| l_i + \sum_D \frac{|n_{ia}| H}{A_i} |n_{ia}| l_i + \frac{b}{a} \sum \frac{|n_{ia}| H}{A_i} |n_{ib}| l_i} \times \frac{H}{V}$$

OBSERVAȚIE :

În partea a doua a relației, introducând valori absolute semnul se schimbă, n_{ia} și n_{ib} fiind întotdeauna de semne opuse la solicitarea din torsiune.

Folosind relațiile (3.29) și (3.30) se obține :

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \frac{\nabla}{1-k b/a} \sum_M |n_{ib}| l_i + \frac{b}{a} \nabla \sum_D |n_{ib}| l_i + \frac{\nabla}{1-k b/a} \sum_M |n_{ia}| l_i}{\frac{k b/a}{1-k b/a} \nabla \sum_M |n_{ia}| l_i + \nabla \sum_D |n_{ia}| l_i + \frac{b}{a} \frac{k b/a}{1-k b/a} \sum_M |n_{ib}| l_i} \quad (3.31)$$

Introducând în relația de mai sus, pentru sumele eforturilor în montanți și diagonale valorile (3.34...3.37) din tabelele 3.2 și 3.3, se obțin

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \frac{\nabla}{1-k b/a} A \cdot n + \frac{b}{a} \nabla^k B \cdot n + \frac{\nabla}{1-k b/a} \cdot C \cdot n}{\frac{k b/a}{1-k b/a} \nabla \cdot C \cdot n + \nabla \cdot D \cdot n + \frac{b}{a} \frac{k b/a}{1-k b/a} \nabla \cdot A \cdot n} \quad (3.38)$$

Trecând la limită, pentru n tinde către ∞ se aplică regula Hôpital. Avem succesiv

$$\frac{dA}{dn} = \frac{1}{b} ; \quad \frac{dB}{dn} = 0 ; \quad \frac{dC}{dn} = \frac{1}{a} \quad \frac{dD}{dn} = 0$$

și înlocuind se obține :

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \frac{k}{1-k b/a} \frac{1}{b} + \frac{k}{1-k b/a} \cdot \frac{1}{a}}{\frac{k b/a}{1-k b/a} \cdot \frac{1}{a} + \frac{b}{a} \frac{k b/a}{1-k b/a} \cdot \frac{1}{b}} = \frac{a}{b} \quad (3.39)$$

Acest rezultat coincide cu prevederile normelor germane VDE.

CONCLUZIE

- In conformitate cu considerațiile prezentului paragraf, rezultă că modul de calcul la torsiune adoptat de norme germane VDE, este riguros valabil doar în condiții extreme, pentru o structură astfel dimensionată, încât toate elementele să aibă un efort unitar constant, dintr-o solicitare de răsucire pură și a cărei înălțime, tinde spre infinit.

3.4.4. Un mod practic de calcul la torsiune

Revenind la expresia (3.26), notind raportul $H/V = k$ și folosind relația

$$M_t = V \cdot a + H \cdot b \quad (3.40)$$

se obține în final

$$H = \frac{k \cdot M_t}{a + k \cdot b} \quad (3.41)$$

$$V = \frac{M_t}{a + k \cdot b}$$

unde k are expresia

$$k = \frac{H}{V} = \frac{\frac{b}{a} \sum_M \frac{n_i b^2 l_i}{E A_i} + \frac{b}{a} \sum_D \frac{n_i b^2 l_i}{E A_i} - \sum_M \frac{n_i a n_i b l_i}{E A_i}}{\sum_M \frac{n_i a^2 l_i}{E A_i} + \sum_D \frac{n_i a^2 l_i}{E A_i} - \frac{b}{a} \sum_M \frac{n_i a n_i b l_i}{E A_i}} \quad (3.42)$$

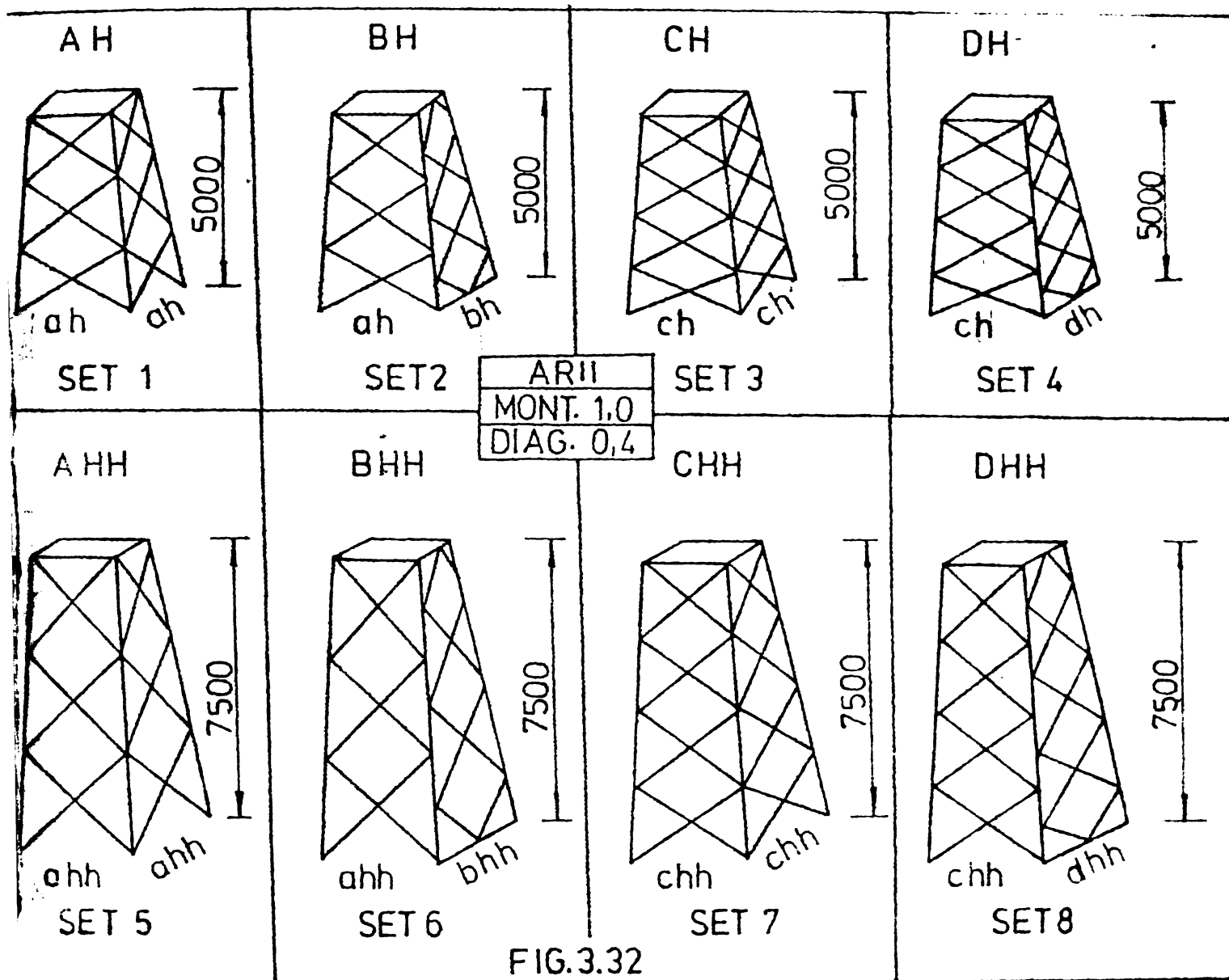
Pentru analizarea efectului momentului de torsiune și stabilirea unui mod practic și rapid de calcul, s-au ales opt "seturi" de structuri cu o alcătuire tipică stîlpilor IMA (Fig.3.32), notate după cum urmează :

- tronson cu trei panouri, cu nodurile pe ambele fețe în coincidență și cu înălțimea $h = 5000$, nota cu AH ;
- același tronson cu înălțimea $h = 7000$, notat cu AHH ;
- tronson cu trei panouri, cu nodurile pe ambele fețe alternante și cu înălțimea $h = 5000$, notat cu BH ;
- același tronson cu înălțimea $h = 7500$, notat cu BHH ;
- tronson cu patru panouri, cu nodurile în coincidență și cu înălțimea $h = 5000$, notat cu CH ;
- același tronson cu înălțimea $h = 7500$, notat cu CHH ;
- tronson cu patru panouri, cu nodurile pe ambele fețe alternante și cu înălțimea $h = 5000$, notat cu DH ;
- același tronson cu înălțimea $h = 7500$, notat cu DHH.

Fiecare "set" a cuprins la rîndul său, cîte 28 de structuri notate cu AH1 ... AH 28 etc (Fig.3.33), obținute prin combinarea fezelor plane "ah", "ahh", "bh" ... etc. S-a pus în evidență un parametru cu caracter sintetic (Fig.3.34)

$$c = \frac{a + c}{b + d} \quad (3.43)$$

De remarcat că, pentru a da un caracter de generalitate

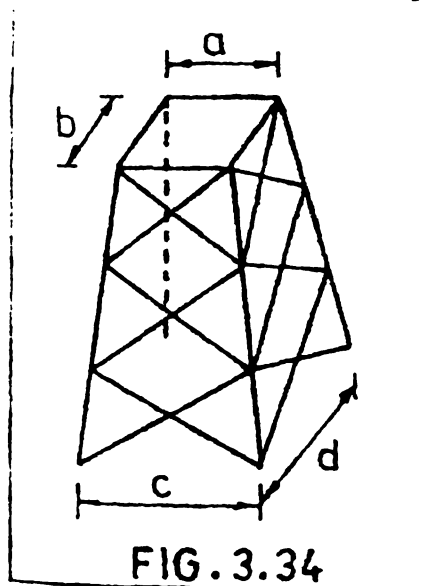


calculelor, nu s-a păstrat la toate structurile, constant

raportul a/b (ipoteza 3-a, Girkmann)

S-au obținut astfel un număr de $8 \times 28 = 224$ tronsoane

Impunând, în continuare, pentru valoarea ariei montantului $A_M = 1,0$ și pentru diagonalele valoarea $A_D = 0,4$, expresia coeficientului k va avea valoarea :



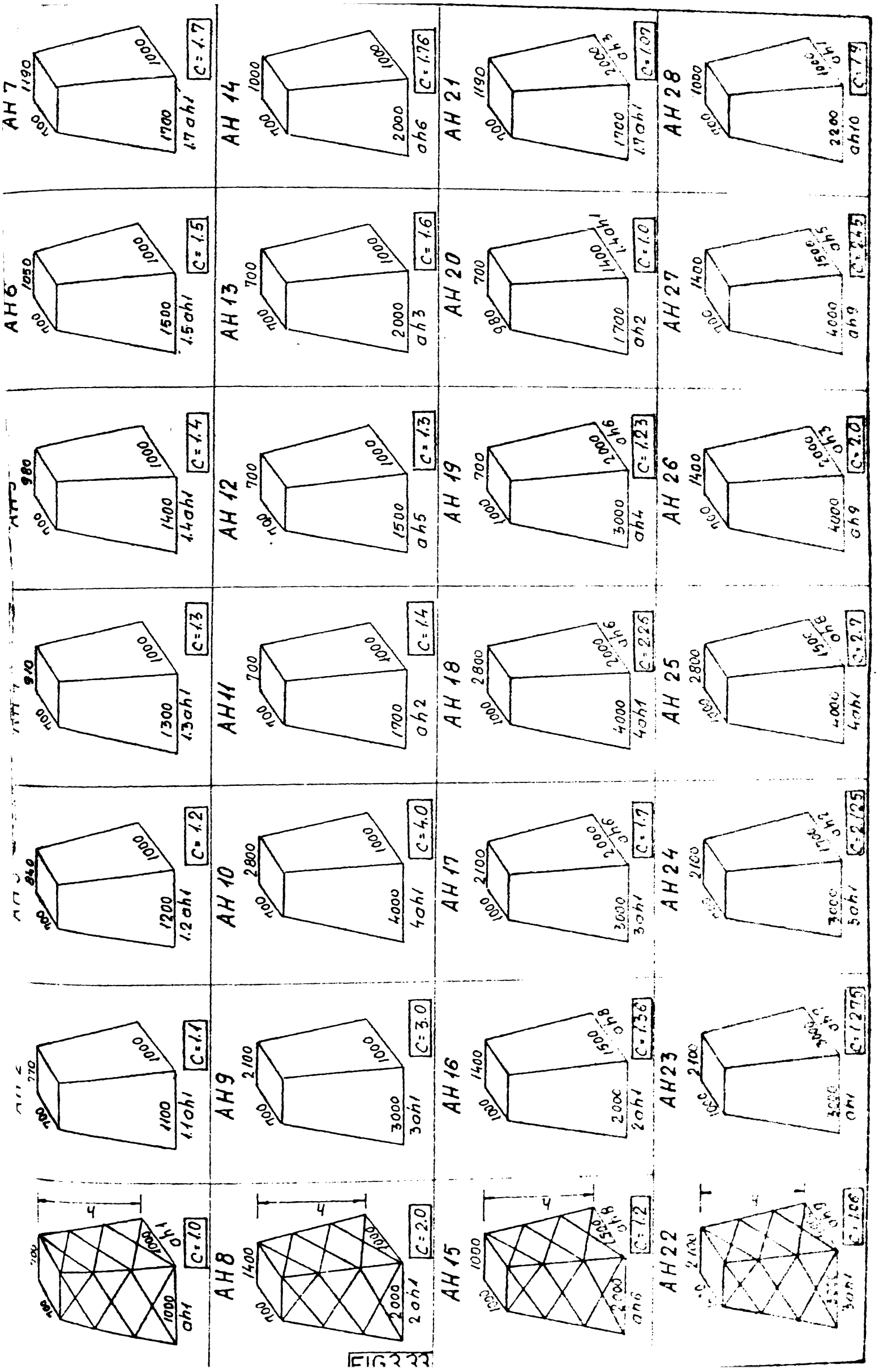


FIG. 22

$$k = \frac{\frac{b}{a} \sum_M n_{ib}^2 l_i + \frac{b}{a} \sum_D \frac{n_{ib}^2 l_i}{0,4} - \sum_M n_{ia} n_{ib} l_i}{\sum_M n_{ia}^2 l_i + \sum_D \frac{n_{ia}^2 l_i}{0,4} - \frac{b}{a} \sum_M n_{ia} n_{ib} l_i} \quad (3.44)$$

Determinînd în mod automat, prin intermediul programului SISART [73], starea de eforturi în toate aceste structuri (eforturile au fost determinate în fețele plane ah_1, ah_2, \dots , tronsoanele spațiale AH fiind formate prin compunerea fețelor plane, ex AH 19 din ah_4 și ah_6 etc) și înlocuind valorile astfel obținute în formula (3,44), s-au obținut 224 de valori pentru coeficientul k , care exprimă repartiția componentelor H și V produse de momentul de torsiune, pe fețele stîlpului. Calcul s-a condus tabelar (ex.pentru AH 27 - tabelul 3.4)

Valorile coeficientului k , astfel obținute au fost reprezentate într-un grafic și s-a trasat prin regresie liniară dreapta de corelație, (Fig.3.35), a cărei ecuație rezultă în final.

$$y = 0,211x + 1,932 \quad (3.45)$$

Caz practic ales

Se consideră tronsonul din figura 3.36 supus la un moment de torsiune de 1,4 tfm

- Se determină parametrul C

$$C = \frac{700 + 2000}{700 + 1000} = 1,58$$

- din figura 3.35, rezultă :

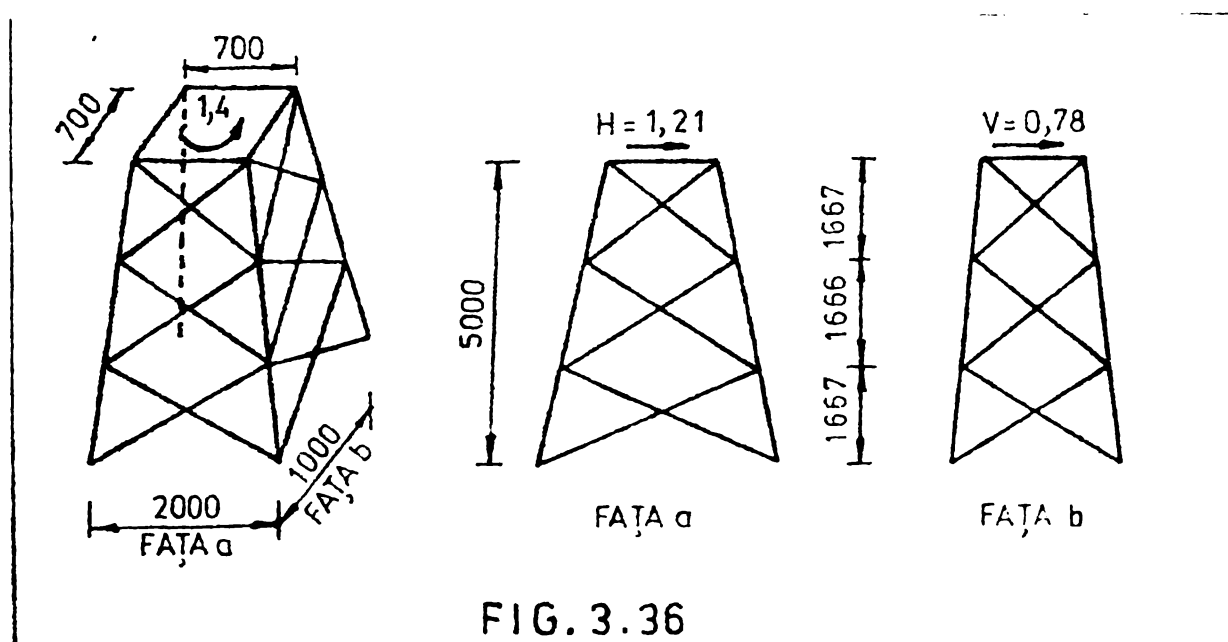


FIG. 3.36

TABELUL 3.4

FAȚA "a" (a h 9)				FAȚA "b" (a h 5)			
BARA	LUNG.	n_{ma}	$\frac{n^2_{ma} \cdot l_m}{0,4}$	BARA	LUNG.	n_{mb}	$\frac{n^2_{mb} \cdot l_m}{0,4}$
1	172,3	1,196	353,2	1	167,2	3,029	1534,03
2	172,1	0,93	148	2	167,1	2,223	825,76
3	172,3	0,38	24,11	3	167,1	0,866	125,4
4	172,3	-0,38	24,11	4	167,2	-0,866	125,4
5	172,1	-0,93	148	5	167,1	-2,223	825,76
6	172,3	-1,196	353,2	6	167,2	-3,029	1534,03
			1050,6				4970,4
7	393,6	0,219	49,2	7	215,5	0,406	88,8
8	393,6	-0,219	49,2	8	215,5	-0,406	88,8
9	317,2	0,313	79,3	9	199,6	0,587	171,9
10	317,2	-0,313	79,3	10	199,6	-0,587	171,9
11	247,8	0,547	185,85	11	186,4	0,965	433,9
12	247,8	-0,547	185,85	12	186,4	-0,965	433,9
			628,7				1389,3
				2073,66			

$$\frac{1}{k} = \frac{V}{H} = \frac{\sum n^2_{ma} l_m + \sum \frac{n^2_{da} l_d}{0,4} - \frac{b}{a} \sum n_{ma} n_{mb} l_m}{\frac{b}{a} (\sum n^2_{mb} l_m + \sum \frac{n^2_{db} l_d}{0,4}) - \sum n_{ma} n_{mb} l_m} = 1,92$$

m -- montant
d -- diagonală

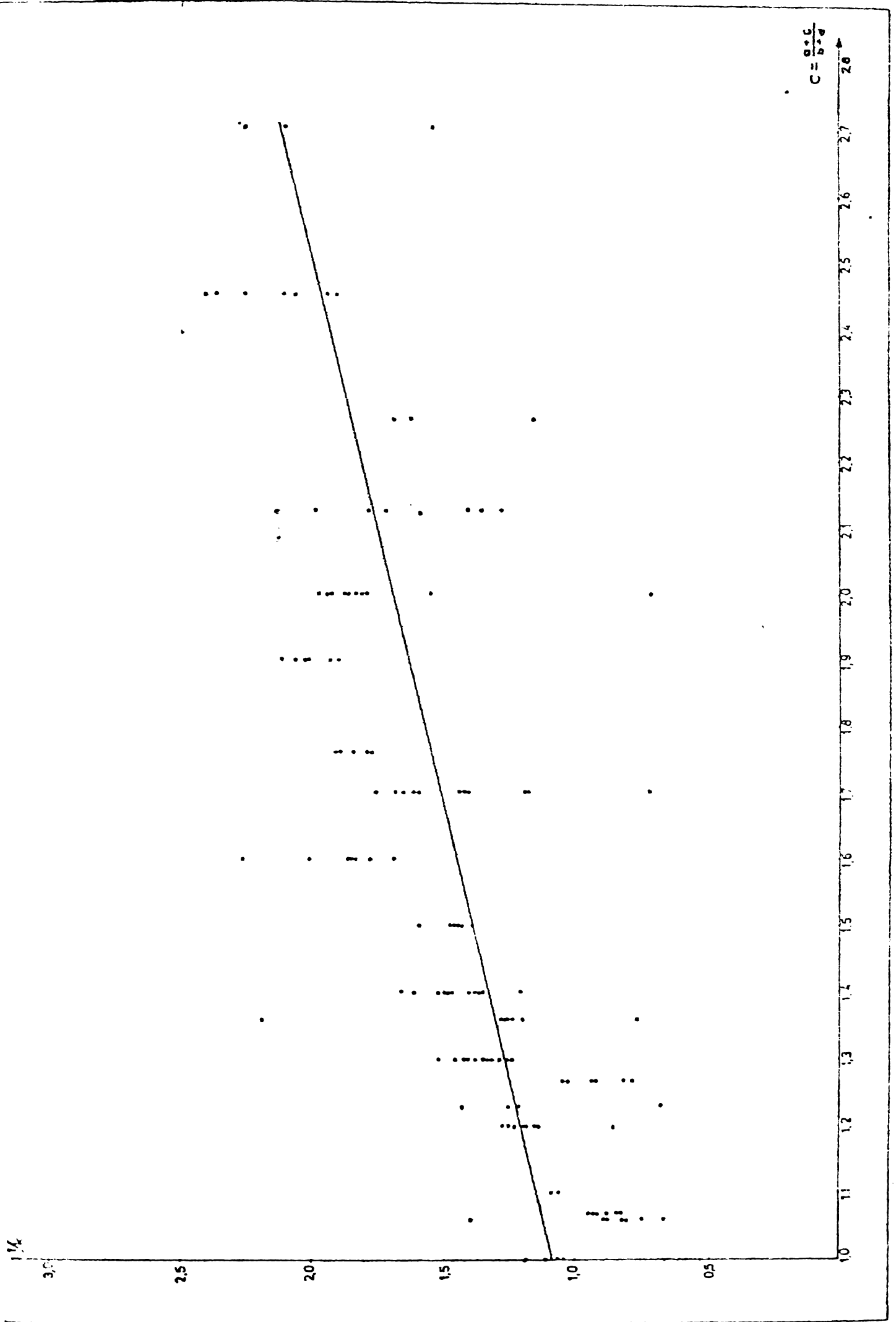


FIG. 3.35

- Se calculează componentele H și V preluate de fețe cu ecuația 3.40.

$$1,4 = 0,65 \cdot H \cdot 0,7 + H \cdot 0,7$$

$$H = 1,21 \text{ tf} \quad (H = 1,293 \text{ tf})$$

$$V = 0,78 \text{ tf} \quad (V = 0,707 \text{ tf})$$

- Calculul eforturilor, se reduce în continuare la un calcul plan. Valorile obținute sînt apropiate de cele exacte obținute într-un calcul spațial automat și trecute în paranteză.

CONCLUZIE

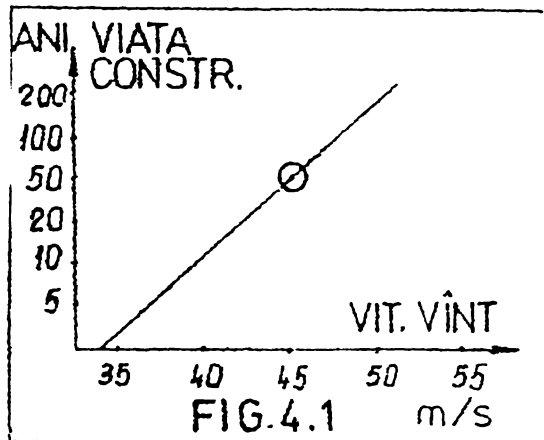
- Pentru tronsoanele unui stîlp dat, supus la trosiune se calculează raportul c (3.43) și din graficul din figura 3.34, se determină valoarea coeficientului k și în consecință componentele H și V prin intermediul relațiilor 3.41. Calculul eforturilor se reduce în continuare la un calcul plan. Procedeu de calcul poate fi folosit și la stîlpi la care raportul a/b al laturilor, nu este constant pe înălțimea stîlpului.

C A P I T O L U L 4

ACTIUNEA VINTULUI ASUPRA STILPILOR METALICI AI LINII-
LOR ELECTRICE AERIENE

4.1. Introducere

Stilpii metalici LEA sînt construcții zvelte cu înălțimi curente între 30 - 50 m și uneori peste 100 m (stilpii de traversare [15]). Calculul lor se efectuează în ipoteza normală și de avarie. În ipoteza normală cea mai importantă în încărcare, o constituie acțiunea vîntului asupra conductorilor și asupra stîlpului. Alegerea vitezei vîntului respectiv a presiunii, care servește ca bază pentru calculul structurilor, nu reflectă întotdeauna situația reală pentru amplasament dat. În tabelul 4.1 se prezintă unele observații asupra unor antene și piloni și Marea Britanie [28]. Aceeași lucrare consideră o perioadă de 50 ani suficientă pentru stabilirea unei valori a vitezei vîntului utilizabilă în proiectare ; figura 4.1.



TABELUL 4.1

STRUCTURA	VIT. VÎNT de PROIECT [m / s]	VIT. MĂSURĂ VÎNT.		
		COND	STRUCT	TOTAL
STILP h = 37m	70	40	35	75
PILON h = 68m	45	22	29	51
ANTENA h = 39m	64	21	27	48

prezintă variația probabilă a vitezei vîntului în funcție de " viața " construcției [28].

4.2. Unele prescripții privind acțiunea vîntului asupra stîlpilor LEA

Normativul german pentru calculul stîlpilor LEA [13], considerînd direcția de acțiune a vîntului orizontală, prescrie următoarea valoare pentru determinarea acțiunii vîntului.

$$W = c \cdot q \cdot F \quad / \text{daN} / \quad (4.1)$$

Pentru conductoare încărcarea din vînt va fi

- pentru deschideri $L \leq 200$ m : $W = c \cdot q \cdot d \cdot L$
 - pentru deschideri $L > 200$ m : $W = c \cdot q \cdot d (80 + 0,6L)$
- (4.2)

unde c este un coeficient aerodinamic (Tab.4.2.), q este presiunea dinamică de bază a vîntului (Tab.4.3.), F suprafața bătută de vînt în m^2 , L media aritmetică a două deschideri adiacente și d diametrul conductorului.

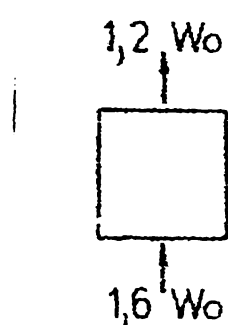


FIG.4.2

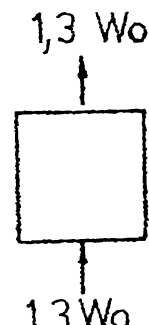
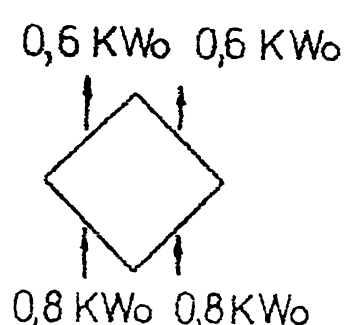
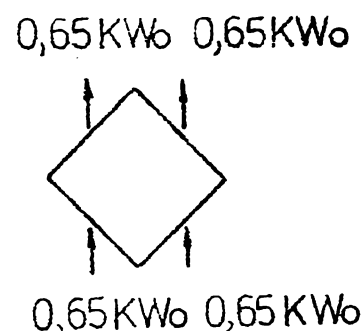


FIG.4.3



Se subliniază valoarea coeficientului aerodinamic $c=2,8$ pentru stîlpi cu secțiune pătrată sau dreptunghiulară (fig. 4.2.).

TABELUL 4.2

ELEMENTUL	C
Supr. plane din profile	1.6
Stîlpi cu zăbrele din profile	2.8
Stîlpi cu zăbrele din țevi	2.1
Conductoare cu $d < 12,5$ mm	1.2
Conductoare cu $d > 12,5$ mm	1.1
Conductoare cu $d > 15,8$ mm	1.0

TABELUL 4.3

ÎNĂLT. deasupra solului [m]	q daN/m ²	
	Stîlp	Conduct.
0 - 40	70	53
40 - 100	90	68
100 - 150	115	86
150 - 200	125	95

Normativul LEA - RSR [11] împarte teritoriul țării în două zone (Fig.4.4) și prescrie valori pentru viteza vîntului și presiunea dinamică de bază, în funcții de tensiunea nominală a liniei (Tab.4.4). Presiunea dinamică de bază variază pe înălțimea construcției fiind afectată de un coeficient k_p (Tab.4.5). In tabelul 4.6. se dau coeficientii aerodinamici pentru stîlpi LEA cu diferite secțiuni. Pentru stîlpi metalici cu secțiune dreptunghiulară sau pătrată coeficientul are valoarea 2,6, aceeași ca normativul RDG [9] (Fig.4.3). Pentru stîlpi cu " înălțimi $h \geq 60$ m se prevede și ipoteza vînt de colț", coeficientul k avînd în conformitate cu normele germane valoarea 1.1.

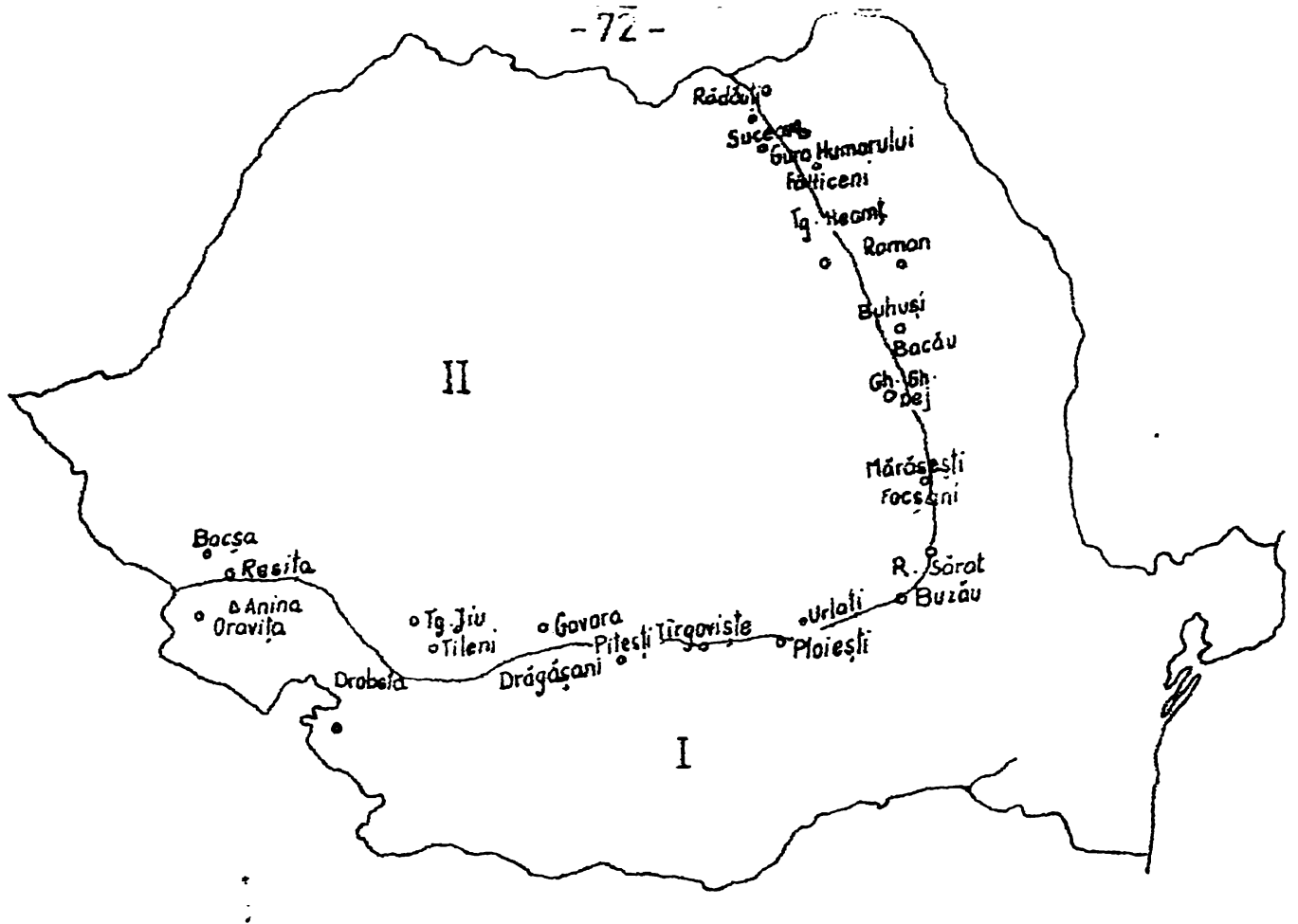


FIG. 4.4

In figura 4.5. se prezintă expresia presiunii vântului după normele americane [10]. Se prevede o ipoteză separată : stâlpii (fără conductorii) încărcăți cu presiunea maximă a vântului conform expresiei (4.3.), multiplicată cu un factor de rafală. Vitezele vântului se alege în funcție de amplasamentul structurii.

$$P = 0,0042 \cdot V^2 \text{ [lb/ft}^2\text{]} \quad (4.3) \quad P = F \cdot (0,0044 V^2) \text{ [lb/ft}^2\text{]} \quad (4.5)$$

$$V = 60 ; 70 ; 80 ; 90 ; 100 ; 110 \text{ mi} \ell / \text{h}$$

$$P = 59 ; 80 ; 105 ; 132 ; 198 ; 163 \text{ daN/m}^2$$

Coef. rafală = 1,3 ; Coef. înc = 1,0

Struct. cu zăbrele

$$W = 2 \cdot A \cdot P \quad (4.4)$$

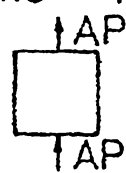


FIG. 4.5

$$0,0044 V^2 < \begin{matrix} 64 \text{ daN/m}^2 & \text{Zona I II} \\ 98 \text{ daN/m}^2 & \text{Zona III} \end{matrix} \left. \vphantom{0,0044 V^2} \right\} \text{ la } 38\text{m}$$

Str. cu zăbr.

$$W = 1,5 \cdot A \cdot P \quad (4.6)$$

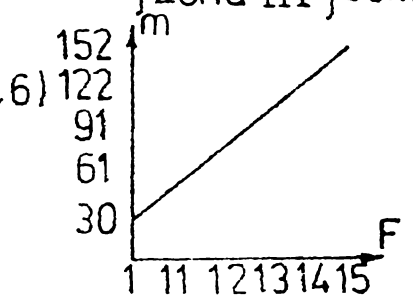
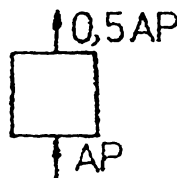


FIG. 4.6

Normele statului Colorado [14], prescriu pentru acțiunea vântului o formulă similară (fig.4.6) ; presiunea vântului variază cu înălțimea construcției. Se specifică că, pentru structuri LEA la care efectul vântului este hotărîtor, se adoptă coeficienții, respectiv ipotezele de încărcare din figura 4.7.

TABELUL 4.4

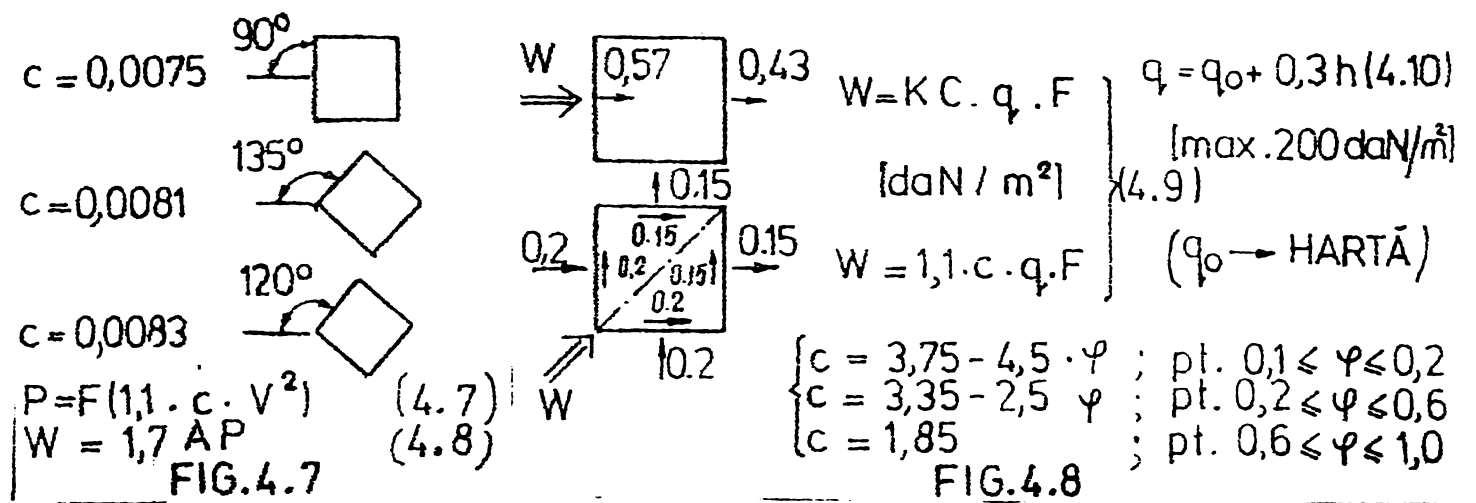
Un [KV]	ZONA METEO	Presiunea dinamică de bază și viteza corespunzătoare a vântului la 10 m de la sol				Grosime strat de chiciura [m m]
		$p = \frac{v^2}{16}$ [daN / m ²]		v [m / s]		
		nesimultan cu chiciură	simultan cu chiciură	nesimultan cu chiciură	simultan cu chiciură	
≤ 110	ZONA I	68,1	22,6	33	19	22.
	ZONA II	42,3	12,3	26	14	16
220 -	ZONA I	81	30,3	36	22	24
-400	ZONA II	64	18,1	32	17	20

TABELUL 4.5

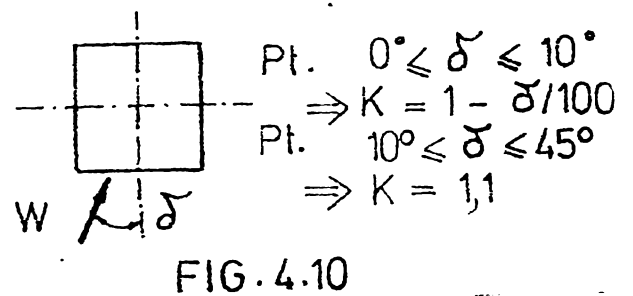
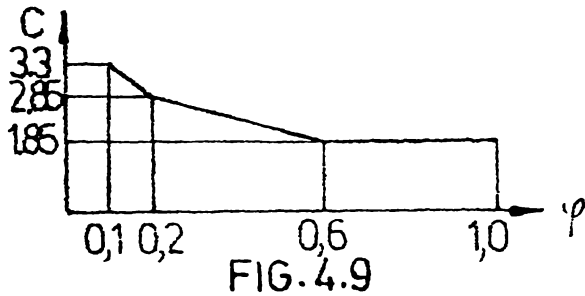
H [m]	kp
0 - 10	1,00
10 - 15	1,15
15 - 20	1,22
20 - 25	1,30
25 - 30	1,40
30 - 40	1,55
40 - 50	1,65
50 - 60	1,75
60 - 70	1,85
70 - 80	1,95
80 - 90	2,00
90 - 100	2,10

TABELUL 4.6

STÎLP LEA	ks
secțiune circ.	0,7
supraf. plane, pline	1,4
spațial din corniere	2,6
plan din țevi	1,1
spațial din țevi	2,0
Vînt pe stîlp [da N]	
$V_s = k_s \cdot S_s \cdot p$ (4.2)	



Normativul german pentru calculul antenelor metalice [29], prevede pentru considerarea acțiunii vântului expresia (4.9); valorile coeficientului aerodinamic c depind de un coeficient de unplere φ (raportul între suprafața efectivă a elementelor unei fețe și suprafața feței calculate la perimetrul ei) - figura 4.8). În tabelul 4.7. se indică



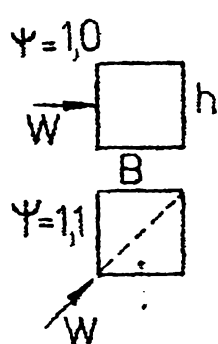
TABELUL 4.7

DIRECȚIA VINTULUI	DESCOMPUN. VINTULUI PE PEREȚI IN%				
		I	II	III	IV
	⊥ PEREȚE	57	0	43	0
	PEREȚE	0	0	0	0
	⊥ PEREȚE	20	20	15	15
	PEREȚE	20	20	15	15

și modul de descompunere a vântului pe pereții stîlpului. Coeficientul k rezultă din figura 4.10.

Standardul NSR [30], recomandă pentru calculul acțiunii vântului expresia (4.11); valorile coeficientului aero-

dinamic c_t depind de gradul de umplere Ψ , al grinzii cu zăbrele (în figura 4.11, s-a ales pentru B/h valoarea 1,5, valoare maximă la stîlpii LEA.) Presiunea dinamică de bază variază în funcție de amplasamentul și înălțimea deasupra terenului a structurii, între valorile (4.12), iar β este un coeficient dinamic al cărui semnificație se va arăta în continuare.



$$P^m = \Psi \cdot \beta \cdot C_{ts} \cdot g_v \cdot A_t \quad (4.11)$$

Pentru $B/h = 1,5$						
Ψ	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
C_{ts}	0,28	0,52	0,67	0,8	0,88	0,99

$$g_v = 45 \rightarrow 208 \text{ daN/m} \quad (4.12)$$

COEF. ÎNC. $n = 1,3 \quad (1,4)$

FIG.4.11

4.3. Acțiunea dinamică a vîntului

Stîlpii metalici ai linilor electrice aeriene fiind construcții zvelte, luarea în considerare a efectului dinamic al vîntului este obligatorie [30]. Dacă pentru construcțiile practic rigide considerarea exclusivă a efectelor statice ale vîntului este justificată, la construcții flexibile efectele dinamice devin importante. Oscilațiile structurilor înalte flexibile, orientate după direcția vîntului se produc sub acțiunea rafalelor. Intre forțele neregulate repetate și variabile ca durată produse de masele de aer în mișcare, care acționează asupra construcției și construcției însăși, există o interacțiune dinamică [32].

Rafalele apar obișnuit în frecvențe variabile în inten-

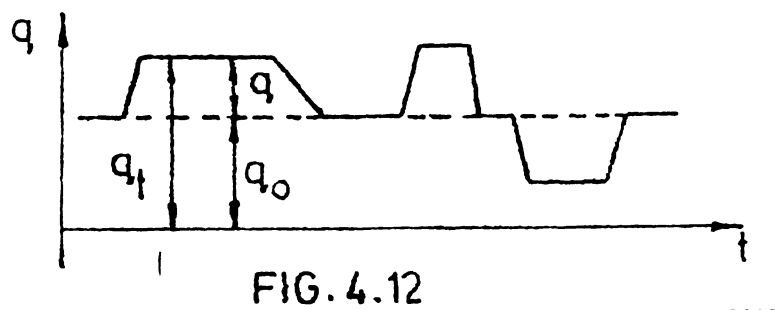


FIG.4.12

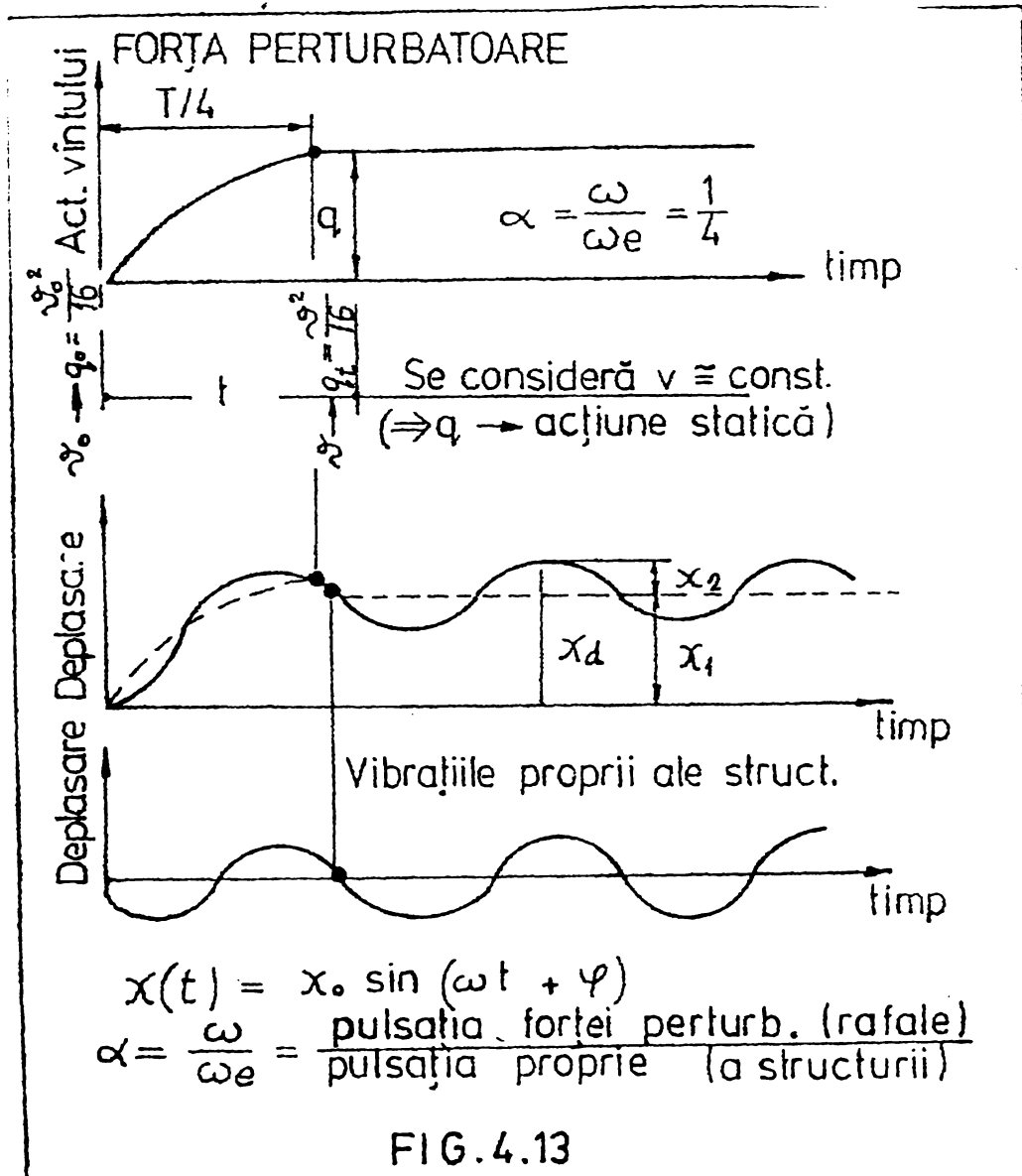
sitate, direcție și durată. Presiunea medie q_0 , a vîntului (Fig. 4.12), crește brusc cu cantitatea q revenind după un timp la valoarea inițială ; după o perioadă apare o rafală

similară, presiunea putînd să scadă și sub valoarea medie [33]. Caracterul aleator al rafalelor justifică considerarea acestora

ca forțe perturbatoare care întrețin oscilațiile structurii; în consecință rafala poate fi considerată ca un impuls la care structura răspunde prin oscilații libere, în funcție de frecvența naturală de vibrație.

Rausch [32], consideră că forța aplicată brusc de rafală produce o oscilație forțată a structurii și admite pentru creșterea încărcării α variație sinusoidală. Până la atingerea încărcării maxime (produse de rafală) se parcurge $1/4$ din perioada fictivă T .

Pentru determinarea eforturilor suplimentare, se va face raportul între deformație statică X_1 și X_2 deformația suplimentară datorită acțiunii rafalei (fig.4.13). Se scriu ecuațiile :



- pentru ramura întâia (vibrații forțate) :

$$\text{deplasarea } X = x_1 \frac{1}{1 - \alpha^2} \left[\sin \omega t - \alpha \sin \omega_e t \right]$$

$$\text{viteza } X' = \frac{dx}{dt} = X_1 \frac{\alpha \omega_e}{1 - \alpha^2} \left[\cos \omega t - \cos \omega_e t \right] \quad (4.14)$$

- pentru ramura a doua (vibrații proprii față de valoarea statică X_1) ;

$$\bar{X} = X_1 + X_2 \sin (\omega_e t + \varphi) \quad (4.15)$$

$$X' = \frac{dx}{dt} = X_2 \cdot \omega_e \cdot \cos(\omega_e t + \varphi) \quad (4.16)$$

La sfîrșitul primei ramuri avem

$$\omega t = \pi / 2 \quad (\text{la } 1/4 T) \quad (4.17)$$

Egalînd în acest punct vitezele și deplasările și cu $\omega_e = \omega / \alpha$, avem

$$X_2 \cdot \cos \left(\frac{\pi}{2\alpha} + \varphi \right) = - X_1 \frac{\alpha}{1 - \alpha^2} \cos \frac{\pi}{2\alpha} \quad (4.18)$$

$$X_2 \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2\alpha} + \varphi \right) = X_1 \frac{\alpha}{1 - \alpha^2} \left(\alpha - \sin \frac{\pi}{2\alpha} \right) \quad (4.19)$$

Ridicînd la pătrat ecuațiile de mai sus, se obține în final raportul

$$\beta = \frac{X_2}{X_1} \left(\frac{\text{solicitarea suplimentară datorită acțiunii } q}{\text{solicitarea statică datorită acțiunii } q_0} \right)$$

$$\beta = \frac{\alpha}{\alpha^2 - 1} \sqrt{1 + \alpha^2 - 2\alpha \sin \frac{\pi}{2\alpha}} \quad (4.20)$$

Se observă că β depinde doar de gradul de instaneitate (raportul între pulsația rafalei și pulsația proprie. Pentru $\alpha = 0$ (creșterea lentă a forței, frecvența proprie mare)
 $\Rightarrow \beta = 0$, pentru $\alpha \rightarrow \infty$ (creșterea bruscă a forței, frecvență proprie joasă) $\beta = 1$, deci o creștere de 100 % (dublul sarcinii statice) .

Deplasarea structurii sub acțiunea rafalei va fi :

$$X_d = X_1 + X_2 = (1 + \beta) X_1 \quad (4.21)$$

În consecință, pentru determinarea solicitărilor produse de rafală se vor multiplica cele statice cu coeficientul

$$\gamma = 1 + \beta \quad (4.22)$$

În figura 4.14 se prezintă variația coeficientului γ .

Creșteri mai pronunțate se observă numai pentru $\alpha < 1$. Pentru $\alpha = 1$, se atinge aproape valoarea maximă 2. În tabelul 4.8. se prezintă după [32] valorile coeficientului γ în funcție de perioada proprie a construcției și de durata unei rafale.

PER PR T [sec]	COEF. PT. DU- RATA RAFALEI		
	1sec.	2sec.	3sec.
1/10	1,025	1,015	1,015
1/2	1,13	1,065	1,04
1	1,275	1,13	1,085
2	1,745	1,275	1,175
3	1,88	1,585	1,275
5	1,92	1,825	1,65

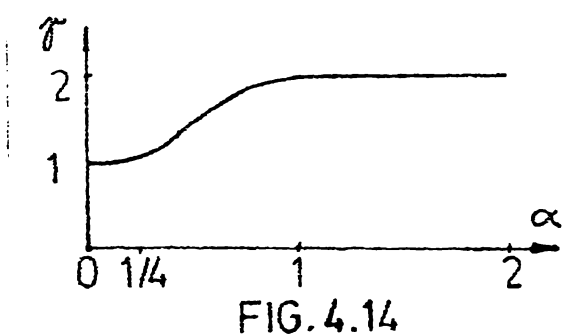


FIG.4.14

În general [29], [32], [33], se consideră ca durată medie a unei rafale 2 sec. Coeficientul γ este cu atât mai mare cu cât construcția este mai flexibilă.

După [23] forța dată de vânt pentru construcții cu $T > 1$ sec se calculează cu

$$W = \delta \cdot q \cdot c \cdot F \cdot \sin \alpha \quad (4.23)$$

unde coeficientul δ are expresia

$$\delta = 1 - \beta \left[1 - (v_0/v)^2 \right] \quad (4.24)$$

Viteza rafalelor nu este constantă pe înălțimea construcției.

Avem [23] : $-h < 100 \text{ m}$ $v_0 = 0,65 v \Rightarrow \delta = 1 - 0,5775/\beta$ (4.25)

$-h > 100 \text{ m}$ $v_0 = 0,8 v \Rightarrow \delta = 1 - 0,36/\beta$ (4.26)

Valoarea (4.25) coincide cu prescripțiile din RDG (TGL 13480). Acceptînd o creștere liniară a raportului v_0/v (normele cehoslovace), adică $v_0/v = 0,5 + 0,001 h$, rezultă

$$\delta = 1 + \beta \left[0,75 - 0,001 h(1 + 0,001 h) \right] \quad (4.27)$$

Revenind la normativul german pentru calculul antenelor metalice [29], acesta a adoptat metoda propusă de F.Schleich [34], considerînd presiunea totală asupra construcției compusă dintr-o componentă statică și una dinamică ;

$$q = q_s + q_d \quad (4.28)$$

Componenta dinamică se va multiplica cu valoare $1 + \beta$. Același normativ consideră presiunea dinamică constantă pe înălțimea construcției ($q_d = 70 \text{ daN/m}^2$), rezultînd :

$$W = c \cdot k (q + 70 \beta) F \quad /daN/ \quad (4.29)$$

unde c , k , q și β au semnificațiile arătate anterior. Coeficientul α se calculează cu relația $\alpha = T/4 D$, unde D reprezintă durata medie a unei rafale. Considerând $D = 2$ sec, rezultă $\alpha = T/8$.

Standardul RSR [30], consideră pentru structurile metalice cu $T > 0,25$ s, un coeficient de majorare al presiunii dinamice de bază egal cu

$$\beta = 1 + 3,3 \cdot \xi_1 \cdot r \quad (4.30)$$

unde :

$$\xi_1 = 1 - 10^{0,24 T} \quad (4.31)$$

și r , este un coeficient de variație al presiunii rafalelor care scade exponențial cu înălțimea construcției. Expresii similare conțin și normele sovietice [12].

4.4. Calculul perioadei proprii de vibrație

Pentru calculul antenelor în [29] și pentru calculul construcțiilor tip turn în [31] se recomandă, cunoscuta formulă Rayleigh ;

$$T_R = 2\pi \sqrt{\frac{\sum G_i \cdot Y_i^2}{g \sum G_i \cdot Y_i}} \quad (4.32)$$

unde $G_1, G_2 \dots G_i$ reprezintă încărcările gravitaționale considerate acționând orizontal, în centrele de greutate ale tronșoanelor, iar $Y_1, Y_2 \dots Y_i$ săgețile respective.

Pentru construcțiile în consolă (turnuri, coșuri de fum, antene RTV, stâlpii LEA), în literatura de specialitate [37], se recomandă relația cunoscută sub numele de formula GEIGER.

$$T_G = 0,2 \cdot \sqrt{f_t} \quad (4.33)$$

unde f_t reprezintă deplasarea maximă în cm (săgeata la vîrf), produsă de acțiunea laterală a sarcinilor gravitaționale.

OBSERVAȚIE : Valoarea perioadei fundamentale calculate cu expresia (4.33) se determină prin metoda Dunkerley - Southwell. În literatura de specialitate [37] se arată că folosirea concomitentă a metodei Dunkerley și Rayleigh permite să se delimiteze inferior și superior domeniul, de existență a perioadei fundamentale exacte :

$$T_D = T_G < T_{EXACT} < T_R \quad (4.34)$$

4.5. Calculul săgeții la stîlpii metalici LEA

4.5.1. Introducere

Stîlpii metalici ai liniilor electrice aeriene sînt construcții zvelte, flexibile, în consecință se impune analiza lor dinamică [30], [31]. O mărime fundamentală, în acest sens, constituie săgeata maximă (la vîrf) a stîlpului.

Deasemenea, în literatura de specialitate [38], săgeata la vîrfurile stîlpilor se limitează la $H/100$ (pentru stîlpii de întindere și traversare valoarea se reduce la $H/120 - H/140$). Normele poloneze [26] prescriu pentru săgeți valorile din tabelul 4.9.

TABELUL 4.9

TIPUL	INĂLȚIMEA STÎLPULUI H	
STÎLPULUI	$H \leq 60\text{m}$	$H > 60\text{m}$
SUSȚINERE	$f \leq \frac{H}{80}$	$f \leq \frac{H}{140}$ sau $f \leq 0,75\text{m}$
ÎNTINDERE	$f \leq \frac{H}{100}$	$f \leq \frac{H}{140}$ sau $f \leq 0,60\text{m}$
TERMINALI ȘI COLȚ	$f \leq \frac{H}{120}$	$f \leq \frac{H}{140}$ sau $f \leq 0,50\text{m}$

Calculul exact al săgeții stîlpilor metalici LEA, sub acțiunea unor forțe orizontale se efectuează [39] cu cunoscuta relație

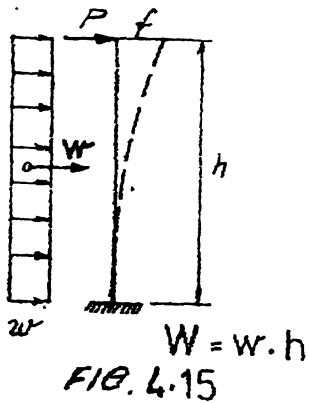
$$f = \sum \frac{n_i \cdot N_i}{E \cdot A_i} l_i \quad (4.35)$$

Stîlpii LEA metalici fiind structuri articulate spațiale static nedeterminate, calculul eforturilor n și N este dificil și laborios. În continuare se vor prezenta o serie de formule aproximative din literatură, specifice unor construcții asemănătoare, aplicate la stîlpii LEA și compararea lor cu un calcul exact.

4.5.2. Metoda Bürklin

Bürklin a dedus o formulă aproximativă pentru calculul săgeții la vîrf a stîlpilor LEA [2], considerînd stîlpul o bară de egală rezistență, nontanții fiind solicitați deci la

capacitatea lor portantă. Pentru stâlpul acționat de o forță la vîrf P și o încărcare uniformă distribuită pe înălțimea stîlpului w (fig.4.15) săgeata maximă are expresia :



$$f = \left(\frac{3}{5} P + \frac{3}{8} W \right) \frac{h^3}{EI} \quad (4.36)$$

I fiind momentul de inerție la baza stîlpului și se calculează cu relația [4], [5] :

$$I = 4 \left[I_x + (e/2)^2 \cdot A_m \right] \quad (4.37)$$

În relația de mai sus s-a neglijat efectul diagonalelor.

4.5.3. Metoda DIN 4131

Normativul german "DIN 4131" [29] se referă la calculul și alcătuirea antenelor metalice. La calculul săgeții, în normativ se fac următoarele ipoteze (fig.4.16) ;

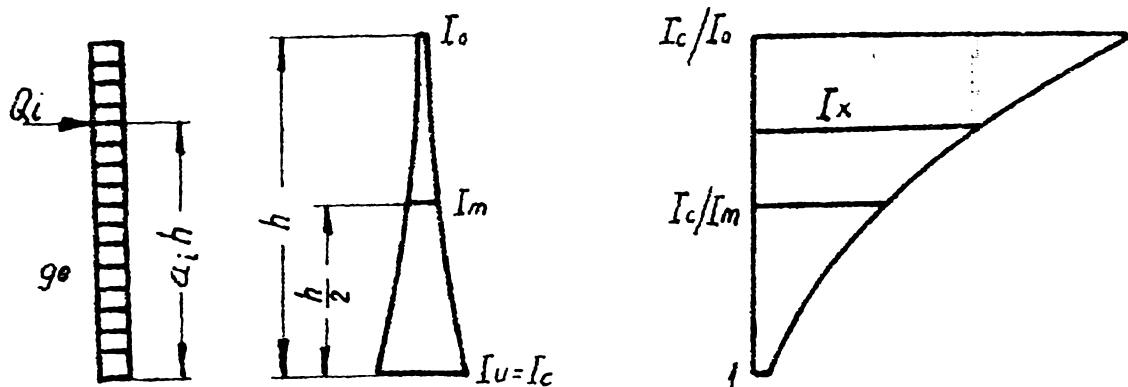


Fig. 4.16

- momentul de inerție are o variație parabolică pe înălțimea stîlpului
- în calcule se consideră momentul de inerție la trei nivele
- momentul de inerție se calculează în mod aproximativ cu expresia :

$$I = 0,8 \left[A_m \cdot \left(\frac{a}{2} \right)^2 \cdot 4 \right] = 0,8 a^2 \cdot A_m \quad (4.38)$$

Considerînd, în continuare, în mod separat cele două

încărcări - uniform distribuită și concentrată, exprimând expresia momentului de inerție la un nivel curent și integrând se obține în final expresia săgeții la vîrf (Tab.4.10). În normativul DIN 4131 se dă direct expresia săgeții totale ;
 $f = f_g + f_G$.

În relația de mai sus, aportul diagonalelor este "prins" în calcul prin coeficientul 0,8, în expresia momentului de inerție.

4.5.4. Stîlpul - considerat o bară cu moment de inerție variabil în trepte

Se consideră pentru început un stîlp format din două tronsoane, supus acțiunii vîntului (intensitatea - w) - (tab. 4.11). Integrînd cu ajutorul formulei Mohr - Maxwell se obține relația (4.49). Momentul de inerție se calculează la nivelul punctului de intersecție al diagonalelor. Procedînd în mod similar și pentru trei tronsoane, se obține în final o formulă de recurență (4.50), simplă.

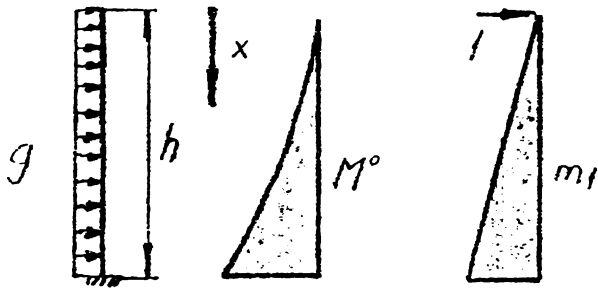
În tabelele 4.12 și 4.13 se prezintă același calcul pentru o încărcare concentrată W (vînt pe conductori activi sau de protecție), acționînd la capătul superior al stîlpului, sau la un nivel curent. Formulele (4.52), (4.54) sînt ușor de folosit ; calculele se pot efectua tabelar.

Intensitatea vîntului variază pe înălțimea structurii ; în figura 4.17, se prezintă modul de variație, în conformitate cu cîteva normative. În general variația poate fi considerată liniară, aproximația întrodusă fiind redusă. În tabelul 4.14 se prezintă calculul săgeții pentru cazul de mai sus, formula (4.56), referîndu-se la cazul general.

4.5.5. Compararea metodelor prezentate

Pentru calculul exact al săgeții și compararea cu valorile aproximative ale formulelor de mai sus, s-a ales un model de calcul avînd alcătuirea tipică a unor stîlpi LEA curenți (fig. 4.18).

Modelul considerat are cinci tronsoane, la fiecare tronson existînd o contravîntuire orizontală (fig.4.19) și are 189



Moment de inerție:

$$y = ax^2 + bx + c ; y = \frac{I_c}{I_x} \quad (4.38)$$

Avem:

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow y = \frac{I_c}{I_o} = c & (4.39) \\ x = \frac{h}{2} \rightarrow y = \frac{I_c}{I_m} = a \frac{h^2}{4} + b \frac{h}{2} + \frac{I_c}{I_o} \\ x=h \rightarrow y = 1 = ah^2 + bh + \frac{I_c}{I_o} \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = \frac{1}{h^2} (2 - 4 \cdot \frac{I_c}{I_m} + 2 \cdot \frac{I_c}{I_o}) \quad (4.40)$$

$$b = \frac{1}{h} (-1 - 3 \cdot \frac{I_c}{I_o} + 4 \cdot \frac{I_c}{I_m}) \quad (4.41)$$

Săgeata:

$$f = \int_0^h \frac{M_x^o \cdot m_1}{E I_x} dx ; \text{ sau}$$

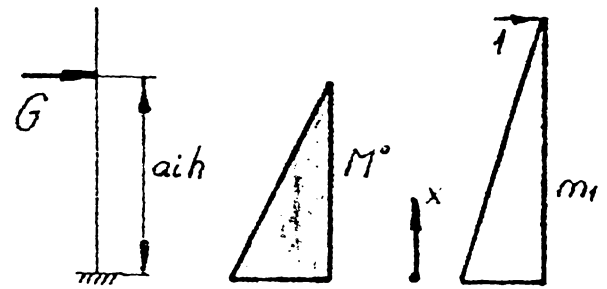
$$f \cdot E I_c = \int_0^h M_x^o \cdot m_1 \cdot \frac{I_c}{I_x} dx = \int_0^h M_x^o \cdot m_1 \cdot y dx \quad (4.42)$$

$$M_x^o = g \frac{x^2}{2} ; m_1 = f \cdot x = x ;$$

înlocuind pe (4.39-4.41) în (4.42) și cu (4.42)

rezultă în final:

$$f_g = \frac{g \cdot h^4}{120 E I_c} \left[8 + 8 \frac{I_c}{I_m} - \frac{I_c}{I_o} \right] ; \quad (4.43)$$



Moment de inerție:

$$y = ax^2 + bx + c ; \quad (4.44) \quad y = \frac{I_c}{I_x}$$

Avem:

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow y = 1 = c & (4.45) \\ x = \frac{h}{2} \rightarrow y = \frac{I_c}{I_m} = a \frac{h^2}{4} + b \frac{h}{2} + 1 \\ x=h \rightarrow y = \frac{I_c}{I_o} = ah^2 + bh + 1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = \frac{1}{h^2} (2 - 4 \cdot \frac{I_c}{I_m} + 2 \cdot \frac{I_c}{I_o}) \quad (4.46)$$

$$b = \frac{1}{h} (-3 + 4 \cdot \frac{I_c}{I_m} - \frac{I_c}{I_o}) \quad (4.47)$$

Săgeata:

$$f = \int_0^h \frac{M_x^o \cdot m_1}{E I_x} dx ;$$

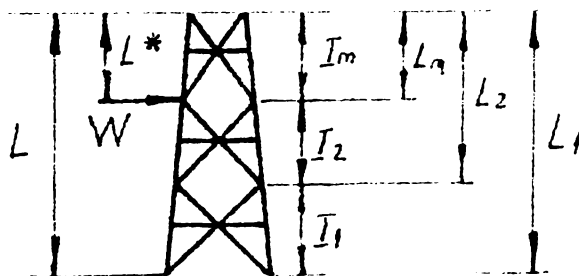
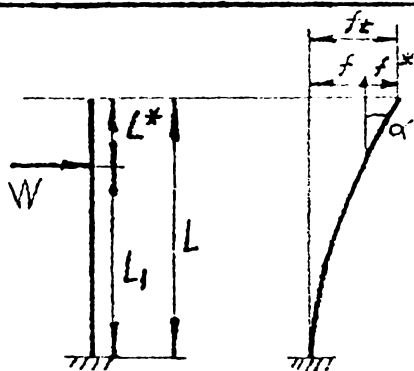
$$\begin{cases} M_x^o = G (aih - x) \\ m_1 = 1 \cdot (h - x) \end{cases}$$

$$\Rightarrow E I_c f = \int_0^{aih} (aih - x)(h - x)(ax^2 + bx + c) dx ;$$

cu (4.45-4.47) avem în final:

$$f_g = \frac{G(aih)^3}{60 E \cdot I_c} \left[\frac{30}{ai} - 40 + 25ai - 6ai^2 + h(10 - 10ai + 3ai^2) \frac{I_c}{I_m} - (10 - 15ai + 6ai^2) \frac{I_c}{I_o} \right] \quad (4.48)$$

TABELUL 4.13



$$f = \frac{W(L-L^*)^3}{3EI}$$

vezi [8]

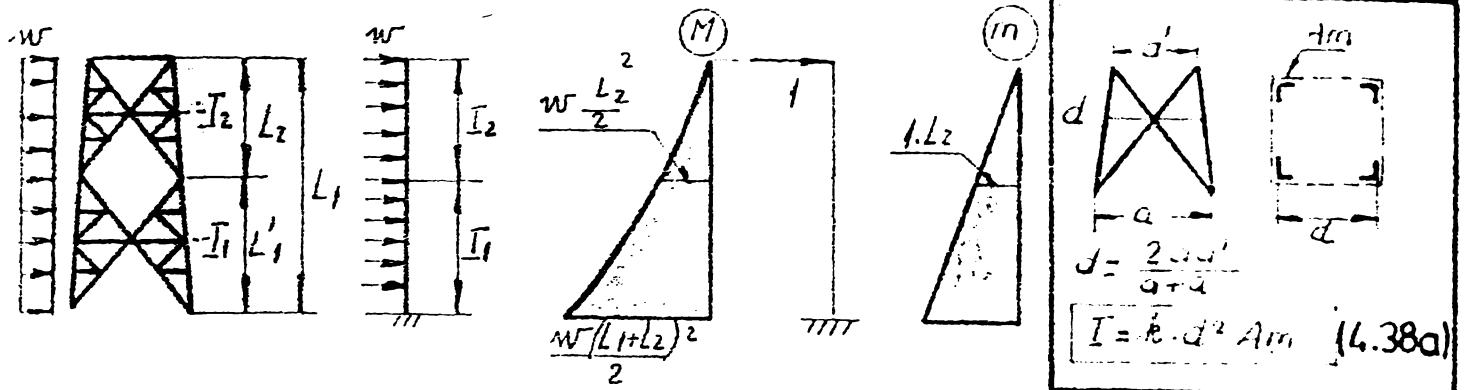
$$f_t = f + f^* ;$$

$$f^* = (L-L^*) \operatorname{tg} \alpha ; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{W(L-L^*)^2}{2 \cdot EI}$$

$$f_t = \frac{W(L-L^*)^3}{3EI} \cdot \left[1 + \frac{3L^*}{2(L-L^*)} \right] ; \quad \eta = \frac{2L+L^*}{2(L-L^*)} \Rightarrow f_t = W \cdot L^3 \cdot \eta \quad (4.53)$$

In general
avem:

$$f_t = \frac{W}{3E} \left[\sum_{i=1}^m \frac{L_i^3}{I_i} - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{L_i^{n+1}}{I_i} \right] \cdot \eta \quad (4.54)$$



$$f_t = \frac{1}{EI_2} \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{w \cdot L_2^2}{2} \cdot L_2 \cdot \frac{3}{4} L_2 \right) + \frac{1}{EI_1} \left\{ \frac{w \cdot L_2^2}{2} \cdot L_1 \cdot \left[\frac{L_2 + (L_2 + L_1')}{2} \right] + \frac{1}{2} L_1 \left[\frac{w \cdot (L_1' + L_2)^2}{2} - \frac{w \cdot L_2^2}{2} \right] \cdot \left[1 \cdot L_2 + \frac{2}{3} L_1' \right] - \frac{w \cdot L_1^3}{12} \left[\frac{L_2 + L_2 + L_1'}{2} \right] \right\}$$

(vezi [8])

In final avem:

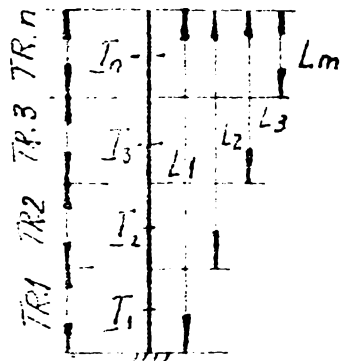
$$f_t = \left[\frac{(L_1' + L_2)^4}{EI_1} + \frac{L_2^4}{EI_2} - \frac{L_2^4}{EI_1} \right] \frac{w}{8} = \frac{w}{8E} \left[\frac{L_1'^4}{I_1} + \frac{L_2^4}{I_2} - \frac{L_2^4}{I_1} \right] \quad (4.49)$$

Pentru trei tronsoane

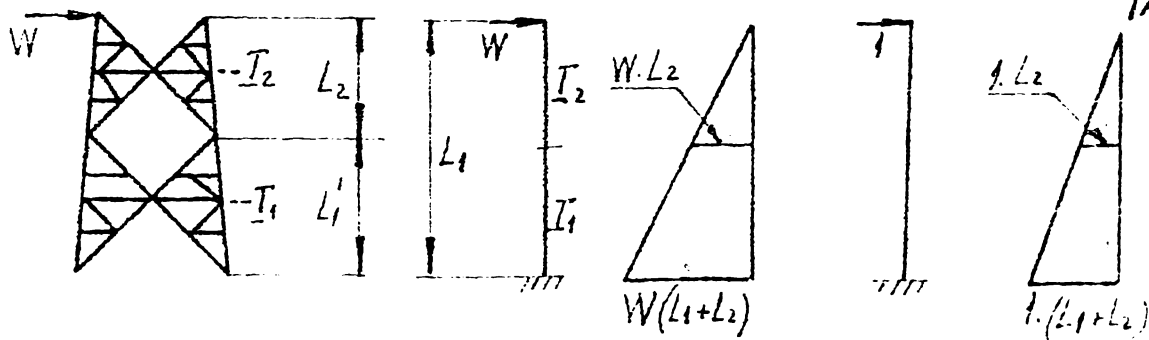
$$f_t = \frac{w}{8E} \left[\frac{L_1^4}{I_1} + \frac{L_2^4}{I_2} + \frac{L_3^4}{I_3} - \frac{L_2^4}{I_1} - \frac{L_3^4}{I_2} \right]$$

In general

$$f_t = \frac{w}{8E} \left[\sum_{i=1}^m \frac{L_i^4}{I_i} - \sum_{i=1}^{m-1} \frac{L_{i+1}^4}{I_i} \right] \quad (4.50)$$



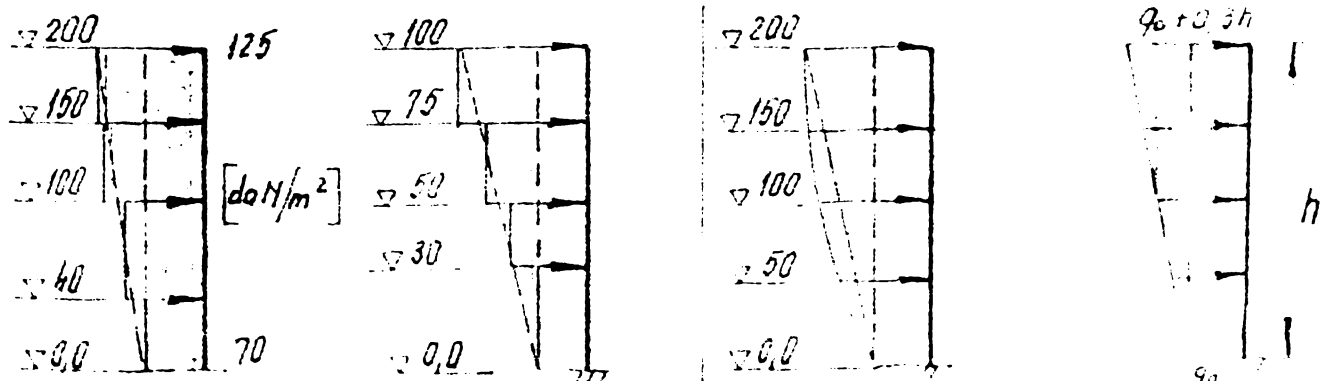
TABELUL 4.12



$$f_t = \left[\frac{(L_1' + L_2)^3}{I_1} + \frac{L_2^3}{I_2} - \frac{L_2^3}{I_1} \right] \cdot \frac{W}{3E} = \left[\frac{L_1'^3}{I_1} + \frac{L_2^3}{I_2} - \frac{L_2^3}{I_1} \right] \cdot \frac{W}{3E} \quad (4.51)$$

In general pentru „n” tronsoane

$$f_t = \frac{W}{3E} \left[\sum_{i=1}^m \frac{L_i^3}{I_i} - \sum_{i=1}^{m-1} \frac{L_{i+1}^3}{I_i} \right] \quad (4.52)$$



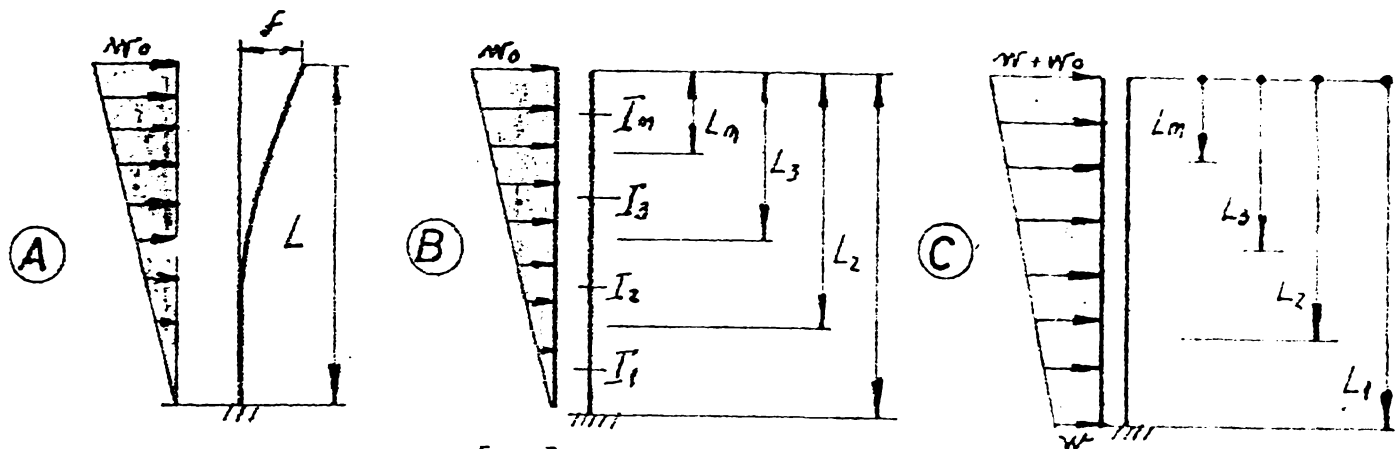
VDE 0210/69

Normativ LEA

STAS 10101/20-75

DIN 4131

Fig. 4.17



Pentru $I = \text{constant}$ [8], Caz A:

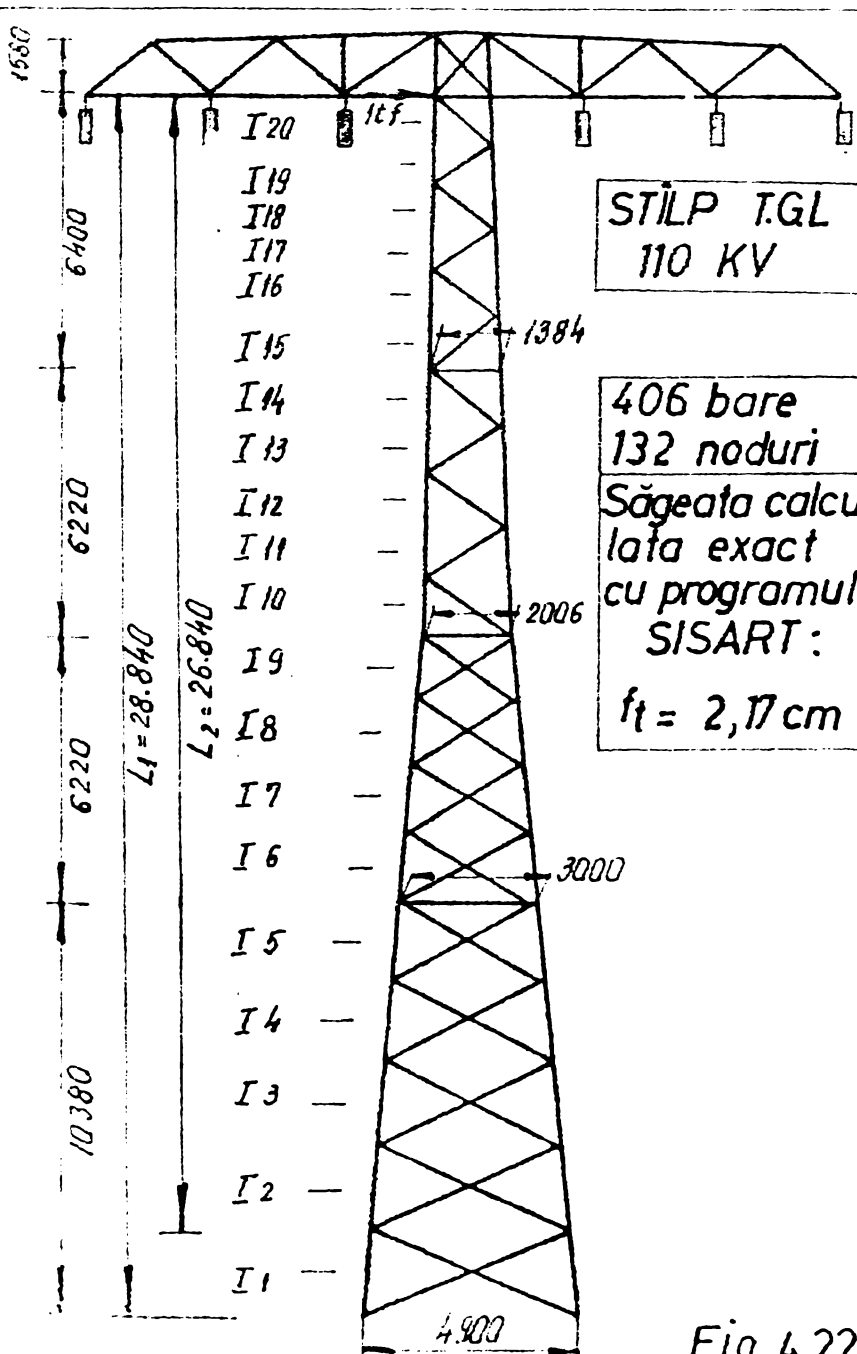
$$f = \frac{11}{120} \frac{w_0 L^4}{E I};$$

In general caz B avem:

$$f_t = \frac{11 w_0}{120 E} \left[\sum_{i=1}^m \frac{L_i^4}{I_i} - \sum_{i=1}^{m-1} \frac{L_{i+1}^4}{I_i} \right] \quad (4.55)$$

In cazul C rezultă:

$$f_t = \left[\frac{11 w_0}{120 E} + \frac{w}{8 E} \right] \cdot \left[\sum_{i=1}^m \frac{L_i^4}{I_i} - \sum_{i=1}^{m-1} \frac{L_{i+1}^4}{I_i} \right] \quad (4.56)$$



SĂGEATA cu (4.52)
I calculat cu (4.38)

TR	L [cm]	I [cm ⁴]	L_i^3/I_i	L_{i+1}^3/I_i
1	2884	4014959	5975	—
2	2684	3407946	5674	4316
3	2484	2820517	5434	4497
4	2284	2301526	5177	4224
5	2084	1835257	4932	3933
6	1884	1266070	5232	3644
7	1728.5	1055982	4890	4079
8	1573	864941	4570	3636
9	1417.5	692295	4114	3293
10	1262	579282	3470	2903
11	1137.6	507109	2953	2541
12	1013.2	440256	2353	2051
13	888.8	377645	1809	1595
14	764.4	319833	1320	1183
15	640	279600	145	320
16	533.4	162987	931	845
17	426.7	147987	326	477
18	320.1	132179	248	223
19	213.4	117984	32	74
20	106.7	104595	12	10
Σ			61230	44894
Σ $L_i^3/I_i - \sum L_{i+1}^3/I_i$			16335	

$$f_t = \frac{1000}{3.2 \cdot 1000000} \cdot 16335 = 2,59 \text{ cm}$$

cu I calculat cu 4.

$$\Rightarrow f_t = 2,30 \text{ cm}$$

Fig. 4.22

bare, 64 noduri fiind de nouă ori static nedeterminat. Secțiu-

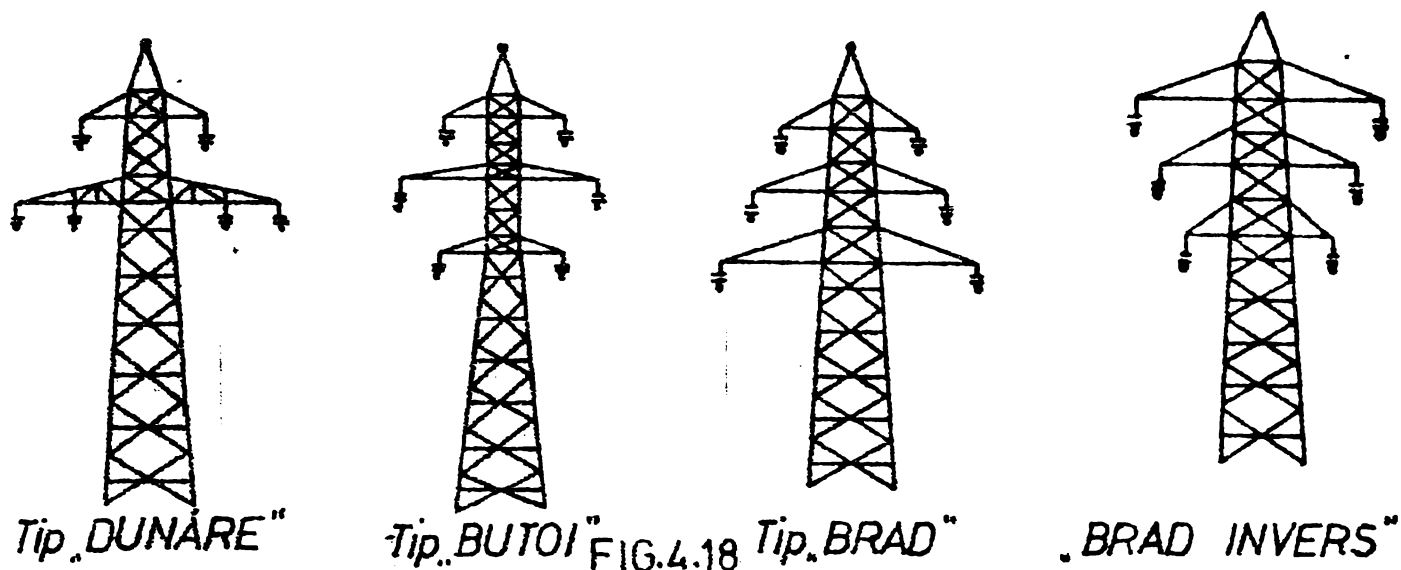
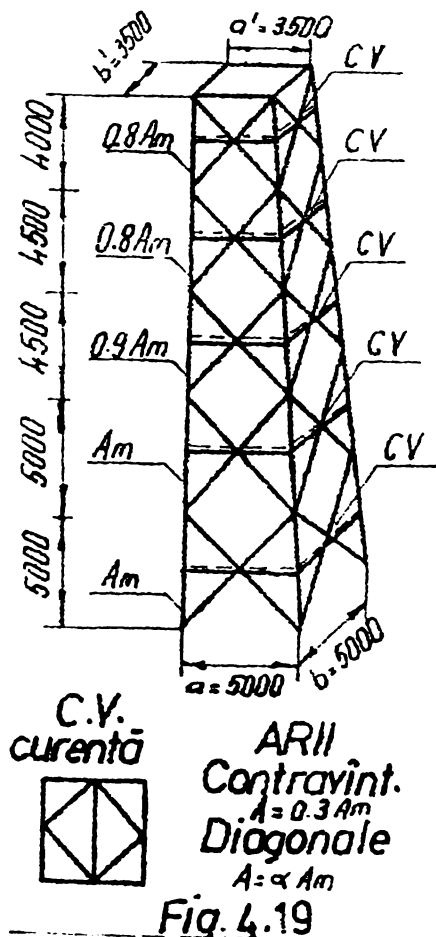


FIG. 4.18

nile elementelor au fost exprimate în funcție de aria montan-

tului (piciorului) de la tronsonul de bază. Pentru acest model de calcul s-a calculat săgeata la vîrf din acțiunea unei forțe concentrate, orizontale de 1000 daN, în mod exact cu un program de calcul [73]. În acest sens au fost considerate trei seturi de structuri în conformitate cu modelul de calcul de mai sus, care diferă prin raportul secțiunilor diagonalelor și montanților (s-a ales $A_d/A_m = 0,3; 0,4; 0,5$), în cadrul fiecărui set considerîndu-se șase stâlpi pornîndu-se de la stîlpul pătrat cu $a/b = 1,0$ și ajunghind la cel dreptunghiular cu $a/b = 1,5$ (fig. 4.20).



expuse mai sus. Pentru stîlpul cu raportul laturilor $a/b = 1,2$, calculele sînt arătate în figura 4.21.

	a/b = 1.0			a/b = 1.1			a/b = 1.2			a/b = 1.3			a/b = 1.4			a/b = 1.5		
f_t	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
f_t EXACT	11,162	10,681	10,392	9,458	9,004	8,79	8,173	7,735	7,471	7,182	6,755	6,498	6,405	5,984	5,731	5,181	5,369	5,175
f_t BÜRK.	14,8			12,25			10,3			8,78			7,57			6,59		
f_t DIN	12,59			10,406			8,74			7,443			6,424			5,597		
f_t (cu 4.52)	11,882			9,819			8,25			7,031			6,083			5,282		
f_t EX/ f_t	0,94	0,9	0,875	0,96	0,917	0,89	0,99	0,94	0,91	1,02	0,96	0,925	1,06	0,99	0,945	1,1	1,02	0,98
k mediu	0,905			0,922			0,95			0,97			1,0			1,03		

STÎLP LEA CU $a/b = 1.2$

- Calculul momentelor de inerție

$$I_1 = 0,8 \times 1,0 \times 581^2 = 270049 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 0,8 \times 1,0 \times 434^2 = 235011 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 0,8 \times 0,9 \times 504,8^2 = 183473 \text{ cm}^4$$

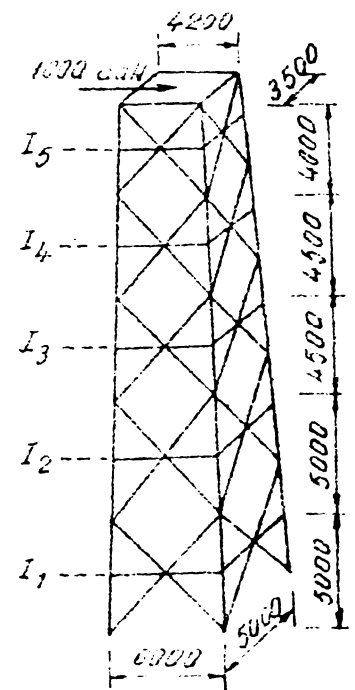
$$I_4 = 0,8 \times 0,8 \times 469,4^2 = 141015 \text{ cm}^4$$

$$I_5 = 0,8 \times 0,8 \times 436^2 = 121661 \text{ cm}^4$$

- Calculul săgetii

Bürklin $f_t = \frac{3}{5} \cdot \frac{1000 \cdot 2300^3}{2100000 \cdot 581^2} = 10,3 \text{ cm}$

DIN 4131 $f_t = \frac{1000 \cdot 2300^3}{60 \cdot 2100000 \cdot 270049} \left[9 + 12 \frac{270049}{183473} - \frac{270049}{121661} \right] = 8,74 \text{ cm}$



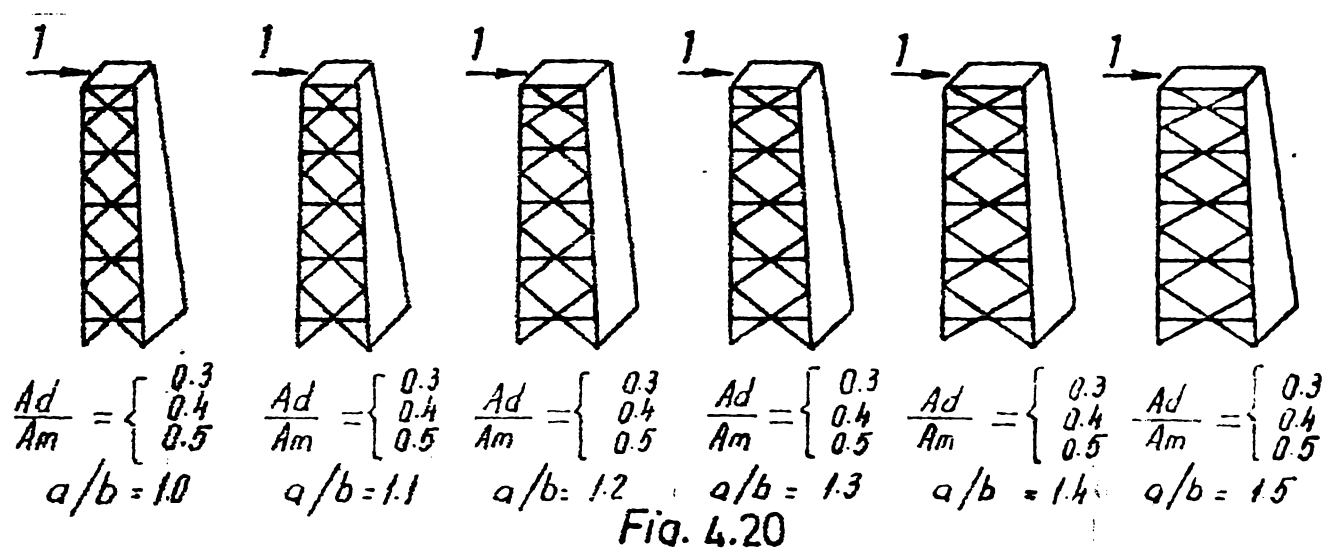
TR.	L	L^3	I	L_i^3 / I_i	L_{i+1}^3 / I_i
1	2300	$12167 \cdot 10^6$	270049	45055	-
2	1800	$5832 \cdot 10^6$	235011	24816	21596
3	1300	$2197 \cdot 10^6$	183473	11975	9348
4	850	$614 \cdot 10^6$	141015	4355	3347
5	400	$64 \cdot 10^6$	121661	526	454
TOTAL				86728	34746
DIFERENȚA $\sum \frac{L_i^3}{I_i} - \sum \frac{L_{i+1}^3}{I_i}$				51981	

cu (4.52)

$$f_t = \frac{1000}{32100000} \cdot 51981 =$$

8,25 cm

FIG. 4.21



Rezultatele comparative pentru setul de stâlpi aleși (calcul exact, calcul aproximativ prin metodele arătate) sînt redată în tabelul 4.15.

4.5.6. Exemple de calcul

S-a ales în primă instanță un stîlp 110 kV - TGL (stan - dardizat în RDG) - figura 4.22 - și aplicînd o forță de 1000 daN la vîrfurile stîlpului s-a determinat valoarea săgeții cu formula (4.52), în calculul momentului de inerție întroducîndu-se într-o primă instanță valoarea $k = 0,8$. Calculînd săgeata cu aceeași formulă dar întroducînd în calcule valoarea (4.57), diferența față de valoarea exactă (calculată printr-un program de calcul) este de 6 %. De subliniat că diferențele provin dintr-o alcătuire diferită a stîlpului la partea superioară, față de alcătuirea curentă considerată în lucrarea de față.

Un al doilea exemplu de calcul se referă la un stîlp de traversare a Dunării (Porțile de Fier II) cu o înălțime de 90,5 m (fig.4.23). Procedînd ca în exemplul anterior se obține o valoare foarte apropiată de cea determinată cu un program de calcul.

4.6. Concluzii

- Se constată diferențe considerabile între diferitele prescripții, în ceea ce privește modul de considerare cu acțiunii vîntului asupra stîlpilor LEA metalici. Acest lucru a

STILP DE TRAVERSARE „PORTILE DE FIER II

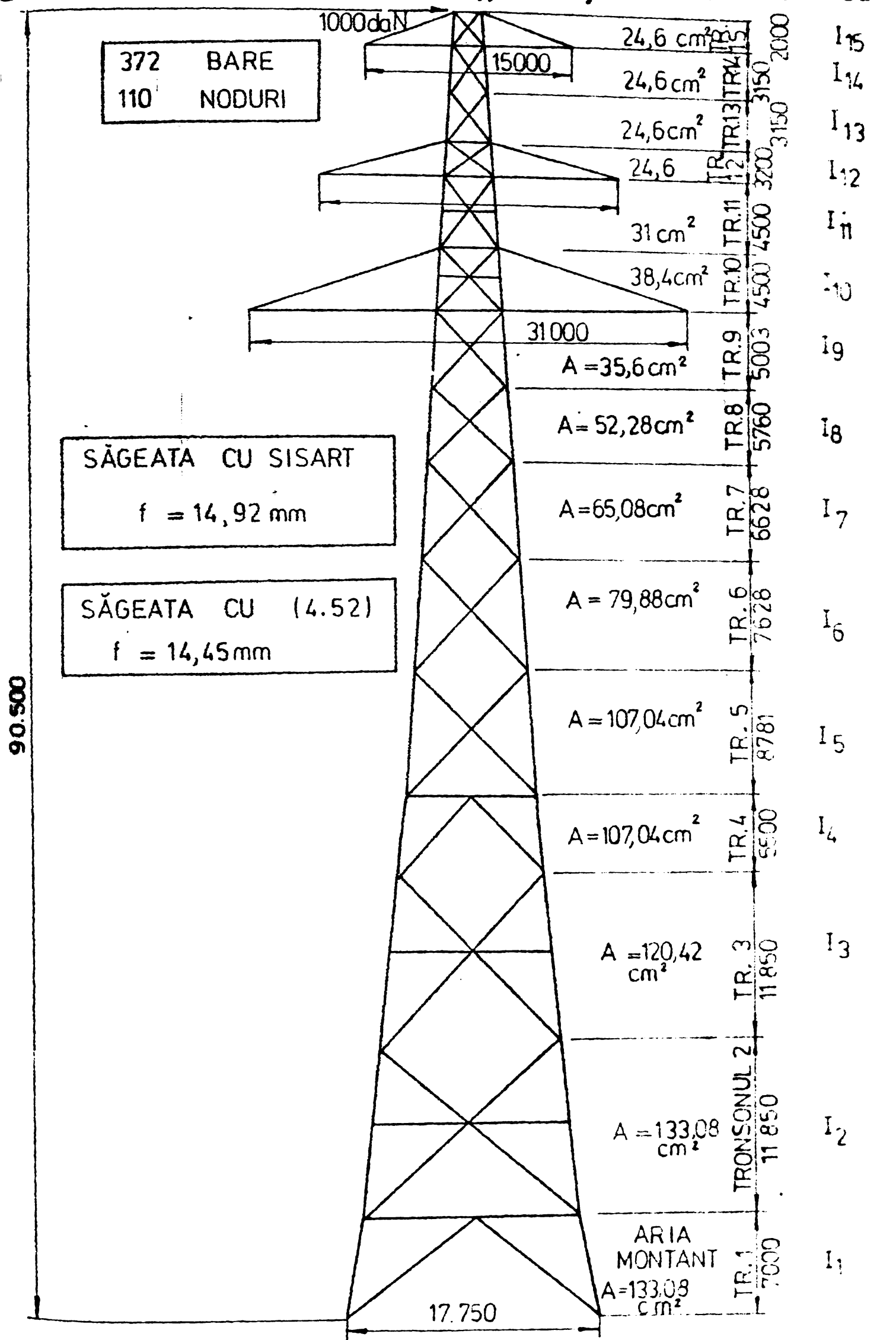


FIG. 4.23

fost subliniat și pentru construcții în general, de unii autori [32].

- Unele normative consideră că efectul rafalelor asupra stîlpilor LEA, este prins de coeficientul aerodinamic (astfel pentru un stîlp spațial cu zăbrele, normativul RSR prescrie un coeficient global 2,6 , iar normativul german VDE 0,210/69 - 2,8).

- Pentru stîlpii metalici de înălțimi mai mari și în special pentru cei de traversare se recomandă evaluarea acțiunii vîntului și după alte prescripții cu excepția normativului LEA (ex.STAS 10101/20 - 75 sau DIN 4131).

- Pentru analiza dinamică a stîlpilor LEA o mărime fundamentală o constituie săgeata la vîrf

- Analizînd valorile tabelului 4.17 se observă că valorile cele mai apropiate de mărimile exacte se obțin prin intermediul relațiilor arătate în paragraful 4.5.4.

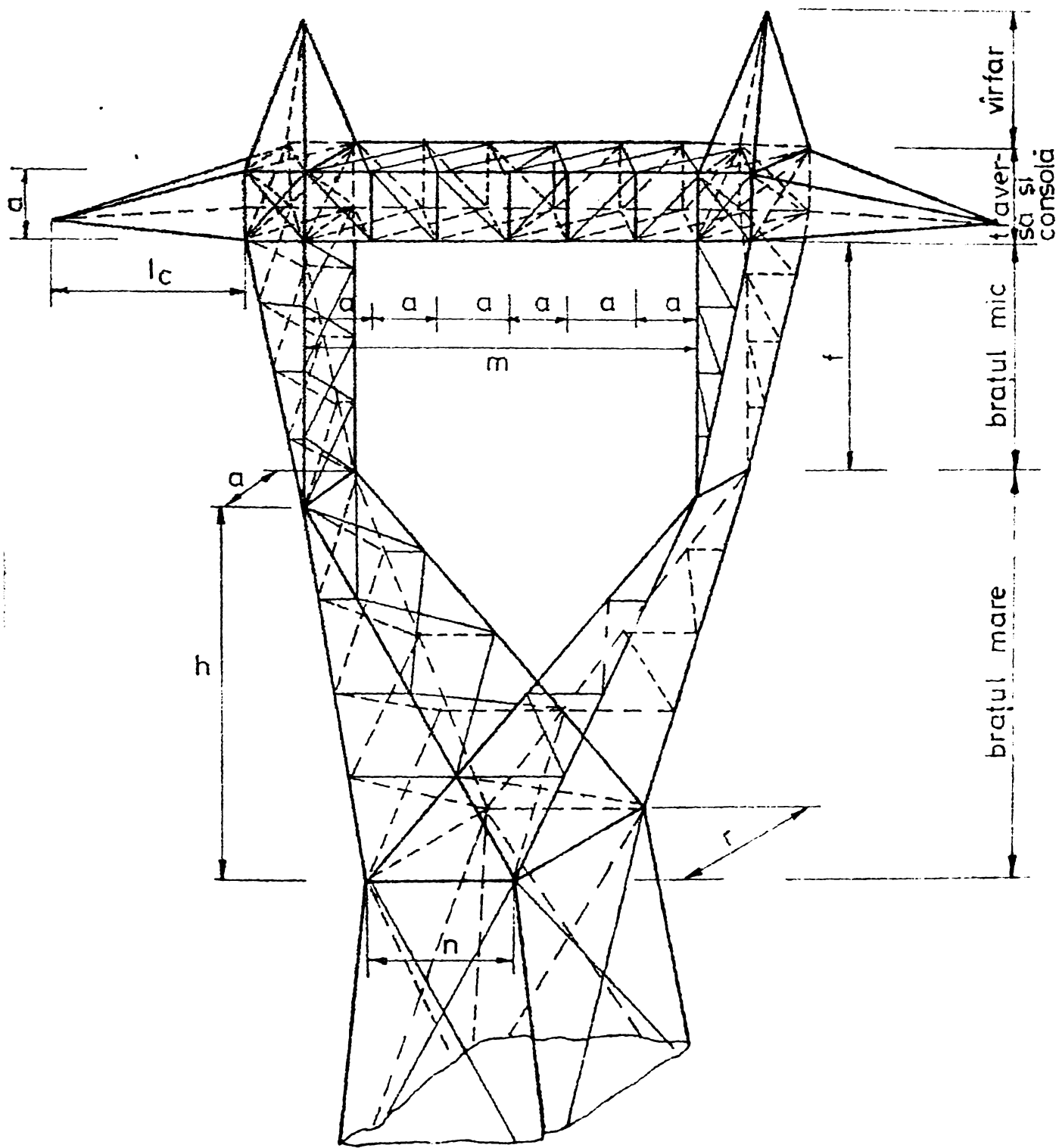
- Revenind la calculul momentului de inerție al unui tronson curent al stîlpului, relația 4.38-a - tabelul 4.11, s-a exprimat în ultima rubrică a tabelului 4.17 raportul $k = f_{ex}/f_t$. Se observă că valorile se înscriu în intervalul 0,9 - 1,0 , față de $k = 0,8$ recomandat de DIN 4131 și $k = 1,0$ indicat în [4] și [5].

- Intru-cît majoritatea stîlpilor LEA se înscriu în intervalul $a/b = 1,0 - 1,2$, se recomandă în concluzie determinarea momentului de inerție cu relația :

$$I = 0,9 \cdot d^2 \cdot A_m \quad (4.57)$$

săgeata calculîndu-se cu formulele (4.50)- (4.56).

- Calculînd astfel săgeata maximă la vîrf a stîlpului sub acțiunea forțelor gravitaționale și determinînd perioada proprie de vibrație a structurii cu relația (4.33), se poate determina în final efectul dinamic al vîntului asupra stîlpului.

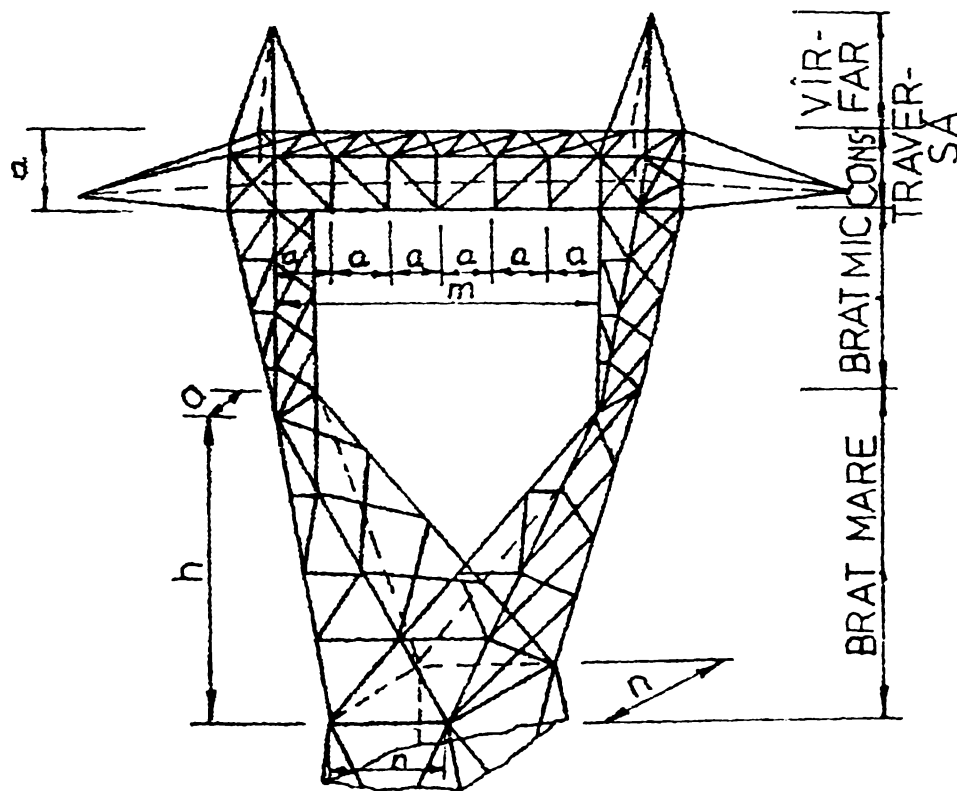


CAPITOLUL 5

CAIULUL CORONAMENTULUI STILPILOR LEA SIMPLU CIRCUIT

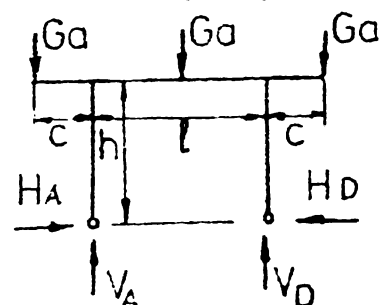
5.1. Introducere

Stilpii metalici curenți ai liniilor electrice aeriene au înălțimi de 30 - 50 m, deschideri de 250 - 300 m. Formele constructive ale stâlpilor sînt variate fiind în funcție de tensiunea nominală a liniei, de numărul de circuite, de considerente economice (a se vedea Cap.1.). Una din formele constructive des folosite, o constituie forma în " Y " (stâlpi cu bază lată (Fig.5.1). Acești stâlpi permit montarea con -



CADRU CU REAZEME
FIXE

Greutatea conductorilor activi: []



$$- K = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_t}{I_h} \quad (5.1)$$

$$- V_A = V_D = 1.5 G_a$$

$$- H_A = H_D = \frac{3}{8} \frac{l - 8c}{h(3 + 2K)} G_a;$$

FIG. 5.1

ductorilor la același nivel și executarea unor fundații izoante.
Aspectul estetic al acestor stâlpi este remarcabil, realizînd o

integrare organică în peisajul înconjurător. Această formă constructivă a fost folosită și la o serie de stâlpi de traversare a Dunării.

5.2. Calculul coronamentului stâlpilor în "Y" simplu circuit în ipoteza normală

Calculul stâlpilor LEA se efectuează în ipoteza normală și în cea de avarie. În ipoteza normală, asupra unui stâlp de susținere acționează greutatea proprie a elementelor, greutatea conductoarelor active și de protecție, vântul pe stâlp și pe conductoare.

Stâlpii metalici LEA, sînt structuri articulate spațiale. În mod simplificat calculul lor se face descompunînd structura spațială în fețe plane, încărcate în planul lor [1]. Coronamentul stâlpilor "Y" are o formă specifică, formînd din punct de vedere static, un cadru spațial cu zăbrele static, nedeterminat, dimensiunile rezultînd în funcție de tipul stîlpului (de susținere, de colț, de întindere, de traversare). În practica uzuală ^{calculul} se face în mod simplificat considerînd un cadru cu două articulații (reazeme fixe); determinînd în continuare reacțiunile și calculînd eforturile din barele coronamentului prin metoda secțiunilor [39]. Prin admiterea reazemelor cadrului ca puncte fixe ne îndepărtăm de la realitate.

Brațul mare pe care se reazemă brațul mic are de regulă o zveltete mare, reazemele deplasîndu-se. Deasemenea impunerea coeficientului k (5.1.), introduce în calcul o altă aproximație. Un calcul corect pornește deci de la rezolvarea nedeterminării coronamentului. Se suprimă în acest sens o legătură pe direcția reacțiunii orizontale din reazemul din dreapta. Structura astfel obținută, structură de bază în metoda eforturilor, rămîne în continuare de două ori static nedeterminată interior (diagonalele încrucișate din panourile extreme ale traversei).

Pentru rezolvarea acestei probleme, se propune în continuare, descompunerea structurii de bază în două sisteme static determinate I și II, încărcate cu 1/2 din încărcarea exterioară. În final pentru determinarea stării de eforturi din structura de bază, se suprapun cele două sisteme intermediare. De remarcat că influența nedeterminării statice se extinde numai la barele care alcătuiesc coronamentul. Într-adevăr încărcînd

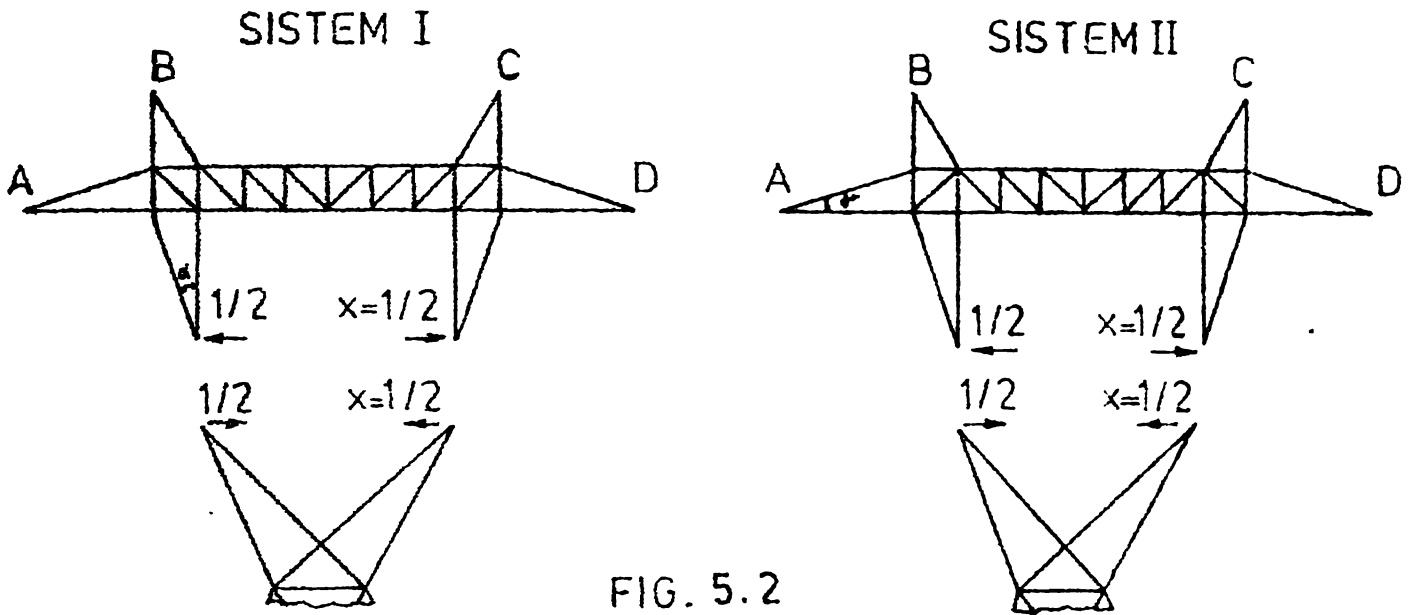


FIG. 5.2

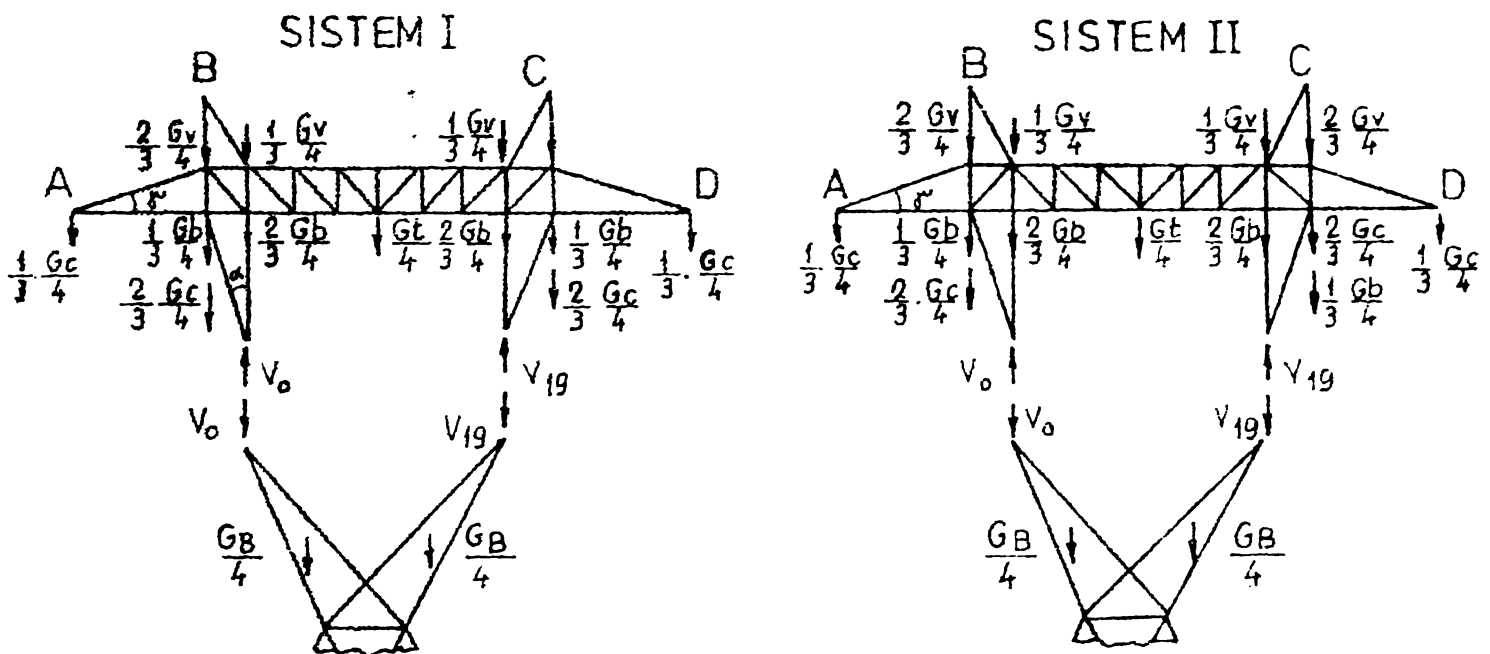
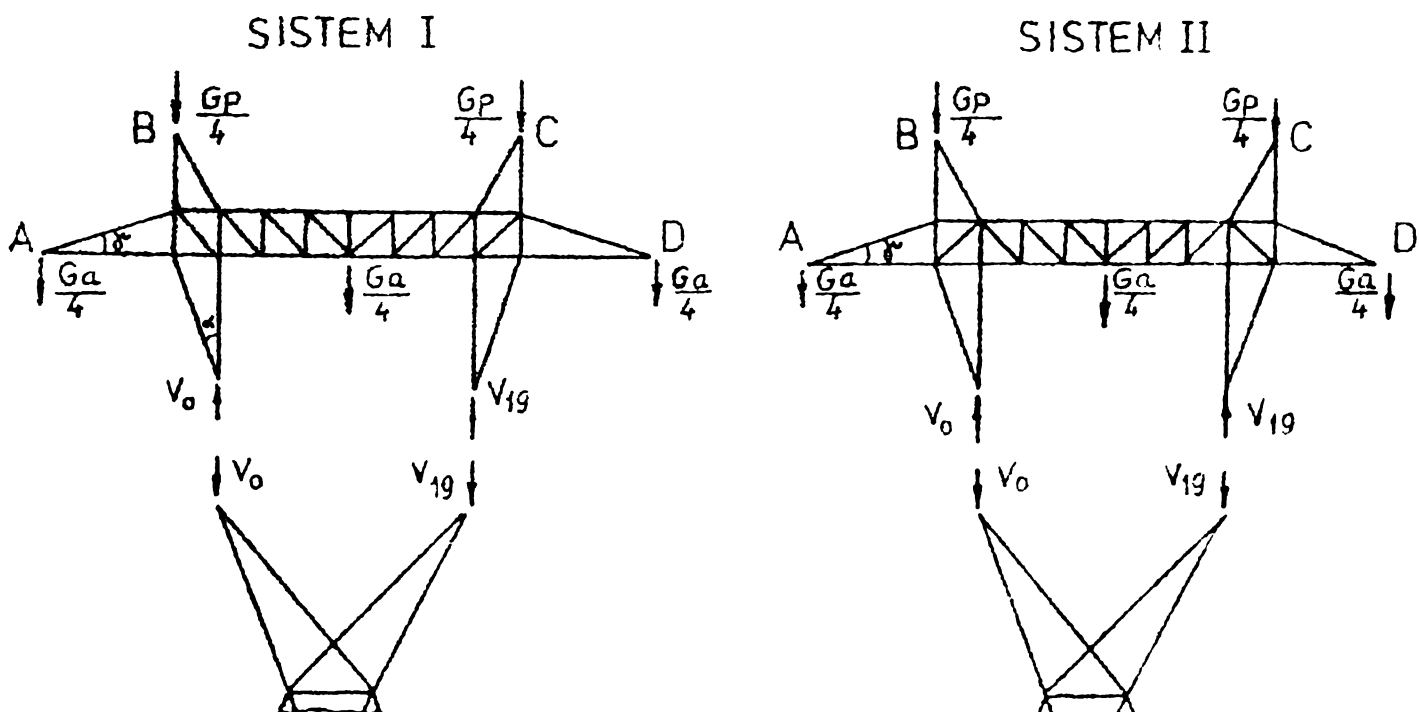


FIG. 5.3



Întregul stîlp cu $X = 1$ (pe direcția legăturii suprimate) efectul se oprește la bara 20 - 21 (fig.5.6). Calculul nu depinde, în consecință de numărul tronsoanelor de la partea inferioară a stîlpului.

5.2.1. Descrierea calculului

Ecuția de compatibilitate [39] (structura odată static nedeterminată exterior), are forma :

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1P} = 0 \quad (5.1)$$

Eforturile n_1 au fost obținute prin suprapunere aplicînd succesiv $X = 1/2$ pe sistemul I și II (fig.5.2). Încărcările exterioare s-au tratat separat:

a) Greutatea proprie a elementelor. În nodurile sistemului I și II s-au aplicat : greutatea proprie a vîrfarului G_v , greutatea proprie a consolei G_c , greutatea proprie a traversei G_t , a brațului mic G_b și a brațului mare G_p . Pentru a elimina considerarea fiecărei încărcări de mai sus în parte, comparînd și analizînd un număr de 13 stîlpi s-au obținut o serie de coeficienți medii care exprimă greutatea elementelor coronamentului în funcție de G_v (Tab.5.1). Aplicînd aceste încărcări pe cele două sisteme I și II s-au obținut eforturile N_g . (Fig.5.3)

b) Greutatea conductoarelor active G_a și de protecția G_p s-au tratat separat încărcînd succesiv sistemul I și II cu $G_a/4$ și $G_p/4$ și obținînd eforturile N_a^0 și N_p^0 (Fig.5.4).

c) Acțiunea vîntului pe coronament S-au aplicat în nodurile celor două sisteme I și II ; acțiunea vîntului pe conductorul activ V_a , pe conductorul de protecție V_p , pe vîrfar V_v , pe consolă V_c , pe brațul mic V_b , pe brațul mare V_B . Încărcarea fiind antisimetrică și structura simetrică, rezultă că reacțiunile horizontale din nodurile 0 și 19 sînt egale între ele avînd ca valoare $1/2$ din proiecția încărcării totale, pe orizontală. Rezolvînd cele două sisteme I și II și adunînd pentru fiecare bară, se obțin în final eforturile din acțiunea vîntului pe coronament (Fig.5.5). Cunoscînd eforturile n_1 , N_g^0 , N_a^0 , N_p^0 pe structura de bază s-a trecut la determinarea invariantului δ_{11} și a termenului liber Δ_{1P} . În acest calcul intervin și ariile barelor. Pentru a introduce ariile sub formă de rapoarte analizînd aceeași gamă de stîlpi au rezultat pentru fiecare element valori medii cu ajutorul cărora s-a intrat în calcul

(Tab.5.2.). Expresiile invariantului și a termenului liber astfel obținute sînt complicate.

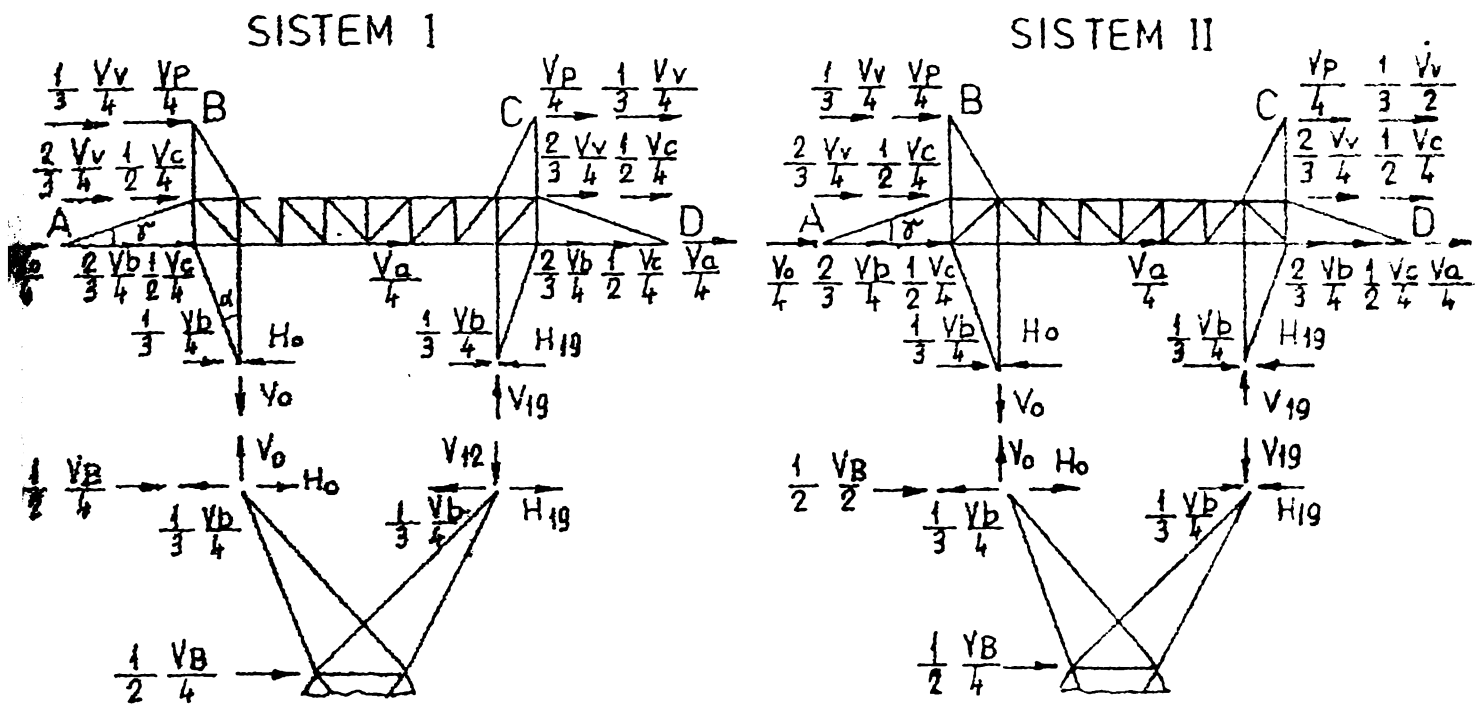
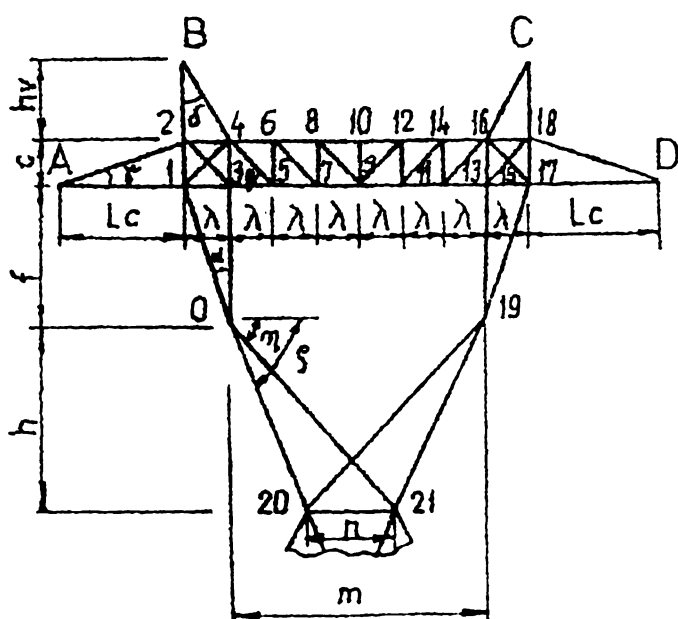


FIG. 5.5

Pentru a studia variația acestor termeni, s-au introdus o serie de parametri K_1, K_2, K_3, K_4 , (K_5 nu intervine), parametri care definesc complet geometria coronamentului. În vederea eliminării unui parametru C - înălțimea traversei s-a ales pentru diagonalele traversei înclinarea optimă de 45° ($c = \lambda$):



$$K_1 = \frac{f}{n} \quad K_2 = \frac{h}{n} \quad K_3 = \frac{m}{n}$$

$$K_4 = \frac{L_c}{n} \quad K_5 = \frac{h_v}{n}$$

Rezultă: $\text{ctg } \beta = \text{ctg } 45^\circ = 1 (c = \lambda)$

$$\text{tg } \eta = \frac{2K_2}{K_3+1} ; \text{ctg. } \eta = \frac{K_3+1}{2K_2}$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{2K_2}{K_3-1} ; \text{ctg. } \varphi = \frac{K_3-1}{2K_2}$$

$$\text{tg } \delta = 6 \frac{K_3}{K_4} ; \text{ctg. } \delta = 6 \frac{K_4}{K_3}$$

FIG. 5.5

(Fig.5.6).

STILPI ANALIZAȚI

TABELUL 5.1

Denumirea stîlpului		
S _n y	220	101
S _n y	220	102
S _n y	220	103
S _n y	220	105
S _c y	220	106
S y	220	108
S y	220	109
S _n y	400	102
S _n y	400	104
S y	400	105
S _n y	110	(traversare)
S _n y	220	(traversare)
S _n y	400	(traversare)

NOTAȚII		
Virfar	-	G _v
Consolă	-	G _c
Traversă	-	G _t
Brat mic	-	G _b
Brat mare	-	G _B

Ex S_nY 220108
 G_v = 65 Kgf
 G_c = 122 Kgf
 G_t = 713 Kgf
 G_b = 197 Kgf
 G_B = 666 Kgf

$$G_v = G; c = \frac{G_c}{G}; t = \frac{G_t}{G}; b = \frac{G_b}{G}; B = \frac{G_B}{G}$$

Ex. c = 1,877; t = 10,96; b = 3,03; B = 10,24

COEFICIENTI MEDII			
c	t	b	B
2,0	10,0	3,0	12,0

TABELUL 5.2

TABELUL 5.3

ELEMENT	BARA	RAPORT
TRAVERSĂ	TALPA SUP.	0,75 x A
	TALPA INF.	1,00 x A
	DIAGONALE	0,50 x A
BRAT MIC	VERTICAL	1,00 x A
	INCLINAT	0,75 x A
BRAT MARE	EXTERIOR	1,50 x A
	INTERIOR	1,0 x A
	BARA 20-21	0,75 x A

K ₁	K ₂	K ₃	K ₄
1,00	2,00	2,50	1,0
1,25	2,25	2,75	1,25
1,50	2,50	3,00	1,50
1,75	2,75	3,25	1,75
2,00	3,00	3,50	2,00
-	-	3,75	-
-	-	4,00	-
-	-	4,25	-

PARAMETRII

$K_1 = \frac{f}{n}; K_2 = \frac{h}{n};$
 $K_3 = \frac{m}{n}; K_4 = \frac{l_c}{n};$
 Ex. S_nY 400105
 $K_1 = 1,27; K_2 = 1,95;$
 $K_3 = 2,96; K_4 = 1,51;$

TABELUL 5.5

EXPRESIILE NECUNOSCUTELOR „ X ”

X₁^a → acțiunea greutății conductorului activ

$$\frac{X_1^a}{G_a} = \frac{0,355 K_3 + 4 K_4 + 5,08 K_1 - 49 \frac{K_4}{K_3} K_1 + 9 \frac{K_1^2}{K_3} + 0,063 \frac{K_3 + 1}{K_2} \cdot A + 0,094 \frac{K_3 - 1}{K_2} B - 0,25 G}{1,33 K_3^2 + 131,9 \frac{K_1^2}{K_3} + 14 K_1 + 1,33 K_3 + 72 \frac{K_1^3}{K_2^2} + 0,44 \frac{H}{K_3^2} + 0,17 A + 0,25 B}$$

unde A, B, G, H → notații intermediare

ex $A = \sqrt{(1 + 4 K_2^2 + K_3^2 - 2 K_3)^3}$ etc.

TABELUL 5.6

N	K ₁	K ₄	K ₂	K ₃	X ₁ ^g	X ₁ ^a	X ₁ ^p
1	1,0	1,0	2,0	2,5	1,68028	0,33693	0,17485
2	1,0	1,0	2,0	2,75	2,09467	0,36065	0,19787
3	1,0	1,0	2,0	3,0	2,55703	0,38624	0,22171
4	1,0	1,0	2,0	3,25	3,06219	0,41383	0,24634

TABELUL 5.4

ELE- MENT	BARA	Ng°	Na°	Np°	n ₁	A	l	$\frac{n_1^2 l}{A}$	$\frac{n_1 Nq^2 l}{A}$	$\frac{n_1 Nq^2 l}{A}$	$\frac{n_1 NP l}{A}$	
CON- SOLA	A-1 A-2							·				
VIR- FAR	B-2 B-4							·				
TRA- VER- SA	1-3 1-2 ·	$\frac{1}{2}(G_b/6 + G_c/6 - G_v/3) - G_a/4$	$-G_p/4$	$-G_p/4$	$-ctg\alpha/2$	$\frac{3}{4}A$	$\frac{1}{6}K_3 n$	$2 K_3 (K_1/K_3)^2$	$-(G_b/24 + G_c/24 - G_v/12)$	$\frac{4}{3}K_1$	$G_p/6 \cdot K_1$	$G_p/6 \cdot K_1$
BRAJ- MIC	0-1 0-3	·						·			·	
BRAJ- MARE	0-20 0-21	·						·			·	

$\Rightarrow \delta_{11} = \Sigma \dots \Rightarrow \Delta 1g = \Sigma \Rightarrow \Delta 1a = \Sigma \dots \Rightarrow \Delta 1p = \Sigma \dots$

TABELUL 5.7

ELEMENT	BARA	EFORTURI	FINALE	$N_{iK} = (N_g^o + X_1^g \cdot n_1) + (N_a^o + X_1^a \cdot n_1) + (N_p^o + X_1^p \cdot n_1)$
·	·	·	·	·
TRA -	1-3			
VERSA	1-2	$\left\{ \left[\frac{1}{2} \left(\frac{G_b}{6} + \frac{G_c}{6} - \frac{G_v}{3} \right) - (3 \frac{K_1}{K_3}) G_v X_1^g \right] + G_a \left\{ -\frac{1}{4} - (3 \frac{K_1}{K_3}) X_1^a \right\} + G_p \left\{ -\frac{1}{4} - (3 \frac{K_1}{K_3}) X_1^p \right\} \right\}$		
·	·	·	·	etc.

TABELUL 5.8

ELEMENT	BARA	EFORTURI	FINALE	DIN	VINT
·	·	·	·	·	·
TRA -	1-3				
VERSA	1-2	$\left[3 \left(\frac{3}{4} V_a + \frac{1}{2} V_p + \frac{1}{2} V_v + \frac{1}{3} V_c + \frac{1}{6} V_v \right) \frac{K_1}{K_3} - 3 \left(\frac{1}{2} V_p + \frac{1}{6} V_v \right) \frac{K_5}{K_3} \right]$			
·	·	·	·	·	etc.

Analizând un număr relativ mare de stâlpi executați, s-a stabilit pentru fiecare din acești parametri un domeniu de variație care acoperă gama stîlpilor executați în mod uzual (Tab.5.3.). Eforturile n_1 , N_g^0 , N_a^0 , N_p^0 au fost exprimate în funcție de parametrii de mai sus. Calculul s-a efectuat tabelar (Tab.5.4.) în final obținându-se :

$$\frac{x_1^g}{G_v} = - \frac{\Delta_{1g}}{\delta_{11}} ; \quad \frac{x_1^a}{G_a} = - \frac{\Delta_{1a}}{\delta_{11}} ; \quad \frac{x_1^p}{G_p} = - \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} \quad (5.3)$$

Partea dreaptă a ecuațiilor depinde numai de cei patru parametri. Expresiile de mai sus fiind complicate (tab.5.5). pentru intervalul ales adică pentru un număr de $K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 = 5 \times 5 \times 8 \times 5 = 1000$ stâlpi, s-au determinat valorile necunoscutei x_1 cu ajutorul calculatorului (Tab.5.6).

5.2.2. Modul efectiv de calcul

Pentru ipoteza încărcării din greutatea proprie a elementelor, a conductorilor activi și de protecție, efortul final dintr-o bară iK este de forma :

$$N_{iK} = (N_g^0 + n_1 x_1^g) + (N_a^0 + n_1 x_1^a) + (N_p^0 + n_1 x_1^p) \quad (5.4)$$

Pentru ușurarea calculului, în lucrarea [44] s-a conceput tabelul 5.7 în care se dau eforturile din toate barele coronamentului în funcție de parametrii $K_1 \dots K_4$ în conformitate cu formula (5.4).

Eforturile din acțiunea vîntului pe coronament se dau în tabelul 5.8, intervenînd și parametrul K_5 . La calculul efortului într-o bară a coronamentului proiectantul va parcurge următoarele etape :

- se calculează parametrii K_1 , K_2 , K_3 , K_4 , K_5 pentru coronamentul impus din condiții electrice,

- se determină încărcările din conductoarele active G_a , de protecție G_p și greutatea vîrfarului G_v (prin apreciere sau predimensionare).

- se extrag din listing valorile x_1^g / G_v , x_1^a / G_a , x_1^p / G_p ;

- se introduc valorile x_1^g , x_1^a și x_1^p în tabelul 5.7. și se obțin eforturile în barele coronamentului din acțiunea

greutății proprii.

- se determină forțele din acțiunea vântului pe elementele componente ale coronamentului și pe conductoare și se determină eforturile din bare cu ajutorul tabelului 5.8.

- în final pentru obținerea eforturilor în ipoteza normală se adună valorile din greutatea proprie și din acțiunea vântului.

5.2.3. Concluzii

a) Calculul arătat reprezintă o rezolvare corectă a coronamentului stîlpilor "Y" de susținere simplu circuit, considerat ca o structură plană încărcată, în planul ei, lucru general acceptat în ipoteza de încărcare normală ;

b) Calculul efectuat ține cont de elasticitatea brațului mare, cadrul superior format din vîrfar, consolă, traversă și braț mic s-a considerat un cadru pe reazeme deplasabile (brațele mari). Se elimină astfel aproximația introducerii unor reazeme fixe.

c) În realitate, chiar în ipoteza normală, structura lucrează spațial, datorită legăturilor între cele două fețe ale stîlpului. Un calcul plan este în general acoperitor.

d) Prin introducerea parametrilor $K_1, K_2 \dots K_5$ care definesc complet geometria coronamentului și a ariilor mediate, calculul expresiilor invariantului și a termenului liber a devenit posibil. Pentru valori intermediare ale parametrilor se poate interpola liniar.

e) În concluzie modul de calcul propus, în lucrare, simplu și rapid, se poate aplica la barele brațelor mici și a brațelor mari și la traverse cu aceeași alcătuire ca cea inițial, admisă.

5.2.4. Exemplu de calcul

Pentru verificarea expresiilor obținute s-a ales un stîlp definit prin $K_1 = 1,25$; $K_2 = 2$; $K_3 = 3$; $K_4 = 1,5$, pentru care s-au calculat eforturile în barele coronamentului, din acțiunea conductoarelor active ($G_a = 1$ tf) prin metoda expusă și prin intermediul programului STUGER [75]. Valorile comparative se dau în fig.5.7. Diferențele în panourile marginale ale traversei,

provin de la rezolvarea sistemului cu diagonale încrucișate prin descompunere în două sisteme intermediare, rezolvare care nu e riguros exactă.

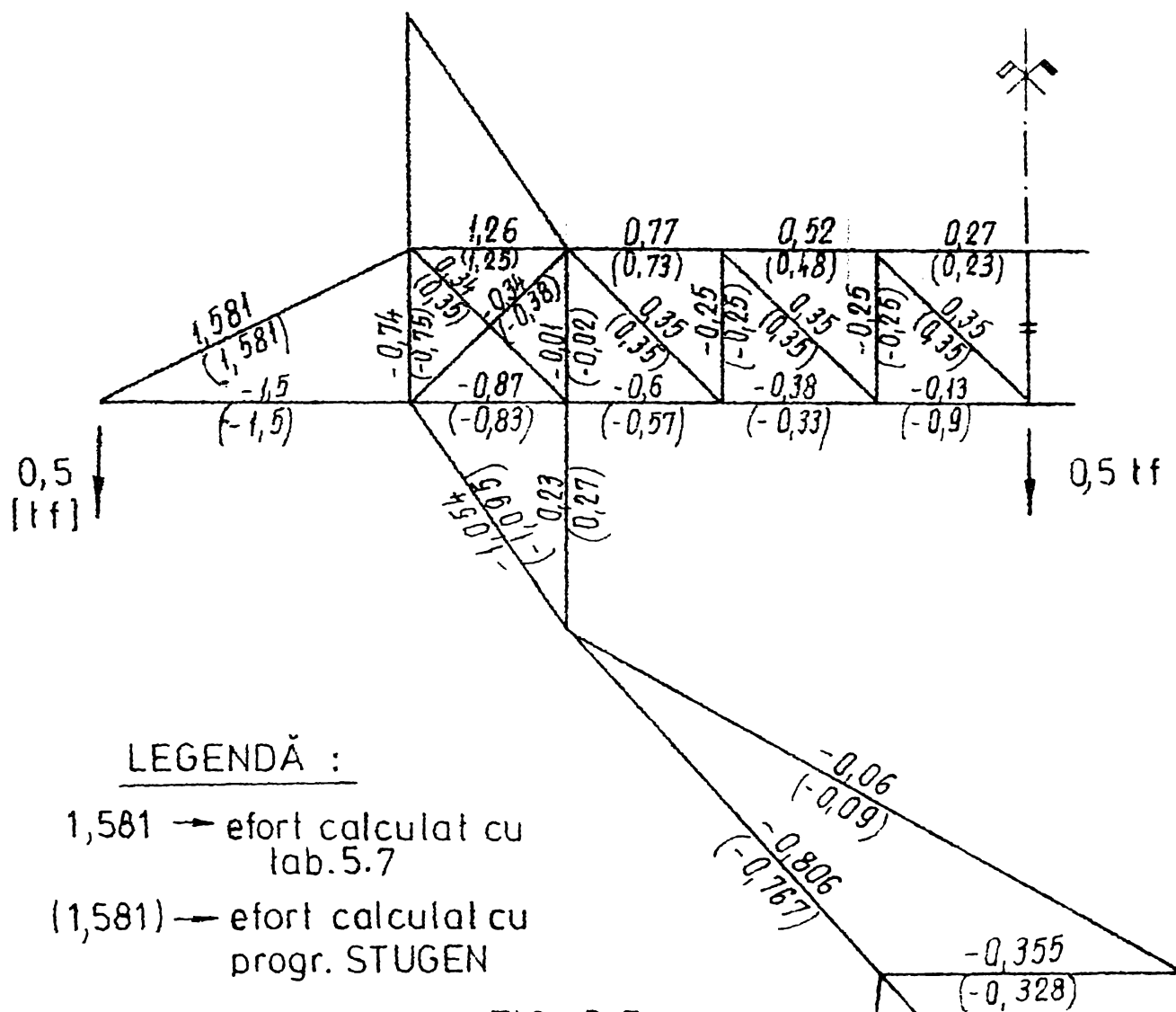
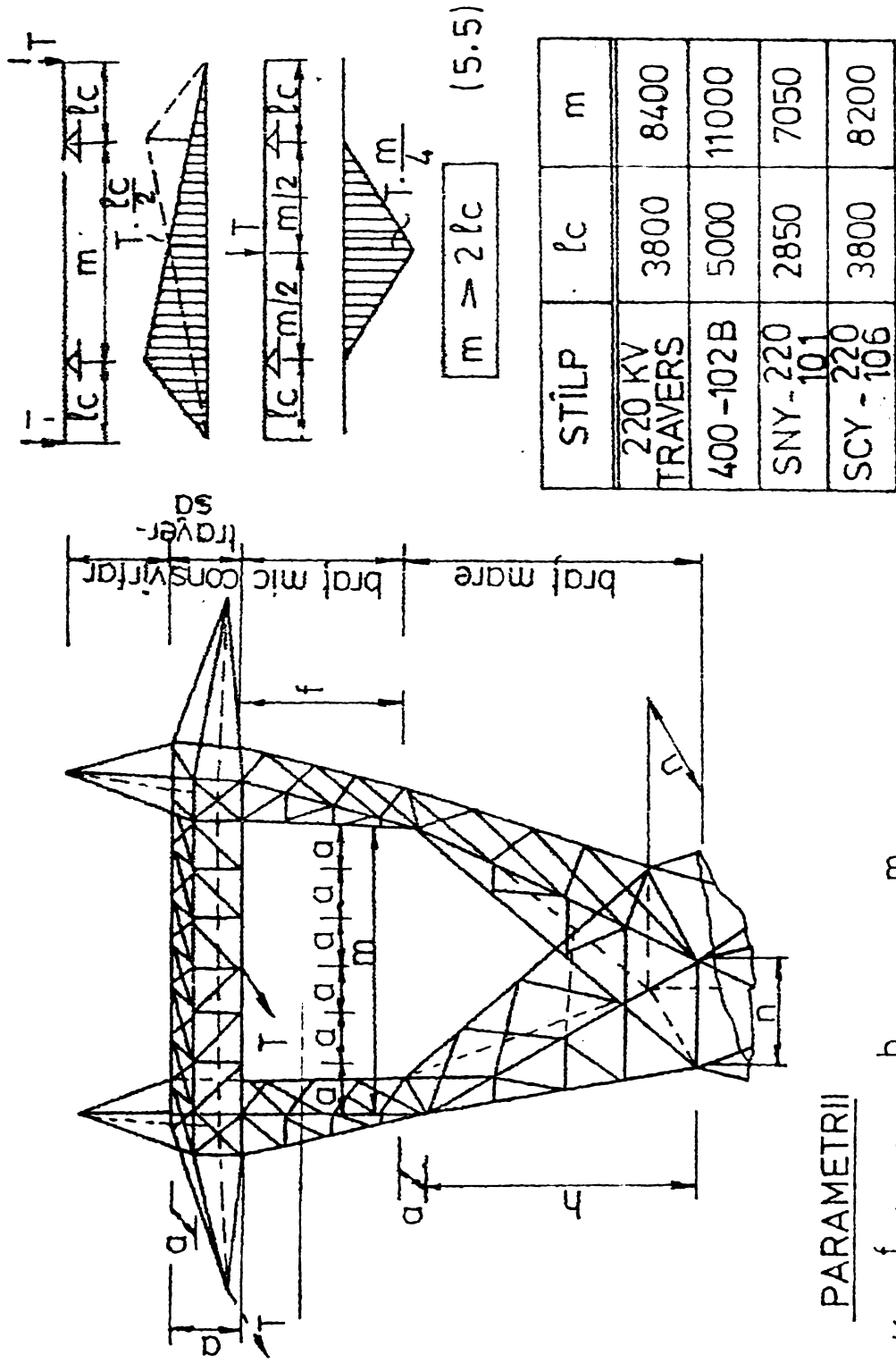


FIG. 5.7

5.3. Calculul coronamentului stîlpilor în "Y" simplu circuit, în ipoteza de avarie (ruperea conductorului central.)

În ipoteza de avarie (ruperea unui conductor) coronamentul nu mai poate fi descompus în fețe plane, existînd o conlucrare spațială, sistemul fiind de mai multe ori static nedeterminat.

Normativele de calcul ale stîlpilor LBA prevăd considerarea în calcul a unui singur conductor rupt, indiferent de numărul de conductori cu care este echipată linia. În practica uzuală se consideră rupt, conductorul care produce cel mai mare moment de torsiune.



PARAMETRII

$K_1 = \frac{f}{n}$; $K_2 = \frac{n}{n}$; $K_3 = \frac{m}{n}$;

FIG. 5.8

În proiectare, la calculul stîlpilor Y în ipoteza de avarie se consideră rupt conductorul de pe consolă. Analizînd un număr de stîlpi executați, se constată că ruperea conductorului central conduce în traversă la eforturi mai mari decît ruperea unui conductor de pe consolă (Fig.5.8). Scopul lucrării constă în determinarea eforturilor în traversă în ipoteza ruperii conductorului central.

5.3.1. Descrierea calculului

Gradul de nedeterminare al coronamentului este ridicat un calcul obișnuit este complicat. Calculul se poate simplifica esențial prin alegerea rațională a necunoscutelor $X_1, X_2 \dots X_4$. În acest sens s-a apelat la necunoscute grupate, structura fiind alcătuită și încărcată simetric [39]. Cadrul superior format din traversă și brațul mic s-a descompus în mod fictiv într-un cadru interior (inferior) și unul exterior (superior). Legăturile între cele două cadre au fost secționare introducîndu-se necunoscutele grupate interioare X_2, X_3, X_4 . Pentru legătura orizontală la rezemarea brațului mic pe brațul mare, s-a introdus necunoscuta grupată X_1 , exterioară. Structura astfel obținută (Fig.5.9), a fost considerată ca structură de bază în metoda eforturilor, fiind în continuare static nedeterminată. Într-adevăr în partea superioară a coronamentului (traversa și brațul mic), cele două cadre superior și inferior sînt static nedeterminate datorită diagonalelor încrucișate din planul lor, nedeterminarea rezolvîndu-se prin descompunerea în două sisteme static determinate. Partea inferioară a coronamentului, brațul mare este la rîndul său static nedeterminat exterior (pentru forțe paralele cu aliniamentul) și interior datorită diagonalelor încrucișate din fețele laterale.

Prin suprimarea legăturilor arătate, structura de bază devine un mecanism în echilibru și în consecință poate fi folosită drept structură de bază în metoda eforturilor [42], cu observația că în fiecare etapă de calcul mecanismului să se afle în stare de repaus (acțiunile $X_1 = 1, X_2 = 2, X_3 = 1, X_4 = 1$ reacțiunile acestora, încărcarea T și reacțiunile din încărcare să fie în echilibru).

5.3.2. Modul efectiv de calcul

Sistemul de ecuații care rezultă pentru structură, are forma :

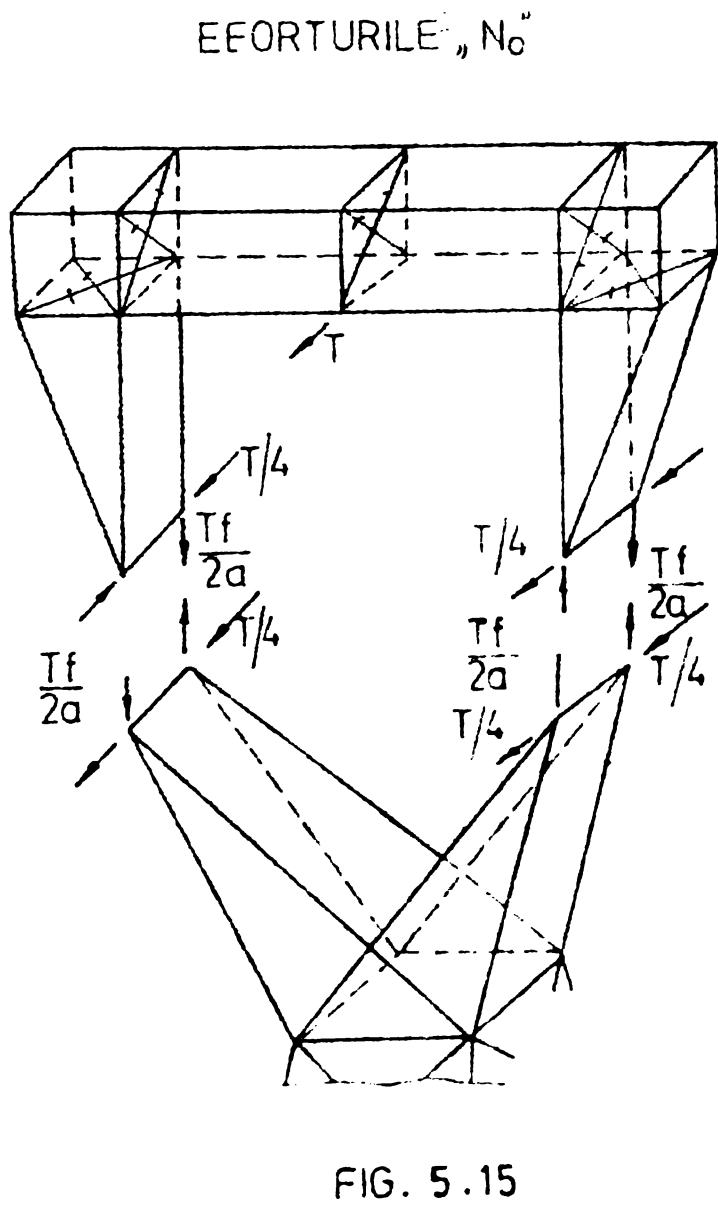
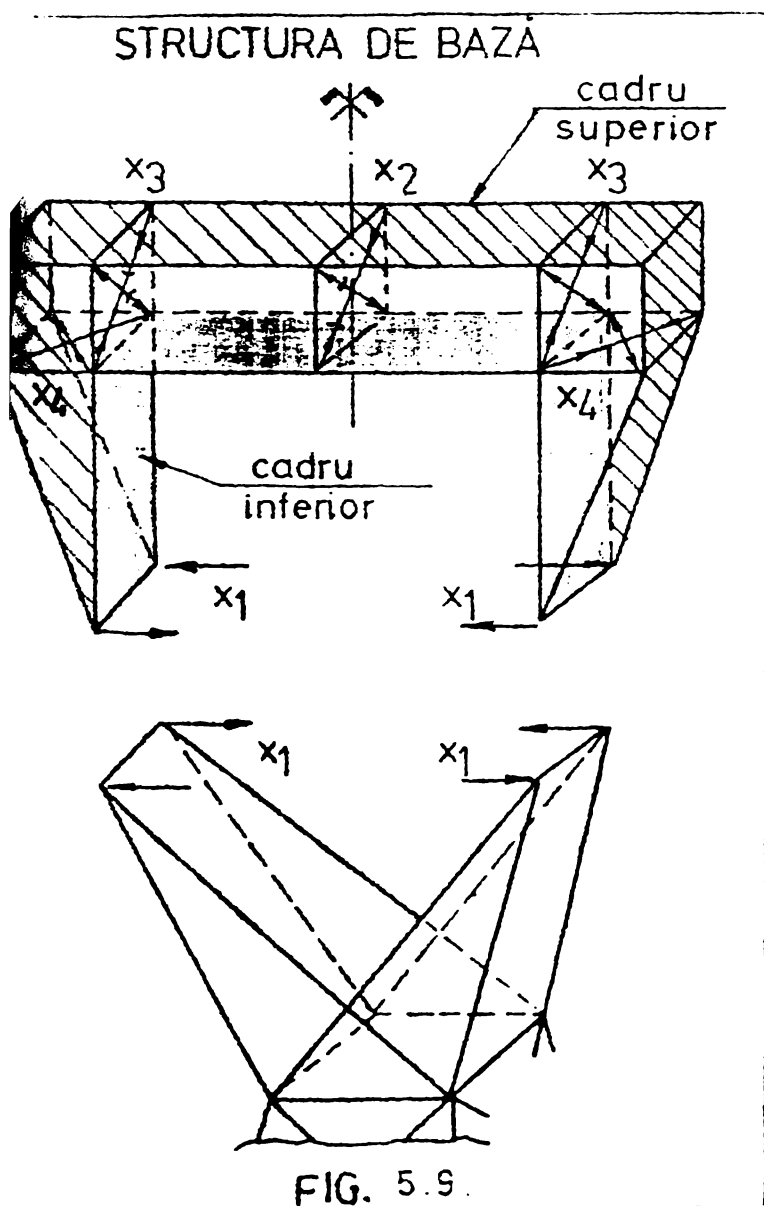
$$\sum_{j=1}^4 \delta_{ij} x_j + \Delta_{iT} = 0 \quad (i=1,2,3,4) \quad (5.6)$$

unde :

$$\delta_{ii} = \sum \frac{n_i^2}{EA_i} l_i; \quad \delta_{ij} = \sum \frac{n_i n_j}{EA_i} l_i; \quad \Delta_{iT} = \sum \frac{n_i N^T}{EA_i} l_i \quad (5.7)$$

Coeficienții necunoscutelor și termenii liberi s-au calculat prin aplicarea succesivă a necunoscutelor pe structura de bază :

- necunoscuta x_1 (Fig.5.10), produce eforturi în cele două fețe verticale, efectul ei limitându-se la coronament.



Eforturile n_1 au fost calculate prin descompunere în două sisteme (Fig.5.16).

- efectul necunoscutelor X_2, X_3, X_4 (Fig.5.11, Fig. 5.12, Fig.5.13) se oprește de asemenea la baza coronamentului (bara 20-21), brațul mare încărcându-se din efectul acestor necunoscute numai cu forțele orizontale H_2, H_3, H_4 . Eforturile n_1, n_2, n_3 au fost calculate prin descompunerea celor două cadre superioare în două sisteme (de exemplu pentru traversă vezi (Fig.5.14).

Pentru a conferii lucrării un caracter de generalitate și pentru a studia expresiile obținute s-au introdus patru parametri (Fig.5.8), care definesc complet geometria coronamentului ales. Analizând un număr relativ mare de stâlpi executați, s-a stabilit pentru fiecare din acești parametri un domeniu de variație care acoperă gama stâlpilor executați curent. Procedând similar s-au ales o serie de rapoarte mediate și pentru ariile barelor coronamentului (Fig.5.17). În consecință

ELEMENT	BARĂ	RAPORT
TRAVERSĂ	TALPĂ SUP.	$0.75 \times A$
	TALPĂ INF.	$1.00 \times A$
	DIAGONALE	$0.50 \times A$
BRAȚ MIC	VERTICAL	$1.00 \times A$
	INCLINAT	$0.75 \times A$
BRAȚ MARE	EXTERIOR	$1.50 \times A$
	INTERIOR	$1.00 \times A$
	BARA 20-21	$0.75 \times A$
$K_1 =$		1,0 ; 1,25 ; 1,50 ; 1,75 ; 2,0 ;
$K_2 =$		2,0 ; 2,25 ; 2,50 ; 2,75 ; 3,0 ;
$K_3 =$		2,5 ; 2,75 ; 3,0 ; 3,25 ; 3,50 ; 3,75 ; 4,0 ; 4,25

FIG 5.17

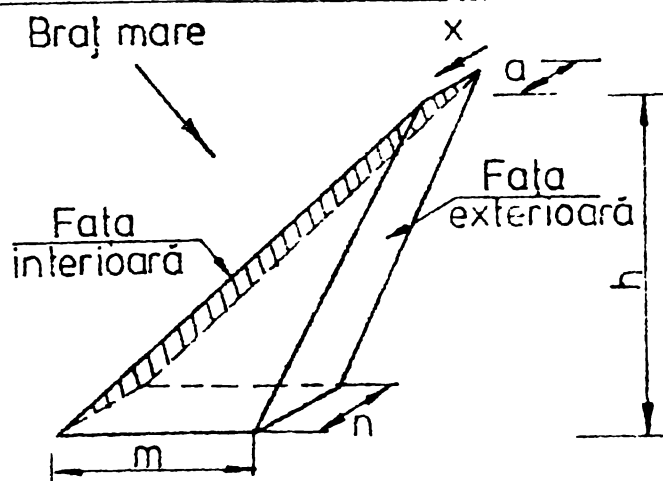


FIG 5.18

exprimând atât eforturile n_1, n_2, n_3, n_4 și N^0 , cât și lungimile barelor în funcție de parametri de mai sus, secțiunile barelor sub forma unor rapoarte s-a putut trece la calculul expresiilor de tip 5.7.

O problemă deosebită a constat în determinarea eforturilor N^0 în barele brațului mare din acțiuni paralele cu aliniamentul.

Exprimând și egalând deformațiile rețelei exterioare și interioare (Fig.5.18) s-a ajuns la concluzia [45] că fața exterioară preia în medie $0,7 X$ și fața interioară $0,3 X$ (X reprezintă o forță paralelă cu aliniamentul (a se vedea paragraful 5.5).

DETERMINAREA EFORTURILOR ÎN TRAVERSĂ (TALPA SUPERIOARĂ) DIN ÎNCĂRCĂRILE UNITARE

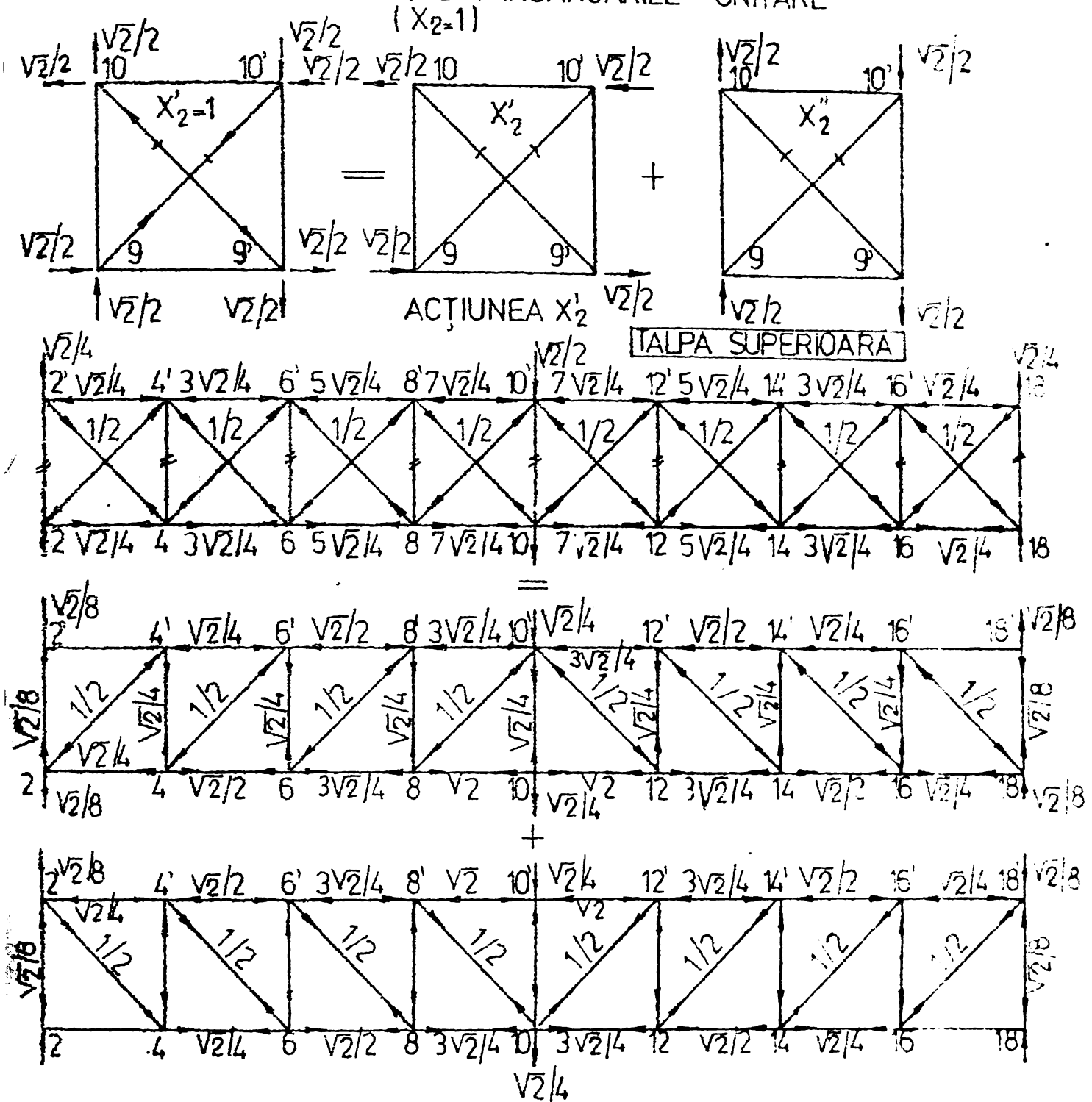


FIG. 5.14

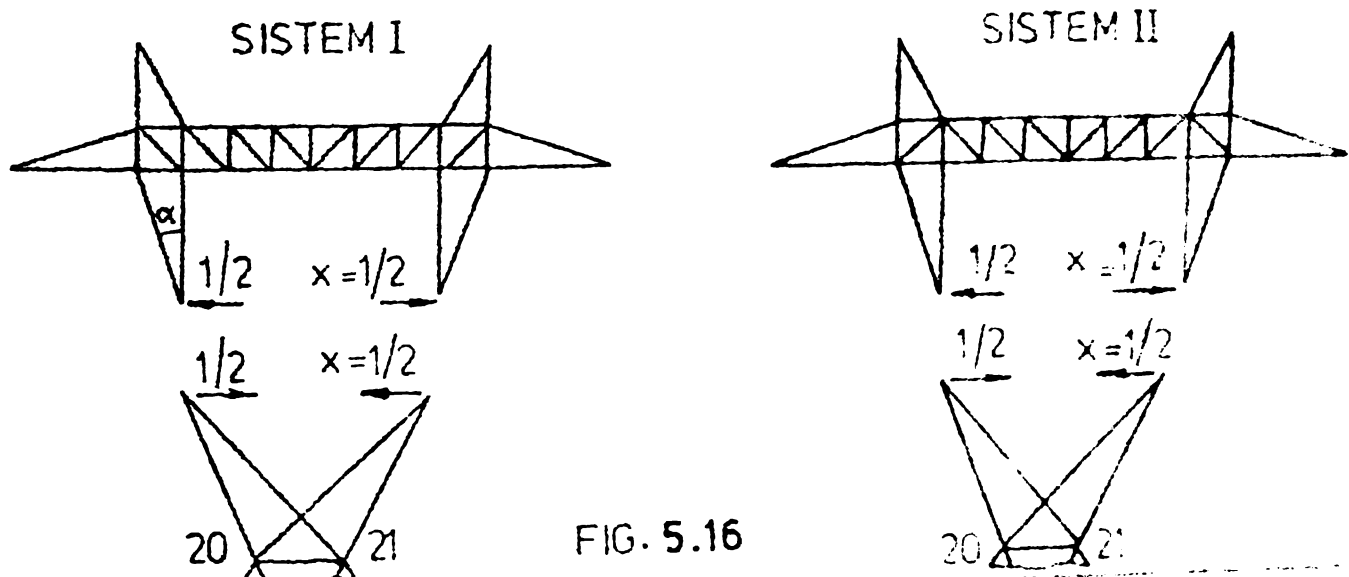


FIG. 5.16

Calculul s-a condus tabelar, expresiile coeficienților necunoscutelor fiind complicate sistemul de ecuații (5.6.) a fost rezolvat cu ajutorul calculatorului obținându-se valoarea necunoscutelor X_1, X_2, X_3, X_4 pentru gama stîlpilor considerați.

Cunoscînd geometria unui stîlp "Y" exprimată prin parametri K_1, K_2 și K_3 efortul final în barele coronamentului se va determina cu expresia :

$$N = N^{0T} + n_1 X_1 + n_2 X_2 + n_3 X_3 + n_4 X_4 \quad (5.8)$$

valorile eforturilor N^{0T}, n_1, n_2, n_3 și n_4 fiind intabulate în funcție de parametrii de mai sus, iar valorile necunoscutelor $X_1/T, X_2/T, X_3/T, X_4/T$ se extrag din listing .

5.3.3. Concluzii

a) Modul de calcul propus pune în evidență conducerea spațială între elementele stîlpului, la preluarea încărcării produse de ruperea unui conductor, participînd și talpa superioară a traversei.

b) Pentru compararea eforturilor din traversă produse de ruperea unui conductor situat pe consolă și la mijlocul traversei s-a ales un stîlp executat $S_{11} Y - 400 \text{ kV}$ (fig.5.19) pentru care s-au determinat eforturile în barele structurii în cele două ipoteze de încărcare prin intermediul programului SISART [73] pentru $T = 1 \text{ tf}$. Diferențele în panourile de la mijlocul traversei sînt considerabile.

c) În concluzie, pentru stîlpii LEA în "Y" în cazul în care este îndeplinită condiția (55) se recomandă și verificarea eforturilor din traversă, provenite din ruperea conductorului central.

EFORTURILE „n₁”

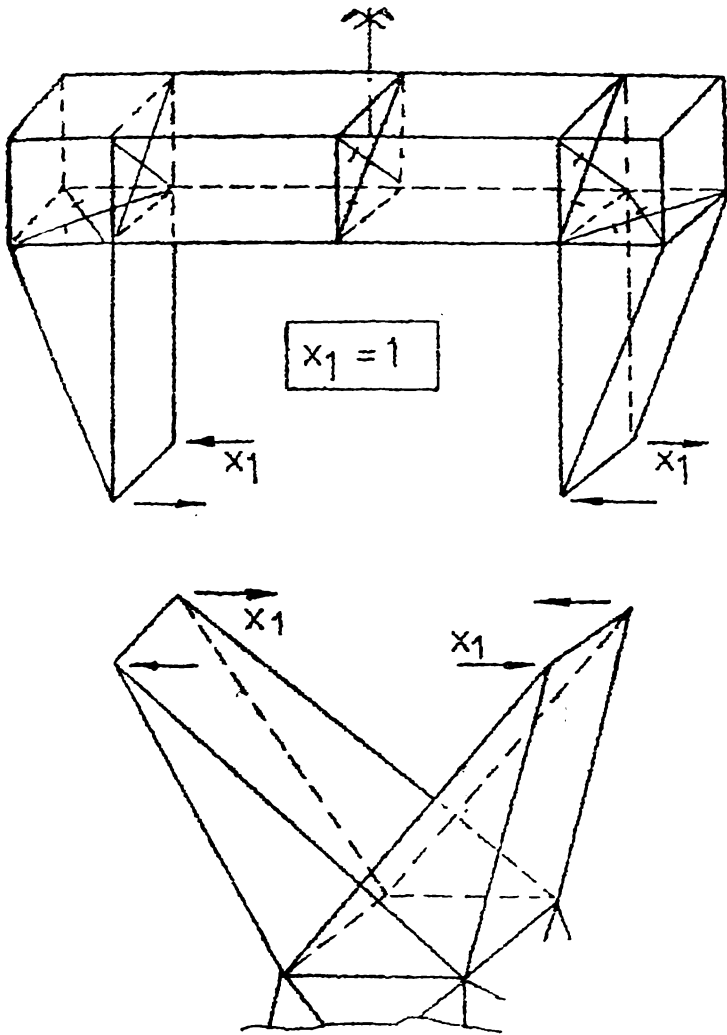
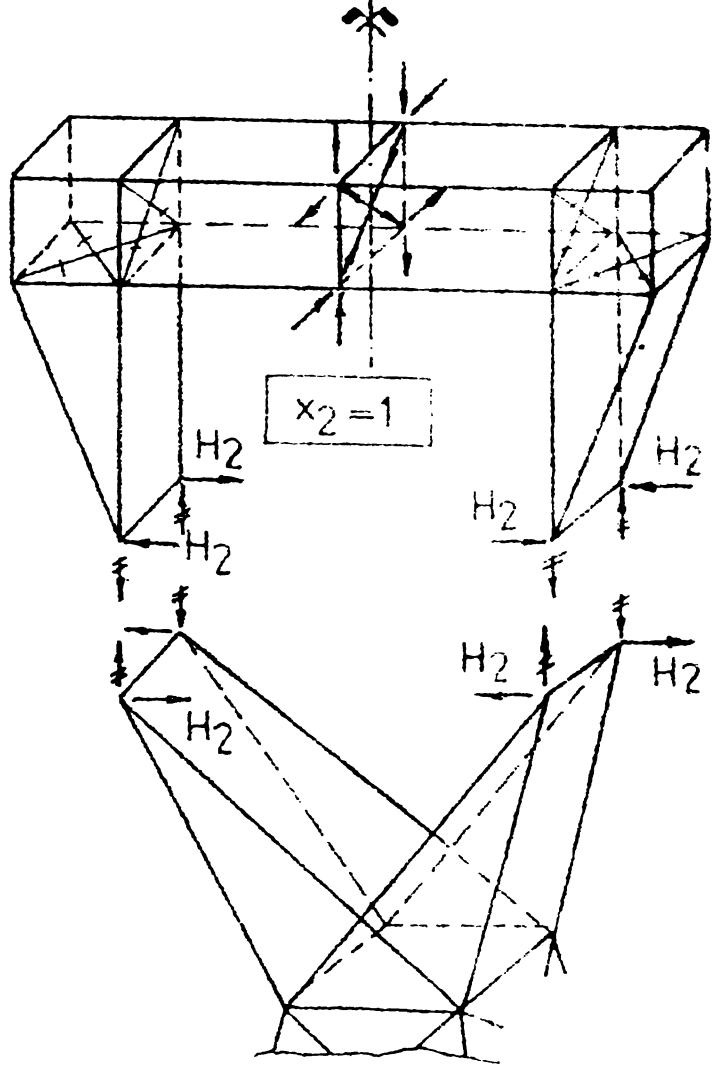


FIG. 5.10

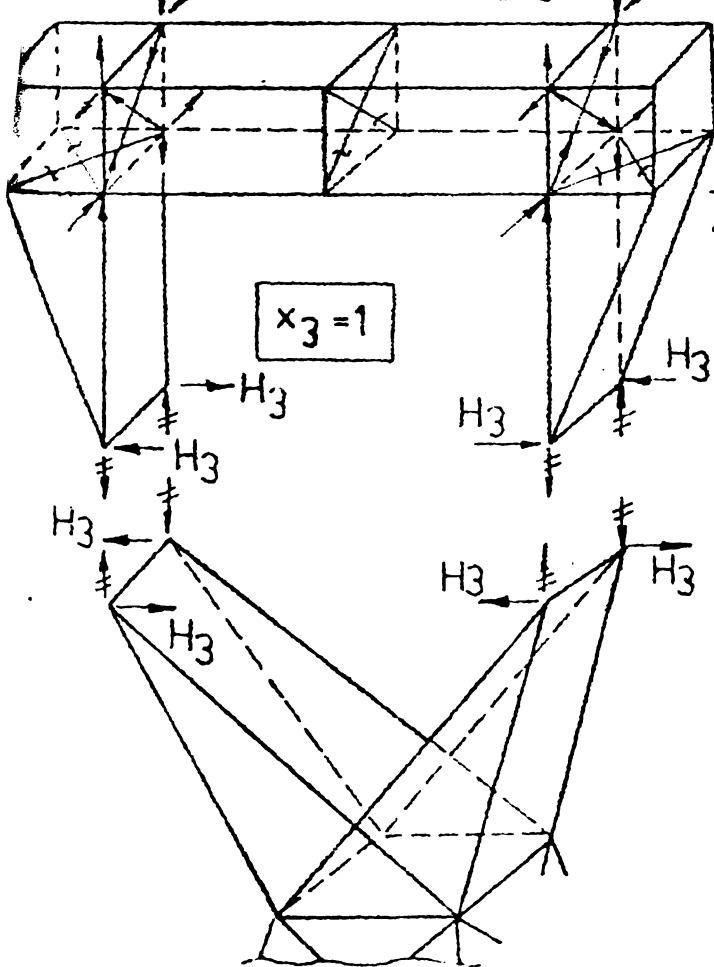
EFORTURILE „n₂”



$$H_2 = \frac{\sqrt{2} (K_3 + 12 K_1)}{12 K_1}$$

FIG. 5.11

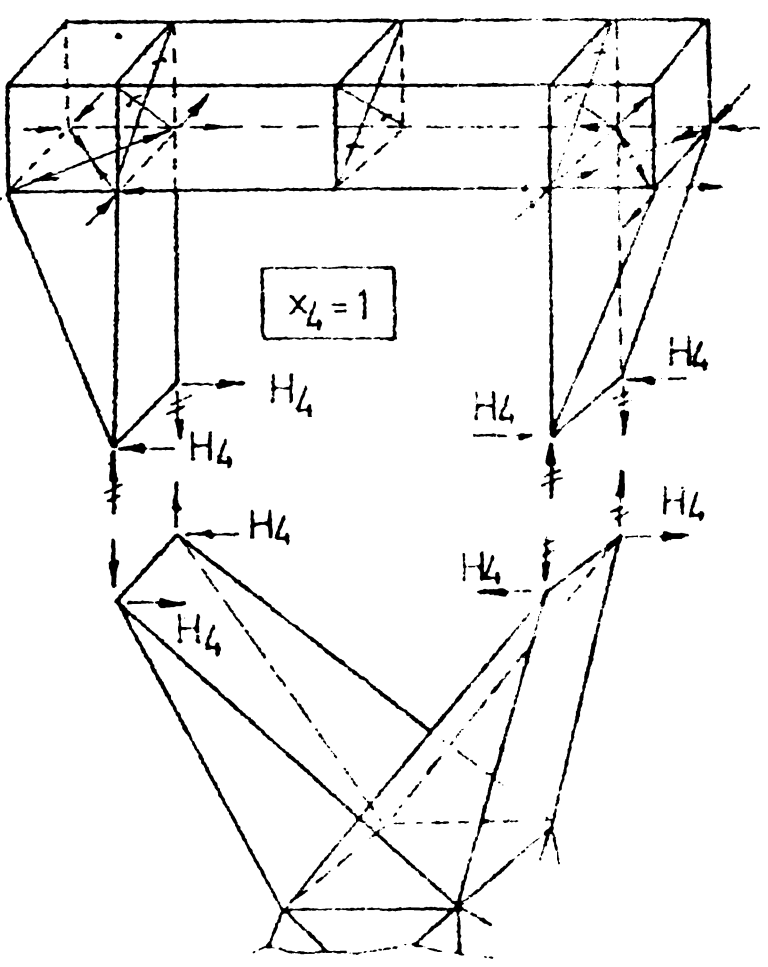
EFORTURILE „n₃”



$$\frac{\sqrt{2} (K_3 + 12 K_1)}{6 K_1}$$

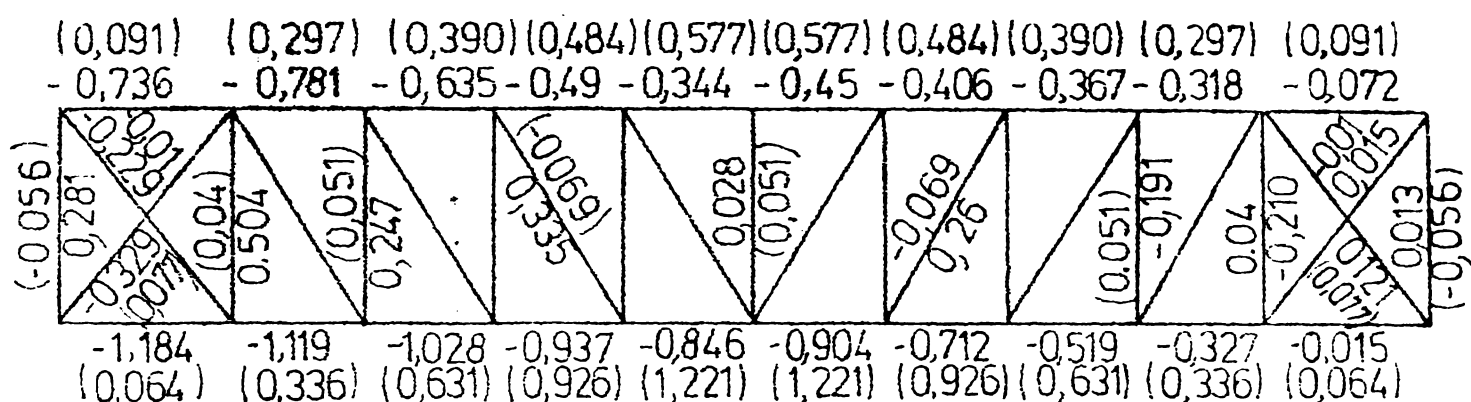
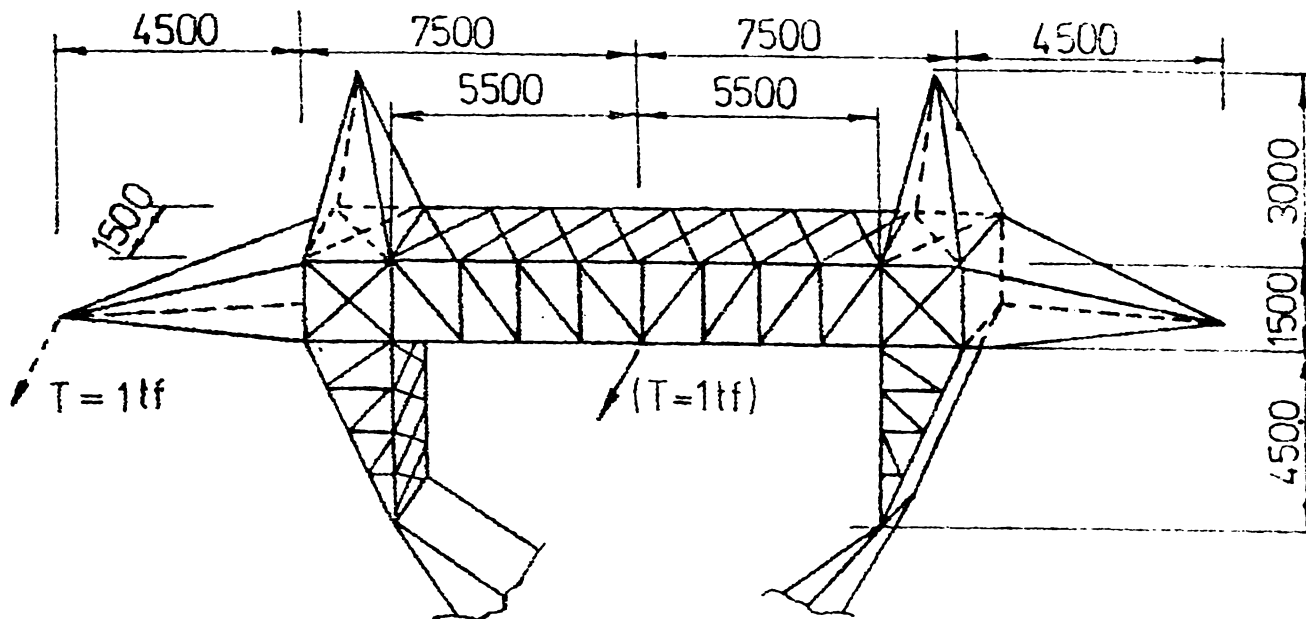
FIG. 5.12

EFORTURILE „n₄”

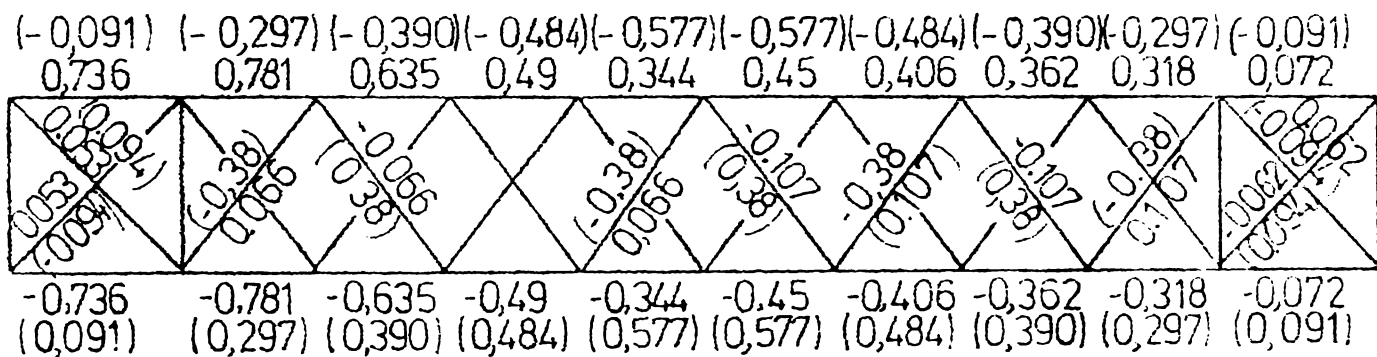


$$H_4 = 72 \sqrt{2}$$

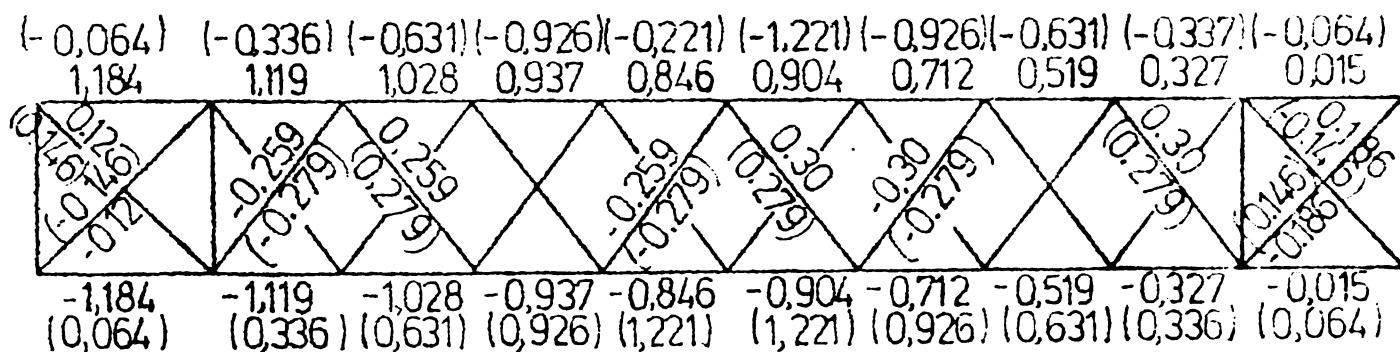
FIG. 5.12



FAȚA SUPERIOARĂ



FAȚA INFERIOARĂ



NOTĂ: VALORILE DIN PARANTEZĂ SE REFERĂ LA RUPEREA CONDUCTORULUI CENTRAL; VALORILE FĂRĂ PARANTEZE SÎNT PRODUSE DE RUPEREA CONDUCTORULUI DE PE CONSOLĂ.

FIG. 5.19

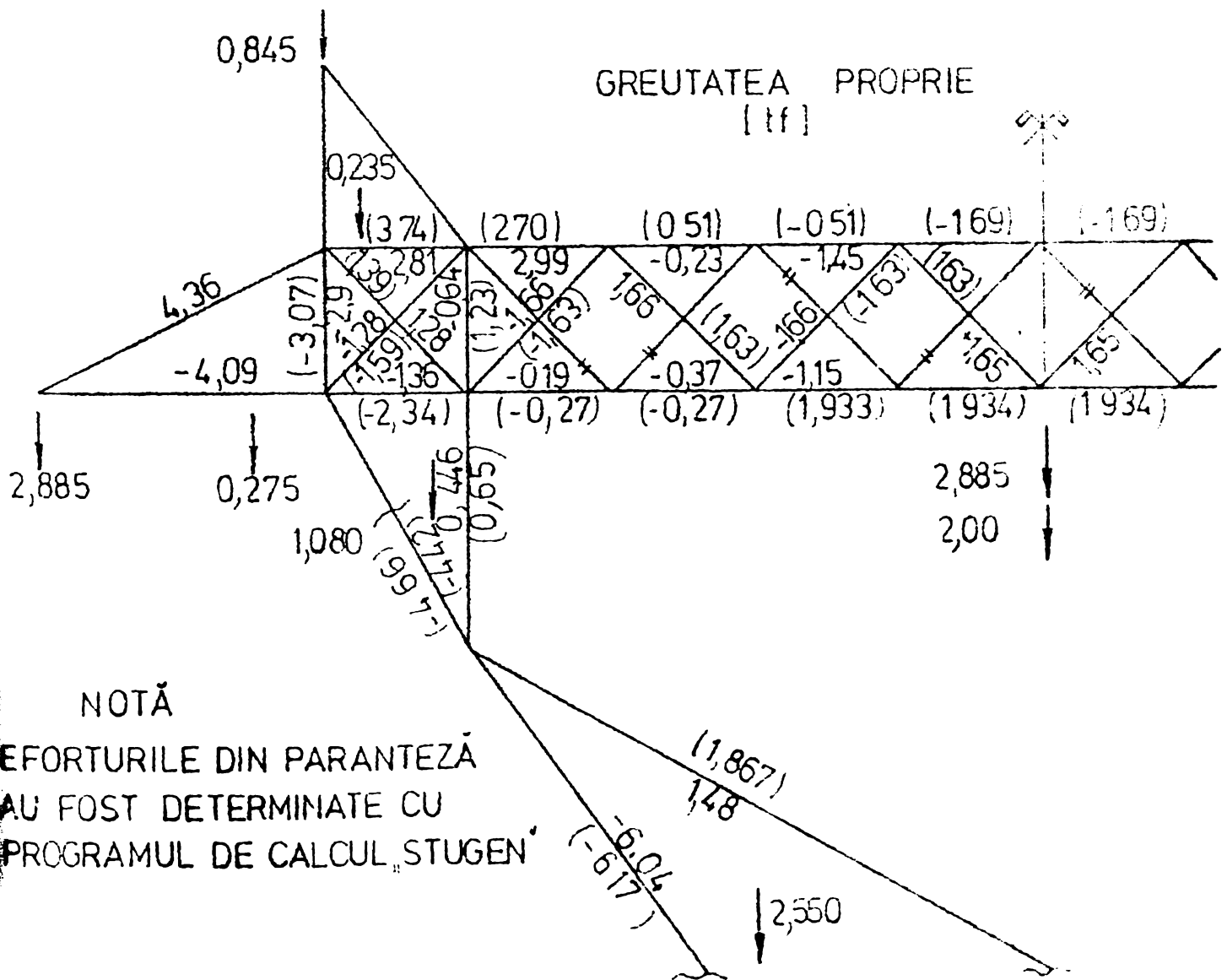
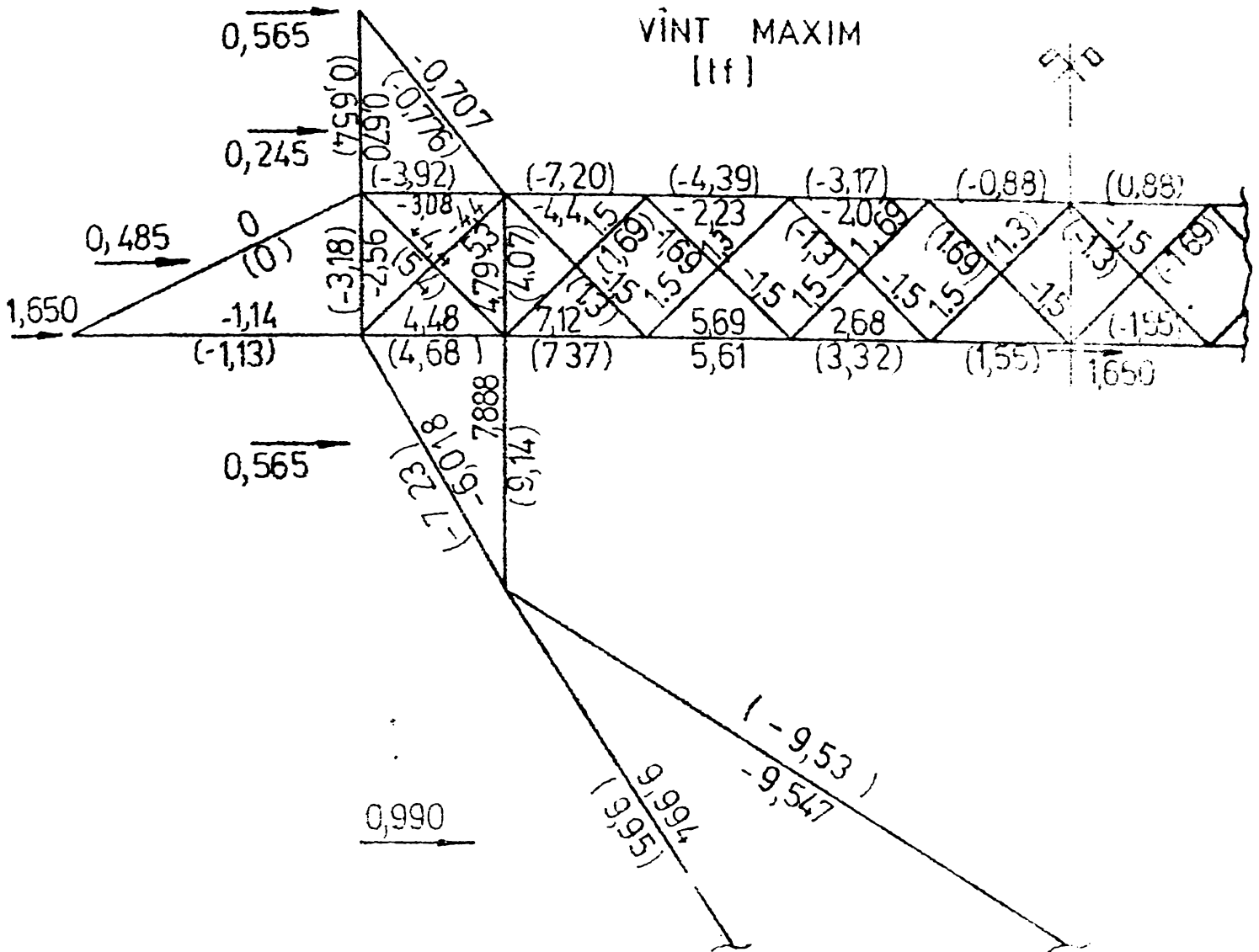
5.4. Observație cu privire la alcătuirea coronamentului stîlpilor LEA în "Y", simplu circuit

Elementele coronamentului stîlpilor "Y" (virfar, consolă, braț mic, braț mare), cu excepția traversei, prezintă în general aceeași alcătuire. În schimb, traversa poate avea alcătuirii diferite. În figura 5.20 este prezentat coronamentul unui stîlp de susținere tip SM Y 400 - 10. Traversa are diagonalele încrucișate. În calculul uzual, simplificat, se consideră ansamblul format din traversă și brațul mic, un cadru cu două articulații. În lucrarea [43] se prezintă un calcul exact al coronamentului avînd însă o alcătuire diferită.

Pentru două ipoteze de încărcare, vînt maxim asupra conductorilor și a stîlpului și pentru greutatea proprie a conductorilor și a elementelor stîlpului, se dau comparativ, în figura 5.20 eforturile determinate în conformitate cu [43] și cu programul de calcul automat STUCIN [75].

Se observă că în general, coreșpondența eforturilor este bună la brațul mare, brațul mic și talpa inferioară a traversei. Diferențele mari care apar la talpa superioară provin de la alcătuirea diferită a traversei față de cea admisă la determinarea relațiilor de calcul din lucrarea [43]. Este important de remarcat, că în ipoteza greutății proprii a elementelor și a conductoarelor, preiau efort numai jumătate din numărul diagonalelor traversei, în restul diagonalelor efortul fiind nul. Ținînd seama de faptul că în general, ipoteza de avarie, este hotărîtoare și că în modul de calcul simplificat, această acțiune este preluată numai de talpa inferioară a traversei, rezultă că în toate diagonalele fețelor verticale ale traversei apar eforturi numai în ipoteza acțiunii vîntului.

În concluzie alcătuirea traversei cu diagonale încrucișate, apare ca nerațională din punct de vedere static. La dimensionare, considerînd nod în punctul de intersecție al diagonalelor, reducerea lungimii de flambaj nu prezintă, datorită lungimilor relativ reduse ale barelor, o importanță deosebită.

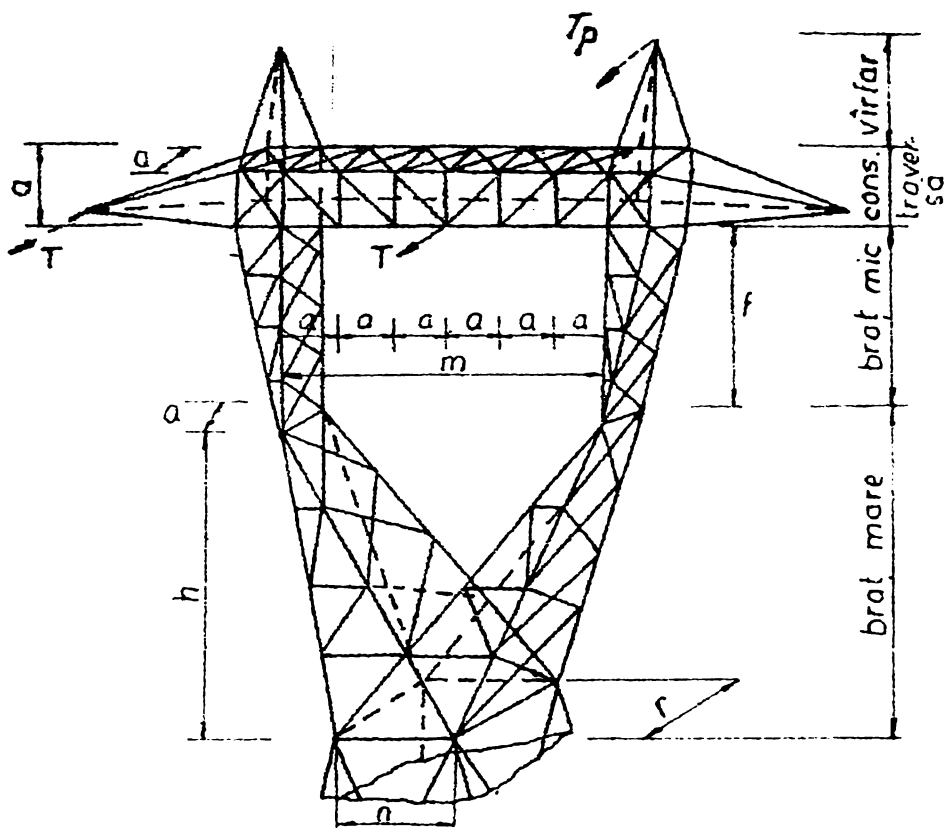


NOTĂ
EFORTURILE DIN PARANTEZĂ
AU FOST DETERMINATE CU
PROGRAMUL DE CALCUL „STUGEN”

FIG. 5 20

5.5. Repartitiia unei încărcări paralele cu aliniamentul la fețele brațului mare, la stîlpii LEA metalici în formă de "Y"

In ipoteza de avarie (ruperea unui conductor activ pe consolă sau în mijlocul traversei, sau a unui conductor de



PARAMETRII

$$K_2 = \frac{h}{n} ; \quad K_3 = \frac{m}{n} \quad K_6 = \frac{r}{n} ; \quad \text{FIG. 5.21}$$

protecția - figura 5.21 acționează asupra brațului mare al stîlpilor LEA în Y, trei forțe H, V și X (fig. 5.22) ca reacțiuni ale cadrului superior (format din traversă, consolă brațul mic).

In calculele uzuale încărcările H și V sînt preluate de fețele perpendiculare pe aliniament, calculul eforturilor efectuîndu-se în continuare, prin metodele obișnuite. Din încărcarea X (reacțiunea) paralelă cu aliniamentul, o componentă X_1 se va preda la fața exterioară și o parte X_2 la fața interioară, a brațului mare.

Cunoscând cele două valori X_1 și X_2 , calculul se reduce în continuare la determinarea eforturilor în barele celor două fețe încărcate în planul lor cu X_1 respectiv X_2 .

Pentru determinarea acestor componente se exprimă deplasările feței interioare și exterioare ale brațului mare, cele două valori fiind, în mod evident, egale.

Va rezulta sistemul

$$\begin{aligned} \Delta_{ex} &= \Delta_{int} \\ X_1 + X_2 &= X \end{aligned} \quad (5.9)$$

unde Δ_{ex} reprezintă săgeata produsă de X_1 și are expresia :

$$\Delta_{ex} = \sum \frac{N \cdot n}{EA} \cdot l \quad (5.10)$$

N - reprezentând eforturile în barele feței exterioare produse de X_1 ;

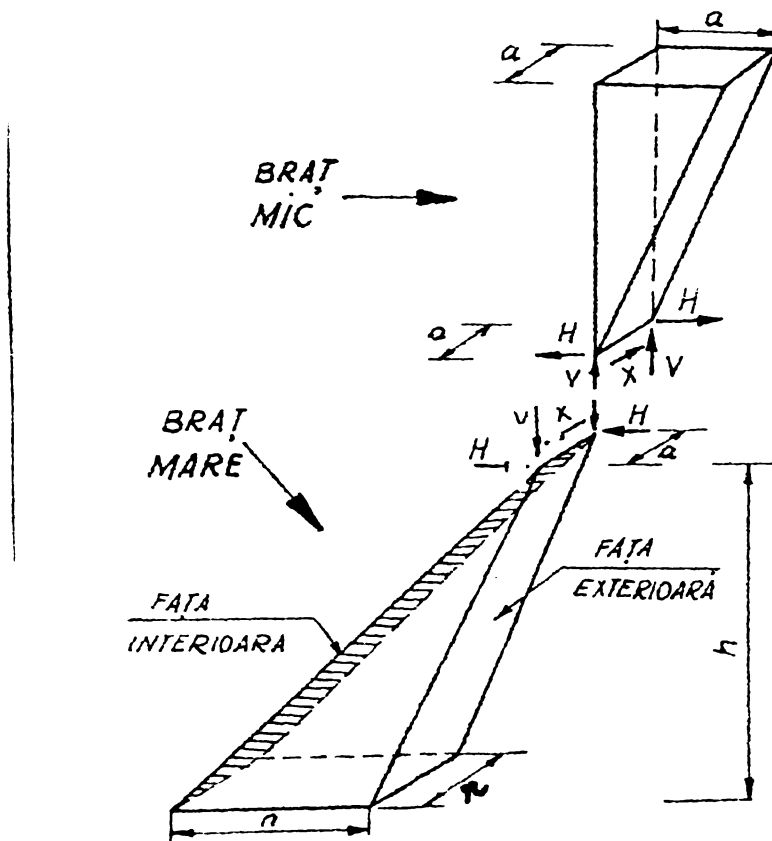


FIG.5.22

n - reprezentând eforturile în barele aceleiași fețe produse de încărcarea virtuală .

Δ_{in} - are aceeași semnificație pentru fața interioară.

Calculul s-a condus pe brațul mare al unui stîlp cu înălțimea din figura (5.23.)

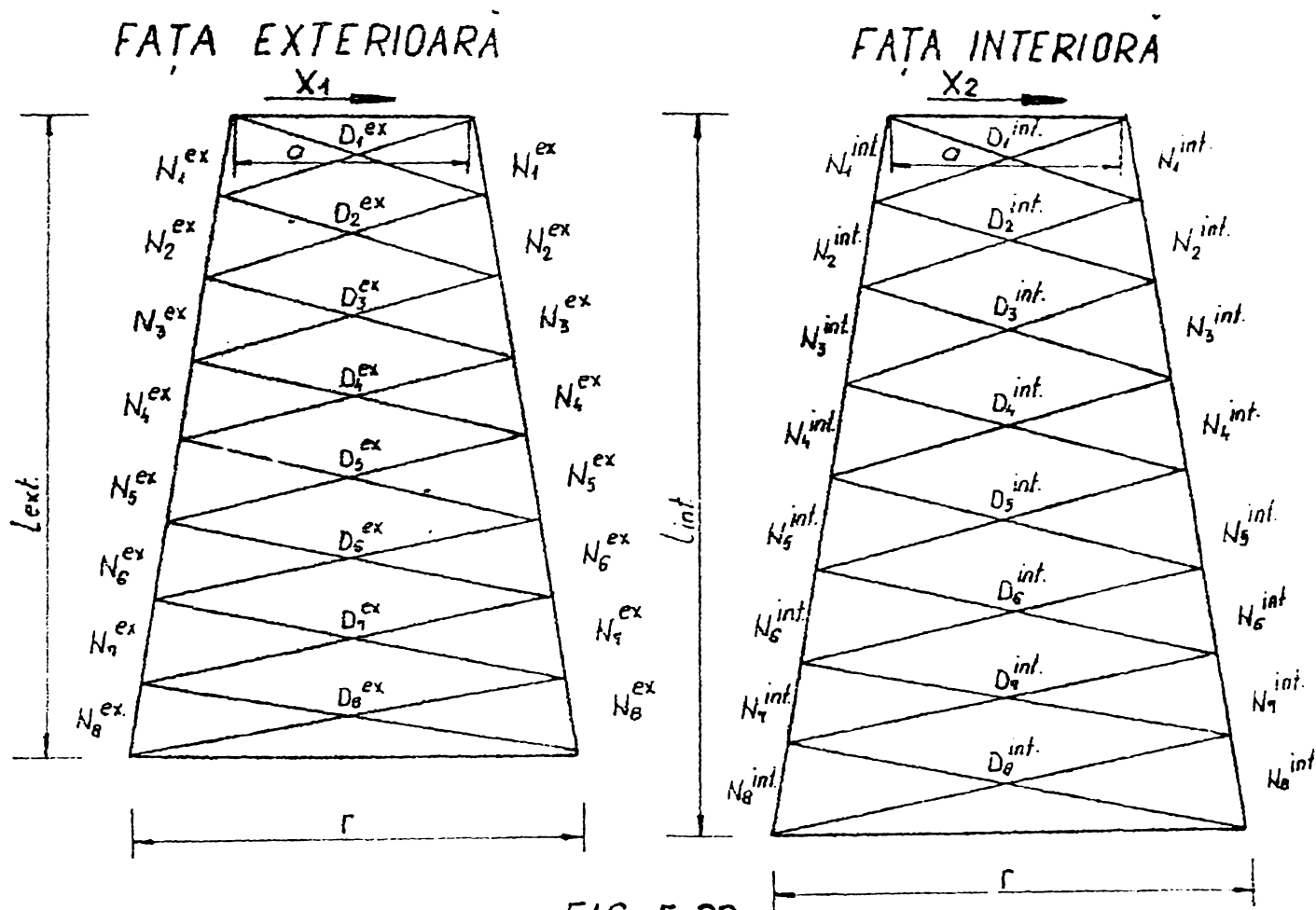


FIG. 5.23

Pentru a conferi calculelor un caracter de generalitate, s-au introdus în calcul trei parametri care definesc complet din punct de vedere geometric, brațul mare (fig. 5.21):

$$k_2 = \frac{h}{n} \quad ; \quad k_3 = \frac{m}{n} \quad ; \quad k_6 = \frac{n}{r} \quad (5.11)$$

Deasemenea s-au exprimat ariile sub forma unor raporturi

medii obținute prin analizarea unor serii de stâlpi executați (Tab.5.9.) reținându-se în final două medii, introducând parametrul η .

TAB. 5.9 .

	FAȚA EXTERIOARĂ		FAȚA INTERIOARĂ		PARAM η
SERIE 1	DIAGONALE	0.4A	DIAGONALE	0.3A	0.25
	MONTANTI	2.0A	MONTANTI	1.0A	
SERIE 2	DIAGONALE	0.4A	DIAGONALE	0.3A	0.33
	MONTANTI	1.5A	MONTANTI	1.0A	

Se scrie sistemul (5.9) sub forma

$$\begin{cases} X_1 \cdot \delta_{ex} = X_2 \cdot \delta_{int} \\ X_1 = X_2 = X \end{cases} \quad (5.12)$$

$$\delta_{ex} = \sum \frac{n^2}{EA} \cdot 1 \quad (5.13)$$

unde δ_{ex} și δ_{int} sînt deplasările feței exterioare respectiv interioare produse de $X_1 = 1$, respectiv $X_2 = 1$.

Rezolvînd sistemul se obține :

$$\begin{cases} X_2 = \frac{\delta_{ex}}{\delta_{ex} + \delta_{int}} \cdot X \\ X_1 = X - X_2 \end{cases} \quad (5.14)$$

În final rezultă :

$$\begin{cases} X_2 = \frac{SUMMEX + SUMDEX}{SUMMEX + SUMDEX + SUMMIN + SUMDIN} \\ X_1 = X - X_2 \end{cases} \quad (5.15)$$

unde :

SUMMEX - reprezintă expresii de tipul (5.13) referitoare la montanții feței exterioare; SUMDEX - reprezintă expresii de tipul (5.13) referitoare la diagonalele feței exterioare, etc.

Dacă s-ar neglija aportul diagonalelor în sumele de mai sus, am obține :

$$\begin{cases} X_2' = \frac{\text{SUMMEX}}{\text{SUMMEX} + \text{SUMMIN}} \\ X_1' = X - X_2' \end{cases} \quad (5.15a)$$

Expresiile de mai sus fiind deosebit de complicate, calculul lor pentru diferite valori ale parametrilor alegei s-a efectuat cu ajutorul calculatorului electronic.

Pentru parametrii k_2 , k_3 și k_6 s-au ales următoarele valori

$k_2 = 2,00 ; 2,25 ; 2,50 ; 2,75 ; 3,00$

$k_3 = 2,50 ; 2,75 ; 3,00 ; 3,25 ; 3,50 ; 3,75 ; 4,00 ; 4,25$

$k_6 = 1,00 ; 1,1 ; 1,2 ; 1,3 ; 1,4 ; 1,5.$

Rezultatele, pentru cele două valori ale raporturilor ariilor, s-au reprezentat grafic (fig.5.24 și 5.25).

CONCLUZII :

a) Influența diagonalelor asupra repartiției componentelor X_1 și X_2 este redusă.

b) Modul de calcul uzual admis în proiectare prin care 70% din reacțiunea paralelă cu aliniamentul se transmite feței exterioare și 30 % feței interioare, este suficient de exact.

c) Se recomandă pentru un calcul mai exact, în cazurile în care valorile ariilor se apropie de seria cu $\eta = 0,25$, repartiția reacțiunii X să se facă cu 0,75 respectiv 0,25 ; dacă raportul se apropie de $\eta = 0,33$ repartiția se va face cu 0,7 și 0,3.

d) Repartiția forței X la fața exterioară și interioară este relativ puțin influențată de raportul laturilor corpului stîlpului a/b (respectiv $K_6 = \eta/n$)

e) Pentru o alcătuire a fețelor brațului mare, în conformitate cu figura 5.26 se dau, în tabelele 5.10 și 5.11 direct eforturile în diagonale și montanți [45]

Ex.de calcul.

Pentru brațul mare al unui stîlp dat (Fig.5.27) se calculează parametrii K_2 și K_3 ($K_2 = 7650/3400 = 2,25$; $K_3 = 9350/3400 = 2,75$). Cunoscînd valoarea încărcării X (ex. $X = 2000$ daN) efortul din diagonala 2 a feței exterioare (Tab. 5.9) va fi :

$$N_2^{\text{EX}} = 0,32905 \cdot 0,694249 \cdot 2000 = - 457 \text{ daN}$$

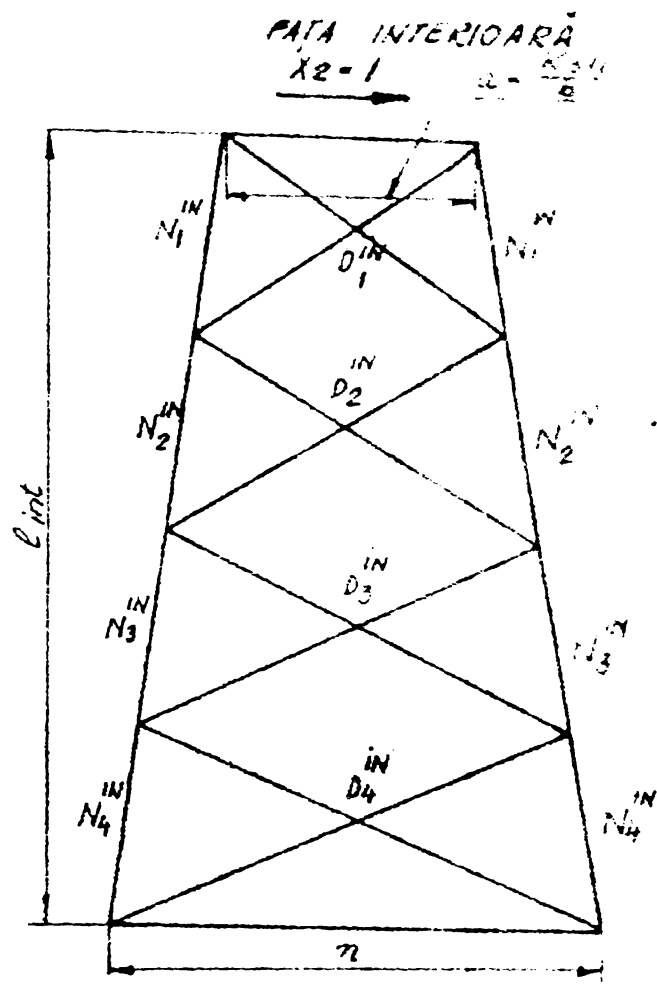
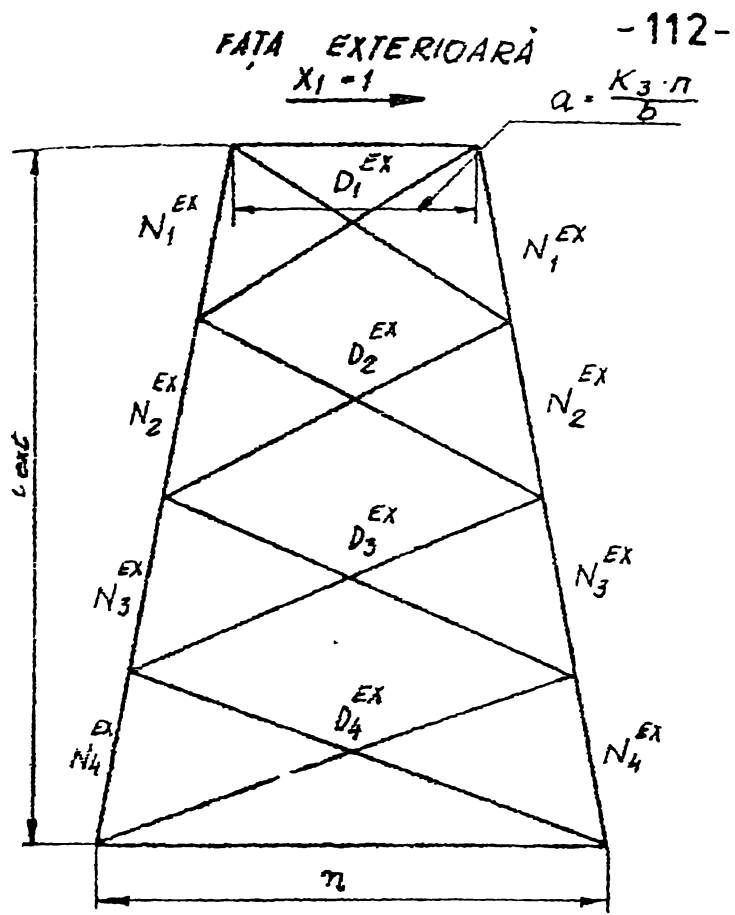
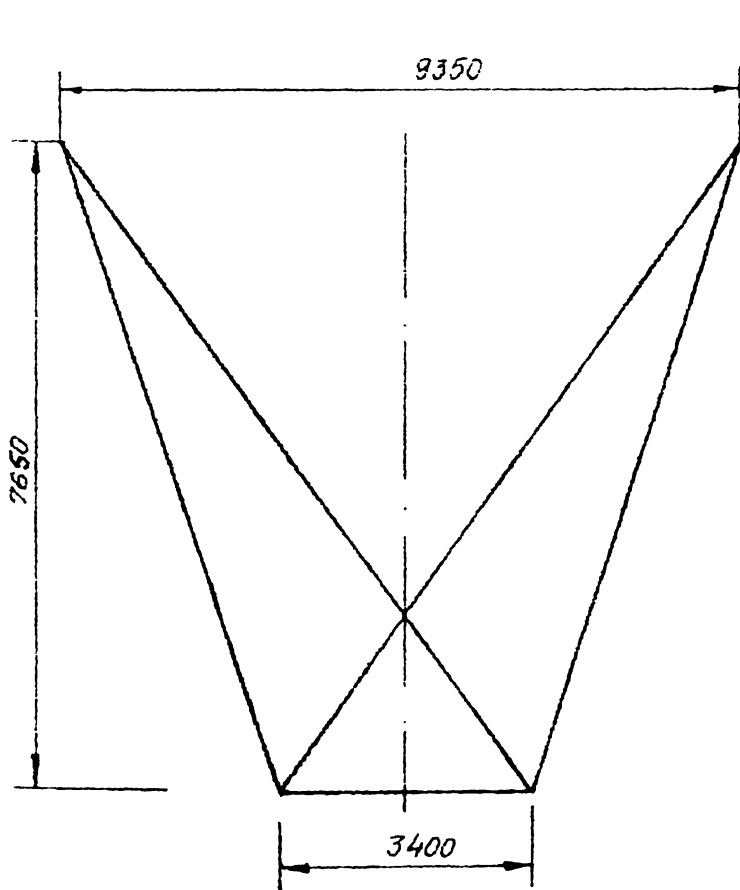


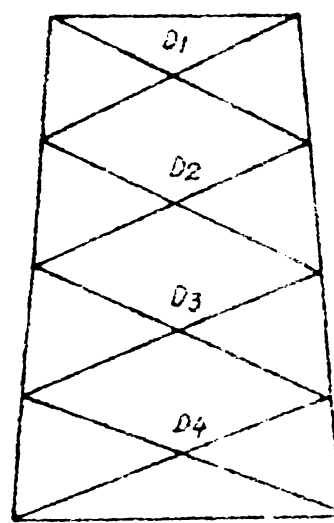
FIG. 5.26



$K_2 = 2,25$

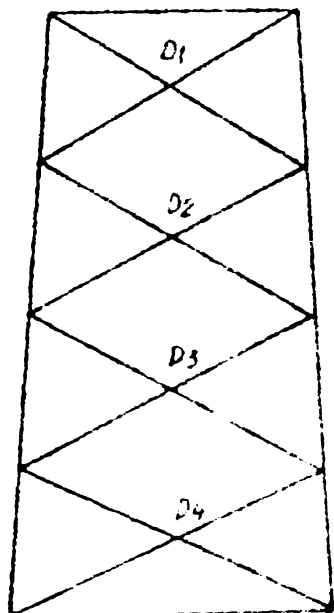
$K_3 = 2,75$

$X_1 = 1388 \text{ da N}$



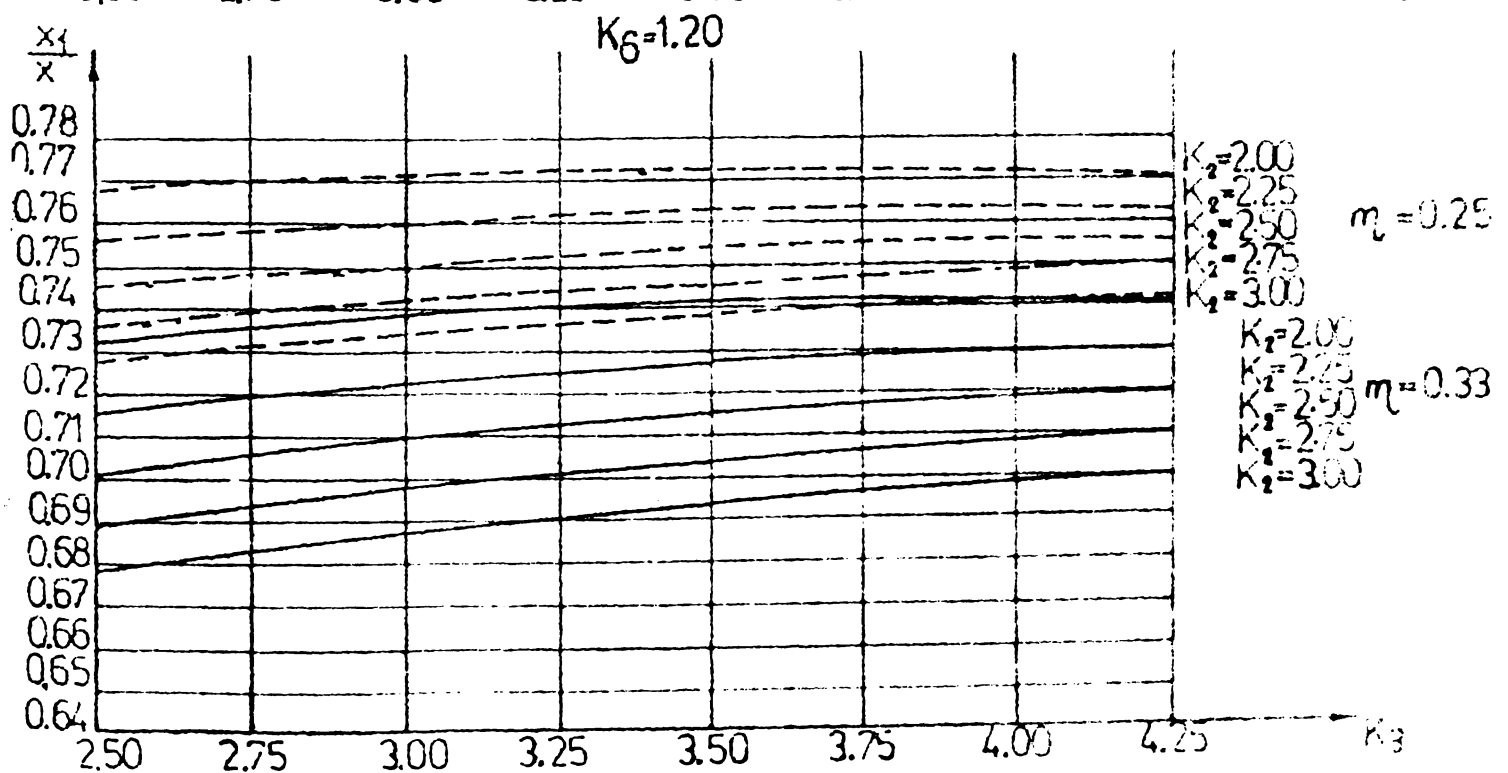
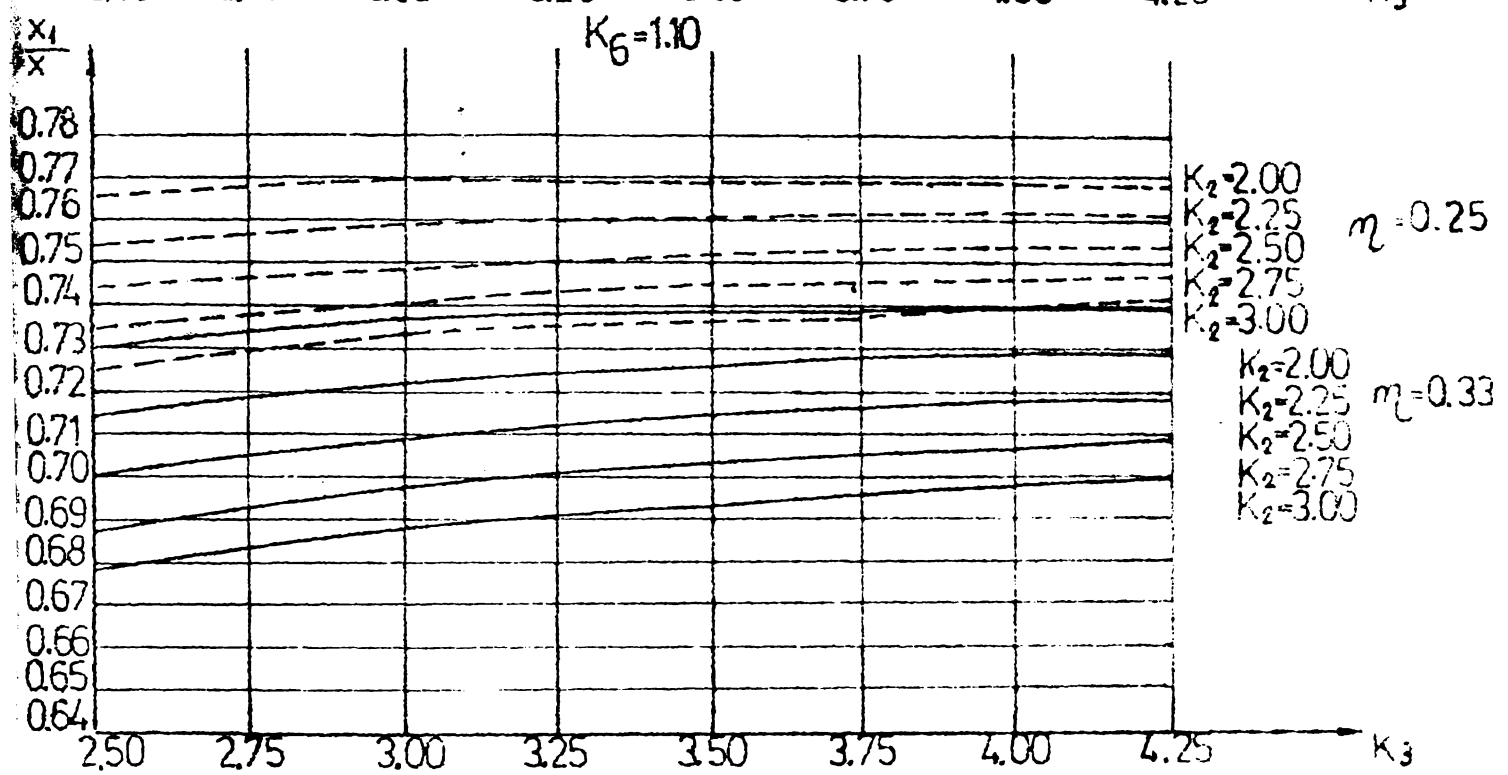
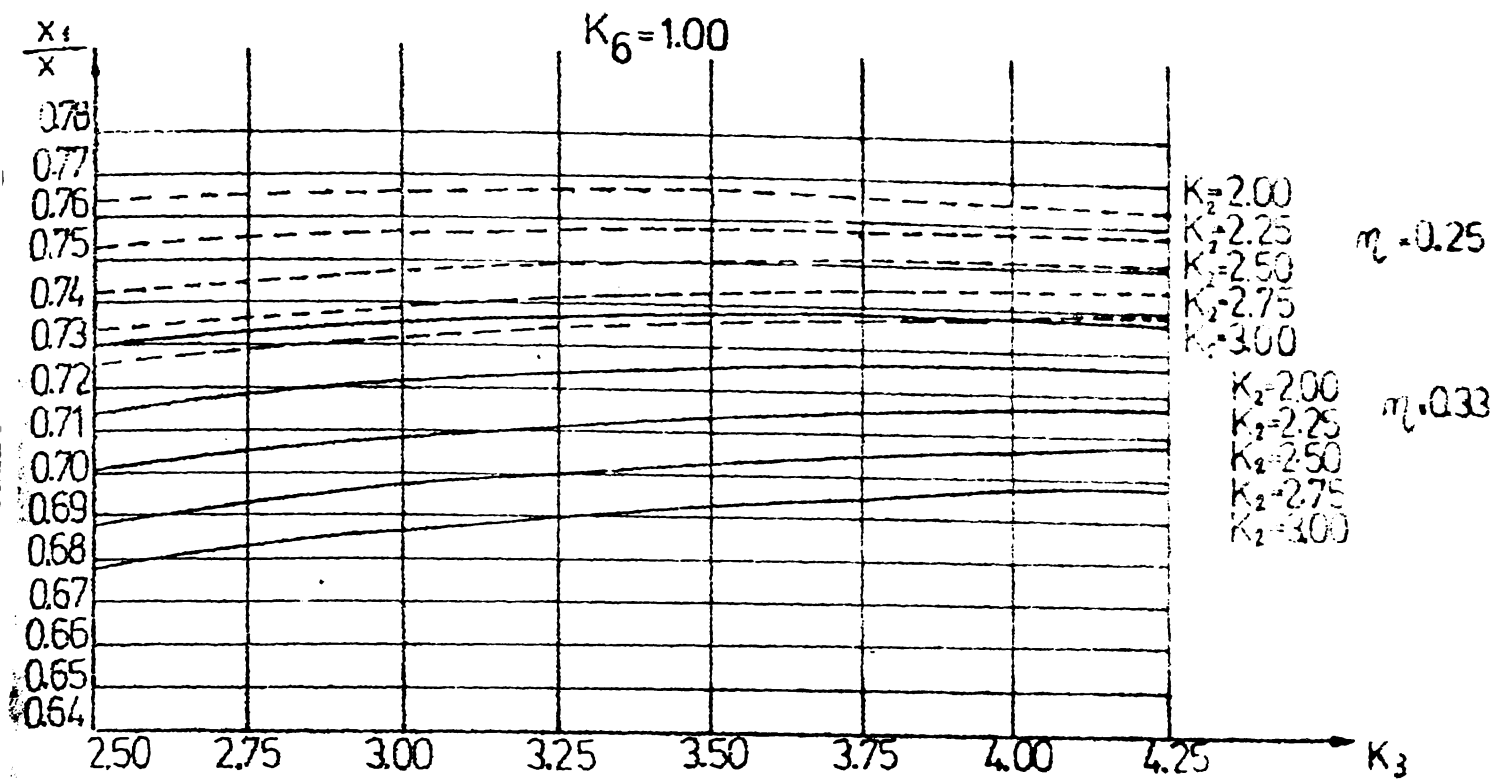
FATA EXTERIOARĂ

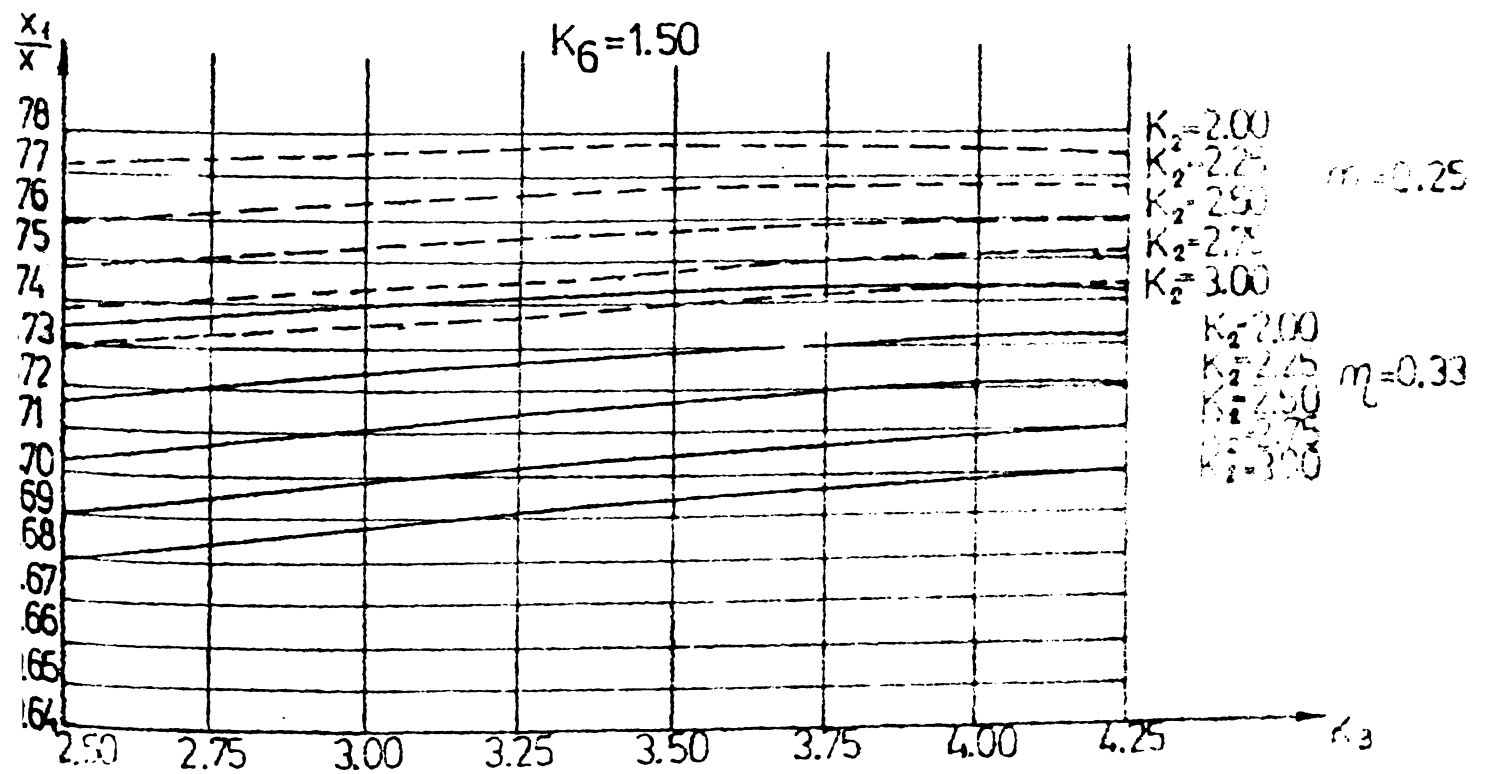
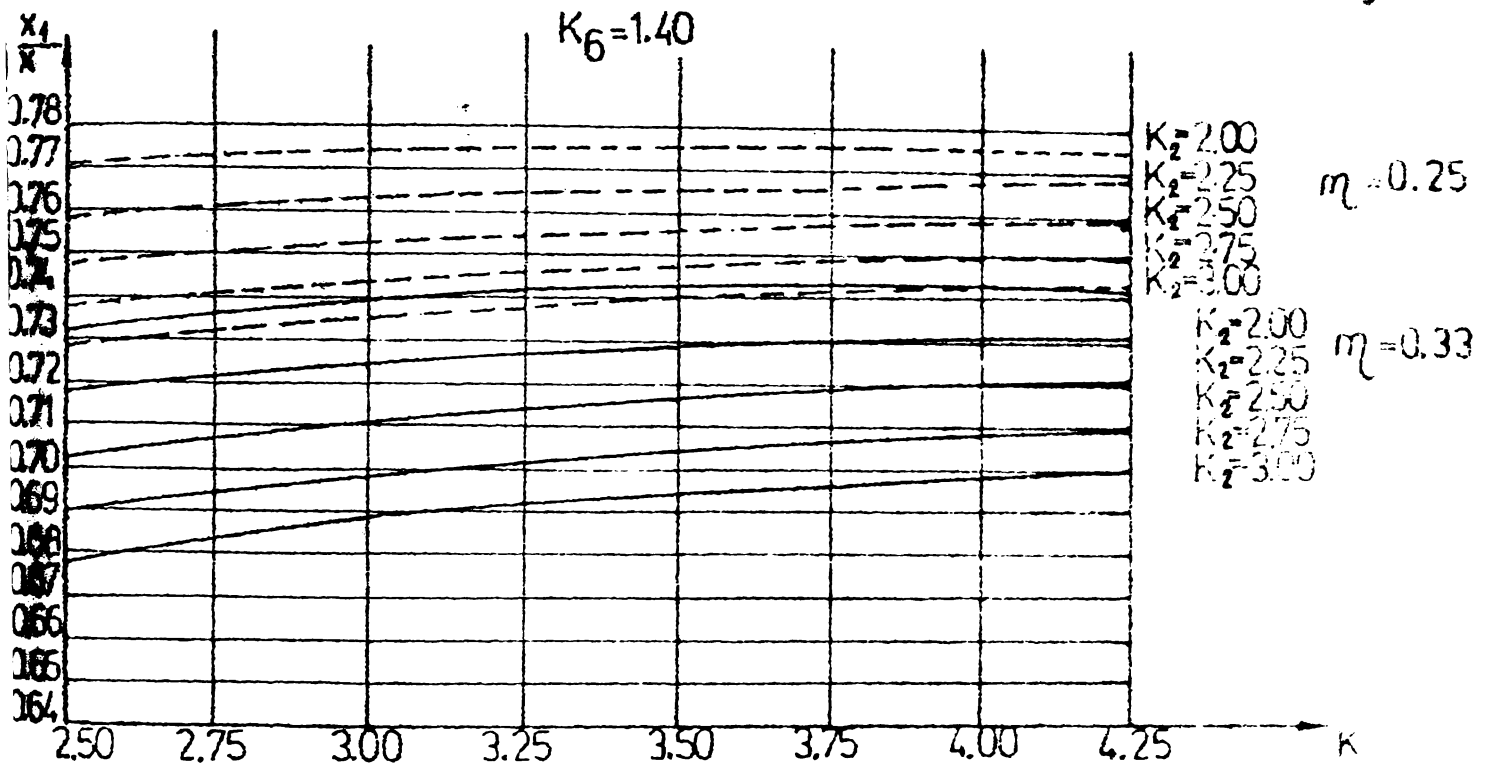
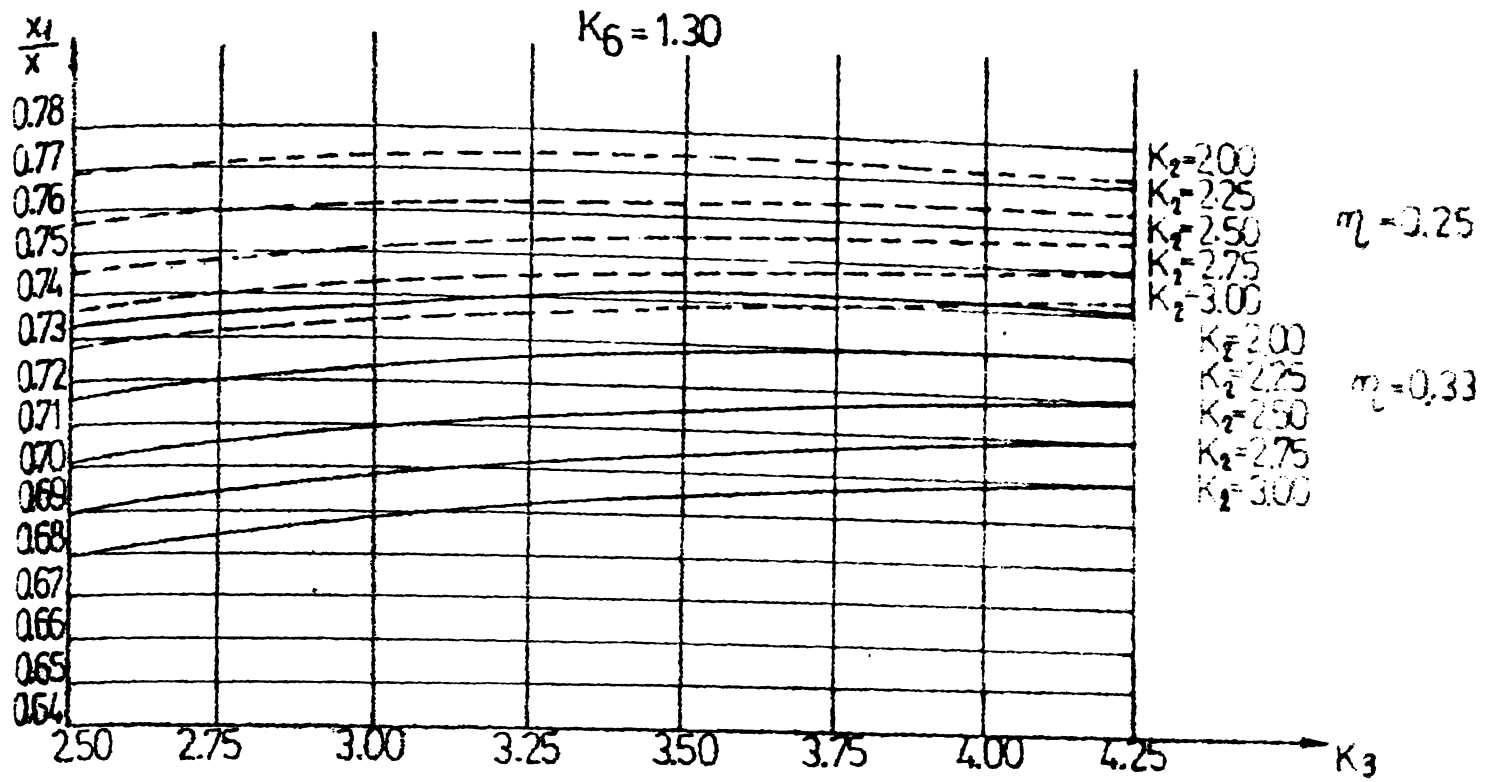
$X_2 = 612 \text{ da N}$



FATA INTERIOARĂ

FIG. 5.27





K ₂	K ₃	REKAM		RELATIF (2)	FAKTA INTERIORA								SUMMIN	SUMDIN
		X ₂ /X	X ₂ /X		N ₁ ^{IN} /X ₂	N ₂ ^{IN} /X ₂	N ₃ ^{IN} /X ₂	N ₄ ^{IN} /X ₂	D ₁ ^{IN} /X ₂	D ₂ ^{IN} /X ₂	D ₃ ^{IN} /X ₂	D ₄ ^{IN} /X ₂		
2.00	2.50	0.295688	0.11567	0.258993	0.45468	0.62606	0.74232	0.21671	0.14214	0.10442	0.08226	18.0501	6.9817	
2.00	2.75	0.293011	0.16993	0.253401	0.47669	0.62686	0.75370	0.21318	0.14793	0.11195	0.08587	19.0672	7.6939	
2.00	3.00	0.291240	0.16539	0.249064	0.44105	0.63007	0.76789	0.21032	0.15319	0.11950	0.09771	20.2282	8.4678	
2.00	3.25	0.290211	0.16181	0.245824	0.43738	0.63529	0.78453	0.20871	0.15866	0.12710	0.10582	21.4873	9.3038	
2.00	3.50	0.289785	0.15899	0.243567	0.43514	0.64220	0.80328	0.20758	0.16386	0.13475	0.11420	22.8595	10.2017	
2.00	3.75	0.289845	0.15680	0.242130	0.43421	0.65048	0.82387	0.20700	0.16910	0.14245	0.12286	24.3450	11.1625	
2.00	4.00	0.290296	0.15511	0.241400	0.43431	0.65992	0.84605	0.20685	0.17430	0.15022	0.13181	25.9446	12.1874	
2.25	4.25	0.291058	0.15383	0.241268	0.43524	0.67031	0.86963	0.20704	0.17944	0.15804	0.14104	29.6592	13.2776	
2.25	2.50	0.3090	0.19675	0.278832	0.50924	0.70119	0.73140	0.23747	0.15426	0.11251	0.08813	22.2209	7.8711	
2.25	2.75	0.305751	0.18933	0.273020	0.49767	0.69840	0.83972	0.23213	0.15970	0.12028	0.09607	23.2268	8.5872	
2.25	3.00	0.303337	0.18325	0.268249	0.48870	0.69814	0.85086	0.22801	0.16491	0.12798	0.10419	24.3558	9.3690	
2.25	3.25	0.301634	0.17830	0.264427	0.48089	0.70004	0.86441	0.22487	0.16997	0.13565	0.11252	25.6056	10.2155	
2.25	3.50	0.300528	0.17424	0.261455	0.47687	0.70379	0.88032	0.22253	0.17493	0.14332	0.12108	26.8780	11.1266	
2.25	3.75	0.299921	0.17093	0.259237	0.47333	0.70909	0.89810	0.22084	0.17980	0.15101	0.12989	28.4632	12.1028	
2.25	4.00	0.299730	0.16822	0.257684	0.47103	0.71572	0.91759	0.21969	0.18462	0.15872	0.13896	30.0701	13.1449	
2.25	4.25	0.299981	0.16603	0.256709	0.46975	0.72347	0.93860	0.21898	0.18937	0.16645	0.14829	31.7958	14.2539	
2.50	2.50	0.320721	0.21849	0.295361	0.56549	0.77866	0.92323	0.25843	0.16650	0.12059	0.09392	27.2123	8.9078	
2.50	2.75	0.317162	0.20944	0.289610	0.55053	0.77259	0.92892	0.25155	0.17185	0.12866	0.10226	28.1655	9.6246	
2.50	3.00	0.314346	0.20189	0.284709	0.53898	0.76911	0.93736	0.24601	0.17689	0.13658	0.11071	29.2616	10.4122	
2.50	3.25	0.312180	0.19558	0.281501	0.52859	0.76789	0.94827	0.24158	0.18171	0.14440	0.11933	30.4847	11.2683	
2.50	3.50	0.310578	0.19029	0.279224	0.62080	0.76862	0.96141	0.23806	0.18638	0.15215	0.12819	31.8357	12.1922	
2.50	3.75	0.309461	0.18586	0.277224	0.51468	0.77104	0.97656	0.23529	0.19093	0.15987	0.13714	33.3128	13.1838	
2.50	4.00	0.308758	0.18214	0.275397	0.50994	0.77492	0.99349	0.23215	0.19540	0.16757	0.14637	34.9148	14.2435	
2.50	4.25	0.308407	0.17902	0.273917	0.50650	0.78006	1.01202	0.23159	0.19979	0.17526	0.15585	36.640	15.3722	
2.75	2.50	0.330910	0.24065	0.309107	0.62287	0.85766	1.01091	0.27463	0.17880	0.12863	0.09962	33.1678	10.1038	
2.75	2.75	0.327231	0.23005	0.303579	0.60471	0.84862	1.02034	0.27127	0.18412	0.13705	0.10839	33.9101	10.6178	
2.75	3.00	0.324192	0.22107	0.298940	0.58953	0.84219	1.02642	0.26438	0.18904	0.14523	0.11722	35.0221	11.6082	
2.75	3.25	0.321745	0.21345	0.294556	0.57689	0.83505	1.03491	0.25869	0.19367	0.15325	0.12617	36.1976	12.4721	
2.75	3.50	0.319805	0.20696	0.290989	0.56641	0.83594	1.04562	0.25402	0.19809	0.16114	0.13526	37.4495	13.4077	
2.75	3.75	0.318319	0.20142	0.287994	0.55727	0.83561	1.05834	0.25070	0.20236	0.16894	0.14453	38.8008	14.4123	
2.75	4.00	0.317229	0.19682	0.285525	0.55075	0.83685	1.07288	0.24709	0.20658	0.17694	0.15398	40.2430	15.4919	
2.75	4.25	0.316425	0.19285	0.283534	0.54506	0.83945	1.08907	0.24458	0.21059	0.18530	0.16361	41.7832	16.6208	
3.00	2.50	0.339909	0.26211	0.320500	0.70099	0.93109	1.1161	0.30100	0.19112	0.12664	0.10804	38.8922	11.4750	
3.00	2.75	0.336340	0.25301	0.315940	0.68490	0.92043	1.1329	0.29120	0.19605	0.13542	0.11746	39.7696	12.1779	
3.00	3.00	0.332925	0.24465	0.310670	0.67117	0.91077	1.1521	0.28291	0.20199	0.14491	0.12701	40.7750	12.9678	
3.00	3.25	0.330316	0.23776	0.306560	0.66000	0.90092	1.17300	0.27609	0.20577	0.15416	0.13733	41.9196	13.8172	
3.00	3.50	0.328167	0.23209	0.302960	0.65043	0.89246	1.19580	0.27030	0.21066	0.16326	0.14745	43.2741	14.7300	
3.00	3.75	0.326430	0.22748	0.299816	0.64216	0.90223	1.22072	0.26545	0.21402	0.17215	0.15720	44.7481	15.8038	
3.00	4.00	0.325061	0.22376	0.297147	0.63491	0.90994	1.24805	0.26139	0.21791	0.18196	0.16717	47.3207	16.9998	
3.00	4.25	0.324019	0.22080	0.294706	0.62809	0.92010	1.27806	0.25800	0.22169	0.19369	0.17759	48.7049	18.0684	

K2	K3	RELATIA (1)		MATA EXTERIORA											SUMDEX
		x1/x	PRIM x1/x	EX N1/x1	EX N2/x1	EX N3/x1	EX N4/x1	EX D1/x1	EX D2/x1	EX D3/x1	EX D4/x1	SUMDEX			
2.00	2.50	0.70431	0.741007	0.33742	0.87331	1.20250	1.48579	0.45335	0.30566	0.22950	0.18379	6.3088	4.2002		
2.00	2.75	0.70698	0.746599	0.32741	0.86063	1.20776	1.45276	0.45129	0.32091	0.24822	0.70244	6.4766	4.6207		
2.00	3.00	0.70876	0.750936	0.31894	0.85051	1.21502	1.48080	0.44966	0.33495	0.26629	0.22703	6.7091	5.0820		
2.00	3.25	0.70978	0.754166	0.31178	0.84265	1.2242	1.51168	0.44852	0.34795	0.28375	0.23954	7.0042	5.585		
2.00	3.50	0.710815	0.756433	0.30574	0.83676	1.23493	1.54459	0.44774	0.35999	0.30066	0.25813	7.3606	6.129		
2.00	3.75	0.71055	0.757820	0.30063	0.83256	1.24725	1.57970	0.44724	0.37124	0.31706	0.27668	7.7779	6.714		
2.00	4.00	0.709704	0.758600	0.29537	0.82983	1.26030	1.66540	0.44695	0.38178	0.33301	0.29527	8.2561	7.3414		
2.00	4.25	0.70894	0.758732	0.29277	0.82833	1.27571	1.65507	0.44681	0.39159	0.34853	0.37391	8.7953	8.0114		
2.25	2.50	0.69100	0.721168	0.36693	0.94971	1.30769	1.55051	0.47229	0.31401	0.23336	0.18547	8.5915	4.8650		
2.25	2.75	0.694349	0.726980	0.35506	0.93330	1.30975	1.57478	0.46806	0.32905	0.25227	0.20437	8.7229	5.2882		
2.25	3.00	0.69663	0.731751	0.34483	0.91955	1.31364	1.6010	0.46473	0.34287	0.27053	0.22324	8.9285	5.7558		
2.25	3.25	0.69836	0.735578	0.336	0.90814	1.31926	1.62917	0.4624	0.35563	0.28817	0.24208	9.2048	6.2668		
2.25	3.50	0.699472	0.738545	0.32841	0.89881	1.32651	1.65924	0.46004	0.36746	0.30525	0.26091	9.5495	6.8209		
2.25	3.75	0.700079	0.740763	0.32186	0.89130	1.33524	1.69114	0.45841	0.37849	0.32180	0.27976	9.9610	7.4180		
2.25	4.00	0.70027	0.742316	0.31631	0.88538	1.34531	1.72476	0.45712	0.38881	0.33788	0.29864	10.4384	8.0585		
2.25	4.25	0.70019	0.743291	0.31153	0.88084	1.35659	1.75999	0.45611	0.39849	0.35352	0.31758	10.9813	8.7431		
2.50	2.00	0.679279	0.744639	0.39645	0.82609	1.41287	1.67592	0.49236	0.32349	0.25807	0.18783	11.4065	5.6476		
2.50	2.25	0.682838	0.710390	0.38275	0.80609	1.41190	1.67759	0.48629	0.33329	0.25718	0.20697	11.4840	6.0705		
2.50	3.00	0.685654	0.715291	0.37082	0.88886	1.42266	1.72168	0.48110	0.35185	0.27560	0.22610	11.6471	6.5419		
2.50	3.25	0.68782	0.719399	0.36042	0.97411	1.41610	1.74751	0.47700	0.36434	0.29340	0.24521	11.890	7.0598		
2.50	3.50	0.689422	0.722776	0.35133	0.96155	1.41910	1.77505	0.47355	0.37591	0.31062	0.26434	12.210	7.6234		
2.50	3.75	0.690539	0.725489	0.34339	0.95052	1.42426	1.80427	0.47072	0.38667	0.32731	0.28342	12.6049	8.2322		
2.50	4.00	0.691242	0.727603	0.33643	0.94201	1.43136	1.83508	0.46837	0.39672	0.34250	0.30264	13.0713	8.8863		
2.50	4.25	0.691593	0.729181	0.33034	0.93461	1.43939	1.86742	0.46641	0.40614	0.35924	0.32186	13.6085	9.5867		
2.75	2.50	0.679090	0.690693	0.42603	1.02268	1.51832	1.80026	0.51421	0.33402	0.24362	0.19082	14.8125	6.5586		
2.75	2.75	0.672769	0.696421	0.4053	1.02912	1.61439	1.82082	0.50585	0.34856	0.26289	0.21022	14.8168	6.9776		
2.75	3.00	0.676801	0.701126	0.3894	1.05860	1.51217	1.84295	0.47890	0.36183	0.28147	0.22961	14.9196	7.4501		
2.75	3.25	0.678225	0.705444	0.385	1.04023	1.51168	1.86666	0.49310	0.37403	0.29941	0.249	15.1142	7.9733		
2.75	3.50	0.68195	0.70904	0.37441	1.02487	1.51855	1.89195	0.48629	0.38329	0.31676	0.26840	15.3253	8.5463		
2.75	3.75	0.681681	0.712006	0.36618	1.01127	1.51497	1.91877	0.48412	0.39515	0.33366	0.28728	15.7590	9.1388		
2.75	4.00	0.682772	0.714474	0.35997	0.999	1.51673	1.94709	0.48065	0.40550	0.34945	0.30728	16.2022	9.7198		
2.75	4.25	0.68361	0.71644	0.35477	0.98722	1.52124	1.97665	0.47769	0.41462	0.36612	0.32658	16.7224	10.3411		
2.75	3.00	0.68000	0.70700	0.355	1.00000	1.52424	1.92584	0.52000	0.34549	0.29000	0.21000	18.153	7.6200		
2.75	3.25	0.68100	0.70800	0.356	1.00000	1.52500	1.93500	0.52000	0.35000	0.29000	0.21000	18.200	7.600		
2.75	3.50	0.68200	0.70900	0.357	1.00000	1.52600	1.94500	0.52000	0.35500	0.29000	0.21000	18.250	7.600		
2.75	3.75	0.68300	0.71000	0.358	1.00000	1.52700	1.95500	0.52000	0.36000	0.29000	0.21000	18.300	7.600		
2.75	4.00	0.68400	0.71100	0.359	1.00000	1.52800	1.96500	0.52000	0.36500	0.29000	0.21000	18.350	7.600		
2.75	4.25	0.68500	0.71200	0.360	1.00000	1.52900	1.97500	0.52000	0.37000	0.29000	0.21000	18.400	7.600		
2.75	3.00	0.68000	0.70700	0.355	1.00000	1.52424	1.92584	0.52000	0.34549	0.29000	0.21000	18.153	7.6200		
2.75	3.25	0.68100	0.70800	0.356	1.00000	1.52500	1.93500	0.52000	0.35000	0.29000	0.21000	18.200	7.600		
2.75	3.50	0.68200	0.70900	0.357	1.00000	1.52600	1.94500	0.52000	0.35500	0.29000	0.21000	18.250	7.600		
2.75	3.75	0.68300	0.71000	0.358	1.00000	1.52700	1.95500	0.52000	0.36000	0.29000	0.21000	18.300	7.600		
2.75	4.00	0.68400	0.71100	0.359	1.00000	1.52800	1.96500	0.52000	0.36500	0.29000	0.21000	18.350	7.600		
2.75	4.25	0.68500	0.71200	0.360	1.00000	1.52900	1.97500	0.52000	0.37000	0.29000	0.21000	18.400	7.600		

C A P I T O L U L 6

INFLUENTA EXCENTRICITATILOR DIN NODURILE GRINZILOR CU ZĂBRELE PLANE METALICE, ASUPRA STĂRII DE EFORTURI DIN BARE.

6.1. Introducere

Grinzile cu zăbrele sînt structuri realizate din bare legate între ele prin articulații, astfel încît să constituie sisteme indeformabile din punct de vedere geometric. În domeniul deformațiilor elastice unghiul dintre două bare poate varia liber ; în consecință în bare vor lua naștere numai eforturi axiale, numite eforturi principale (dominante).

În realitate, prin realizarea lor efectivă (nituri, șuruburi sau suduri), nodurile sînt rigide, unghiul dintre două bare fiind invariabil ; în consecință în bare iau naștere și momente încovoietoare, cu caracter de eforturi secundare [19]

În calculul uzual al grinzilor cu zăbrele se admite că barele sînt centrate perfect în noduri. În procesul de fabri -

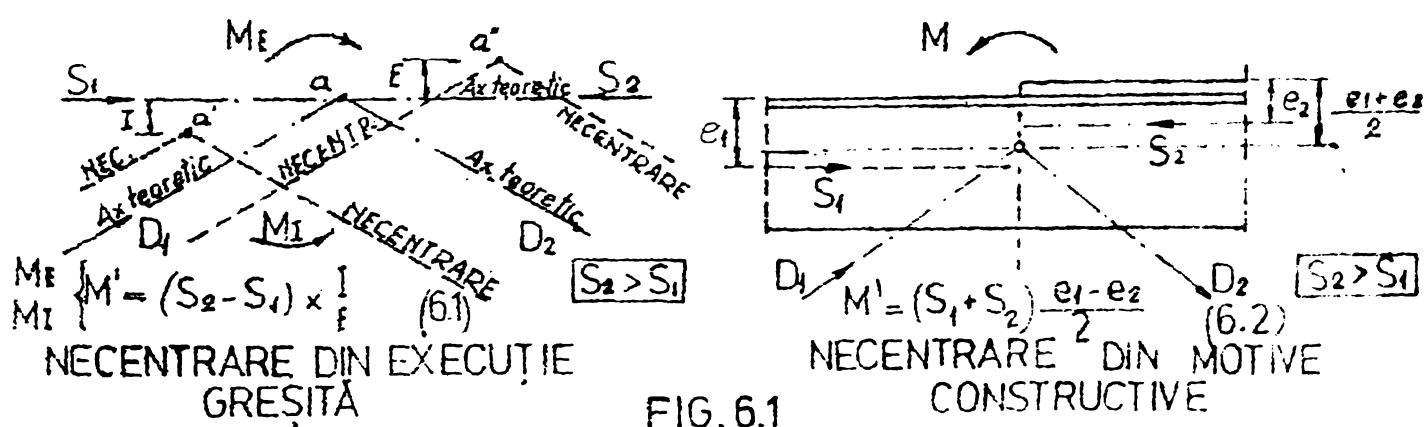


FIG. 6.1

care al grinzilor cu zăbrele există situații cînd nu se realizează centrarea barelor în nodurile teoretice din execuție greșită sau din motive constructive, aceste necentrări producînd momente suplimentare în nodurile structurii (Fig. 6.1.)

Particularizînd la situația stîlpilor LEA necentrările din motive constructive sînt frecvente - în cazul prinderii diagonalelor de montant cu un singur șurub sau nit (Fig.6.2.) Normativul american [14] prescrie realizarea unui nod în conformitate cu figura 6.3b ; excentricitatea maximă a prinderii fiind dată de intersecția liniilor centrelor de greutate pe marginea exterioară a aripii cornierei (Fig.6.3a).

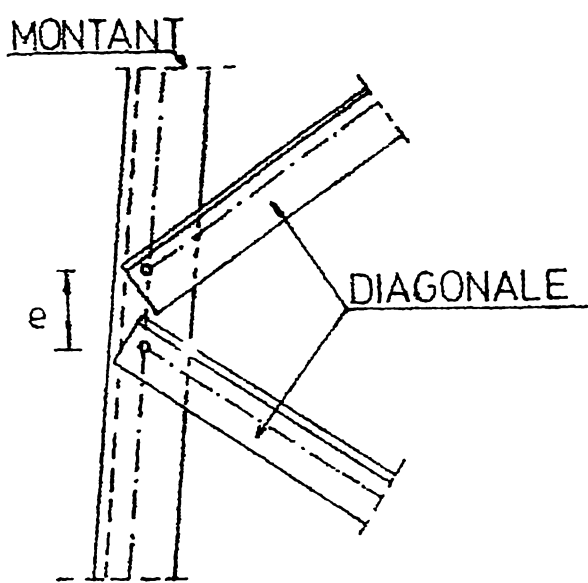


FIG.6.2

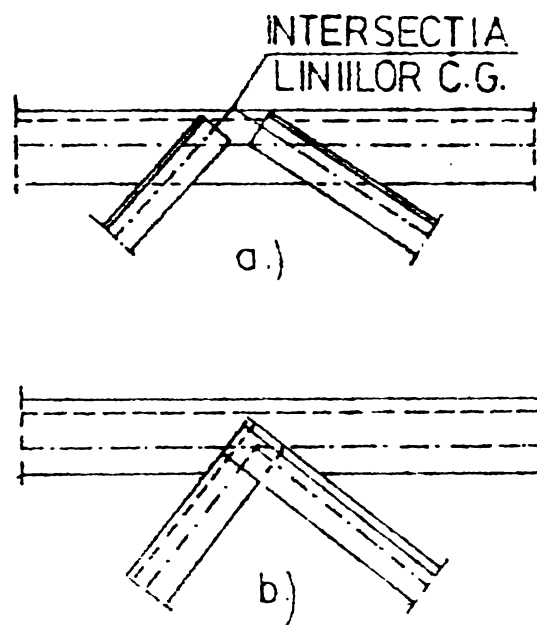


FIG.6.3

Deoarece grinziile cu zăbrele sînt sollicitate în mod

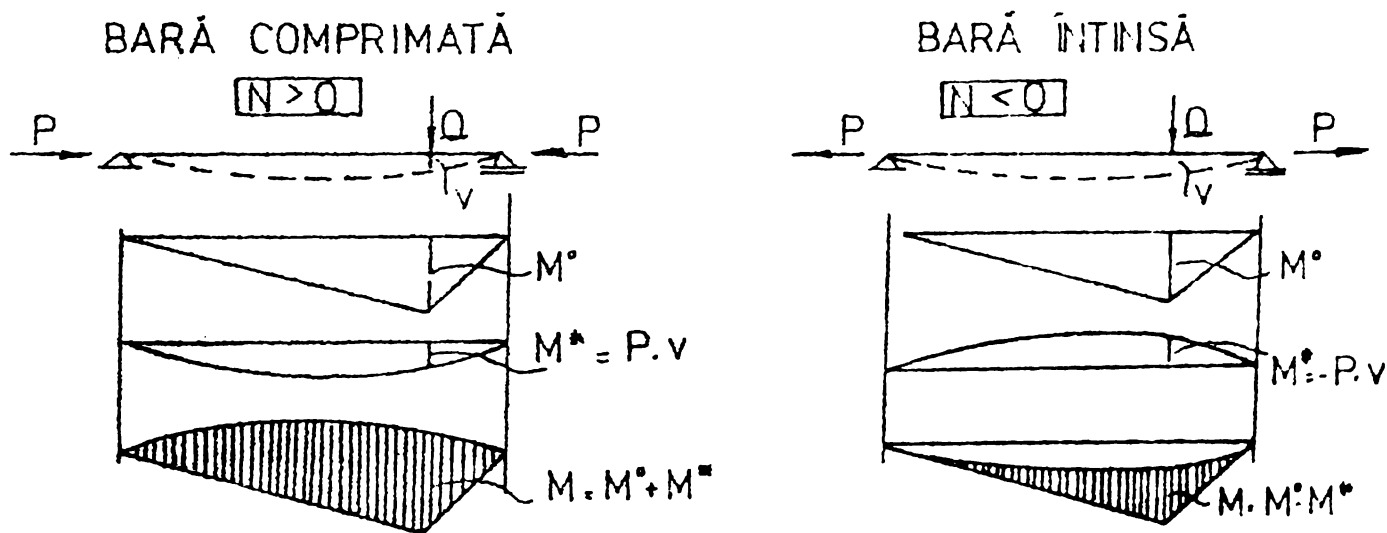


FIG.6.4

preponderent la eforturi axiale, este interesant de stabilit, care este aportul momentelor suplimentare (M^*) rezultate dintr-un calcul de ordinul II asupra stării de eforturi din

bare (fig.6.4), [48].

Capitolul de față, își propune determinarea eforturilor suplimentare la grinzi cu zăbrele cu necentrări în noduri, într-un calcul simplificat, în ipoteza nodurilor rigide (calculul de ordinul I) și într-un calcul de ordinul II (Fig.6.5).

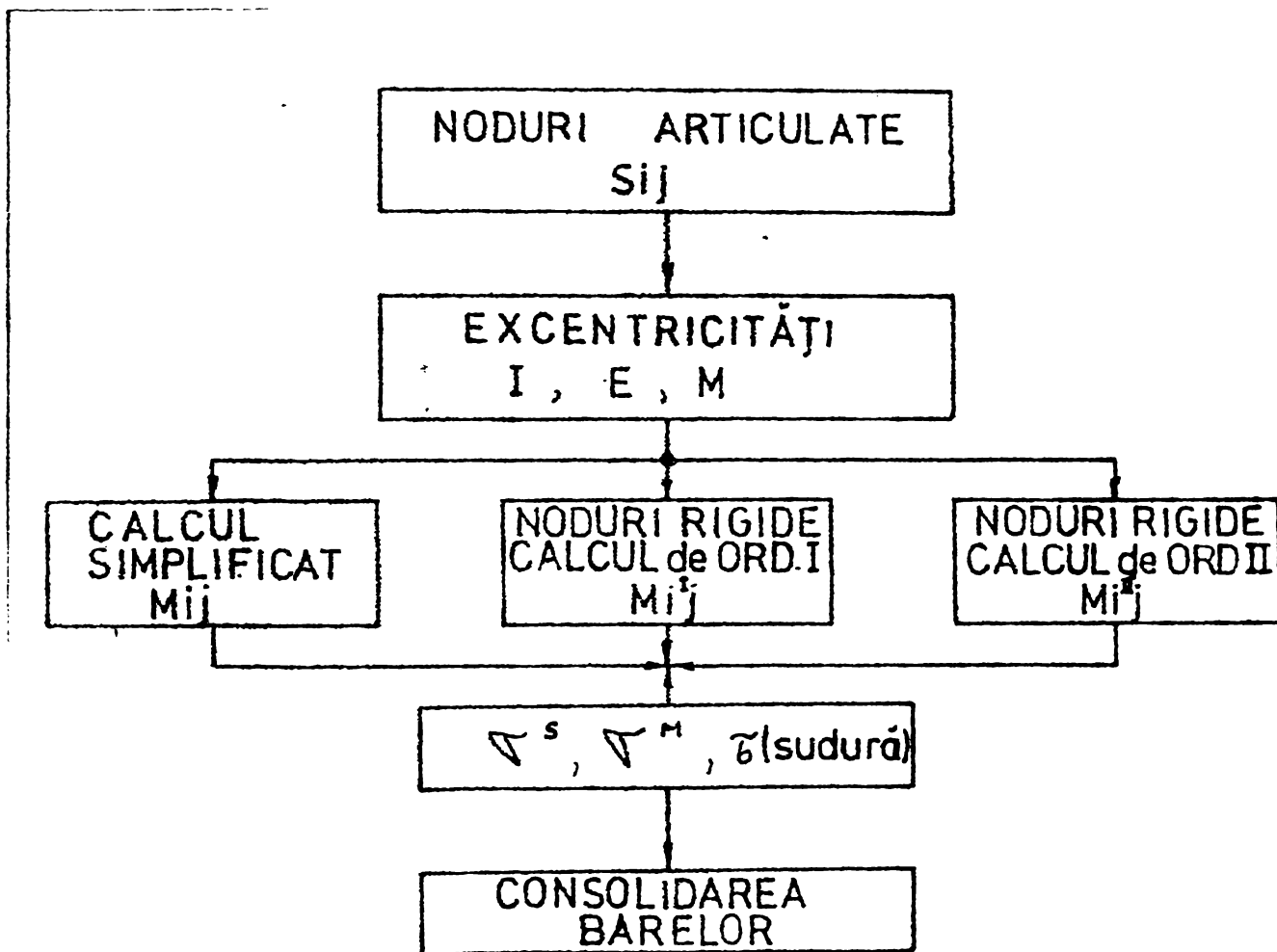


FIG.6.5

6.2. Soluția statică generală a problemei

Prezența unei legări imperfecte a barelor în noduri constituie o problemă deschisă, în special cea ce privește determinarea gradului de legare real, χ ($\chi = 0$ pentru articulația perfectă, $\chi = 1$ pentru încastrarea perfectă). Soluționarea statică a unor structuri cu zăbrele necesită rezolvarea ecuației, [50]:

$$\{R\} = [\mathcal{K}] \{Z\} + \{R_A\} = 0 \quad (6.3)$$

unde pentru structurile cu noduri rigide, avem;

$$Z = \{Z_\Delta, Z_\varphi\}^t \quad (6.4)$$

Matricea $[\mathcal{K}]$ cuprinde rigiditățile barelor, ele depind de gradul de legare χ al barelor ij în noduri și sunt

de forma :

$$\mathcal{R}_{hh} = \sum_j k_{hh}^{ij} ; \text{ sau } \mathcal{R}_{hl} = \sum_j k_{hl}^{ij} \quad (6.5)$$

Matricea R_A conține eforturile din structura de calcul, din acțiunile date în nodurile acesteia. Starea de eforturi obținută prin suprapuneri, va fi :

$$\{H\} = \{H^0\} + [\mathcal{R}]\{Z\} \quad (6.6)$$

Dacă nodurile structurii cu zăbrele sînt articulații perfecte, rezultă :

$$\{H\} = \{\dots N^{ij} \dots\}^t ; \quad (6.7)$$

pentru cazul $\kappa \neq 0$, se obține

$$\{H\} = \{\dots N^{ig} \dots, M^{ij} \dots, \dots T^{ij} \dots\}^t \quad (6.8)$$

Efectul necentrării perfecte a barelor în noduri este dat de vectorul $\{R_A\}$ al cărui termen curent pentru nodul i , este, Fig.6.6):

$$R_i = \sum_j N^{ij} \cdot e^{ij} \quad (6.9)$$

Dacă barele nu sînt perfect articulate în noduri, efectul suplimentar ce rezultă în nodul i se introduce sub forma

$R_i = \sum_j m^{ij}$, unde
 $= cEI \cdot \Delta / l^2$ și unde
 $c = c(\kappa)$, iar Δ este
 deplasarea liniară a
 nodului pe direcția
 perpendiculară pe bară,
 ca efect al eforturilor
 N^{ij} ; (pentru $\kappa = 1$,
 $c = 6$). Soluționarea
 prin aproximații succe-
 sive a sistemului de
 ecuații se poate conce-
 pe sub forma :

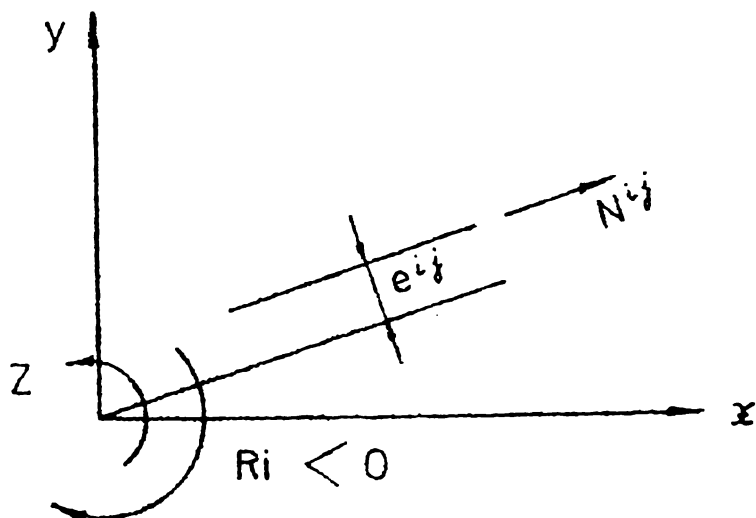


FIG.6.6

- echilibrarea momentului suplimentar se face numai între barele concurente în nodul respectiv ;
- prin echilibrări succesive între nodurile întregii structuri.

Rezultatele primei forme de lucru sînt în general insuficiente. După mai multe echilibrări succesive, pe capătul i al barei ij se obține momentul

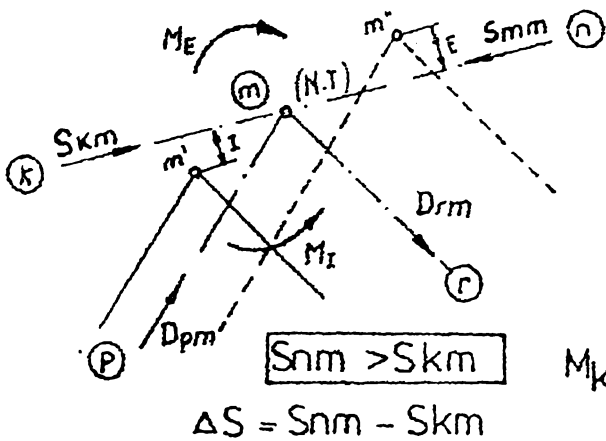
$$M^{ij} = \left(- \frac{3}{2} \right) \sum R_i \left(\frac{k_{ij}^{ij}}{k_{ii}} \right) \quad (6.10)$$

pentru $i = 1, \dots, n$.

6.3. Calculul simplificat [52]

Se acceptă următoarele ipoteze :

- momentul din nod se repartizează barelor concurente în nod, proporțional cu rigiditatea fiecărei bare
- repartizarea momentelor ce apar în noduri se limitează numai la barele concurente în nod, neafectînd nodurile vecine.



$$\left. \begin{aligned} M'_E &= (S_{nm} - S_{km}) \cdot E \\ M'_I &= (S_{nm} - S_{km}) \cdot I \end{aligned} \right\} \quad (6.11)$$

$$S_{km} = \frac{I_{km}}{l_{km}} \quad (6.11)$$

$$M_{km} = M'_E \frac{\frac{I_{km}}{l_{km}}}{\frac{I_{mk}}{l_{mk}} + \frac{I_{mp}}{l_{mp}} + \frac{I_{mr}}{l_{mr}} + \frac{I_{mn}}{l_{mn}}} = M'_E \frac{S_{km}}{\sum_m S_{ij}} \quad (6.12)$$

FIG.6.7

În această situație, momentul care apare într-un nod datorită nerespectării geometriei barei se repartizează barelor nodului, în funcție de rigiditatea barelor (Fig.6.7). Deoarece fermele, respectiv stîlpii nu se execută ca unicate, ci se produc ca elemente de serie, după necesitățile producției, iar erorile de centrare a barelor evidențiate prin "I" sau "E" (stabilite prin releveu la fața locului) pentru același nod, diferă de la fermă (stîlp) la fermă, se propune pentru fiecare nod, stabilirea excentricităților maxime I_a și E_a pentru care nu este necesară verificarea barei și consolidarea ei :

$$(E_a) \text{ sau } (I_a) \cdot \Delta S \cdot K_{pm} \cdot \frac{Y_{max}}{J_{pm}} = \sigma_a - \sigma_{ef} \quad (6.13)$$

unde ΔS - reprezintă diferența de eforturi axiale din talpi,

$$- K_{pm} = \frac{S_{pm}}{\sum_m S_{ij}} \quad \text{- coeficientul de repartiție pentru bara " pm " ;}$$

Y_{max} distanța măsurată de la centrul de greutate al secțiunii la fibra la care efectul momentului de încovoiere are același sens cu cel din forța axială.

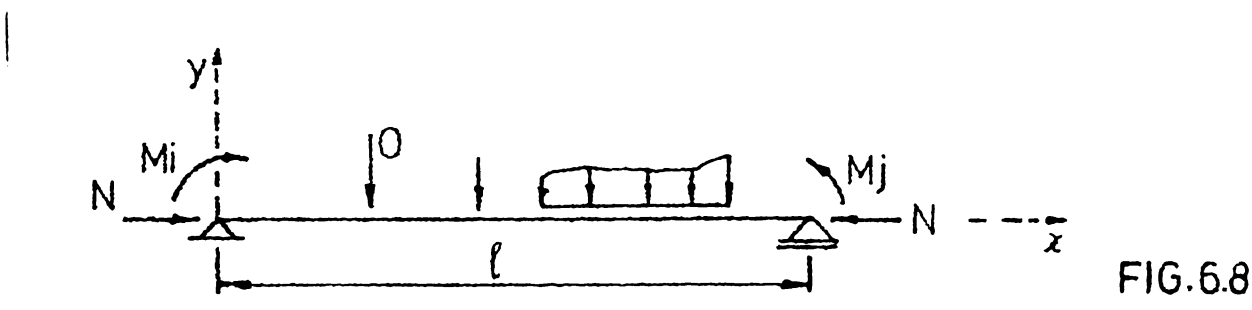
- J_{pm} - momentul de inerție al barei "pm" față de axa normală în planul fermei (feței stîlpului).

Comparînd valorile astfel obținute cu situația de la fața locului (excentricitățile din releveu), se realizează o sortare a barelor pentru care este necesară consolidarea.

Metoda de calcul este simplă și rapidă [77]. Calculul se poate efectua la fața locului (șantier, uzină). Totuși nu este suficient de exactă. Dacă excentricitățile sînt în număr mic și la noduri relativ depărtate unul față de altul , calculul simplificat este acceptabil ; la grinzi cu zăbrele cu necentrări numeroase, ca și în general, este necesar un calcul ^{exact}, cel simplificat fiind în multe cazuri descoperitor.

6.4. Calculul de ordinul II al barei dublu încastrate

Se consideră o bară simplu rezemată ij de secțiunea constantă acționată de forța axială $N = P$ și încărcată de forțele transversale Q și cu momentele M_i și M_j aplicate pe rezeme (fig.6.8). Momentul încovoietor și forța tăietoare, într-o secțiune curentă sînt de forma :



$$M(x) = M^0(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_j \frac{x}{l} - N \cdot v \quad (6.14)$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = T^0(x) + \frac{M_j - M_i}{l} - N \frac{dv}{dx} \quad (6.15)$$

unde $M^0(x)$ și $T^0(x)$ sînt momentul și forța tăietoare la grinda simplu rezemată.

În baza ipotezei, micilor deplasări, expresia curburii (respectiv a rotirii) într-o secțiune x , se va descompune în :

- v_M'' curbura (respectiv rotirea) datorită efectului momentului încovoietor.

- v_T'' curbura (respectiv rotirea) datorită efectului forței tăietoare

Deci:

$$v'' = v_M'' + v_T'' = \frac{M}{EI} - \frac{d}{dx} \left(k \frac{T}{G.A} \right) \quad (6.16)$$

$$v' = v_M' + v_T' = \theta - k \frac{T}{G.A} \quad (6.17)$$

Avem în continuare:

$$EI v'' = M^0 + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_j \cdot \frac{x}{l} - N \cdot v - k \frac{EI}{GA} \left(\frac{dT^0}{dx} - N \frac{d^2 v}{dx^2} \right) \quad (6.18)$$

sau:

$$EI \left(1 - k \frac{N}{GA}\right) v'' + N \cdot v = g(x) \quad (6.19)$$

unde :

$$g(x) = M^0 + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_j \frac{x}{l} - k \frac{EI}{GA} \frac{dT^0}{dx} \quad (6.20)$$

Din ecuația (6.19) se observă că efortul normal N intervine doar în partea stîngă a ecuației, în partea dreaptă fiind solicitările transversale M^0 și T^0 și momentele de capăt M_i și M_j .

În continuare se disting două cazuri:

A) forța axială este o forță de compresiune ($N > 0$).

Introducînd notațiile clasice :

$$\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI(1-\beta)}} \quad \text{și} \quad \beta = k \frac{N}{GA} \quad (\alpha - \text{factor de compresiune})$$

ecuația diferențială (6.19) devine :

$$\alpha v'' + \beta \cdot v = g(x) \quad (6.21)$$

Integrînd prin metoda variației constantelor arbitrare (Lagrange) și introducînd condițiile de margine (pentru $x=0$ respectiv $x = l$, $v=0$), soluția generală a ecuației (6.21) este de forma :

$$v = - \frac{\alpha \sin \alpha x}{N \sin \alpha \cdot l} \int_0^l g(t) \sin \alpha (l-t) dt + \frac{\alpha}{N} \int_0^x g(t) \sin \alpha (x-t) dt \quad (6.22)$$

Notînd cu θ_1 și θ_j rotirile secțiunilor de margine, și cu ajutorul relației (6.17) avem condițiile :

$$\left(\frac{dv}{dx}\right)_0 = \theta_i - k \frac{T_i}{GA} = \theta_i - \left[T_i^0 + \frac{M_j - M_i}{l} - N \left(\frac{dv}{dx}\right)_0 \right] \frac{k}{GA} \quad (6.23)$$

$$\left(\frac{dv}{dx}\right)_l = \theta_j - k \frac{T_j}{GA} = \theta_j - \left[T_j^0 + \frac{M_j - M_i}{l} - N \left(\frac{dv}{dx}\right)_l \right] \frac{k}{GA} \quad (6.24)$$

Exprimind cu ajutorul soluției generale valorile v_0' și v_l' și înlocuind în expresiile de mai sus, se obține în final:

$$[(1-\beta)\alpha l \cos \alpha l - \sin \alpha l] + M_j [\sin \alpha l - (1-\beta)\alpha l] = \frac{N \cdot l}{EI} \int_0^l M^0 \sin \alpha (l-x) dx - \beta l \int_0^l \frac{dT^0}{dx} \sin \alpha (l-x) dx - \beta l \sin \alpha l T_i^0 + N l \sin \alpha l \cdot Q_i \quad (6.25)$$

$$[(1-\beta)\alpha l - \sin \alpha l] + M_j [\sin \alpha l - (1-\beta)\alpha l \cos \alpha l] = - \frac{N l}{EI} \int_0^l M^0 \sin \alpha x dx - \beta l \int_0^l \frac{dT^0}{dx} \sin \alpha x dx - \beta l \sin \alpha l T_j^0 + N l \sin \alpha l \cdot Q_j \quad (6.26)$$

Condițiile (6.25) și (6.26) au condus la o legătură între momentele de capăt M_i și M_j , rotirile θ_i și θ_j , funcțiile de α și β (efortul normal) și solicitările transversale K^0 și T^0 . Momentele M_i și M_j calculate pe baza expresiilor de mai sus, pot fi interpretate ca momentele de capăt a barei dublu încastrate ij comprimată cu forța axială $N=F$ și încărcată succesiv cu :

- sarcinile transversale Q (apar momente de încastrare perfectă m_i și m_j).

- rotirea secțiunii i cu θ_i și a secțiunii j cu θ_j .

Deci :

$$M_i = m_i - K'_i \theta_i - K'_j \theta_j \quad (6.27)$$

$$M_j = m_j - K'_i \theta_j - K'_j \theta_i \quad (6.28)$$

unde K'_i și K'_j sînt rigiditățile la încovoiere a barei ij corectate de efectul efortului normal. Valoarea lor se obține din relațiile (6.25) și (6.26) introducînd $M^0 = T^0 = 0$. Rezultă astfel în final :

$$K'_i = \frac{4EI}{l} \left\{ \frac{1}{4} \frac{\alpha l [\sin \alpha l - (1-\beta)\alpha l \cos \alpha l]}{(1-\beta)\alpha l \sin \alpha l + 2\cos \alpha l - 2} \right\} \quad (6.29)$$

$$K'_j = \frac{2EI}{l} \left\{ \frac{1}{2} \frac{\alpha l [(1-\beta)\alpha l - \sin \alpha l]}{(1-\beta)\alpha l \sin \alpha l + 2\cos \alpha l - 2} \right\} \quad (6.30)$$

B) forța axială este o forță de întindere ($N < 0$). In acest caz ecuația diferențială (6) devine :

$$EI(1+K \frac{N}{GA}) v'' + N.v = g(x) \quad (6.31)$$

Procedând similar ca mai sus se obțin în final rigiditățile corectate la încovoiere a barei întinse dublu încastrate:

$$K_i' = \frac{4EI}{l} \left\{ \frac{1}{4} \frac{\alpha l [(1+\beta)\alpha l \operatorname{ch} \alpha l - \operatorname{sh} \alpha l]}{2 \operatorname{ch} \alpha l - 2 - (1+\beta)\alpha l \operatorname{sh} \alpha l} \right\} \quad (6.32)$$

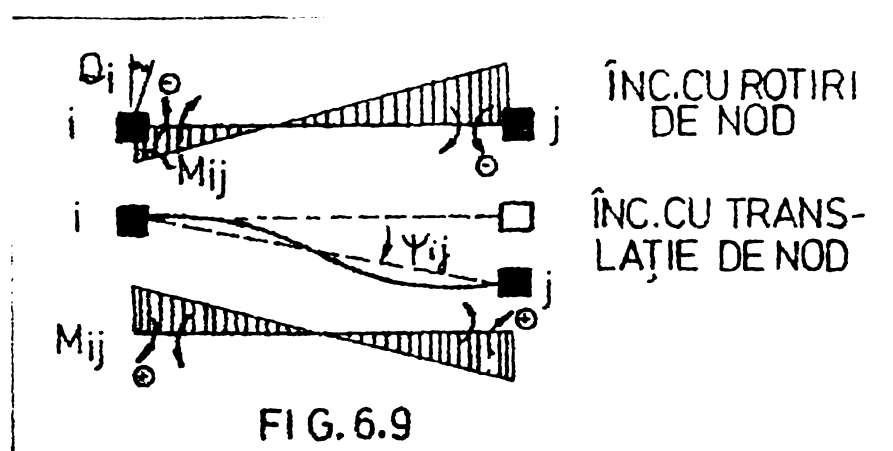
$$K_j' = \frac{2EI}{l} \left\{ \frac{1}{2} \frac{\alpha l [\operatorname{sh} \alpha l - (1+\beta)\alpha l]}{2 \operatorname{ch} \alpha l - 2 - (1+\beta)\alpha l \operatorname{sh} \alpha l} \right\} \quad (6.33)$$

Se observă că dacă α și $\beta \rightarrow 0$ regăsim cunoscutele valori $\frac{4EI}{l}$ și $\frac{2EI}{l}$.

6.5. Calculul grinzilor cu zăbrele cu noduri rigide

Grinzile cu zăbrele cu noduri rigide sînt structuri multiplu static nedeterminate. Rezolvarea cea mai adecvată se conduce cu ajutorul metodei deplasărilor. In continuare se propune o soluție mai simplă (metoda Mohr), dar care introduce o aproximație prin faptul că neglijează în primă instanță efectul variației forțelor axiale datorită momentelor încovoietoare, ceea

ce permite să se determine de la început pozițiile nodurilor în situația deformată a grinzii, respectiv să se determine rotirile suferite de bare, considerînd numai variațiile de lungime ale barelor în



ipoteza nodurilor articulate.

Se pornește de la relația cunoscută între eforturi și deplasări la bara dreaptă dublu încastrată cu secțiune constantă (fig. 6.9)

$$M_{ij} = m_{ij} - \frac{4 EI}{l} \theta_i - 2 \frac{EI}{l} \theta_j + 6 \frac{EI}{l} \psi_{ij} \quad (6.34)$$

In conformitate cu relațiile (6,27) și (6.28) rigiditățile din ecuația de mai sus, într-un calcul de ordinul II, vor fi afectate de coeficienții de corecție respectivi.

$$M_{ij} = - \frac{4 EI}{l} \chi_{ij} \theta_i - \frac{2 EI}{l} \eta_{ij} \theta_j + \frac{6 EI}{l} \nu_{ij} \psi_{ij} \quad (6.35)$$

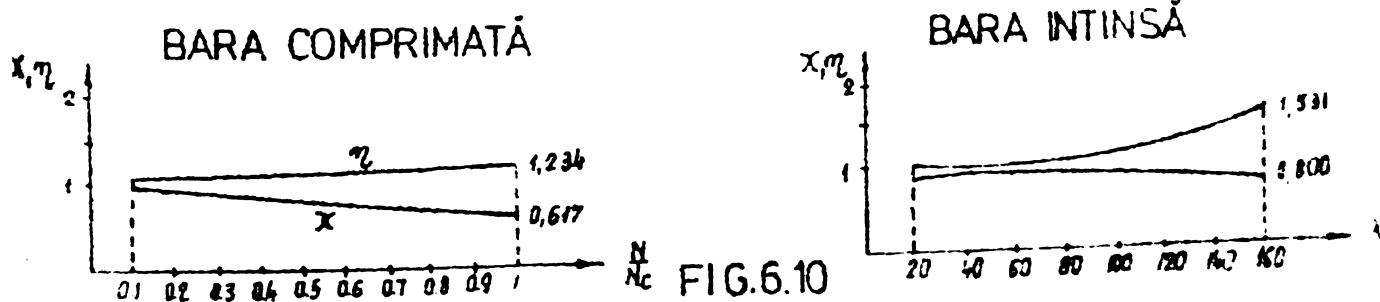
($M_{ij} = 0$, grinda cu zăbrele fiind încărcată numai în noduri). Expresiile coeficienților χ , η și ν în care s-a neglijat efectul forței tăietoare, introducând $\beta = 0$ (într-adevăr, considerând că la profilele laminate preluarea forței tăietoare se face de către inimă se poate lua aproximativ $K = 1,1$ și cu $N/A = 1600$ rezultă $K \frac{N}{GA} = 0,0022$) sînt date în continuare :

<p style="text-align: center;"><u>BARA COMPRIMATĂ (N > 0)</u></p> $\chi_{ij} = \frac{1}{4} \frac{\alpha l (\alpha l \cos \alpha l - \sin \alpha l)}{2 - 2 \cos \alpha l - \alpha l \sin \alpha l}$ $\eta_{ij} = \frac{1}{2} \frac{\alpha l (\sin \alpha l - \alpha l)}{2 - 2 \cos \alpha l - \alpha l \sin \alpha l} \quad (6.36)$ $\nu_{ij} = \frac{2}{3} \chi_{ij} - \frac{1}{3} \eta_{ij}$	<p style="text-align: center;"><u>BARA ÎNTINSĂ (N < 0)</u></p> $\chi_{ij} = \frac{1}{4} \frac{\alpha l (\operatorname{sh} \alpha l - \alpha l \operatorname{ch} \alpha l)}{\alpha l \operatorname{sh} \alpha l + 2 - 2 \operatorname{ch} \alpha l}$ $\eta_{ij} = \frac{1}{2} \frac{\alpha l (\alpha l - \operatorname{sh} \alpha l)}{\alpha l \operatorname{sh} \alpha l + 2 - 2 \operatorname{ch} \alpha l} \quad (6.37)$ $\nu_{ij} = \frac{2}{3} \chi_{ij} + \frac{1}{3} \eta_{ij}$
--	--

Pentru a urmări variația acestor coeficienți de corecție aceștia se vor exprima astfel :

<p style="text-align: center;"><u>BARA COMPRIMATĂ</u></p> $= \frac{\pi^2 EI}{l^2} \text{ (Euler)}$ $l = l \sqrt{\frac{N}{EI}} = \pi \sqrt{\frac{N}{N_c}} ; \Rightarrow \boxed{\chi = f\left(\frac{N}{N_c}\right)}$	<p style="text-align: center;"><u>BARA ÎNTINSĂ</u></p> $\alpha l = l \sqrt{\frac{N}{EI}} = \frac{l}{l} \sqrt{\frac{N}{EA}} = \lambda \sqrt{\frac{\sigma}{E}} \Rightarrow \boxed{\chi = f(\lambda)}$ <p>DACĂ $\sigma = 1600 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \alpha l = 0,0276 \lambda$</p>
--	---

Reprezentînd grafic avem :



Rezultă că prezența forțelor axiale de compresiune atrage o micșorare a rigidității barei, în schimb prezența forțelor de întindere măresc rigiditatea barei.

Revenind la o grindă cu zăbrele, sau un stîlp LEA curent (Fig.6.11), se consideră nodul curent i și se scriu relații de forma (6.35) pentru toate barele care concură în acest nod. (Fig.6.11)

$$\left. \begin{aligned} J_j &= -\frac{4EI_{ij}}{l_{ij}} \chi_{ij} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_i - \frac{2EI_{ij}}{l_{ij}} \eta_{ij} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_j + \frac{GEI_{ij}}{l_{ij}} \psi_{ij} \Psi_{ij} \\ J_k &= -\frac{4EI_{ik}}{l_{ik}} \chi_{ik} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_i - \frac{2EI_{ik}}{l_{ik}} \eta_{ik} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_k + \frac{GEI_{ik}}{l_{ik}} \psi_{ik} \Psi_{ik} \\ J_l &= -\frac{4EI_{il}}{l_{il}} \chi_{il} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_i - \frac{2EI_{il}}{l_{il}} \eta_{il} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_l + \frac{GEI_{il}}{l_{il}} \psi_{il} \Psi_{il} \\ J_m &= -\frac{4EI_{im}}{l_{im}} \chi_{im} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_i - \frac{2EI_{im}}{l_{im}} \eta_{im} \frac{I_c l_c}{l_c l_c} Q_m + \frac{GEI_{im}}{l_{im}} \psi_{im} \Psi_{im} \end{aligned} \right\} (6.38)$$

În relațiile de mai sus I_c și l_c reprezintă momentul de inerție respectiv lungimea unei bare aleasă arbitrar.

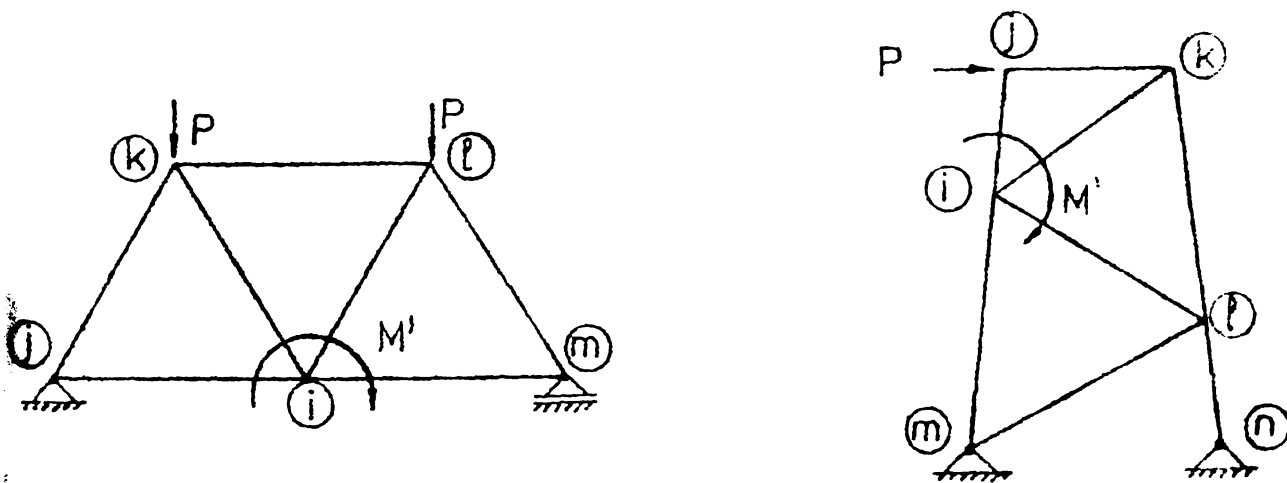


FIG. 6.11

Introducând notațiile :

$$i_j = \frac{I_{ij}}{l_{ij}} \cdot \frac{l_c}{I_c} ; i_k = \frac{I_{ik}}{l_{ik}} \cdot \frac{l_c}{I_c} \quad I = \frac{2EI_c}{l_c} Q_i ; J = \frac{2EI_c}{l_c} Q_k \text{ etc. ;}$$

$$2(i_j \chi_{ij} + i_k \chi_{ik} + i_l \chi_{il} + i_m \chi_{im}) = \chi_{ii} i_i ; \quad (6.39)$$

$$\frac{6EI_{ij}}{l_{ij}} \psi_{ij} \Psi_{ij} + \frac{6EI_{ik}}{l_{ik}} \psi_{ik} \Psi_{ik} + \frac{6EI_{il}}{l_{il}} \psi_{il} \Psi_{il} + \frac{6EI_{im}}{l_{im}} \psi_{im} \Psi_{im} = N_i$$

și exprimînd echilibrul nodului $\sum M = 0$, rezultă :

$$i \cdot ii \cdot I + ij \cdot \eta_{ij} J + ik \cdot \eta_{ik} K + i \cdot l \cdot \eta_{il} L + im \cdot \eta_{im} M = N_i \quad (6.40)$$

Dacă în nodul i al grinzii cu zăbrele nu se realizează centrarea barelor (execuție greșită sau motive constructive) și în consecință apare un moment

$$i \cdot ii \cdot I + ij \cdot \eta_{ik} J + ik \cdot \eta_{ik} K + i \cdot l \cdot \eta_{il} L + im \cdot \eta_{im} M = N_i + M' \quad (6.41)$$

Ecuatii de tip (6.40) respectiv (6.41) se pot scrie pentru fiecare nod al grinzii cu zăbrele obținându-se un sistem de ecuații. Termenii N_i , respectiv rotirile axelor barelor grinzii cu zăbrele se determină în prealabil, analitic sau grafic (epura Williot). Rezolvând sistemul de ecuații și revenind la relațiile (6.38) se obțin în final, momentele echilibrate pe capetele barelor nodului i .

6.6. Consolidarea barelor

Consolidarea barelor se face cu elemente sudate respectind următoarele principii:

- elementele de consolidare se aplică simetric față de axele de simetrie a barelor, astfel ca ele să descentreze cât mai puțin bara.
- elementele de consolidare se aplică astfel încât cordoanele de sudură să se execute cât mai ușor, preferabil de sus în jos.

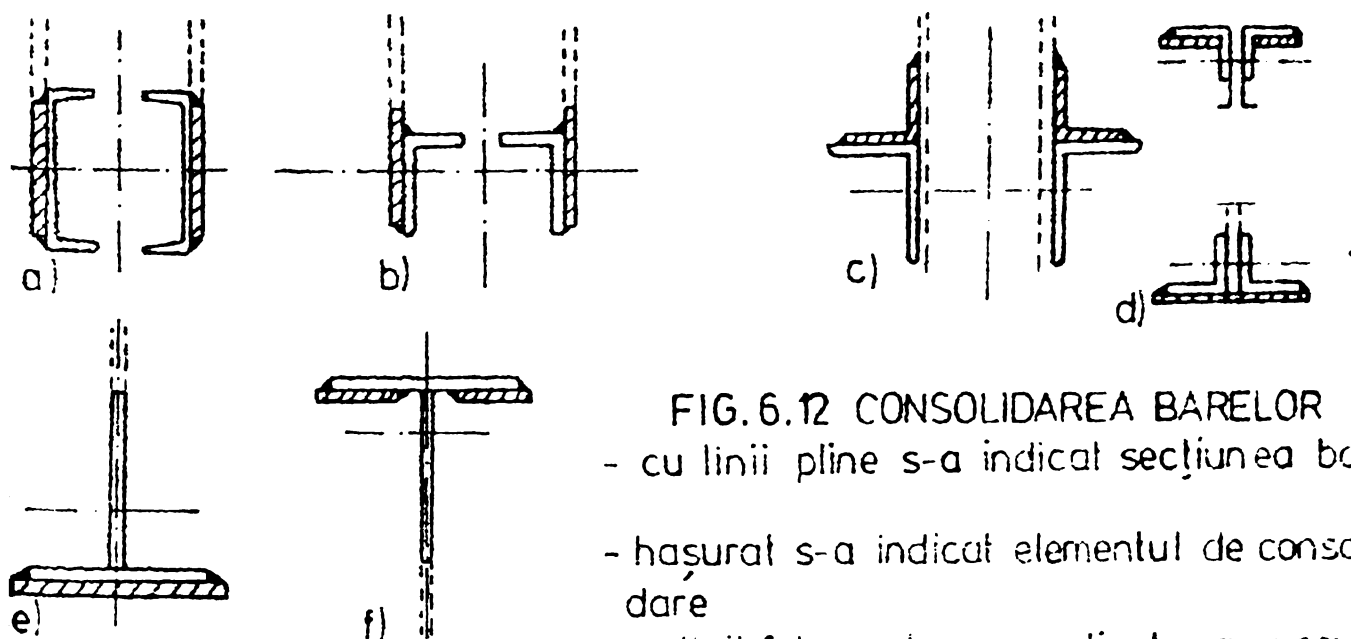


FIG. 6.12 CONSOLIDAREA BARELOR
 - cu linii pline s-a indicat secțiunea barei
 - hașurat s-a indicat elementul de consolidare
 - cu linii întrerupte s-a indicat poz. guseului

- elementele de consolidare se aplică pe toată lungimea barei, fixându-se de gusee ; la tălpi ele se extind și dincolo de punctul teoretic. In fig.6.12 se dau câteva soluții de consolidări.

Verificarea barelor de efectuează cu formula :

$$\sigma = \frac{N}{(\varphi)A} + - \frac{M}{W} ; \quad (6.42)$$

Momentul provenit din excentricități, aferent unei bare va încărca suplimentar și cordoanele de sudură ce prind bara de guseu. Cordoanele de sudură se verifică la efectul cumulat algebric al forțelor axiale și a celor provenite din moment.

$$\tau_s = \frac{N_1^N + N_1^M}{A_{S_1}} \leq \tau_a \quad (6.43)$$

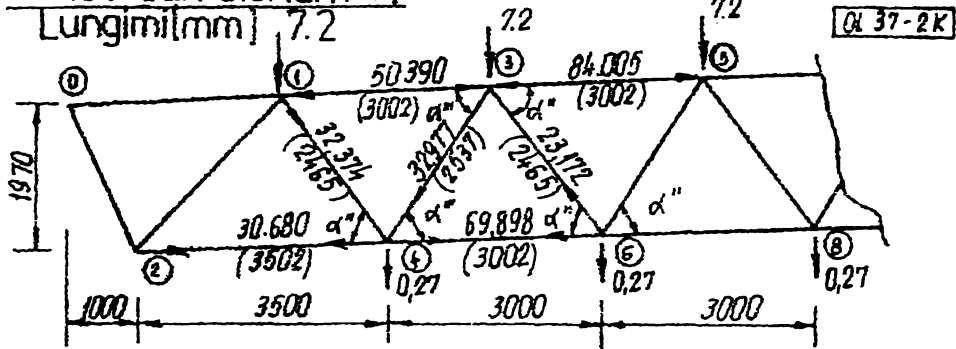
unde A_s este aria sudurii cordonului 1 (fără a lua în considerare cordoanele ce fixează elementele de consolidare). In cazul în care relația (6.43) nu este satisfăcută, se vor include în calcul și cordoanele de sudură ce fixează elementele de consolidare în nod.

6.7. Cazuri practice

Se dau în continuare câteva cazuri practice alese, punându-se în evidență diferența între diferitele moduri de calcul.

EXEMPLUL 1

1. Incărcări eforturi [tf]



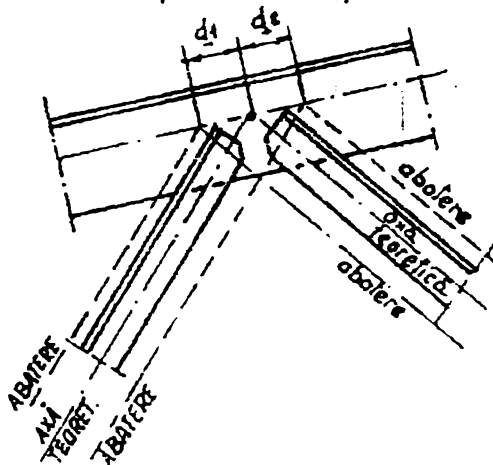
BARA	SECȚIUNE	
	ALCĂȚ	ABIE CC205
3-1	T	73,5
3-5	T	73,5
3-4	T	32,4
3-6	T	18,8
4-2	L	51,4
4-1	T	24,6
4-6	L	51,4

2. Excentricități [mm]

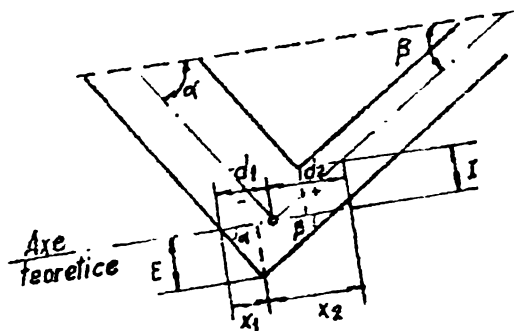
(s-au extras numai valorile referitoare la nodul 3 și 4)

ELEMENT	Excentricități după releveu d_1 și d_2 și diagonale				Excentricități transformate (cu form. *)			
	NOD 3		NOD 4		NOD 3		NOD 4	
	3-4	3-6	4-1	4-5	I	E	I	E
1 FERMA 1	+			5				3,33
2 FERMA 2	+				5			7
3 FERMA 3	+	10	15					3,33
4 FERMA 4	+	20	10	5	20	6,66		10
5 FERMA 5	+			20	7		13	9
6 FERMA 6	+	12			8	25		5,33
7 FERMA 7	+			5				7
8 FERMA 8	+	5				10		13
9 FERMA 9	+				10	8		1,33
10 FERMA 10	+							17
11 FERMA 11	+			10	35			30
12 FERMA 12	+							10
13 FERMA 13	+			5	40	7		23
14 FERMA 14	+	10			35	10	7	27
15 FERMA 15	+	12	12		5			5,33
16 FERMA 16	+				8			23
17 FERMA 17	+	25			15	23	23	15
18 FERMA 18	+				15	15		8
19 FERMA 19	+				8			5,33

a) Excentricități d_1 și d_2 (după releveu)



b) Excentricități I și E



$$\text{ctg } \alpha = \frac{x_1}{E}; \quad \text{ctg } \beta = \frac{x_2}{E};$$

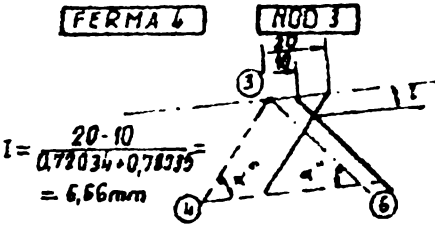
$$\Rightarrow \text{ctg } \alpha + \text{ctg } \beta = \frac{x_1 + x_2}{E}$$

dar $x_1 + x_2 = d_1 + d_2$

$$\Rightarrow E = \frac{d_1 + d_2}{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \beta} \quad (*)$$

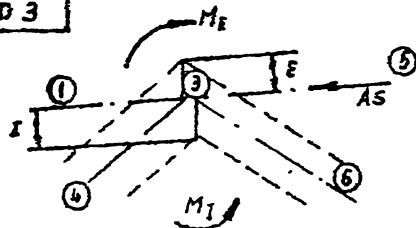
similar pentru I.

c) Exemplu



3. Calculul excentricităților admise Ia și Ea

NOD 3



$$\Delta S = S_{35} - S_{31} = 84005 - 50390 = 33615 \text{ daN}$$

NOTĂ
 $\sigma_a = 1500 \text{ daN/cm}^2$

Nr. Bara	Secțiune	Lung. [cm]	I_x [cm ⁴]	$\rho = \frac{I_x}{l}$	$K = \frac{\rho_{ij}}{\sum \rho_{00}}$	EFORT N [daN]	φ_{min}	A [cm ²]	σ [daN/cm ²]	Exc. ADMISE [cm]	
										I_a	E_a
1	3-1	300,2	5105	17,01	0,476	-50.390	0,815	73,5	-841	11,9	30,8
2	3-4	253,7	354	1,40	0,039	-32.977	0,670	38,4	-1265	26,8	10,5
3	3-6	246,5	84,8	0,344	0,0096	+23.172	-	18,8	+1233	41,6	15,3
4	3-5	300,2	5105	17,01	0,476	-84.005	0,815	73,5	-1402	2,4	6,2
			$\sum \rho_{ob}$	35,75	$\sum K = 1,70$						

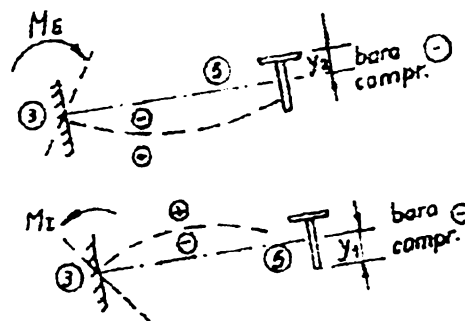
Ex.

BARA 3-5

$$\Delta \sigma = 1545 - 1402 = 143 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_a = \frac{\Delta \sigma \cdot I_x}{\Delta S \cdot K \cdot y_1} = \frac{143 \cdot 5105}{33615 \cdot 0,476 \cdot 18,91} = 2,4 \text{ cm}$$

$$E_a = \frac{\Delta \sigma \cdot I_x}{\Delta S \cdot K \cdot y_2} = \frac{143 \cdot 5105}{33615 \cdot 0,476 \cdot 7,29} = 6,2 \text{ cm}$$



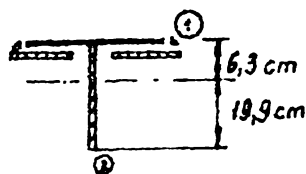
4. CONSOLIDAREA BARELOR

Nr. NOD	BARA	EXCENTRICITĂȚI ADMISE		EXCENTRICITĂȚI MAXIME REALE [cm]				FERMA ȘI BARA CARE NECESITĂ CONSOLIDĂRI	CONSOLIDARE
		I_a [cm]	E_a [cm]	FERMA I	FERMA E	FERMA I	FERMA E		
1	3-1	11,9	30,6	17	27	5	43	-	
2	3-4	26,8	10,5					-	
3	3-6	41,6	16,3					-	
4	3-5	2,4	6,2					Ferma 6,17	



VERIFICĂRI:

BARA 3-5



$$A = 89,5 \text{ cm}^2$$

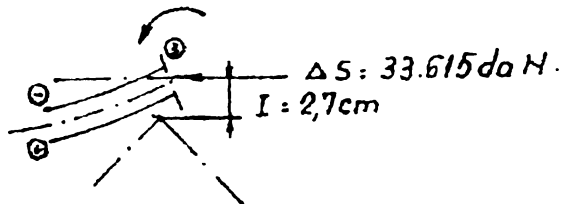
$$W_1 = 236 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = 740 \text{ cm}^3$$

$$N = -84.005 \text{ daN}$$

$$M = 33.615 \cdot 2,7 \cdot 0,476 = 43.100 \text{ daNcm} \quad ; \quad I = 2,7 \text{ cm la ferma Nr.17}$$

$$K_{35} = 0,476$$



Suprapunem efectele in punctul ①

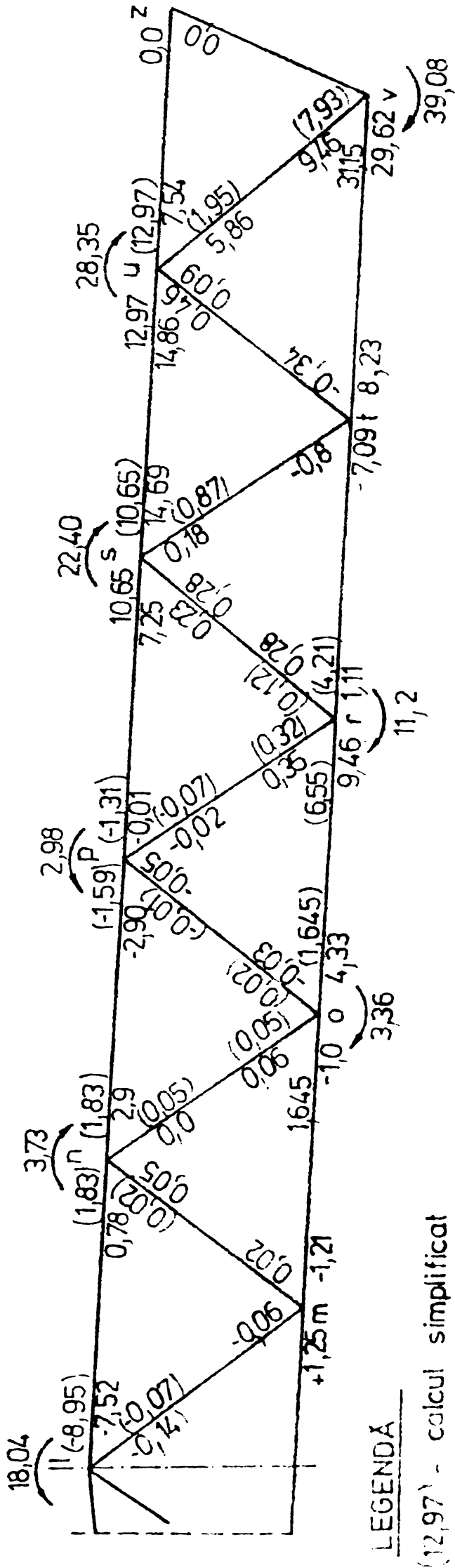
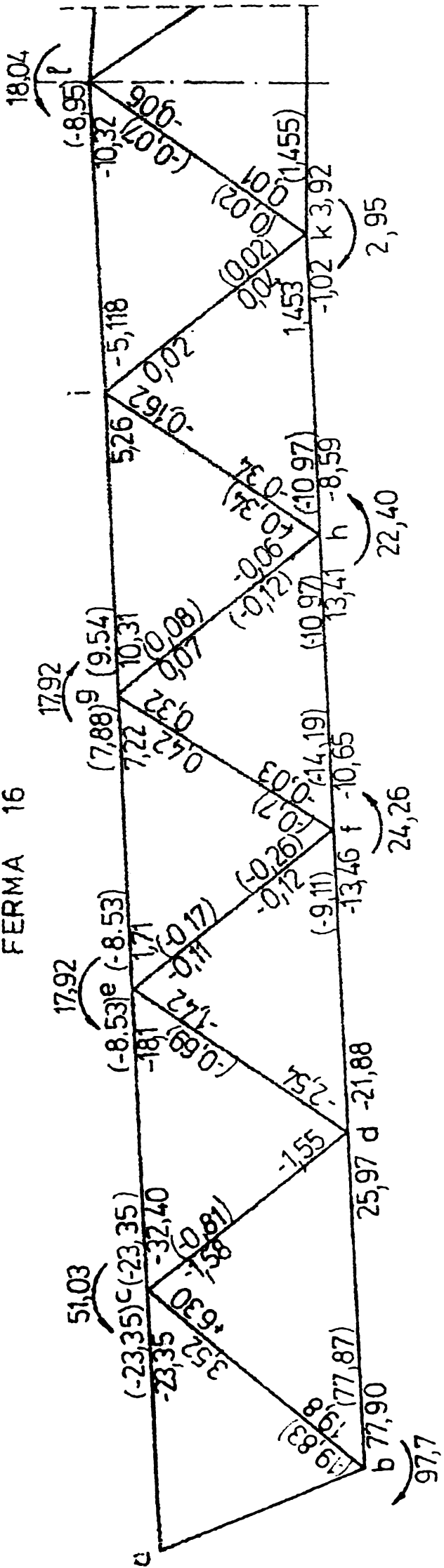
$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{M}{W} = \frac{84.005}{0,843 \cdot 89,5} + \frac{43.100}{236} = 1303 < 1500 \text{ daN/cm}^2$$

4. Calculul de ordinul I

Pentru ferma Nr.16 s-a efectuat și un calcul exact:

$$M_{ij}^I \text{ (FIG. 6.13)}$$

FERMA 16



LEGENDA

(12,97) - calcul simplificat

7,54 - calcul exact

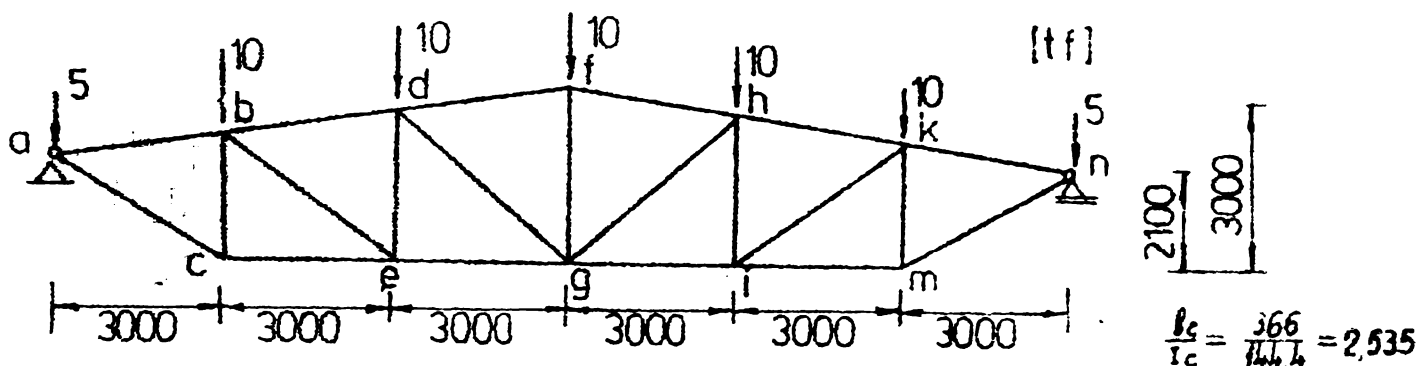
FIG. 6.13

Exemplul 2.

Pentru grinda cu zăbrele alăturată s-au determinat eforturile secundare în două ipoteze

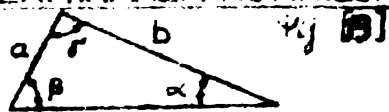
- fără considerarea efectului forțelor axiale (calcul. de ordinul I - M^I)

- cu luarea în considerare a corecțiilor aduse de forțele axiale (calcul de ordinul II - M^{II})



BARA	A [cm ²]	I [cm ⁴]	l [cm]	N [tf]	σ [daN/cm ²]	$i_j = \frac{I_{ij} l_c}{I_{ij} I_c}$	$E \psi_{ij}$ [daN/cm ²]	$i = \frac{J}{I}$	$E \psi_i$ [daN/cm]	$6E \psi_i$ [daN m]	$i_j \times X_{ij}$	$i_j \times \eta_{ij}$	ν_{ij}	$\eta_{ij} \times \nu_{ij}$ [daN.m]
a-b	48,5	410	301,5	31,38	1130	3,44676	243	1,36	330,5	1983	30504	36582	0,937	18,715
a-c	24,6	144,4	366,0	38,21	1554	1,0	136	0,395	53,7	3,22	1,470	0,818	12526	4,033
b-c	24,6	144,4	240,0	-21,89	1367	1,525	-367	0,602	-220,8	-13,25	1,3008	16455	0,928	-12,3
b-d	48,5	410	301,5	-44,68	1600	3,44676	27	1,36	36,72	2,20	28677	37639	0,91866	2,021
b-e	11,64	38,8	384,1	16,91	1453	0,25604	62	0,101	6,26	0,38	0,4524	0,1907	14263	0,542
c-e	24,6	340	3000	-31,25	1110	2,8726	131	1,133	148,47	8,91	3,2317	27060	1,054	9,4804
d-e	11,64	38,8	2700	-10,55	1508	0,36424	220	0,144	31,61	1,90	0,232	0,4440	0,831	1,5788
d-f	48,5	410	301,5	-45,22	1627	3,44676	-2438	1,36	-3315,4	-198,92	28608	3,7673	0,9175	-18254
d-g	6,98	12,9	404,0	0,77	107	0,08093	-1411	0,032	-45,05	-2,70	0,0924	0,0756	0,0726	-2,896
e-g	24,6	340	3000	44,44	1576	2,87258	-2768	1,113	-313,7	-188,22	3,3724	26,456	10,896	-205,09
f-g	6,98	12,9	3000	-1,14	1286	0,10899	0	0,043	0	0	0,0945	0,1167	0,935	0

DETERMINAREA ROTIRILOR



CALCULUL TERMENILOR MATRICII COEF.

$bb = 2(ab + bc + be + bd) = 2(3,44676 + 1,525 + 0,25604 + 3,44676) = 17,34912$ (ORD. I)

$bb = 2(ab \chi_{ab} + bc \chi_{bc} + be \chi_{be} + bd \chi_{bd}) = 2(30504 + 1,3008 + 0,4524 + 28677) = 153426$ (ORD. II)

χ, η, ν se determină cu formulele: (23), (24)

CALCULUL TERMENILOR LIBERI

$N_b = \eta_{ba} + \eta_{bc} + \eta_{be} + \eta_{bd} = 916$ daNcm (ORD. I)

$$\begin{cases} E \Delta \alpha = (\sigma_a - \sigma_c) \cot \beta + \sigma_a - \sigma_c \cot \beta \\ E \Delta \beta = (\sigma_b - \sigma_a) \cot \alpha + \sigma_b - \sigma_a \cot \alpha \\ E \Delta \gamma = (\sigma_c - \sigma_b) \cot \alpha + \sigma_c - \sigma_b \cot \alpha \end{cases}$$

$$\Rightarrow \psi_{ij} \text{ -- prin cumulare}$$

ex. $\psi_{af} = \psi_{fg} + \Delta \alpha \cot \beta$
 $(\psi_{fg} = 0, \text{ ax simetrie})$

In continuare se dau matricele coeficientilor și a termenilor liberi, în calculul de ordinul I și de ordinul II.

MATRICEA COEFICIENȚILOR ȘI A TERMENILOR LIBERI (CALC. ORD. I)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	K	M	N	
ORD. I	8,8935	3,4467	1,0										2305
	3,4467	17,349	1,525	3,4467	0,2560								916
	1,0	1,525	10,795		2,8726								112
		3,4467		14,6773	0,3642	3,4467	0,0809						19752
		0,2560	2,8726	0,3642	12,7309		2,87258						17703
				3,4467		14,0050	0,1089	3,4467					0
				0,0809	2,8725	0,1089	12,0320	0,0809	2,8725				0
						3,4467	0,0809	14,6773	0,3642	3,4467			19752
							2,8725	0,3642	12,7309	0,2560	2,8725		17703
								3,4467	0,2560	17,3491	1,525	3,4467	916
									2,8725	1,525	10,7952	1,0	112
										3,446	1,0	8,8935	2305

MATRICEA COEFICIENȚILOR ȘI A TERMENILOR LIBERI (CALC. ORD. II)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	K	M	N	
ORD. II	9,0408	3,6582	0,818										2275
	3,6582	15,3426	1,6455	3,7639	0,1907								898
	0,818	1,6455	12,005		2,7060								121,3
		3,7639		12,1058	0,444	3,7673	0,0756						18184
		0,1907	2,7060	0,444	14,577		2,6456						19350
				3,7673		11,646	0,1167	3,7673					0
				0,0756	2,6456	0,1167	13,7660	0,0756	2,6456				0
						3,7673	0,0756	12,1058	0,444	3,7639			18184
							2,6456	0,444	14,577	0,1907	2,7060		19350
								3,7639	0,1907	15,3426	1,6455	3,6582	898
									2,7060	1,6455	12,005	0,818	121,3
										3,6582	0,818	9,0408	2275

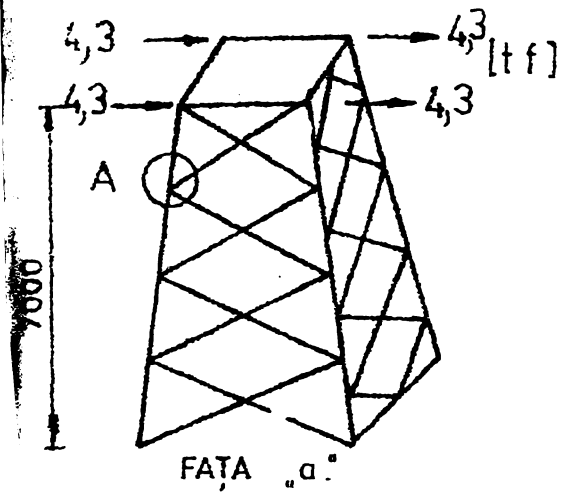
rezolvând cele două sisteme de ecuații și revenind la relațiile

38 se determină momentele pe capetele barelor.

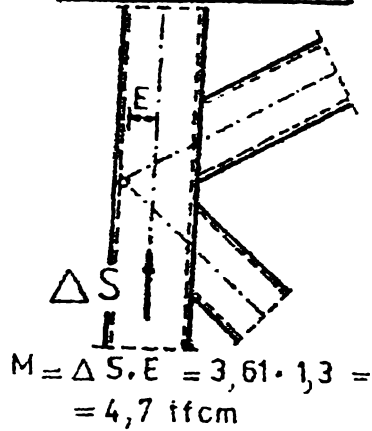
continuare se dau valorile comparative ale momentelor în calculul de ordinul I și II

BARA	N O D	M ^I [daN.cm]	M ^{II} [daN.cm]	$\frac{M^I - M^{II}}{M^I} \cdot 100$ [%]	∇_{ef} [daN/cm ²]	$\Delta \nabla^I = \frac{M^I}{W}$ [daN/cm ²]	$\Delta \nabla^{II} = \frac{M^{II}}{W}$ [daN/cm ²]	$\frac{\Delta \nabla^I}{\nabla_{ef}} \cdot 100$ [%]	$\frac{\Delta \nabla^{II}}{\nabla_{ef}} \cdot 100$ [%]
b-d	b	+2918,1	+3738,30	28	1600	35	45	2	3
	d	+8706,25	+7698,30	12		105	93	7	
d-e	d	+1716,04	+1484,12	13,5	1508	27	23	2	2
	e	+1733,62	+1479,04	14,7		42	36	3	
d-f	d	-10375,74	-9185,72	11,5	1627	91	81	6	5
	f	-15133,9	-12283,13	19		182	143	11	
e-g	e	-10613,7	-11534,17	9	1576	287	312	18	19
	g	-14717,9	-16989,04	15		208	240	13	

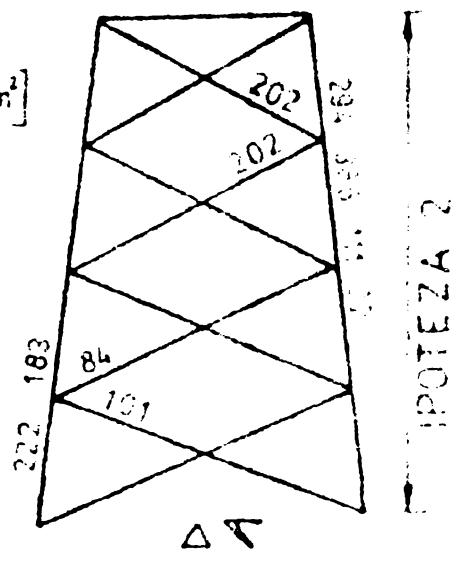
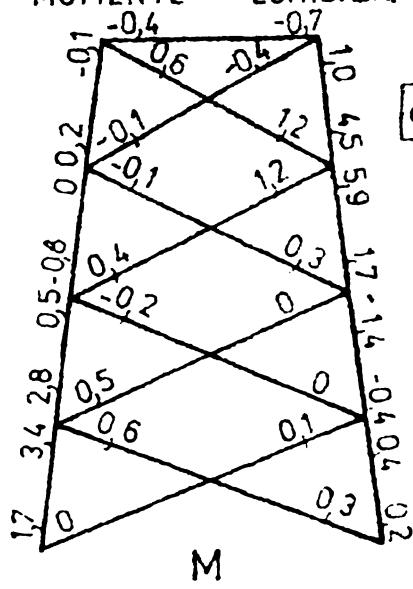
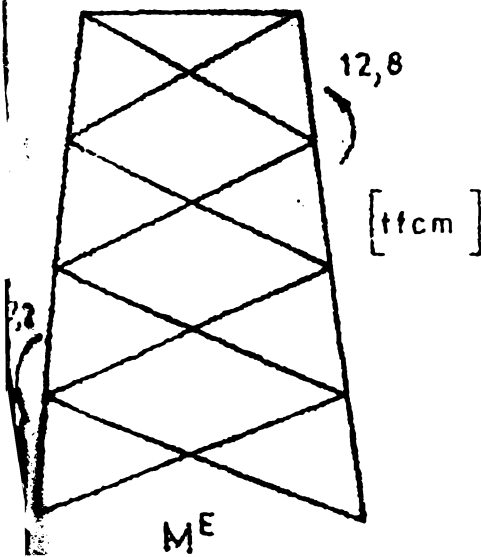
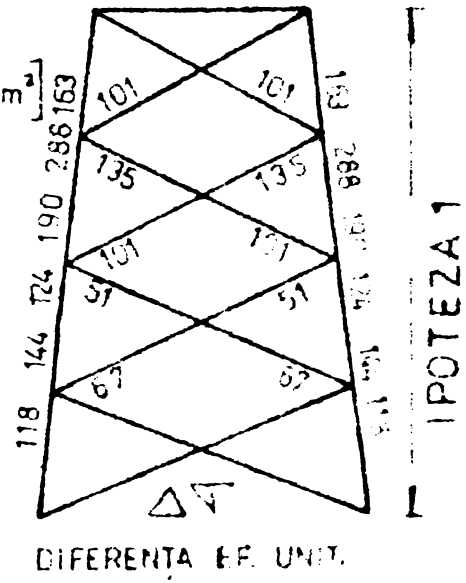
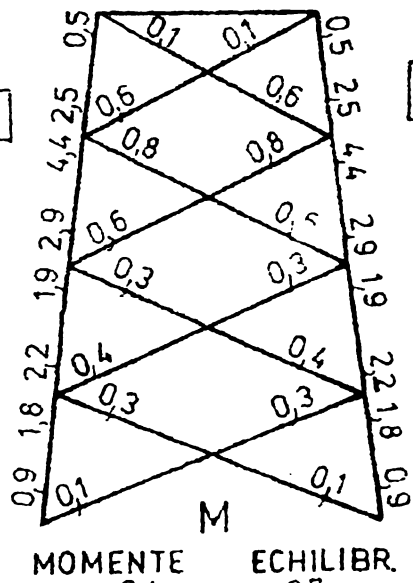
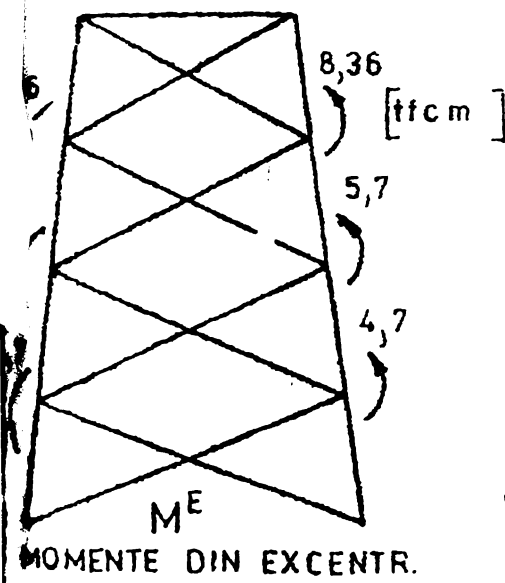
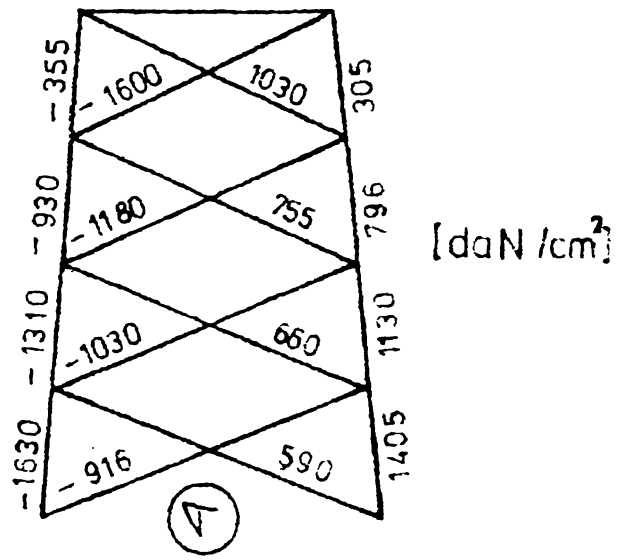
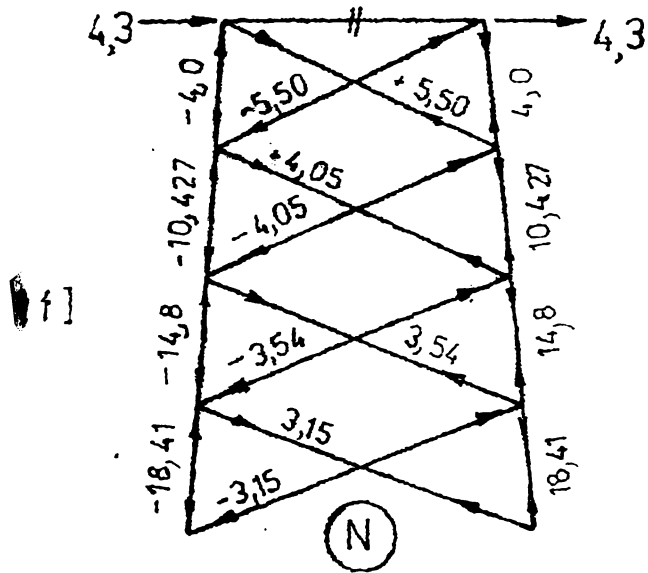
EXEMPLUL 3. Se consideră fața „a” a unui stâlp LEA, cu excentricități constructive în noduri



EXC. NOD A



MONTANT	
TEAVĂ	60,3 × 8
A	13,1 cm ² W = 15,3 cm ³
I	46 cm ⁴ i = 1,87 cm
DIAGONALE	
TEAVĂ	51 × 3,6
A	5,36 cm ² ; W = 5,94 cm ³
I	15,1 cm ² ; i = 1,68 cm



6.8. Concluzii

- Deoarece prin natura lor necentrările și deci depășirile de eforturi $\Delta \sigma = \sigma_{ef} - \sigma_a$ sînt întîmplătoare, problema excentricităților se impune a fi tratată cu atenție.

- Dacă excentricitățile sînt în număr mic și la noduri relativ îndepărtate unul față de altul, calculul simplificat este acceptabil ; la grinzi cu zăbrele, ca și în general este necesar un calcul exact deoarece cel simplificat este în multe cazuri descoperitor

- Efectul de incastrare adus de îmbinările reale este favorabil la barele comprimate, mărind sarcina critică la flambaj.

- Deoarece sortimentul de laminate nu permite $\sigma_{ef} = \sigma_a$, anumite rezerve existente în bare pot acoperi surplusul de efort rezultat din necentrarea perfectă.

- La un număr de 20 grinzi cu zăbrele executate, s-au constatat diferențe de efort $\Delta \sigma$, provenite din momentele date de necentrările în noduri stabilite pe baza unor relevee, care s-au înscris între 1 - 20 % din eforturile inițiale în bare. Barele la care s-a depășit σ_a au fost consolidate.

- Momentele provenite din excentricități relativ mici (≤ 5 mm) nu atrag după sine, în general, necesitatea consolidării barelor.

- Pentru grinzile cu zăbrele metalice uzuale, efectul eforturilor secundare provenind din rigiditatea nodurilor este relativ redus, înscriindu-se între 10 - 25 % din efectul dat de forțele axiale.

- Diferențele între un calcul de ordinul I și unul de ordinul II nu sînt în general semnificative

- Pentru grinzi cu zăbrele cu excentricități în noduri se recomandă efectuarea unui calcul exact care să țină seama de rigiditatea nodurilor (ordinul I).

C A P I T O L U L 7

INFLUENTA JOCULUI SURUBURI - GAURI, ASUPRA STĂRII DE EFORTURI ȘI DEFORMĂRII LA STILPII METALICI AI LINIILOR ELECTRICE AERIENE

7.1. Introducere

Una din problemele primordiale care apar la stâlpii metalici ai liniilor electrice aeriene o constituie coroziunea. În cazul îmbinărilor sudate între elementele stâlpului, se folosește ca mijloc de protecție vopsirea. Dezavantajul acestei metode, constituie necesitatea reînnoirii stratului de vopsea aproximativ odată la 5 ani. În cazul utilizării șuruburilor brute la îmbinarea între elementele stâlpului se subliniază în principal două avantaje.

- o tehnologie de execuție în uzină, mai simplă ;
- posibilitatea protecției împotriva coroziunii prin zincare, asigurată pe o perioadă de aproximativ 50 ani.

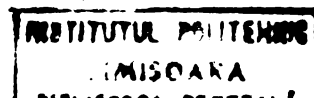
Datorită diferenței de 1 - 2 mm între tija șuruburilor și gaură, în momentul în care o structură cu astfel de îmbinări este încărcată pentru prima oară, au loc o serie de stabilizări (așezări) - "una tantum" și care pot fi considerate ca deformații neelastice. În capitolul de față se tratează influența acestor deformații, asupra stării de eforturi și deformații la stâlpii metalici ai liniilor electrice aeriene.

7.2. Studiul probabilistic al jocului șuruburi - găuri

Se consideră, în prima instanță, o îmbinare simplă a două elemente, realizate cu un șurub brut (Fig.7.1.). Se notează cu D - diametrul găurii, iar d - diametrul șurubului. Aceste diametre nu sînt riguros constante datorită toleranțelor. Pentru simplificare, se vor considera diametrele de mai sus, riguros constante. Se va admite ca aleatoare deplasarea axelor găurilor ca urmare a erorilor uzuale de trasare. În aceste condiții jocul maxim dintre șurub și gaură va fi constant și va avea valoarea :

$$\bar{\xi} = D - d$$

(7.1)



Cedarea relativă este cuprinsă între 0 și $2\bar{\varepsilon}$. Deplasarea relativă efectivă ε va lua valoarea $\bar{\varepsilon}$, atunci când găurile sînt coaxiale (nu există erori de trasare) și devine zero respectiv $2\bar{\varepsilon}$ atunci când erorile sînt maxime.

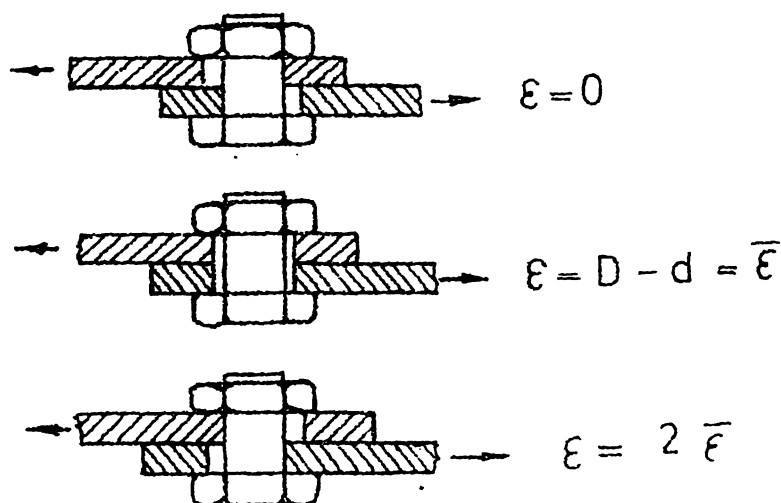


FIG. 7.1

Valorile cedărilor de mai sus sînt maxime, respectiv minime, majoritatea îmbinărilor vor avea cedări mai mici decît $\bar{\varepsilon}$, compatibile cu considerația statistică, ca în cel mult un caz din n , îmbinarea să nu fie afectată de eroarea x (șurubul - gaura să fie coaxiale). Pentru n

s-a ales valoarea uzuală, acceptată în literatura de specialitate [88], $n = 200$.

Valoarea cea mai probabilă a deplasării va fi :

$$x = \varepsilon - \bar{\varepsilon} \quad (7.2)$$

și va fi repartizată după legea lui Gauss. Densitatea probabilității $p = p(x)$ va fi :

$$p(x) = \frac{h}{\sqrt{\pi}} e^{-h^2 x^2} \quad (7.3)$$

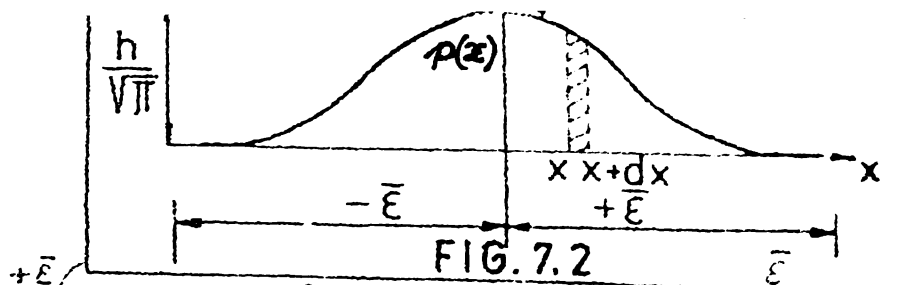
unde constanta h , indică precizia.

Comparînd relația (7.3) cu legea distribuției normale sub forma ei generală

$$n(x, m, \sigma) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-m}{\sigma} \right)^2} \quad (7.4)$$

unde m este valoarea medie corespunzătoare lui $\bar{\varepsilon}$ și σ abaterea medie pătratică ; se ajunge la concluzia că $p(x)$ este o funcție de tipul $p(x; 0; \frac{1}{h\sqrt{2}})$, adică e o distribuție centrată de forma arătată în figura 7.2.

Notînd cu " n " numărul de îmbinări și cu $1/n$ probabilitatea cu o măsurătoare să fie afectată de eroarea x , probabilitatea ca numai o îmbinare să nu fie, afectată de eroarea x va fi $1 - 1/n$:



$$1 - \frac{1}{n} = \int_{-\bar{\varepsilon}}^{+\bar{\varepsilon}} \frac{h}{\sqrt{\pi}} e^{-h^2 x^2} dx = \frac{h}{\sqrt{\pi}} \cdot 2 \int_0^{\bar{\varepsilon}} e^{-h^2 x^2} dx \quad (7.5)$$

Se face substituția $hx = t$

$$1 - \frac{1}{n} = \frac{2h}{\sqrt{\pi}} \int_0^{h\bar{\varepsilon}} e^{-t^2} dt \quad (7.6)$$

Se introduce, în continuare, notația

$$\theta(h, \bar{\varepsilon}) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{h\bar{\varepsilon}} e^{-t^2} dt = \frac{n-1}{n} \quad (7.7)$$

și înmulțind cu funcția inversă a lui θ , $\theta^{-1}(h, \bar{\varepsilon})$, avem

$$\left(\frac{n-1}{n}\right) \theta^{-1}(h, \bar{\varepsilon}) = \theta(h, \bar{\varepsilon}) \theta^{-1}(h, \bar{\varepsilon}) \quad (7.8)$$

și în final valoarea preciziei:

$$h = \frac{1}{\bar{\varepsilon}} \left(\frac{n-1}{n}\right) \theta^{-1}(h, \bar{\varepsilon}) \quad (7.9)$$

Pentru situația considerată, $n = 200$ cazuri, și

$$\bar{\varepsilon} = 1 \text{ mm rezultă } \theta^{-1}\left(\frac{n-1}{n}\right) = 1,99 \text{ și precizia } h = 1,99 \text{ mm}^{-1}.$$

Se observă că legea propusă nu corespunde riguros cu cea a lui Gauss. Într-adevăr cea de-a doua are ca valori extreme $p(x)$, în timp ce relația de mai sus are la extremități valoarea zero. Totuși $p(\bar{\varepsilon})$ are o valoare mică în comparație cu valoarea maximă $p(0)$. Astfel pentru $n = 200$ cazuri și $\bar{\varepsilon} = 1 \text{ mm}$ avem

$\theta^{-1}\left(\frac{n-1}{n}\right) = 1,99$; $p(0) = 1,12 \text{ mm}^{-1}$ iar $p(\bar{\varepsilon}) = 0,02 \text{ mm}^{-1}$. Ordonata la limita cîmpului are valoarea de 2% din cea maximă.

Se poate admite, în consecință, înlocuirea legii de distribuție de mai sus limitată în intervalul $+\bar{\varepsilon}$ și $-\bar{\varepsilon}$, cu legea normală valabile de la $+\infty$ la $-\infty$.

În continuare se consideră o îmbinare realizată cu două șuruburi. Si în acest caz jocul are ca valori limită $-\bar{\varepsilon}$ și $+\bar{\varepsilon}$. Dacă structura este încărcată, deplasările neelastice încetează cînd se anulează jocul unui singur șurub. Valoarea cea mai probabilă a deformației îmbinării considerate va fi mai mică decît cea de la un singur șurub. Dacă poziția axelor celor două șuruburi e afectată de erori independente între ele, valoarea cea mai probabilă a deformației va fi

egală cu $2/3$. Într-adevăr trecînd de la continuu la discret și considerînd cedarea maximă de $2\bar{\epsilon}$ rezultată din Z cedări elementare. Deformația $2\bar{\epsilon}/Z$ se poate obține în $1 + 2(Z-1)$ moduri, cedarea $2 \cdot \frac{2\bar{\epsilon}}{Z}$ în $1 + 2(Z-2)$ moduri, ..., cedarea $Z \cdot \frac{2\bar{\epsilon}}{Z}$ în $1 + 2(Z-Z)$ moduri. Valoarea cea mai probabilă a deformației va fi deci :

$$\delta_Z = \frac{\frac{2\bar{\epsilon}}{Z} [1+2(z-1)] + \frac{4\bar{\epsilon}}{Z} [1+2(z-2)] + \dots + \frac{z2\bar{\epsilon}}{Z} [1+2(z-z)]}{z + 2(z-1) + 2(z-2) + \dots + 2(z-z)} \quad (7.10)$$

sau :

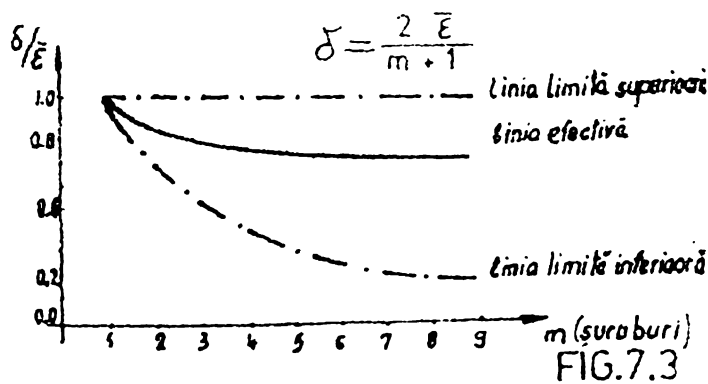
$$\delta_Z = \frac{Z(Z+1)(2Z+1)}{6Z^2} \cdot \frac{2\bar{\epsilon}}{Z} = \frac{(Z+1)(2Z+1)}{6Z^2} \cdot 2\bar{\epsilon} \quad (7.11)$$

Revenind la continuu $Z \rightarrow \infty$. Avem :

$$\delta = \lim_{Z \rightarrow \infty} \delta_Z = \frac{2}{3} \bar{\epsilon}. \quad (7.12)$$

Trebuie totuși remarcat că atunci cînd unul din șuruburi vine în contact cu gaura respectivă, șurubul va prelua un efort mai mare decît cel calculat (dublu, la limită). Au loc în realitate și deformații plastice. În consecință valorile deformațiilor vor fi mai mari ca $2/3 \bar{\epsilon}$ dar mai mici ca $\bar{\epsilon}$ (valoarea deformației de la un șurub), deoarece atunci cînd intervine al doilea șurub solicitările primului se micșorează.

Considerațiile de mai sus pot fi extinse și la îmbinări cu m șuruburi. În acest caz cedarea cea mai probabilă va avea valoarea $\frac{2 \cdot \bar{\epsilon}}{m+1}$ (pozițiile găurilor fiind independente). Considerînd și deformațiile plastice cedarea cea mai probabilă va



avea o valoare mai mare decît cea de mai sus dar totdeauna inferioară valorii $\bar{\epsilon}$. În figura 7.3. se ilustrează variația cea mai probabilă în funcție de numărul șuruburilor. Curba efectivă a deformațiilor neplastice este cuprinsă între două curbe, cea superioară reprezintă

valoarea cea mai probabilă $\bar{\epsilon}$, independentă de numărul și al șuruburilor (pentru cazul în care toate șuruburile

ar fi perfect centrate), și cea inferioară care este o hiperbolă și reprezintă valoarea minimă a cedărilor neelastice celor mai probabile.

Curba care corespunde cedărilor efective este mai apropiată de cea superioară ca efect al cedărilor plastice și din cauza procedurilor la execuție care reduc independența poziției găurilor de pe aceeași piesă.

Si în acest caz valorile posibile de deformație sînt distribuite în jurul valorii cele mai probabile δ , în conformitate cu legea normală iar precizia este dată de relația 7.9 și are valoarea

$$h = \frac{1}{\delta} \cdot e^{-1} \left(\frac{n-1}{n} \right)$$

Pentru $n = 200$ cazuri avem :

$$h = \frac{1,99}{\delta}$$

7.3. Valorile cele mai probabile ale săgeților și a necunoscutelor static nedeterminate

Se consideră o structură articulată realizată cu îmbinări prin șuruburi. Se notează cu ϵ deplasările neelastice (considerate pe același sens cu eforturile efective). În consecință pentru o structură odată static nedeterminată, expresia necunoscutei are forma :

$$X = - \frac{\sum nN \frac{1}{EA} + \sum \epsilon n}{\sum n^2 \frac{1}{EA}} \quad (7.13)$$

iar a săgeții *

$$f = \sum nN \frac{1}{EA} + \sum n \cdot \varepsilon \quad (7.14)$$

Formule similare se pot scrie și pentru structuri de mai multe ori static nedeterminate.

In general, parametrii necunoscuți, forței sau deformații, pot fi exprimate sub forma

$$Y = Y_e + Z \quad (7.15)$$

unde Y_e este valoarea parametrului calculată cu metodele obișnuite, iar Z este o funcție liniară omogenă a deformațiilor neelastice și are același caracter aleator ca acestea :

$$Z = \sum_i c_i \cdot \varepsilon_i \quad (7.16)$$

(c_i - mărimi care depind doar de structură).

Precizia H relativă la Z este dată de

$$\frac{1}{H^2} = \sum_i \frac{c_i^2}{h_i^2} \quad (7.17)$$

*) La calculul săgeții, introducând forța virtuală în același sens cu forțele exterioare, rezultă că eforturile din încărcarea reală N și eforturile n din încărcarea virtuală, au același semn

$$N \cdot n > 0.$$

Similar, avem

$$n \cdot \varepsilon > 0$$

deplasările neelastice producându-se pe direcția eforturilor n . Considerând $\varepsilon = \text{constant}$ pentru întreaga structură rezultă în final expresia săgeții

$$f = \sum \frac{n \cdot N \cdot l}{EA} + \varepsilon \sum |n| \quad (7.14a)$$

OBSERVAȚIE : Pentru structuri static nedeterminate la calculul necunoscutei X , situația nu mai este aceeași, deplasările produse de încărcarea exterioară, ne mai avînd în mod obligatoriu același sens cu deplasările produse de necunoscută.

Valoarea cea mai probabilă a lui Z este cea obținută introducând în locul lui ξ_i valoarea cea mai probabilă δ_i . În consecință valoarea cea mai probabilă a parametrului Y va fi :

$$Y^* = Y_e + \sum c_i \cdot \delta_i \quad (7.18)$$

Distribuția diferențelor săgețiilor și a necunoscute-
lor static nedeterminate în jurul valorii celei mai probabi-
le este cunoscută când este determinată valoarea preciziei H
(5.17). Se poate rezolva următoarea problemă : să se determi-
ne între ce valori limită e cuprins parametrul Y cu o proba-
bilitate $(N-1)/N$ (adică în mai puțin de un caz din N, va -
loarea lui Y ieși din limitele arătate). Se scrie, în conse-
cinență că pentru $(N-1)/N$ cazuri probabilitatea de-a avea o di-
ferență $(Y - Y^*)$, cu precizia H (5.17) :

$$\frac{N-1}{N} = \Theta (H , / Y - Y^* /) \quad (7.19)$$

Avem în continuare

$$/Y - Y^*/ = \sqrt{\sum_i \frac{c_i^2}{h_i^2}} \Theta^{-1} \left(\frac{N-1}{N} \right) \quad (7.20)$$

$$/Y - Y^*/ = \sqrt{\sum_i c_i^2 \cdot \delta_i^2} \frac{\Theta^{-1} \cdot \frac{N-1}{N}}{\Theta^{-1} \cdot \frac{n-1}{n}} \quad (7.21)$$

În cazul uzual $n = N$ și rezultă

$$/Y - Y^*/ = \sqrt{\sum_i c_i^2 \cdot \delta_i^2} \quad (7.22)$$

În relația de mai sus, dacă în toate îmbinările apare
jocul maxim $2 \bar{E}$ și cu același număr de șuruburi, se poate
înlocui δ_i cu $k \bar{E}$ unde k este un coeficient care are o va-
loare mai mică, ca 1. Relația 7.22 devine :

$$/Y - Y^*/ = k \bar{E} \sqrt{\sum_i c_i^2} \quad (7.23)$$

În concluzie săgeata f poate fi privită ca sumă a
trei termeni.

- f_e (săgeată elastică)

- $f' = k \cdot \bar{E} \sum |n|$; (7.24) este un coeficient subunitar,

valoarea sa, cu o anumită aproximație, rezultă din figura 7.3.

(Astfel pentru o îmbinare cu 2 șuruburi se poate considera

$k = 0,8 - [5 \ 3]$. f' constituind deplasările cele mai puține

(cu o anumită probabilitate înjurată).

$$- f'' = \pm k \bar{\epsilon} \sqrt{\sum n^2} ; (7.25) \text{ (abaterea medie pătratică)}$$

7.4. Modul de calcul ales. Calculul săgeții și al eforturilor

Pentru determinarea efectului deplasărilor neelastice la stâlpii metalici ai liniilor electrice s-a ales un model de calcul cu o alcătuire tipică stâlpilor LEA metalici. Modelul de calcul considerat are succesiv 2, 3, 4, sau 5 tronsoane (Fig.7.4 și 7.5) Pentru stâlpul cu 2 tronsoane a fost analizat un set format din șase structuri pornind de la $a/b \approx 1,0$

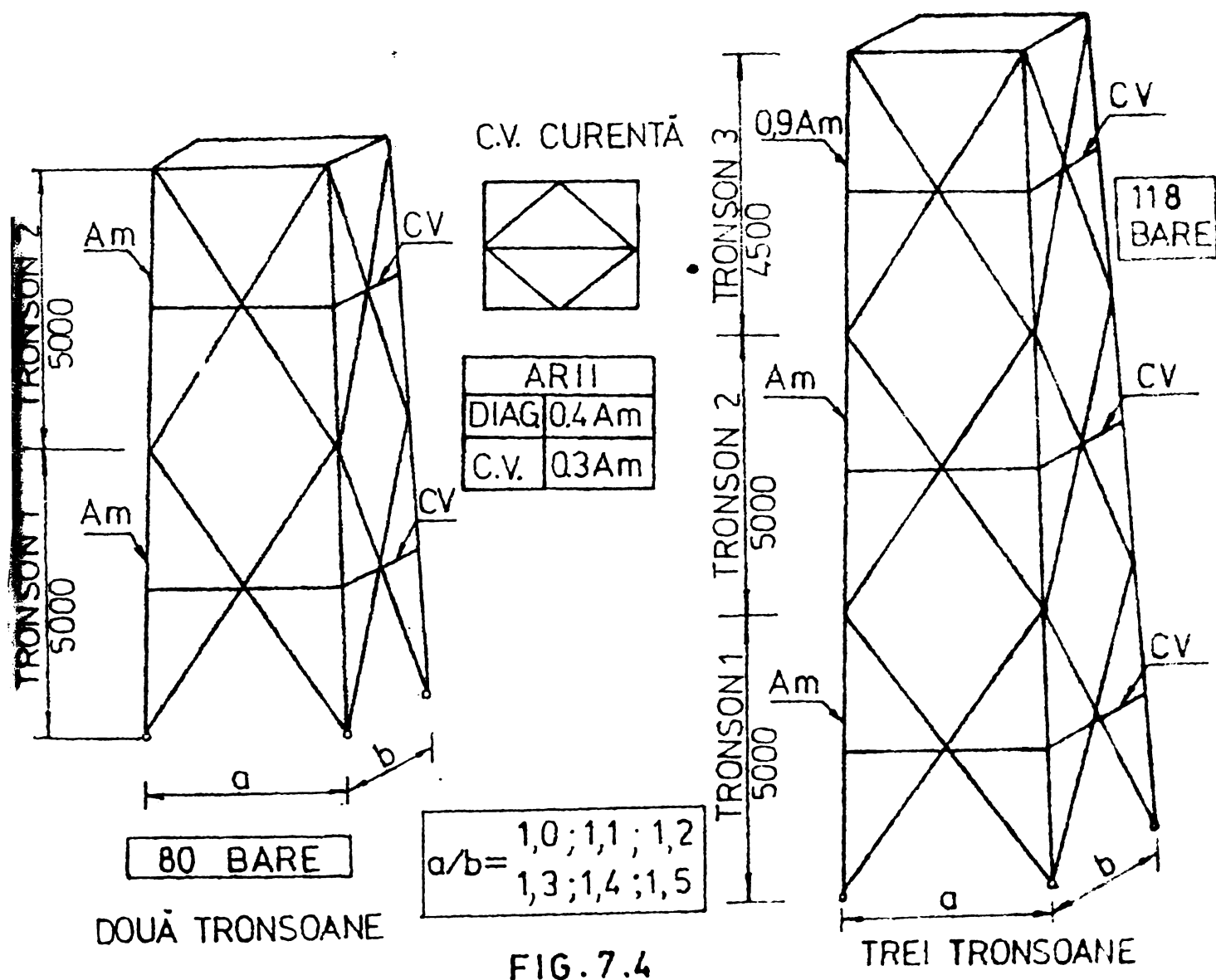
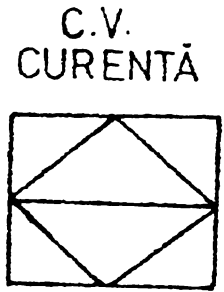
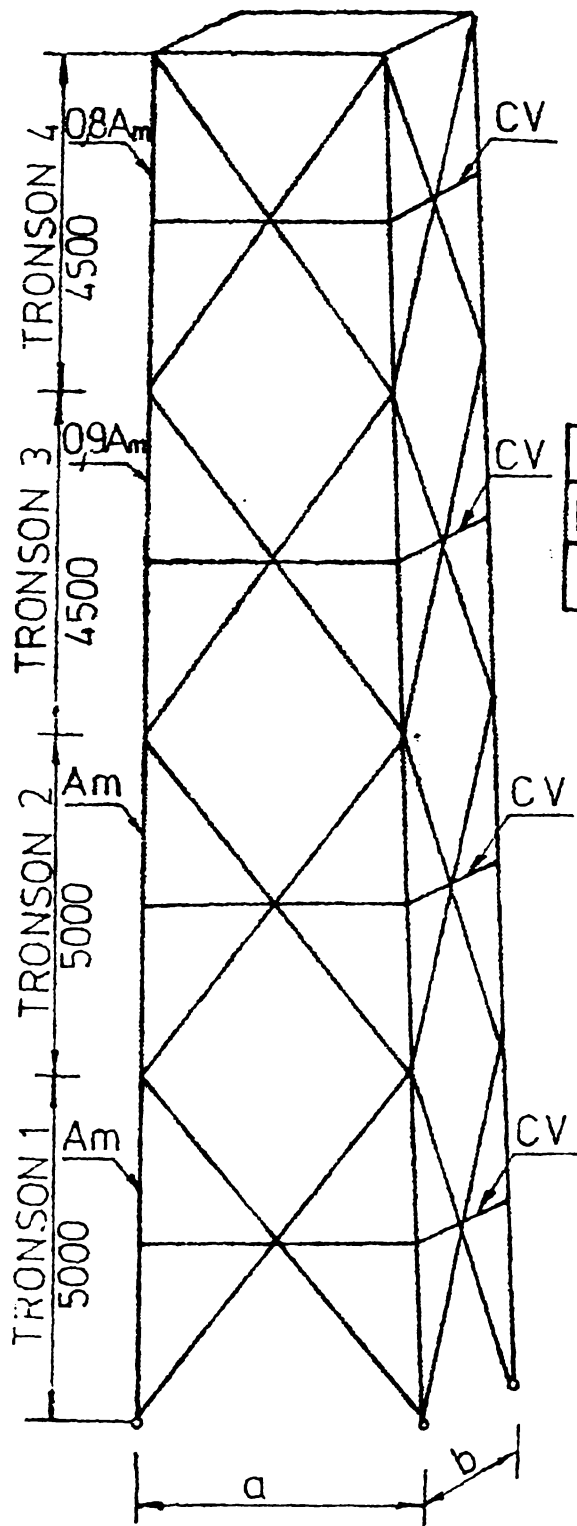


FIG. 7.4

și ajungând la $a/b = 1,5$; similar și pentru ceilalți stâlpi. În total au fost analizate 24 structuri.

Pentru cele 4 seturi de structuri s-a determinat starea de eforturi și de deformații.

Astfel considerând deplasările neelastice provocate de

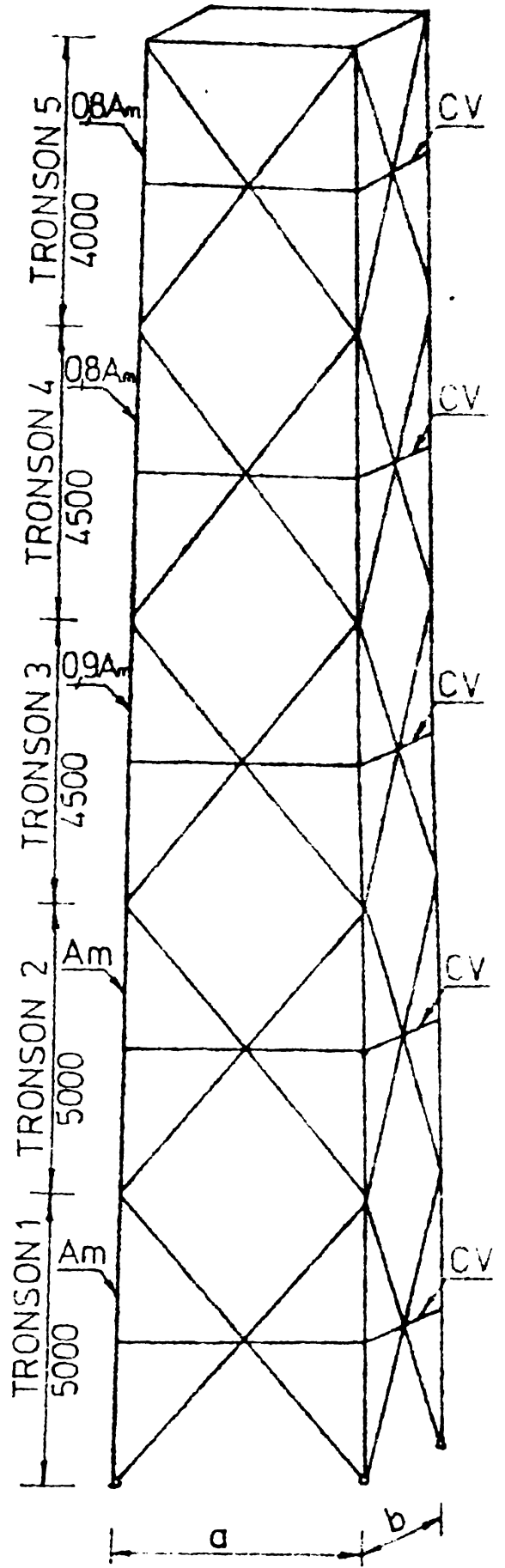


ARII	
DIAGON.	0,4 Am
C.V.	0,3 Am

156 BARE

$a/b = 1,0 ; 1,1 ; 1,2 ; 1,3 ; 1,4 ; 1,5$

PATRU TRONSOANE



194 BARE

$a/b = 1,0 ; 1,1 ; 1,2 ; 1,3 ; 1,4 ; 1,5$

CINCI TRONSOANE

FIG.7.5

jocul șuruburi - găuri ca o încărcare separată și pentru o structură odată static nedeterminată (7.13), avem :

$$\Delta X_1 = - \frac{k \varepsilon \sum n_1}{\sum n_1^2 \frac{l_i}{EA_i}} = - \frac{EA_m \cdot k \bar{\varepsilon} \sum n_1}{\sum n_1^2 \frac{l}{\alpha}} \quad (7.26)$$

unde $A_i = \alpha \cdot A_m$ (s-a exprimat aria elementelor stîlpilor în funcție de aria montantului de la tronsonul de bază).

Relația de mai sus poate fi extinsă și la structurile de mai multe ori static nedeterminate. Astfel pentru o structură de două ori, static nedeterminată (modelul de calcul cu două tronsoane) avem

$$\begin{cases} \delta_{11} \cdot \Delta X_1 + \delta_{12} \Delta X_2 + \Delta_{1B} = 0 \\ \delta_{21} \cdot \Delta X_1 + \delta_{22} \Delta X_2 + \Delta_{2B} = 0 \end{cases} \quad (7.27)$$

unde $\delta_{11} = \sum \frac{n_1^2}{E \cdot \alpha \cdot A} \cdot l$; $\Delta_{1B} = k \cdot \bar{\varepsilon} \sum n_1$

(pentru $\bar{\varepsilon}$ s-a considerat valoarea uzuală de 1 mm, iar pentru $k = 0,8$ valoare variabilă pentru o îmbinare cu două șuruburi)

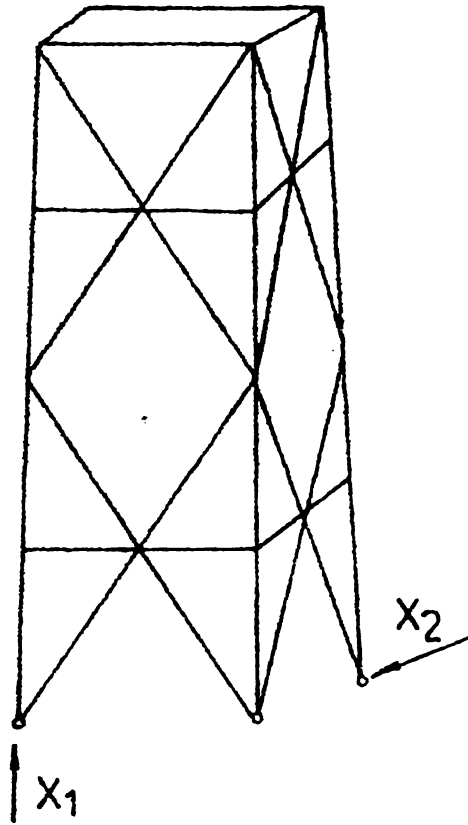
Eforturile au fost determinate la setul de structuri format din două tronsoane și la stîlpul cu patru tronsoane cu $a/b = 1,0$. În acest sens s-au ales structurile de bază din figurile 7.6 și 7.7. Încărcînd structurile succesiv cu $X_1 = 1$, $X_2 = 1 \dots$ s-au determinat eforturile n_1, n_2, \dots , cu ajutorul unui program de calcul [7.3]. Calculînd, în continuare, tabelar sumele de tip (7.24) ex. tabelul 7.1. - se obțin în final valorile $X_1, X_2 \dots$. Efortul într-o bară a structurii static nedeterminate, se va determina cu relația, ex. pentru două tronsoane.

$$\Delta N = n_1 \cdot \Delta X_1 + n_2 \cdot \Delta X_2 \quad (7.28)$$

Pentru setul de structuri format din 2 tronsoane s-a rezolvat pentru fiecare stîlp un sistem de ecuații de tip (7.25), iar pentru stîlpul din patru tronsoane, un sistem de 4 ecuații similar. Pentru două bare ale structurii se dau în tabelul 7.2 eforturile pentru o arie a montantului $A_m = 1 \text{ cm}^2$.

Calculul săgetii s-a efectuat pentru toate cele 24 de structuri, ale modelului de calcul, considerate inițial.

STRUCTURA DE BAZĂ



DOUĂ TRONSOANE

FIG.7.6

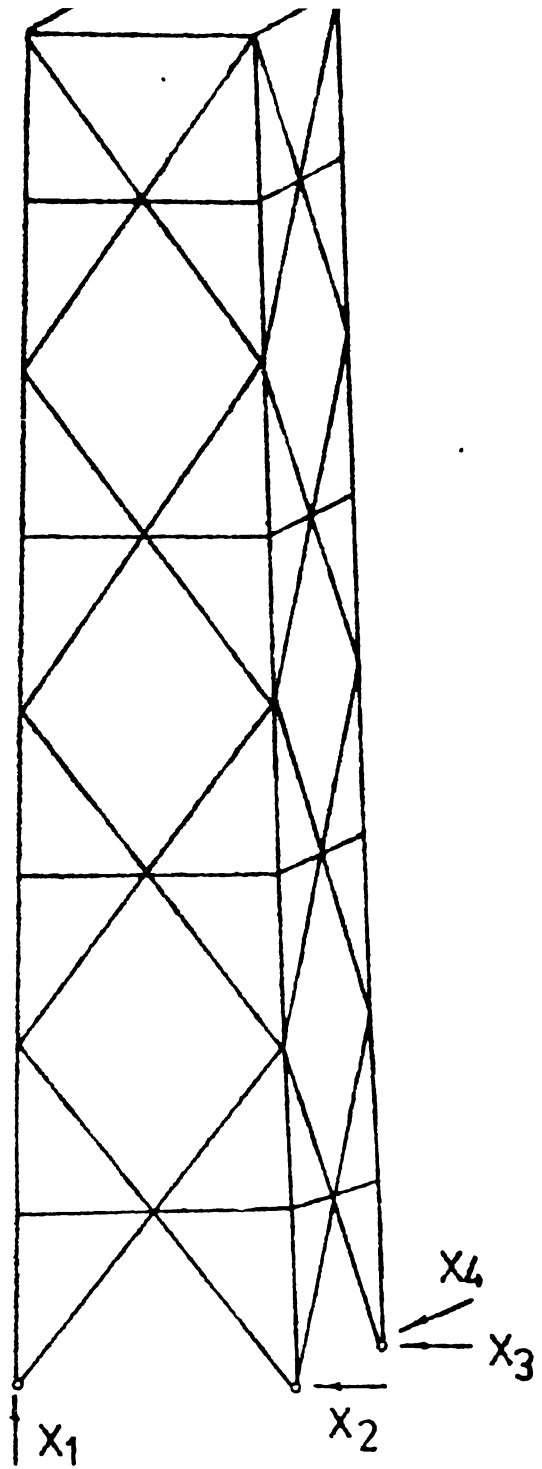


FIG.7.7

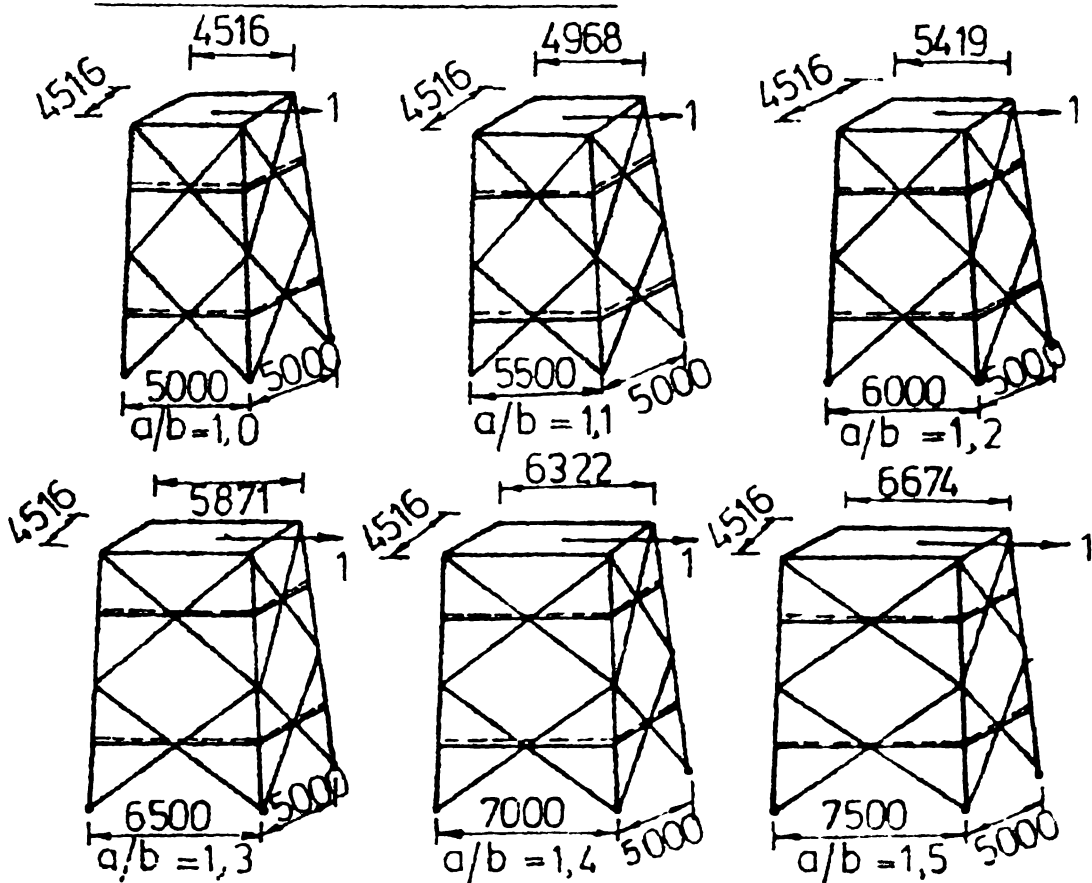


FIG. 7 a

CALCULUL A DOUĂ TRONSOANE CU A/B-1.2

TAE

Data	Lun- gime	$E \alpha A_x$ $\times 10^4$	$\rho \times 10^4 \frac{1}{E \alpha A}$	n_1	n_1^2	$\delta_H = \frac{\rho}{\eta \rho}$	n_2	n_2^2	$\delta_{22} = \frac{\rho}{\eta \rho}$	δ_{22}
1	258	210	1,2285	-0,674	0,4543	0,9581	-0,459	0,21	0,2579	
2	258	210	1,2285	0,498	0,248	0,3046	-0,257	0,066	0,081	
3	258	210	1,2285	-0,865	0,748	0,9189	-1,281	1,641	0,016	
4	258	210	1,2285	0,69	0,476	0,5847	0,549	0,301	0,3697	
5	395,6	84	4,71	-0,259	0,067	0,31557	0,318	0,101	0,4757	
6	395,6	84	4,71	0,231	0,053	0,2496	-0,461	0,212	0,5926	
7	359,2	84	4,276	0,49	0,24	1,02624	0,778	0,602	2,5751	
8	359,2	84	4,276	0,245	0,002	0,002	1,484	2,202	9,4151	
9	395,6	84	4,71	-0,259	0,067	0,31557	0,331	0,109	0,5131	
10	395,6	84	4,71	0,231	0,053	0,2496	-0,448	0,2	0,947	
11	395,2	84	4,276	0,224	0,05	0,2138	-0,358	0,128	0,547	
12	395,2	84	4,276	0,221	0,048	0,20525	0,349	0,122	0,216	
13	250,5	63	4,61	0,003	0,000009	0,0000415	0,027	0,00073	0,00330	
14	250,5	63	4,61	-0,002	0,000004	0,0000184	0,001	0,00001	0,000001	
15	242,1	63	3,843	-0,002	0,000004	0,0000184	0,001	0,00001	0,000001	
16	242,1	63	3,843	0,003	0,000009	0,0000346	0,005	0,000025	0,000005	
17	290,5	63	4,61	0,004	0,000016	0,000073	0,006	0,000036	0,00010	
18	290,5	63	4,61	-0,003	0,000009	0,0000415	-0,003	0,000009	0,000015	
19	242,1	63	3,843	-0,003	0,000009	0,0000346	-0,002	0,000005	0,0000103	
20	242,1	63	3,843	0,003	0,000009	0,0000346	0,023	0,00053	0,002037	
21	242,7	210	1,1557	-0,674	0,454	0,52467	-0,462	0,213	0,2462	
22	242,7	210	1,1557	0,498	0,248	0,2866	-0,257	0,066	0,0723	
23	242,7	210	1,1557	-0,865	0,748	0,8645	-1,282	1,643	1,8988	
24	242,7	210	1,1557	0,69	0,476	0,55011	0,55	0,302	0,349	
25	370,7	84	4,413	0,227	0,051	0,2251	0,096	0,0097	0,0406	
26	370,7	84	4,413	-0,255	0,065	0,28685	-0,24	0,057	0,25101	
27	370,7	84	4,413	0,009	0,002	0,008	0,963	0,927	3,715	
28	370,7	84	4,413	0,009	0,230	0,946	1,291	1,667	6,683	
29	370,7	84	4,413	-0,255	0,065	0,28685	-0,238	0,056	0,08178	
30	370,7	84	4,413	-0,218	0,047	0,1884	-0,159	0,025	0,1002	
31	370,7	84	4,413	0,221	0,048	0,1924	0,167	0,021	0,0872	
32	378,2	63	6,003	0	0	0	-0,569	0,323	1,9387	
33	378,2	63	6,003	-0,001	0,000001	0,000006	-0,563	0,317	1,9027	
34	378,2	63	6,003	-0,001	0,000001	0,000006	-0,569	0,322	1,9323	
35	378,2	63	6,003	0	0	0	-0,566	0,32	1,921	
36	259,5	210	1,235	-0,009	0,0000081	0,0001	-0,028	0,0007	0,000366	
37	259,5	210	1,235	0,21	0,0441	0,05446	0,892	0,786	0,9618	
38	259,5	210	1,235	0,21	0,0441	0,05446	0,887	0,786	0,970	
39	259,5	210	1,235	-0,009	0,0000081	0,0001	-0,033	0,0011	0,00043	
40	382	84	4,547	-0,254	0,064	0,29101	-0,149	0,022	0,12013	
41	382	84	4,547	0,285	0,081	0,3683	0,267	0,071	0,346	
42	349,1	84	4,156	-0,051	0,0026	0,0108	-1,069	1,142	4,748	
43	349,1	84	4,156	-0,543	0,295	1,276	-1,436	2,062	4,5557	
44	382	84	4,547	-0,254	0,064	0,29101	-0,136	0,018	0,03135	
45	382	84	4,547	0,285	0,081	0,3683	0,265	0,07	0,346	
46	349,1	84	4,156	0,244	0,059	0,2452	0,178	0,031	0,1284	
47	349,1	84	4,156	0,248	0,061	0,2535	-0,203	0,041	0,1704	
48	271	63	4,301	0	0	0	0,002	0,000004	0,000017	
49	271	63	4,301	-0,001	0,000001	0,000004	-0,005	0,000025	0,000101	
50	225,8	63	3,584	-0,001	0,000001	0,0000086	-0,004	0,000016	0,000067	
51	225,8	63	3,584	-0,001	0,000001	0,0000086	-0,004	0,000016	0,000067	
52	271	63	4,301	-0,001	0,000001	0,000004	-0,005	0,000025	0,000107	
53	271	63	4,301	0	0	0	0	0	0	
54	225,8	63	3,584	0	0	0	0	0	0	
55	225,8	63	3,584	0	0	0	0,001	0,000001	0,00000036	
56	241,2	210	1,148	-0,009	0,000081	0,000093	-0,028	0,00076	0,000306	
57	241,2	210	1,148	0,21	0,0441	0,05063	0,892	0,786	0,9127	
58	241,2	210	1,148	0,21	0,0441	0,05063	0,887	0,786	0,9205	
59	241,2	210	1,148	-0,009	0,000081	0,000101	-0,033	0,0011	0,00043	
60	355,1	84	4,227	0,015	0,000225	0,00095	0,057	0,003	0,0121	
61	355,1	84	4,227	0,015	0,000225	0,00095	0,057	0,003	0,0121	
62	324,6	84	3,864	-0,297	0,088	0,34	-1,253	1,57	6,062	
63	324,6	84	3,864	0,297	0,088	0,34	-1,253	1,57	6,062	
64	355,1	84	4,227	0,015	0,000225	0,00095	0,065	0,0043	0,0176	
65	355,1	84	4,227	0,015	0,000225	0,00095	0,065	0,0043	0,0176	
66	324,6	84	3,864	-0,002	0,000004	0,0000155	-0,015	0,00022	0,000075	
67	324,6	84	3,864	0,002	0,000004	0,0000155	-0,015	0,00022	0,000075	
68	352,7	63	5,598	0,257	0,066	0,3695	0,198	0,039	0,2132	
69	352,7	63	5,598	-0,257	0,066	0,3695	-0,189	0,035	0,1417	
70	352,7	63	5,598	0,257	0,066	0,3695	0,195	0,038	0,2127	
71	352,7	63	5,598	-0,257	0,066	0,3695	-0,194	0,038	0,2127	
72	484,2	63	7,6857	0	0	0	0,001	0,000001	0,000004	
73	484,2	63	7,6857	0	0	0	0,001	0,000001	0,000004	
74	531	63	5,22	-0,001	0,000001	0,000009	-0,004	0,000016	0,000067	
75	541,9	63	8,601	0,001	0,000001	0,0000086	0,005	0,000025	0,000101	
76	521,8	63	8,282	-0,012	0,000144	0,00012	-0,004	0,0002	0,000086	
77	534,8	63	8,901	0,207	0,043	0,2467	0,872	0,756	0,9287	
78	521,8	63	8,282	-0,012	0,000144	0,00012	-0,004	0,0002	0,000086	
79	534,8	63	8,901	0,001	0,000001	0,000007	0,010	0,0001	0,00004	
80	534,8	63	8,901	0,001	0,000001	0,000007	0,010	0,0001	0,00004	
$\Sigma = 1,27$				$\Sigma = 15,25$		0,641	$\Sigma = 76,86$			$\Sigma = 17,73$

In acest scop s-a aplicat succesivă încărcarea unitate la partea superioară a stâlpilor și -s-au calculat tabelar

TABELUL 7.2

MODEL DE CALCUL „DOUĂ TRONSOANE”						
EFORTURI [daN] pt. $A_m = 1 \text{ cm}^2$						
PROBABILITATEA 199 din 200 CAZURI						
BARA \ a / b	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
MONTANT	- 112	- 123	- 149	- 178	- 195	- 215
DIAGONALĂ	45	74	96	117	131	152

MODEL DE CALCUL „FATRU TRONSOANE”						
cu a / b = 1,0 – EFORTURI [daN] pt. $A_m = 1 \text{ cm}^2$						
- BARA 5	→	MONTANT	-	310	daN	
- BARA 7	→	DIAGONALĂ	-	171	daN	

relații de tip 7.14 (ex.pentru două tronsoane figura 7.8) Rezultatele sînt trecute în tabelul 7.3. S-au arătat comparativ și valorile săgeții elastice a structurii, precum și raportul între săgeata maximă la vîrf datorită deformațiilor neelastice din îmbinări și cea corespunzătoare elastică.

TABELUL 7.3

S P E C I E	VALORILE COMPARATIVE ALE SĂGEȚILOR [mm] PT. 2, 3, 4 și 5 TRONSOANE PROBABILITATE 199 DIN 200 CAZURI						
	a/b SĂGEATA	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
2 TRONSOANE	SĂGEATA ELAST. f_{el}	13,898	12,43	11,36	10,565	9,973	9,532
	SĂGEATA NEELAST. f' (7.24)	11,01	10,22	9,55	8,985	8,521	8,112
	ABAT. SĂGEȚII f'' (7.25)	$\pm 2,4$	$\pm 2,31$	$\pm 2,22$	$\pm 2,03$	$\pm 1,96$	$\pm 1,83$
	$\frac{f_{neel}}{f_{el}} \cdot 100$	79%	82%	84%	85%	85,4%	85,1%
3 TRONSOANE	SĂGEATA ELAST. f_{el}	30,08	26,89	23,70	21,4	19,02	18,24
	SĂGEATA NEELAST. f'	21,40	19,87	18,36	17,2	16,22	15,37
	ABAT. SĂGEȚII f''	$\pm 4,35$	$\pm 4,02$	$\pm 3,73$	$\pm 3,53$	$\pm 3,29$	$\pm 3,13$
	$\frac{f_{neel}}{f_{el}} \cdot 100$	71%	74%	77%	80%	85%	84%
4 TRONSOANE	SĂGEATA ELAST. f_{el}	59,77	52,73	47,48	40,94	36,78	30,96
	SĂGEATA NEELAST. f'	34,55	32,13	30,01	27,55	25,79	24,02
	ABAT. SĂGEȚII f''	$\pm 6,98$	$\pm 6,51$	$\pm 6,19$	$\pm 5,59$	$\pm 5,22$	$\pm 4,88$
	$\frac{f_{neel}}{f_{el}} \cdot 100$	58%	61%	63%	67%	70%	77%
5 TRONSOANE	SĂGEATA ELAST. f_{el}	98,28	91,17	86,02	81,73	73,77	66,12
	SĂGEATA NEELAST. f'	50,12	48,78	48,17	49,36	48,69	46,28
	ABAT. SĂGEȚII f''	$\pm 10,02$	$\pm 9,83$	$\pm 8,89$	$\pm 9,58$	$\pm 9,72$	$\pm 9,13$
	$\frac{f_{neel}}{f_{el}} \cdot 100$	51%	53,5%	56%	60,5%	66%	70%

7.5. CONCLUZII

- In capitolul de față , s-a pus în evidență influența deformațiilor neelastice, datorită jocului șuruburi - găuri , asupra stării de eforturi și deformații, la stâlpii metalici ai liniilor electrice aeriene, la care se folosesc îmbinări cu șuruburi brute.

- Influența deformațiilor neelastice asupra stării de eforturi este relativ redusă (Tab.7.2), aceasta înscriindu-se între 10 - 25 % din efortul unitar admisibil ($\sigma_a = 1600 \text{ daN/cm}^2$)

- Spre deosebire de eforturi, valorile săgețiilor neelastice (Tab.7.3) sînt considerabile ; 50 - 85 %, acestea scăzînd totuși odată cu creșterea înălțimii structurii

- La stâlpii metalici LEA cu îmbinări cu șuruburi brute, la care se limitează valoarea săgeții la vîrf, se recomandă luarea în considerare a săgeții neelastice.

C A P I T O L U L 8

EFFECTUL TASARII INEGALE A URMEI FUNDATII AERIEI
SUPRASTRUCTURII, LA STILPII METALICI AI LINIILOR
ELECTRICE AERIE

8.1. Introducere

Incepînd cu tensiunea de 110 kV, pentru stîlpii metalici ai liniilor electrice aeriene se execută, în general, fundații izolate. Datorită caracteristicilor diferite ale terenului, a tehnologiei de execuție, pot să apară tasări inegale ale fundațiilor (fig.8.1.) Aceste tasări inegale produc eforturi în suprastructura stîlpului. În continuare se va analiza efectul tasării fundației unui picior, al unui stîlp metalic LEA, de altămăne curîntă (cu diagonale încrucișate) cu un tronșon întreg la partea inferioară. Au fost alese cîteva forme constructive uzuale pentru stîlpii LEA (fig.8.2.). Pentru aceeași stîlpi s-a considerat și situația uzuală în practică, cînd în partea inferioară

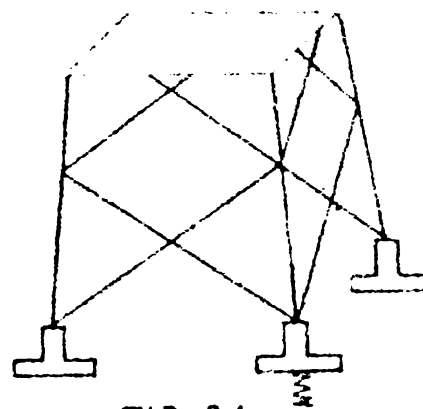


FIG.8.1

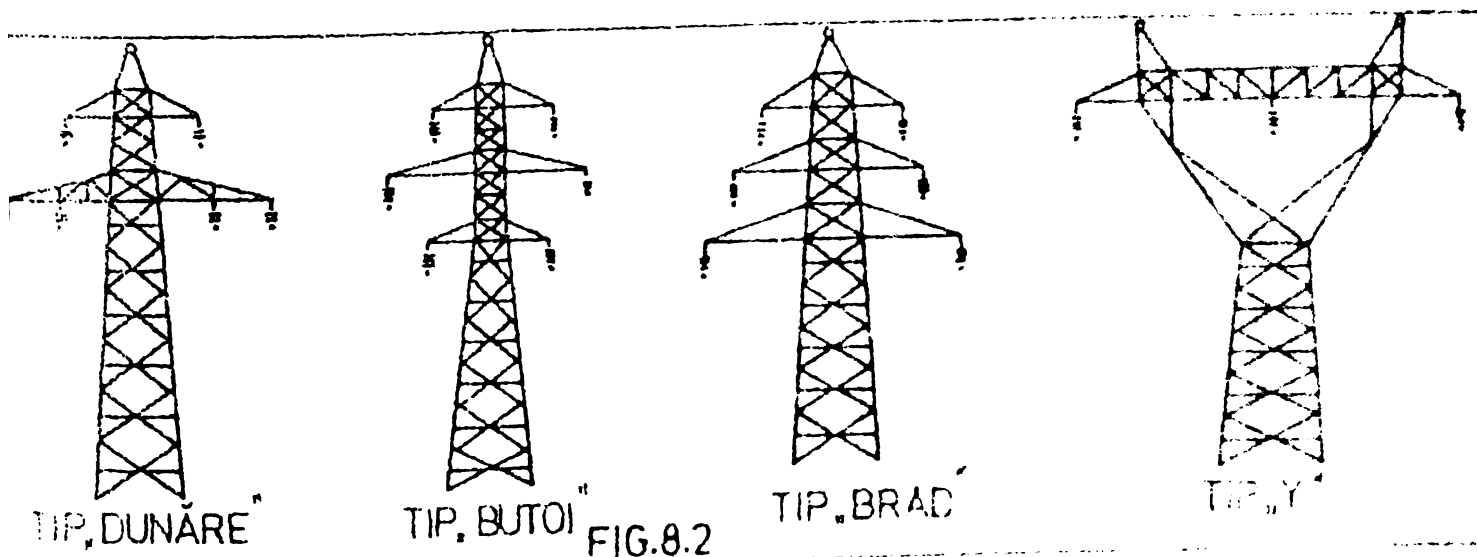


FIG.8.2

INSTITUTUL POLITEHNIC
BUCUREȘTI
CATEDRA
DE... ..

se dispune un semitronson (fig.8.5.) Trecerea s-a considerat ca o încărcare separată, urmînd ca suprapuneră cu celelalte acțiuni să se efectueze în final.

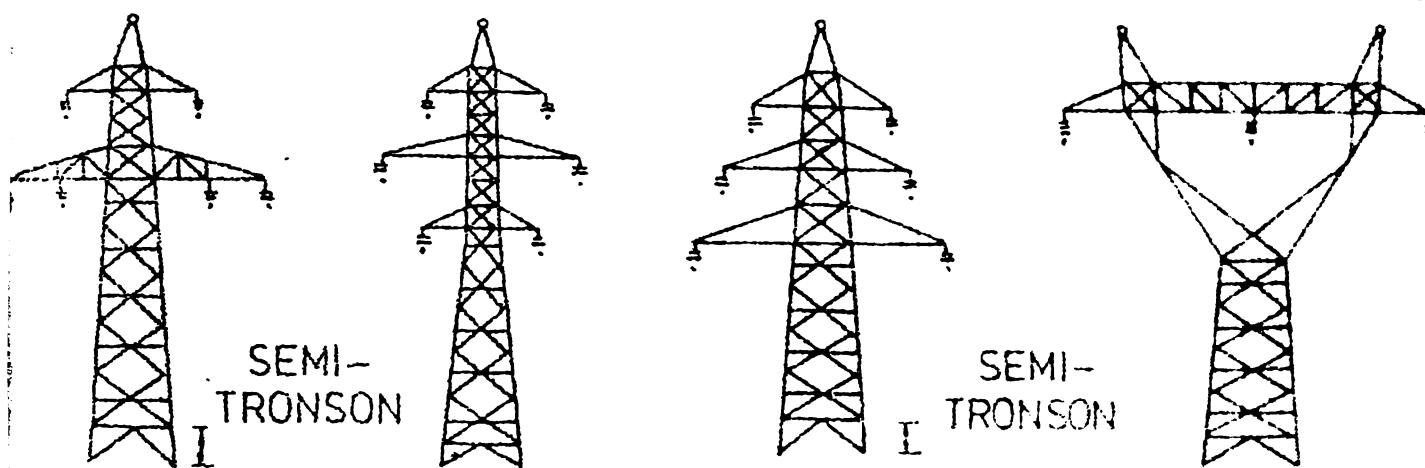


FIG.8.3

8.2. Modelul de calcul propriu

Pentru analizarea efectului trecerii inegale și generalizarea rezultatelor, s-a ales un model de calcul, responsabil parții inferioare unui stîlp uzual, avînd o atenție specială acestor structuri.

S-au considerat cele două situații (ii cu un tronson sau semitronson) la partea inferioară.

Modelul considerat (fig. 8.5) este cîinci tronsoane la fiecare nivel, avînd o contravîntură orizontală și are 189 bare, 64 noduri, fiind de tipul static nedeterminat.

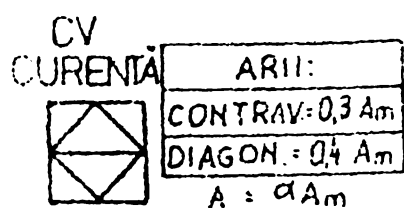
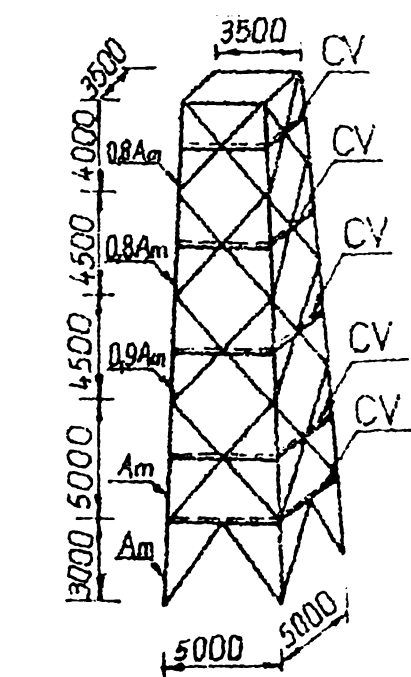
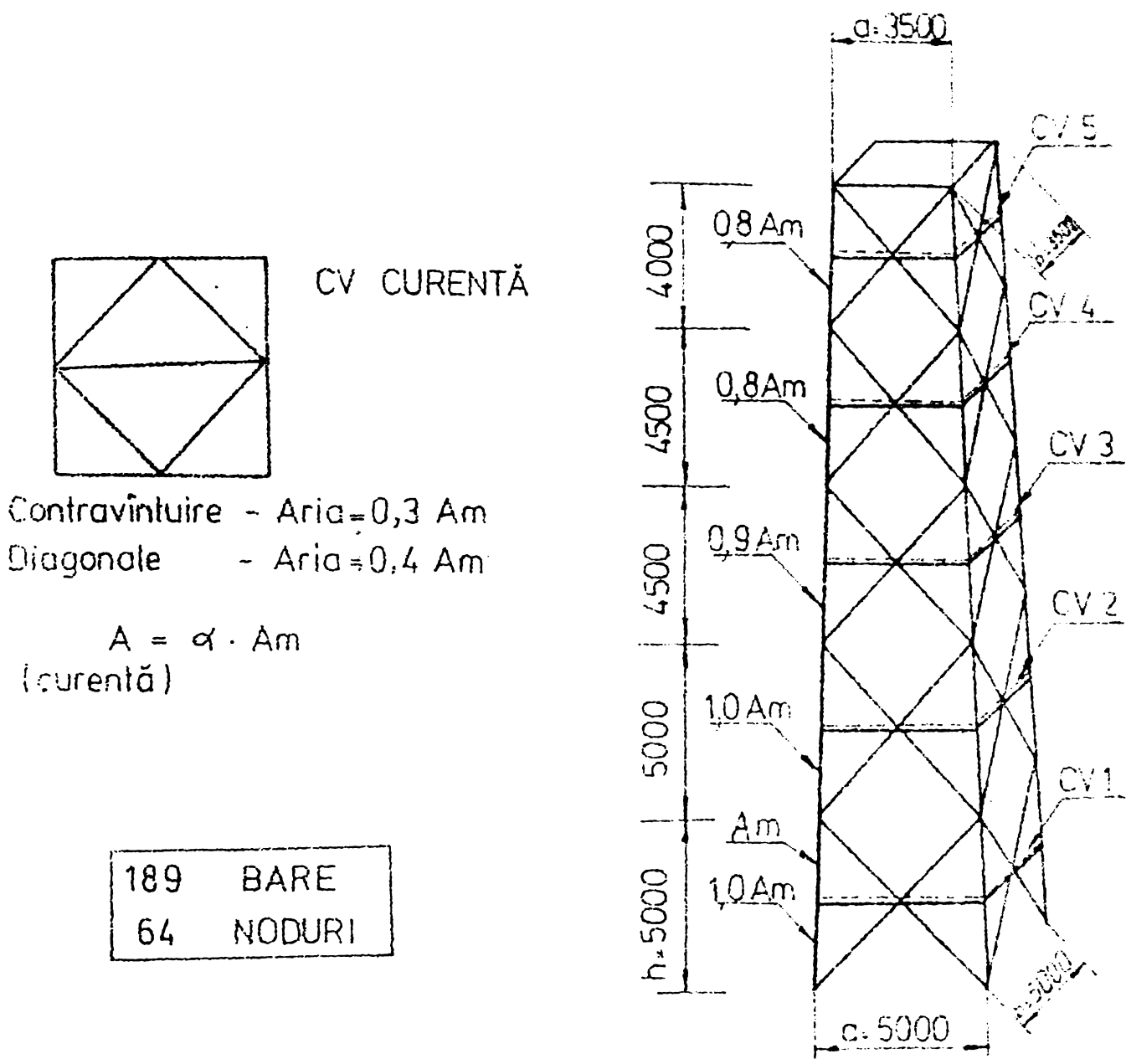


FIG.8.5

Pentru situația cu un tronson structura are 117 bare și noduri fiind tot de tipul static nedeterminat (fig. 8.5). În ambele cazuri, secțiunile elementelor au fost exprimate în funcție de aria normalului planșelor și de tronsonul de calcul.



8.3. Influența tasării la înălțimea stălpului

Pentru determinarea eforturilor în țesăturile stălpului dintr-o tasare inegală a unui picior, s-a folosit programul orientat SISAFT [23] efectuându-se mai multe calculații pentru stâlpi diferiți (cu secțiune pătrată sau dreptunghiulară), un tronson, sau un semitronson, la partea inferioară și pentru valori diferite ale tasărilor (fi. 8.0.). Concluziile care rezultă sînt următoarele :

- eforturile produse de tasările inegale au valori mici ;
- valori semnificative ale eforturilor apar în ...

La primele trei tronsoane pornind de la baza stîlpului ;

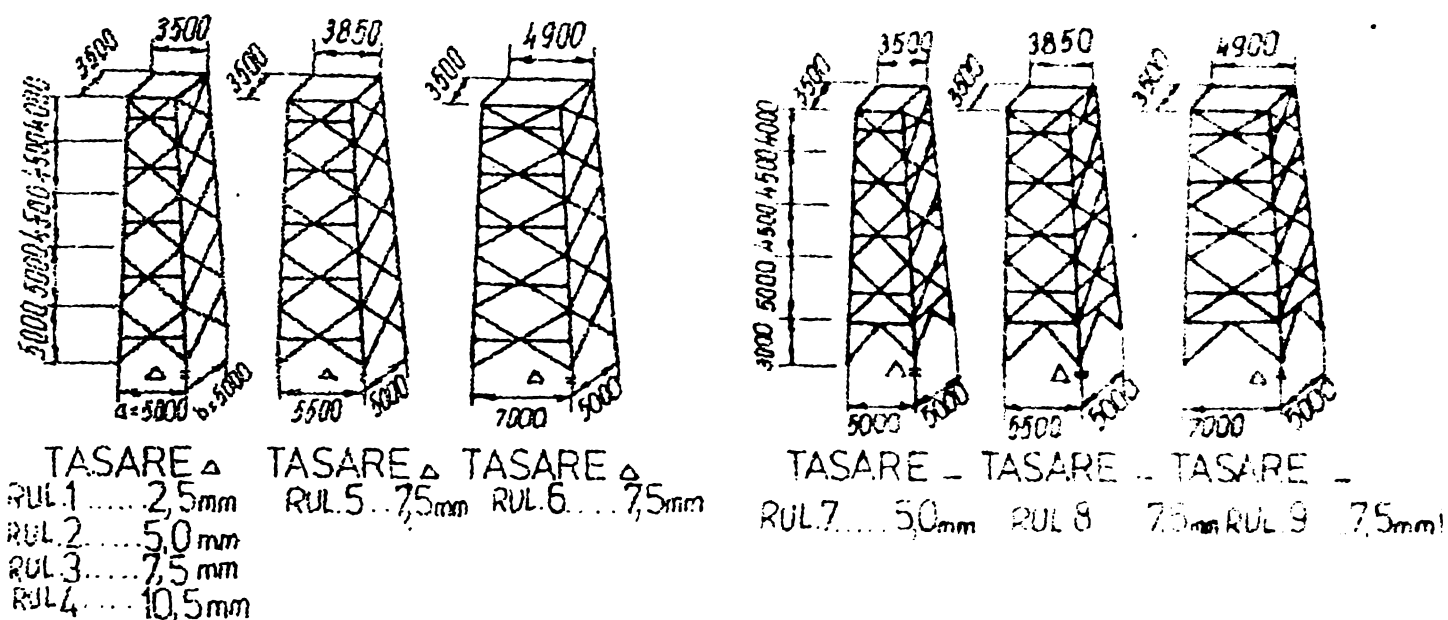


FIG. 8.6

- eforturile și reacțiunile sînt simetrice (antisimetrice)

8.4. Modul de rezolvare propus [54]

Pentru rezolvare s-a ales metoda eforturilor, structura de bază obținindu-se prin suprimarea unei legături pe direcția verticală a unui reazem și este de opt ori static nedeterminată. (Fig. 8.7. și 8.8). Încărcînd în continuare, succesiv structura de bază cu $X_1 = 1$, pe direcția legăturii suprimate și un tasare Δ , se scrie ecuația de compatibilitate [54]:

$$\delta_{11} X_1 - \sum \bar{\pi}_i \cdot \Delta = 0 \quad (8.1)$$

unde $\bar{\pi}_i$ este reacțiunea virtuală care apare pe direcția tasării reale, iar

$$\delta_{11} = \sum \frac{n_1^2}{E \cdot \alpha \cdot A_m} \cdot l \quad (8.2)$$

unde n_1 , deoarece $\bar{\pi}_i = 1$;

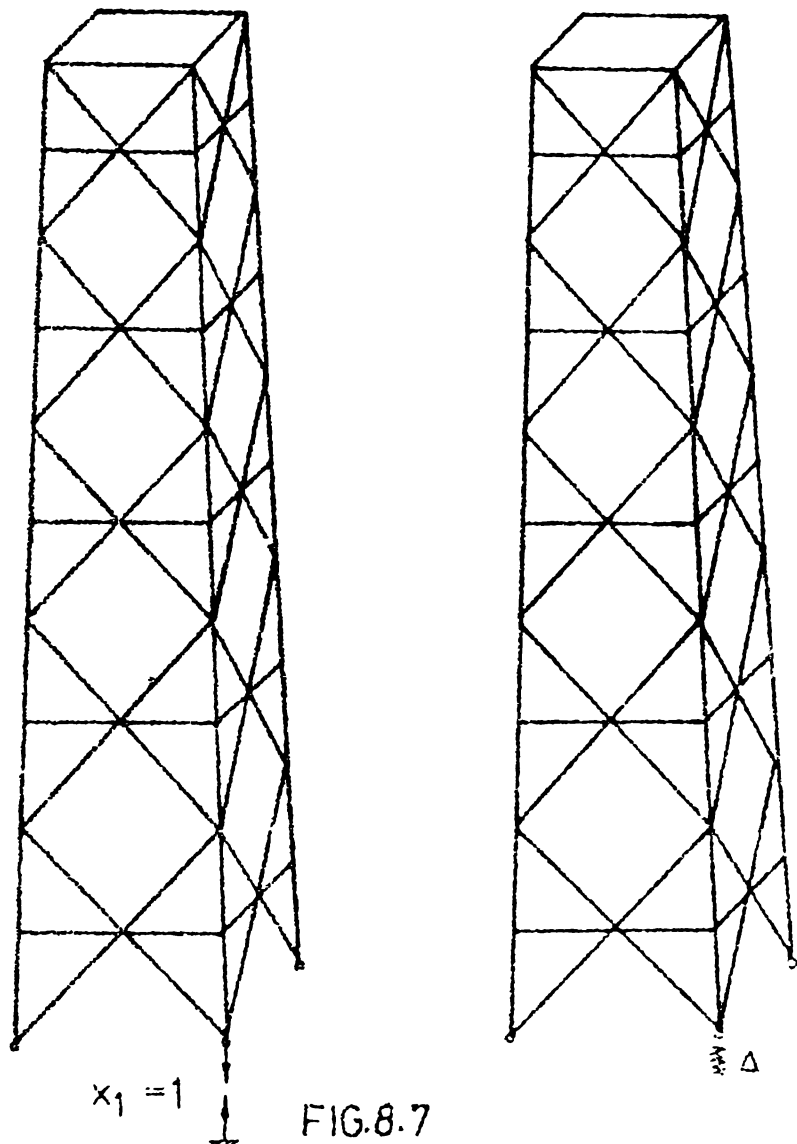


FIG.8.7

$$\int_{11} x_1 = \Delta \quad (8.3)$$

$$x_1 = \frac{\Delta \cdot E \cdot I_m}{\sum \frac{R_1^2 \cdot l}{\alpha}} \quad (8.4)$$

A_m - reprezinta aria montantului tronsonului de baza.

Calculul eforturilor n_1 pe structura de baza constituie o problema dificila. Determinarea parametrilor a eforturilor in structura de baza incarcata cu $x_1 = 1$, conduce la expresii deosebit de complicate. Din acest motiv s-a ales o cale numerica in rezolvare.

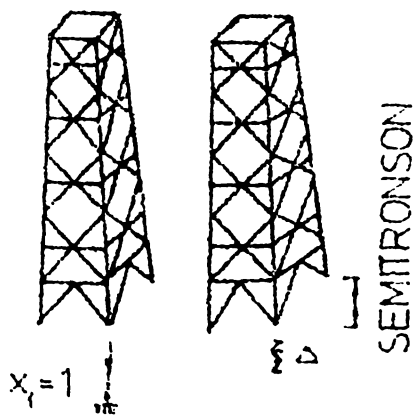


FIG.8.8

In acest sens au fost considerate trei "seturi" de

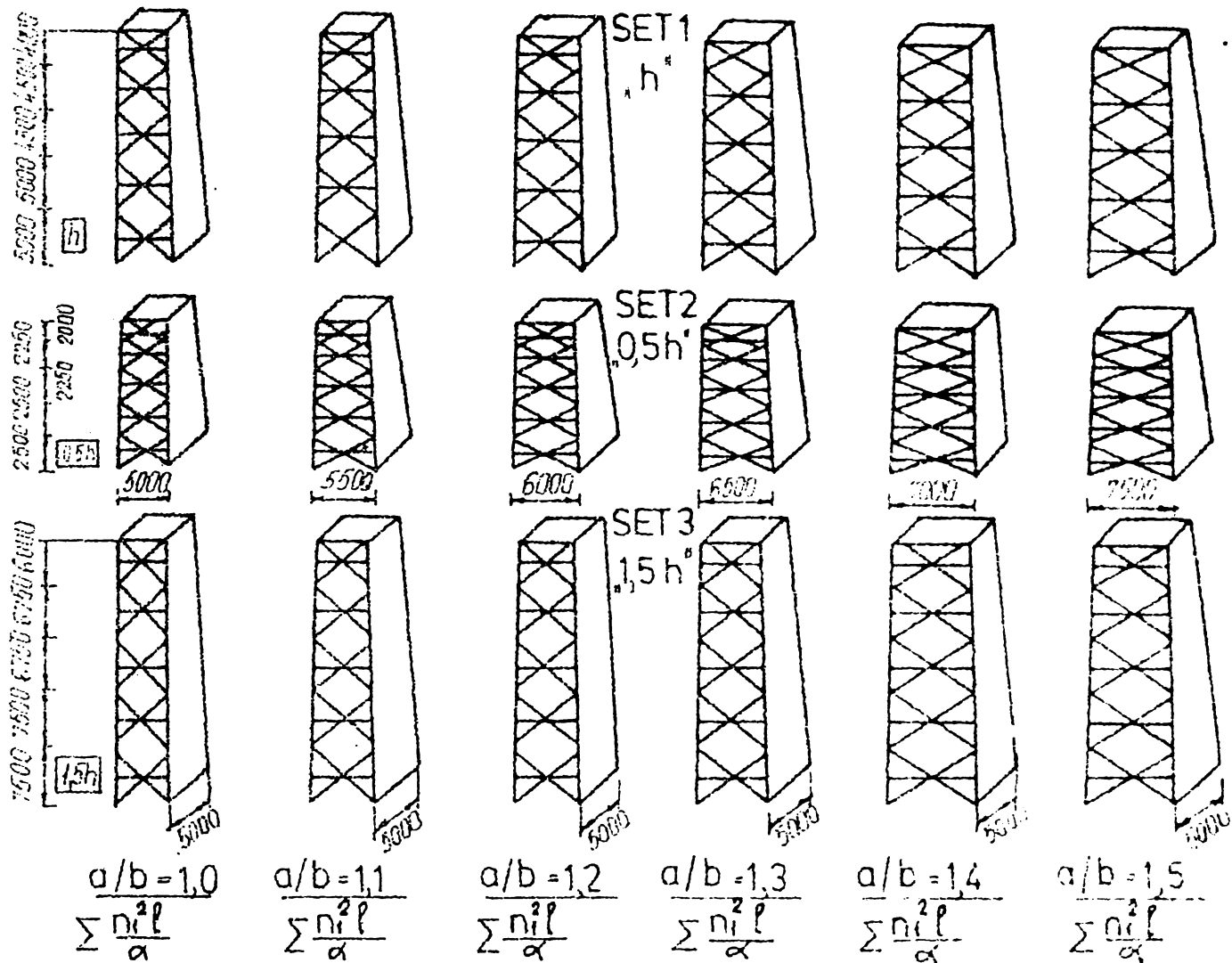


FIG. 8.9

structuri care diferă prin înălțimea tronsoanelor, în cadrul fiecărui set, considerându-se șase stâlpi, pornind de la stâlpul pătrat cu $a/b = 1,0$ și ajungând la stâlpul dreptunghiular cu $a/b = 1,5$ (fig. 8.9). Același set de structuri s-a considerat și pentru cazul stâlpilor cu semitranson la partea interioară. (fig. 8.10).

Folosind parametrul arătat și efectuând un număr de 50 de rulări, s-au determinat eforturile în structura de pară, încărcată cu $X_1 = 1$, pentru fiecare stâlp din cele de 6 x 3 seturi, suma de tip (8.2.) calculându-se pentru fiecare stâlp din seturile considerate, numeric - tabelar (ex. pentru stâlpul cu $a/b = 1,1$ și $1,4$ - Tab. 8.1).

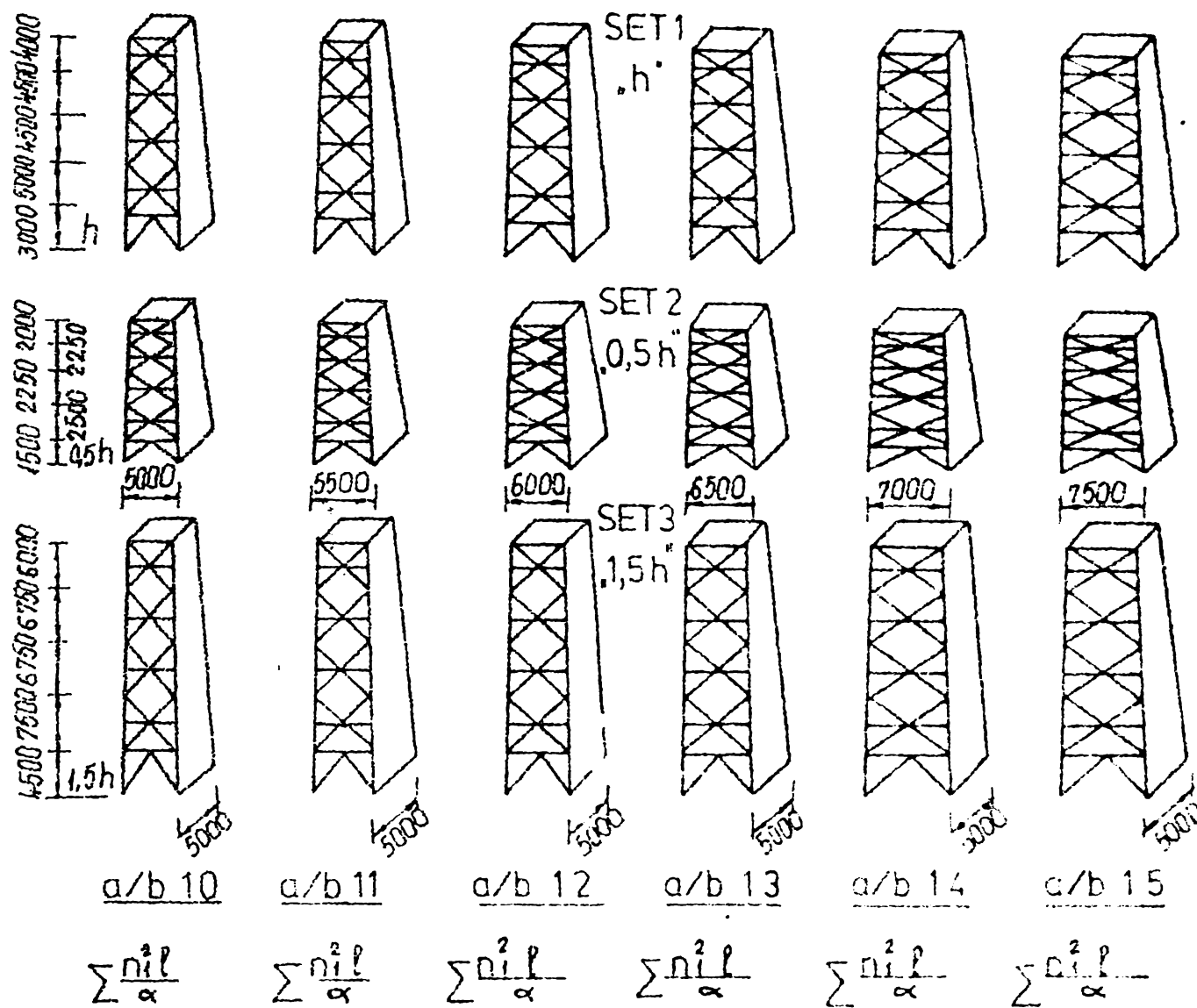


FIG.8.10

8.5. Reprezentarea rezultatelor finale

Pornind de la relația (8.4) rezultatele sînt reprezentate grafic, considerînd pe abscisă raportul a/c , iar pe ordonată valoarea X_1 , reprezentînd chiar reacțiunea verticală din reazemul în care se produce tasarea (fig.8.11). Rezultatele urmează atît determinarea noii stări de eforturi în suprastructură (în special în tronsonul sau semitronsonul de tîrnă), cît și a noii situații de încărcare a fundațiilor. Rezultatele finale în barele structurii vor fi de forma :

$$N = N^0 + n_1 X_1 = n_1 X_1 \quad (8.5)$$

Pentru setul de stîlpi analizați cu un tronson în partea inferioară, eforturile n_1 se dau lateral (tat.8.2), iar

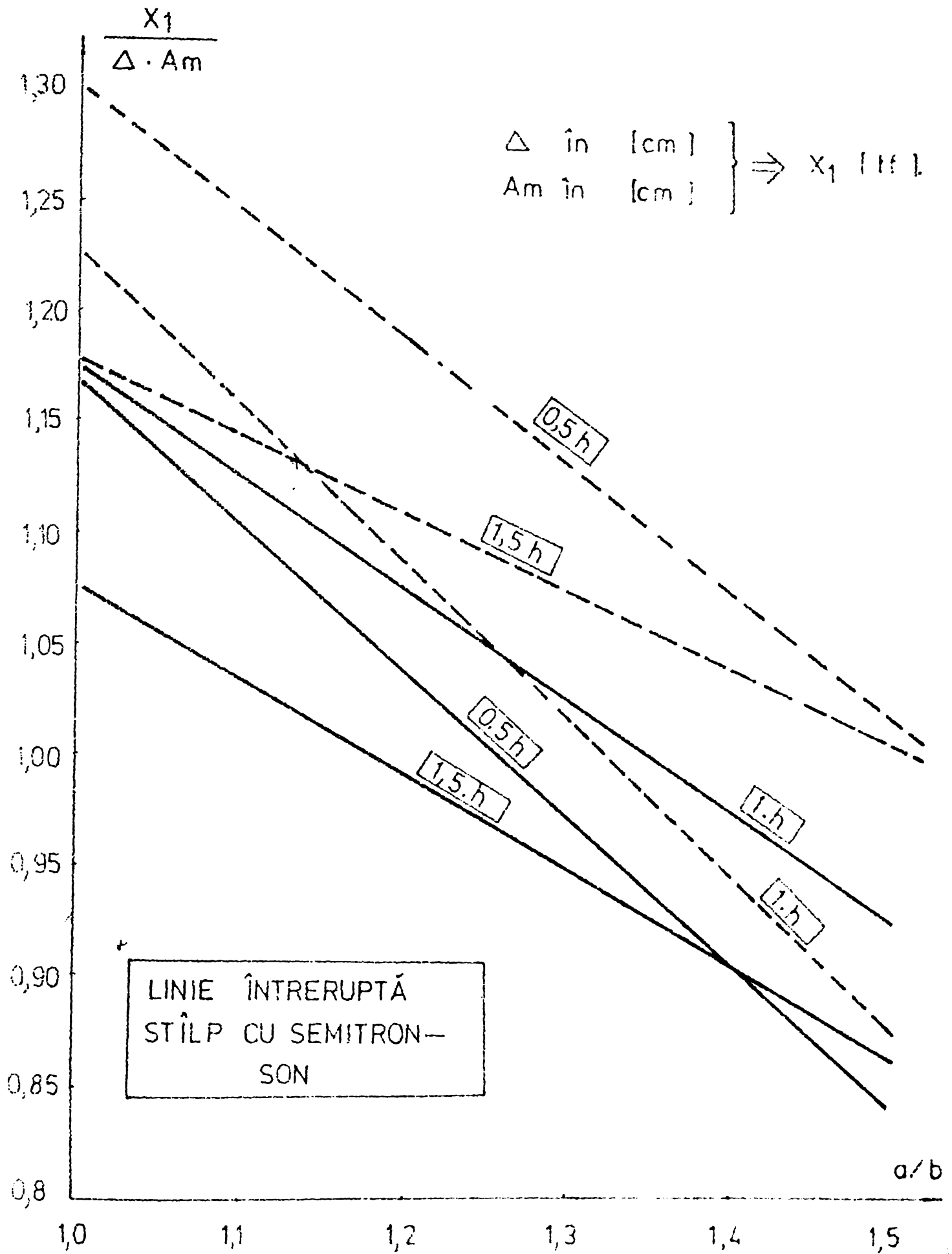


FIG. 8.11

TABELUL 8.1

STÎLP CU A/B = 1,1 ȘI 1H

TRONȘ.	BARA	BARE IDENT.	n daN	l cm	A cm ²	$\frac{n \cdot l}{A}$
1	Montanți inferiori	4	625	258	1,0	100.781.250
	Diagonale inferioare față „a”	4	274	377	0,4	70.759.130
	Diagonale inferioare față „b”	4	262	359,1	0,4	61.525.150
	Montanți superiori	4	626	242,6	1,0	95.069.117
	Diagonale super. față „a”	4	135	353,4	0,4	16.101.787
	Diagonale super. față „b”	4	129	336,8	0,4	13.795.328
	Contravîntuire	4	135	359,9	0,3	21.863.925
2	Montanți inferiori	4	224	259,5	1,0	13.020.672
	Diagonale infer. față „a”	4	152	365,1	0,4	21.088.175
	Diagonale infer. față „b”	4	145	349,1	0,4	18.349.588
	Montanți superiori	4	224	241,1	1,0	12.097.438
	Diagonale super. față „a”	4	54	339,5	0,4	2.474.955
	Diagonale super. față „b”	4	52	324,6	0,4	2.194.296
	Contravîntuire	4	92	335,7	0,3	9.471.223
3	Montanți inferiori	4	66	232,9	0,9	1.127.236
	Diagonale infer. față „a”	4	58	333,7	0,4	2.906.417
	Diagonale infer. față „b”	4	56	318,5	0,4	2.497.040
	Montanți superiori	4	66	217,6	0,9	1.053.184
	Diagonale super. față „a”	4	17	311,4	0,4	224.998
	Diagonale super. față „b”	4	16	297,3	0,4	190.272
	Contravîntuire	4	39	312,6	0,3	1.584.882

$\Sigma = 468.175.940$

$\delta_{11} = 4 \cdot \Sigma = 1.872.703.700$

EFORTURILE n_1 [daN]

TABELUL 8.2

h	TRONS.	BARA	RAPORTUL LATURILOR					
			1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
0,5	1	Montant	796	806	816	825	834	842
1,0			610	626	641	656	670	684
1,5			495	508	521	535	549	561
0,5		Diagonală fața „a”	227	233	239	244	249	254
1,0			272	274	276	278	279	280
1,5			301	302	303	304	305	305
0,5		Diagonală fața „b”	227	216	206	197	188	180
1,0			272	262	251	241	231	221
1,5			301	293	285	277	269	261
0,5		Contra- vintuire	69	64	60	55	50	45
1,0			138	135	130	125	121	116
1,5			152	152	152	151	149	147
0,5		„a” Diagonală superioară	165	173	181	188	195	203
1,0			128	135	141	147	153	159
1,5			101	106	111	116	121	126
0,5	„b” Diagonală superioară	165	160	156	152	148	144	
1,0		128	128	128	127	127	125	
1,5		101	103	104	105	107	108	
0,5	2	Montant	463	482	500	517	534	549
1,0			210	224	240	257	274	292
1,5			127	134	142	150	160	170
0,5		„a” Diagonală interioară	185	195	204	212	221	229
1,0			145	152	159	167	174	178
1,5			116	121	126	131	137	142
0,5		„b” Diagonală inferioară	185	181	179	172	168	164
1,0			145	145	145	145	144	143
1,5			116	117	119	121	122	123
0,5		Contra- vintuire	84	80	77	73	69	65
1,0			89	92	94	95	96	95
1,5			63	67	70	73	77	80
0,5		„a” Diagonală superioară	113	123	133	143	153	163
1,0			49	54	59	65	70	76
1,5			28	30	33	36	39	42
0,5	„b” Diagonală superioară	113	114	115	116	117	117	
1,0		49	52	54	57	59	61	
1,5		28	30	31	33	35	36	

TABELUL 6.3

REAȚIUNILE h_x și h_y [daN]							
0,5	h_x	256	247	238	230	223	216
1,0		214	207	200	193	186	180
1,5		179	175	170	165	162	157
0,5	h_y	256	272	285	299	312	324
1,0		214	228	240	251	261	269
1,5		179	192	203	213	222	230

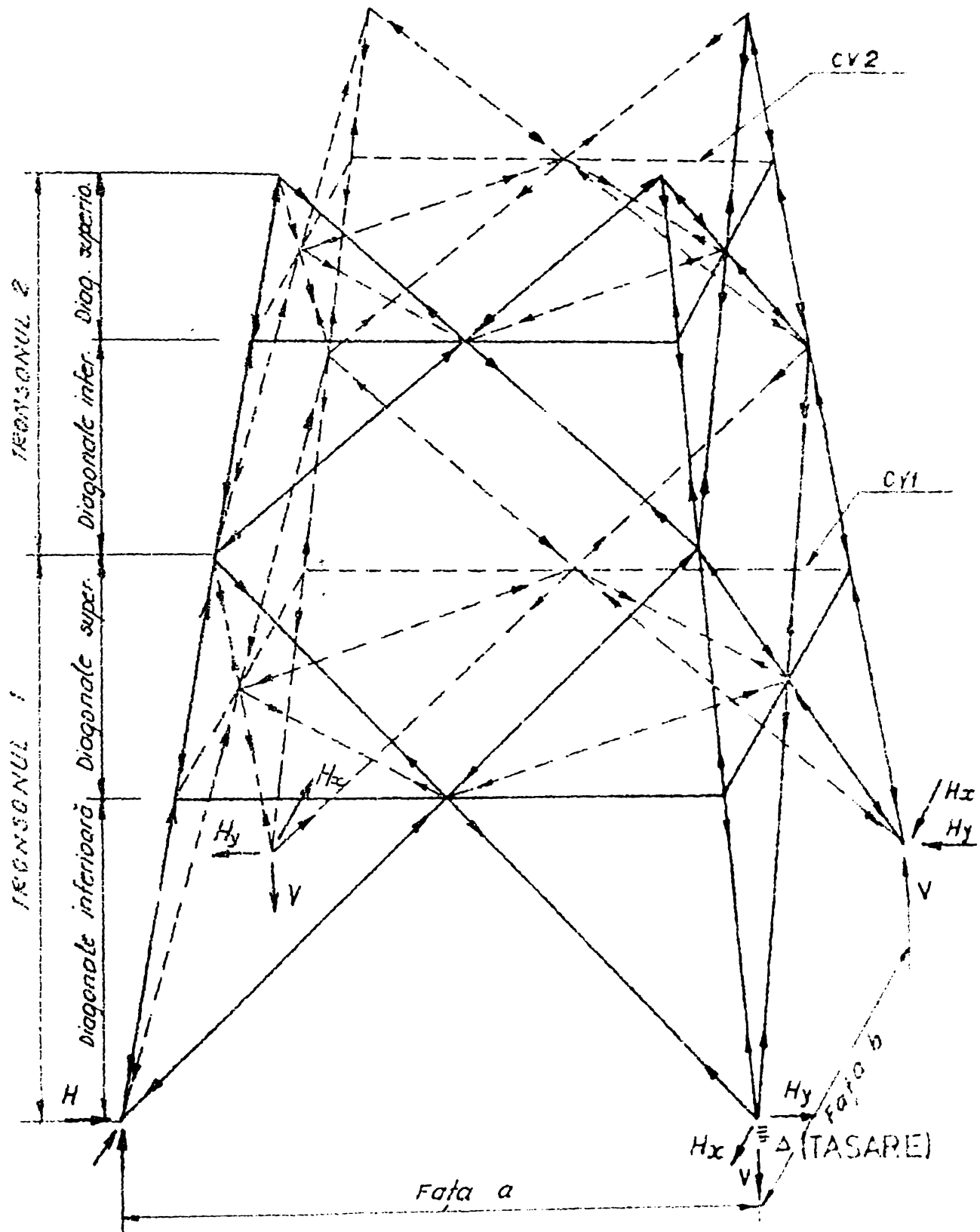


FIG. 8.12

sensurile lor rezultă din figura 8.12. Reacțiunile finale pe

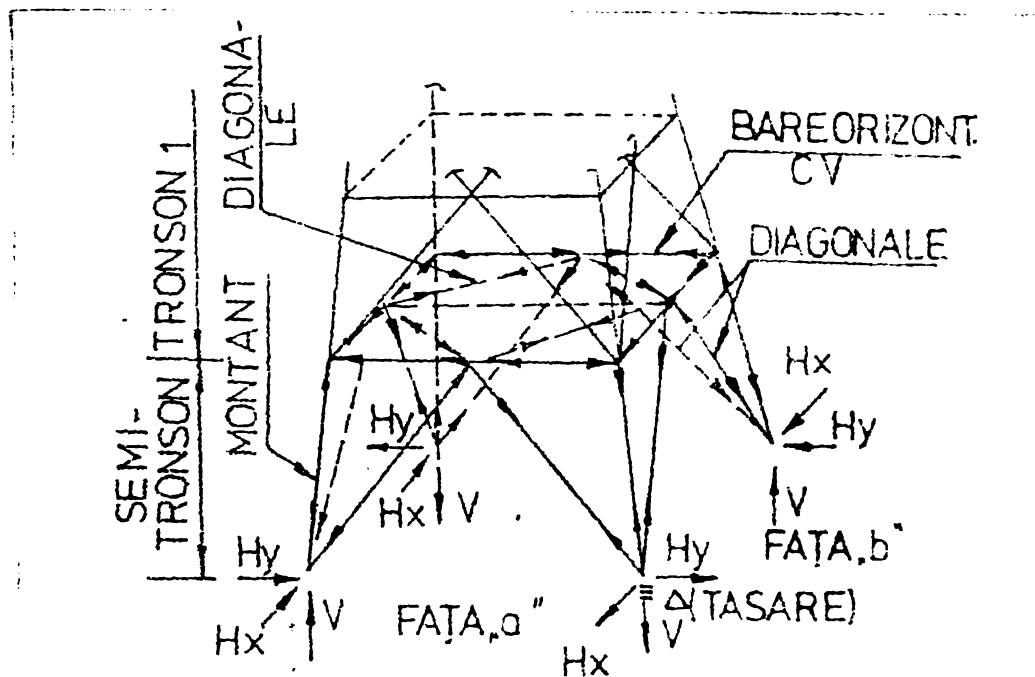


FIG. 8.13

fundații se vor determina în felul următor :

$$\begin{cases} V = V_0 + v_1 X_1 = v_1 x_1 = X_1 \\ H_x = H_x^0 + h_x X_1 = h_x X_1 \\ H_y = H_y^0 + h_y X_1 = h_y X_1 \end{cases} \quad (8.6)$$

Valorile h_x și h_y se extrag din tabelul 8.3. iar sensurile lor se aleg în conformitate cu figura 8.12.

Pentru situația cu semitranson la partea inferioară a stîlpului se va proceda similar. Valoarea eforturilor n_1 și a reacțiunilor rezultă din tabelule 8.4 și 8.5 și figura 8.13.

Observație : Pentru înălțimi ale tronsoanelor diferite față de cele considerate se va interpola liniar.

EFORTURILE		SEMIRONSON [daN]						TABELUL 8.4	
h	TRONS	BARA	RAPORTUL LATURILOR a/b						
			1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	
0,5	SEMIRONSON	MON-TANT	800	811	821	830	839	847	
1,0			621	635	648	662	675	689	
1,5			525	535	546	557	569	581	
0,5		DIAGONALE FATA "a"	223	229	234	239	243	247	
1,0			264	264	270	272	274	275	
1,5			283	285	287	288	290	291	
0,5		DIAGONALE FATA "b"	223	212	202	192	184	176	
1,0			263	254	245	236	227	218	
1,5			283	276	270	263	257	250	
0,5		DIAGONALE	80	77	74	72	69	67	
1,0			114	112	99	109	107	104	
1,5			116	117	117	117	117	117	
0,5		BARE ORIZONTE FATA "a"	141	150	158	165	171	178	
1,0			102	111	119	126	133	139	
1,5			70	78	85	92	98	105	
0,5	BARE ORIZONTE FATA "b"	141	136	131	127	122	118		
1,0		102	100	99	97	95	92		
1,5		70	71	71	71	70	70		

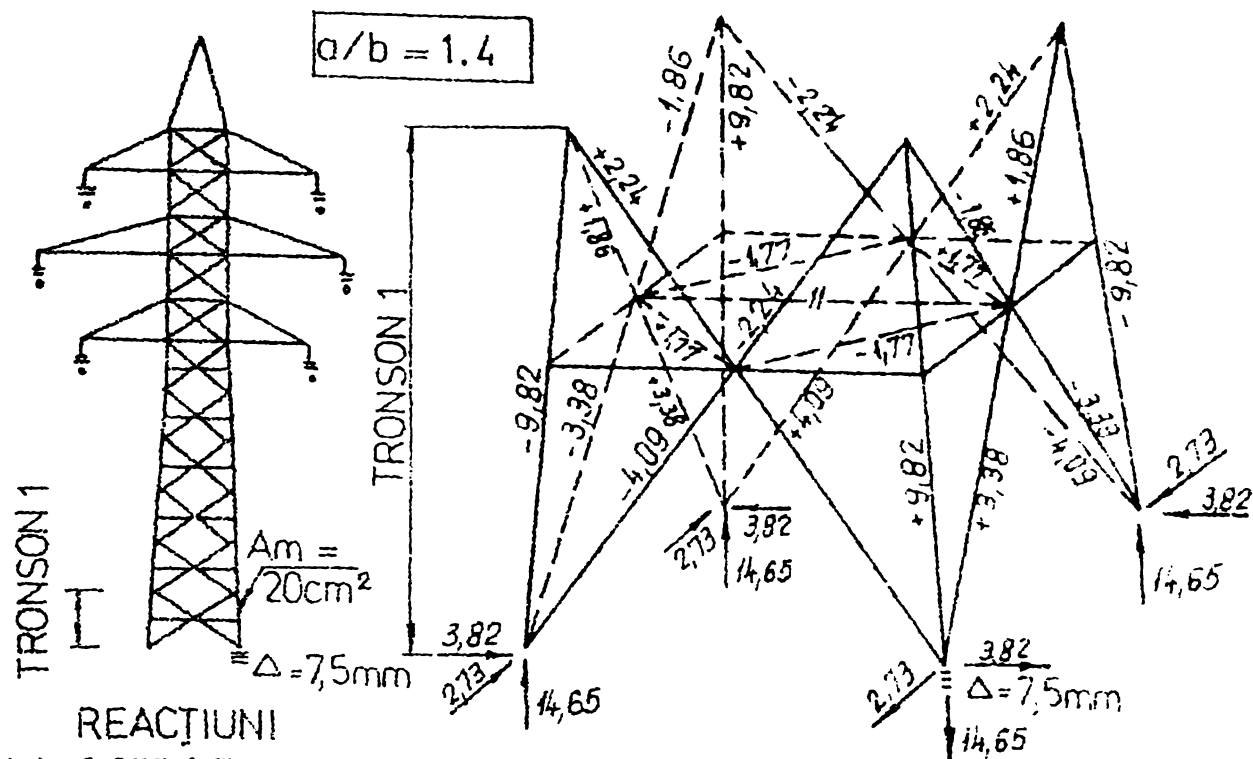
REACTIONILE		h_x si h_y [daN]				TABELUL 8.5	
0,5	h_x	271	262	253	245	238	231
1,0		216	210	204	197	191	185
1,5		173	170	167	163	160	155
0,5	h_y	271	288	304	319	333	347
1,0		216	239	246	257	268	278
1,5		173	187	200	212	224	234

8.6. Exemple de calcul

S-au considerat doi stâlpi de susținere: un stâlp cu un tronson la partea inferioară și cu raportul laturilor $a/b = 1,4$ (fig.8.16) și un stâlp cu $a/b = 1,3$ și cu un semironson la partea inferioară (fig.8.17). Eforturile și reacțiile se determină cu ajutorul figurii 8.11 și a tabelului 8.4 și 8.5.

8.7. Concluzii

- Metoda propusă este simplă și ușor aplicabilă în practică. Mărimea Δ este cunoscută.
- Procedul expus se referă numai la stâlpi cu secțiune constantă



REACTIONS

$$V = X \cdot 0,977 \cdot 0,75 \cdot 20 = 14,65 \text{ tf}$$

$$H_x = h_x \cdot X = 0,186 \cdot 14,65 = 2,725 \text{ tf}$$

$$H_y = h_y \cdot X = 0,261 \cdot 14,65 = 3,824 \text{ tf}$$

MONTANT

$$M = 0,67 \cdot 14,65 = 9,82 \text{ tf}$$

DIAG. CV

$$CV = 0,121 \cdot 14,65 = 1,77 \text{ tf}$$

DIAGONALE

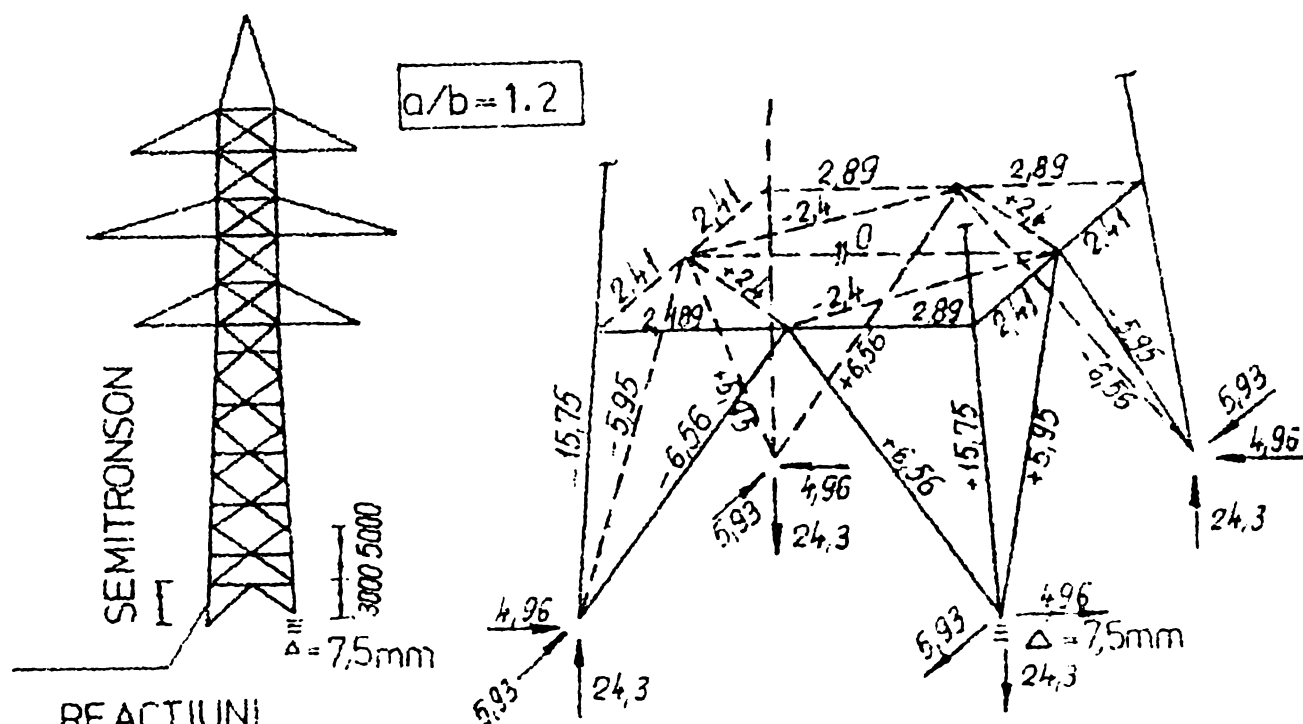
$$D_{inf}^a = 0,279 \cdot 14,65 = 4,09 \text{ tf}$$

$$D_{inf}^b = 0,231 \cdot 14,65 = 3,38 \text{ tf}$$

$$D_{sup}^a = 0,153 \cdot 14,65 = 2,24 \text{ tf}$$

$$D_{sup}^b = 0,127 \cdot 14,65 = 1,86 \text{ tf}$$

FIG.8.16



REACTIONS

$$V = X = 1,08 \cdot 0,75 \cdot 30 = 24,3 \text{ tf}$$

$$H_x = h_x \cdot X = 0,204 \cdot 24,3 = 4,96 \text{ tf}$$

$$H_y = h_y \cdot X = 0,244 \cdot 24,3 = 5,93 \text{ tf}$$

MONTANT

$$M = 0,648 \cdot 24,3 = 5,93 \text{ tf}$$

DIAGONALE

$$D^a = 0,270 \cdot 24,3 = 6,56 \text{ tf}$$

$$D^b = 0,245 \cdot 24,3 = 5,95 \text{ tf}$$

DIAGONALE CV

$$D_w = 0,099 \cdot 24,3 = 2,41 \text{ tf}$$

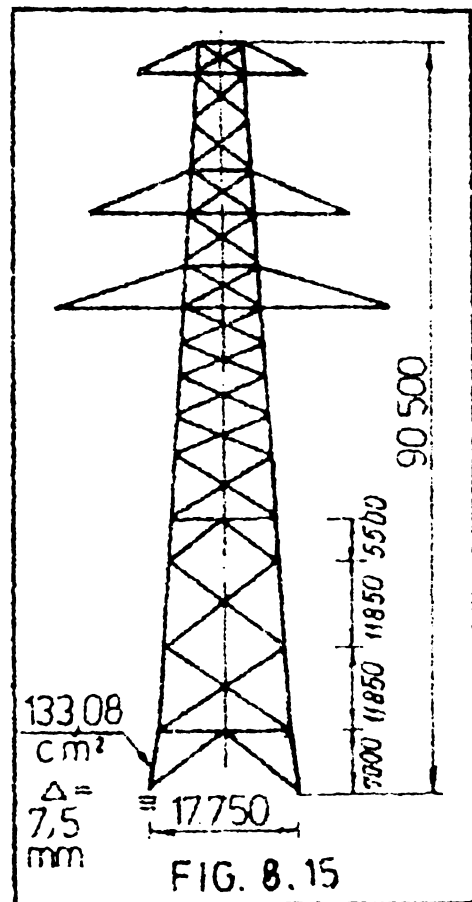
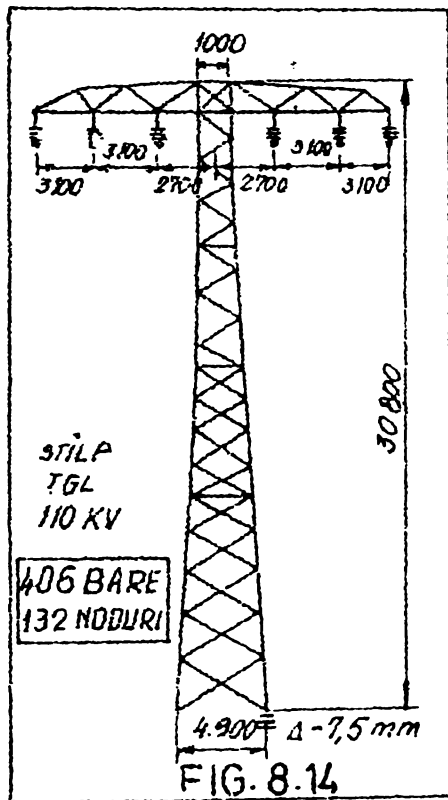
BARE ORIZONT

$$H^a = 0,119 \cdot 24,3 = 2,89 \text{ tf}$$

$$H^b = 0,099 \cdot 24,3 = 2,41 \text{ tf}$$

FIG.8.17

- Valorile eforturilor produse de o tasare megala sînt considerabile. Astfel pentru un stîlp de 110 KV (straducut în RDG în conformitate cu normele TGL - Fig.8.14) și pentru un stîlp de traversare a Dunării (fig.8.15), s-au determinat eforturile în suprastructura stîlpilor cu un program de calcul și s-au comparat cu rezultatele obținute prin metoda propusă. Rezultatele se dau în tabelul 8.6. Se observă o bună concordanță între valori.



TAB. 8.6

	STILP TGL Δ = 7,5mm		STILP TRAVERS. Δ = 7,5	
	MET. PROP.	PROGR. AUT.	MET. PROP.	PROGR. AUT.
REACT. VER. V [tf]	18,797	16,033	120,4	117,4
EFORT MONT. M [tf]	15,714	15,065	75,6	72,1

CAPITOLUL 9

STABILITATEA MONTANTILOR ALCATUITI LINTE-G CONCORD, CU REZEMARE ALTERNANTA, LA STILPIL METALICI AI LINIILOR ELECTRICE AERIENE.

9.1. Introducere

Așezarea alternantă a diagonalelor la stâlpii metalici ai liniilor electrice aeriene conduce la avantaje din punct de

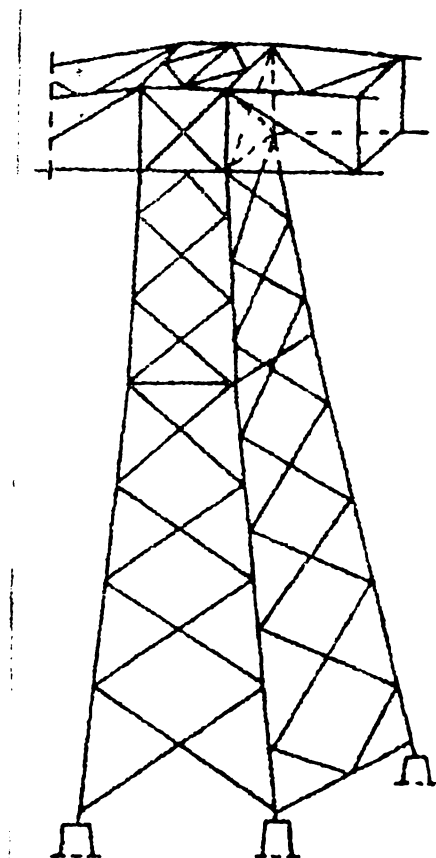


FIG. 9.1

TABELUL 9.1

EFORTUL ADMISIBIL AL UNUI MONTANT							
$L = 210 \text{ cm} ; \sigma_a = 1600 \text{ daN/cm}^2$							
DISPUNERE- REA DIAGON.	PROFILUL	ARIA [cm ²]	RAZA DE GIRATIE [cm]	ZVELT. λ	COEF DE FLAMB. ω^2	N [t]	δ %
CONCORD.	L120x120x10	23.2	2.36 (i _v)	89	1.69	21.96	25
ALTERN.	L120x120x10	23.2	3.67 (i _x)	57	1.27	29.23	
CONCORD.	L160x160x12	37.4	3.17 (i _v)	66	1.55	44.0	15
ALTERN.	L160x160x12	37.4	4.94 (i _x)	43	1.16	51.59	

vedere static și constructiv. Astfel capacitatea portantă a piciorului stîlpului la compresiune crește cu 25 - 35 [4]. Constructiv, realizarea unor noduri plane simplifică execuția. Diagonalele sînt dispuse în două fețe paralele alternant, primul panou sub consolă avînd o alcătuire în K (de regulă, panoul situat în peretele normal pe aliniament).

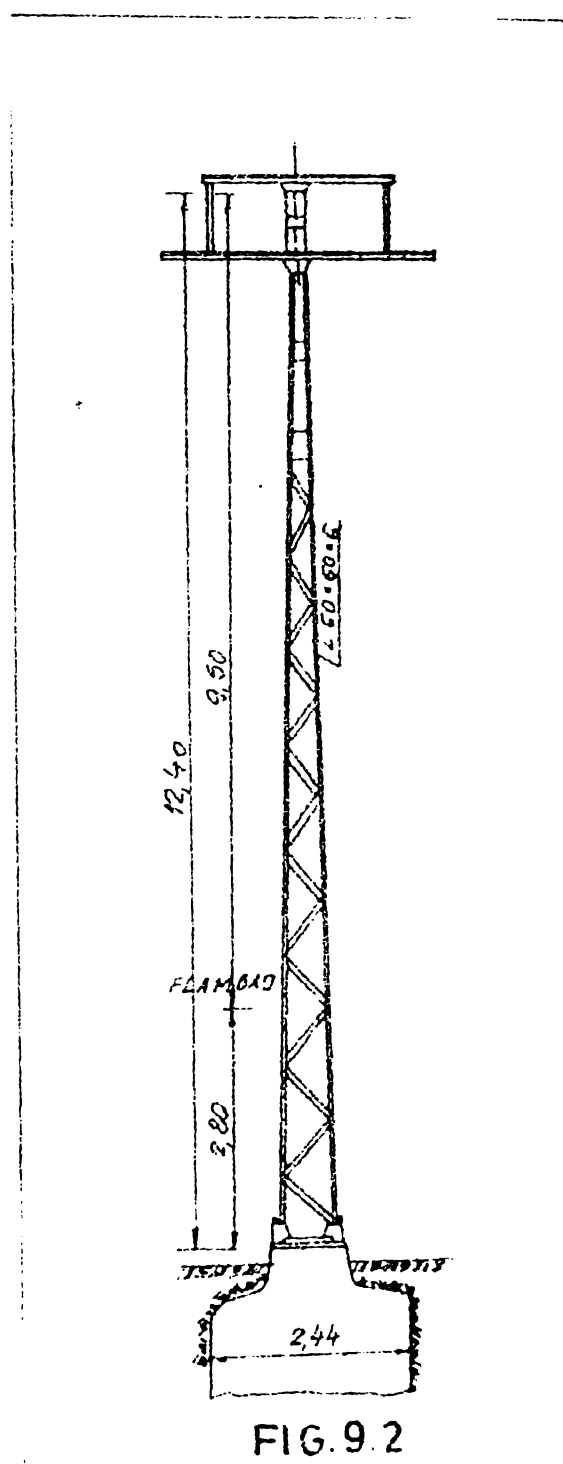


FIG. 9.2

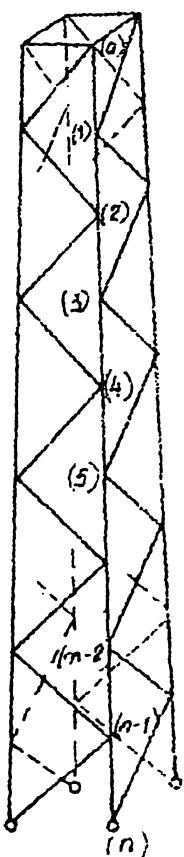
În majoritatea cazurilor, montantul este alcătuit dintr-o cornieră cu aripi egale; problema cea mai importantă constă în determinarea încărcării critice, respectiv a limitării, de flambaj.

Ținînd seama de amploarea liniilor electrice, de cantitatea mare de oțel pusă în operă, de faptul că greutatea lin-

ganere este tipică stîlpilor liniilor electrice aeriene, com-
portarea unei corniere rezemate alternant în două planuri, a
constituit o preocupare mai veche. Astfel încercările efectua-
te la scară naturală, pînă la ruper [58] asupra unui stîlp
cu o înălțime de 13 m (fig.9.2), au pus în evidență complexi-
tatea fenomenului, flambajul producîndu-se spațial.

9.2. Soluția teoretică a problemei

Determinarea încărcării critice, respectiv a lungimii de
flambaj, conduce la o problemă de stabilitate spațială. Soluția
teoretică riguroasă a fost dată de K. Girkmann [59], care a
făcut următoarele ipoteze :



Secțiunea

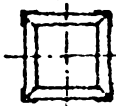


FIG. 9.3

a) Eforturile axiale în picioa-
re sînt variabile diferind de la panou
la panou, $P_1 : P_2 : \dots : P_n$. Raportul
eforturilor nu se modifică în timpul
flambajului ;

b) Lungimea l a montantului es-
te împărțită în n panouri egale,
 $l = n \cdot l$; diagonalele sînt prinse arti-
culat de montant (fig.9.3) ;

c) Stabilitatea generală a
stîlpului este asigurată ; efectul
răsucirii se neglijează ;

d) Axă z a sistemului de coor-
donate coincide cu axa barei, axele
x și y sînt paralele cu pereții mon-
tantului ; se introduce și sistemul
u v z , axele u și v , fiind axele
de inerție principale ale profilului.

În fig.9.4 este reprezentat
schematic montantul cu diagonalele
respective, forțele Q_1, Q_2, \dots con-
stituind diferențele $Q_1 = P_1, Q_2 = P_2 - P_1,$
 \dots etc. Deplasarea posibilă a nodu-
rilor este indicată prin săgeți (desenată punctat).

Determinarea deformațiilor u și v , conduce la tratarea
deformației spațiale a piciorului.

Determinarea deformațiilor u și v , conduce la tratarea
deformației spațiale a piciorului.

Ecuatia de condiție pentru v are expresia :

$$EI_v \frac{dv^2}{dz^2} + M_v = 0 \quad (9.1)$$

In secțiunea Z_i a panoului i săgeata după axa u se notează u_i și momentul M_v are valoarea :

$$M_v = (P_1 + R_1 + \dots + R_{i-1})u_i - (R_1u_1 + R_2u_2 + \dots + R_{i-1}u_{i-1} - [B_0(i-1)l + B_1(i-2)l + \dots + B_{i-2}l] - [B_0 + B_1 + \dots + B_{i-1}] \cdot z_i) \quad (9.2)$$

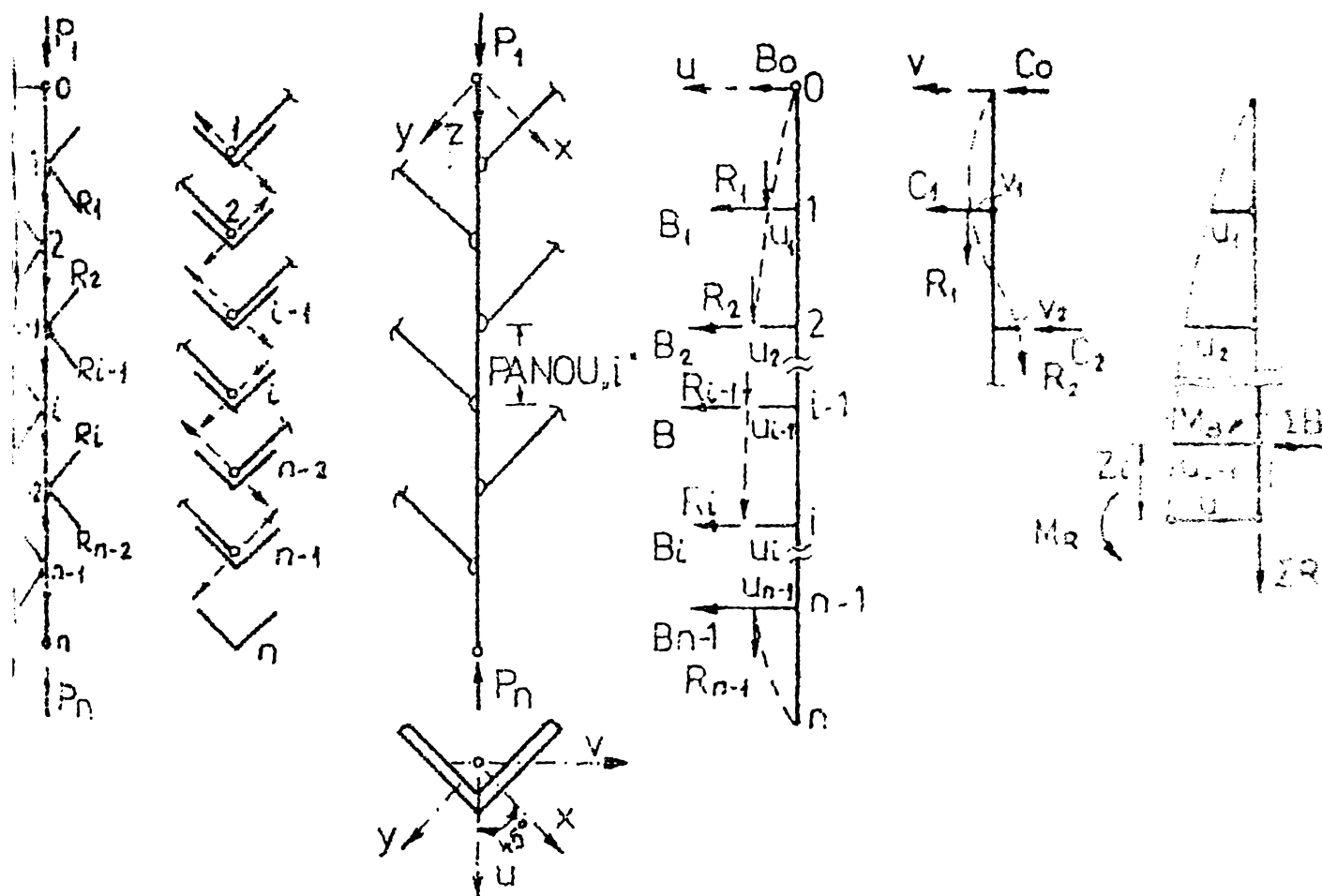


FIG. 9.4

Condițiile de margine raportate la sistemul xyz vor fi

- la capete $z = 0$ } $x = y = 0$
- $z = L$ }
- pentru reazemele intermediare de număr i
- $z = (2i-1) \cdot l \rightarrow y = 0$
- pentru reazemele intermediare de număr i
- $z = 2i \cdot l \rightarrow x = 0$

unde $i = 1, 2, 3, \dots$

Raportând condițiile de margine la sistemul u, v, z (cu 45°) avem:

$$x = \frac{1}{\sqrt{2}} (u + v) \quad (9.6)$$

$$y = \frac{1}{\sqrt{2}} (-u + v)$$

În consecință pentru

$$\left. \begin{aligned} z = 0 \text{ și } z = L \quad u = v = 0 \\ z = (2i-1) \cdot l ; y = 0 = u = v \\ z = z_i \cdot l ; x = 0 = u = -v \end{aligned} \right\} \quad (9.7)$$

Din ecuația de echilibru a unui nod rezultă, pentru :

$$\left. \begin{aligned} z = (2i-1) \cdot l \quad B_x = B + C = 0 \\ z = 2i \cdot l \quad B_y = B - C = 0 \end{aligned} \right\} \quad (9.8)$$

Scriind o ecuație de moment în raport cu punctul de rezemare inferior, avem :

$$\begin{aligned} & \left[n \cdot l \cdot E_0 + (n-1) \cdot l \cdot B_1 + (n-2) \cdot l \cdot B_2 + \dots + l \cdot B_{n-1} \right] + \\ & + \left[R_1 u_1 + R_2 u_2 + \dots + R_{n-1} + U_{n-1} \right] = 0 \\ u B_0 = & - \left[(n-1) B_1 + (n-2) B_2 + \dots + B_{n-1} \right] - \left[R_1 \frac{U_1}{l} + \right. \\ & \left. R_2 \frac{U_2}{l} + \dots + R_{n-1} \frac{U_{n-1}}{l} \right] \quad (9.9) \end{aligned}$$

respectiv

$$\begin{aligned} u C_0 = & - \left[(n-1) C_1 + (n-2) C_2 + \dots + C_{n-1} \right] - \left[R_1 \frac{V_1}{l} + R_2 \frac{V_2}{l} + \dots + \right. \\ & \left. R_{n-1} \frac{V_{n-1}}{l} \right] \quad (9.10) \end{aligned}$$

Se admite, în continuare pentru fibra medie deformată următoarea relație :

$$\begin{aligned} u = & D_1 \sin z_i \omega_i + D_2 \cos z_i \omega_i + \frac{1}{P_i} (R_1 U_1 + R_2 U_2 + \dots + \\ & R_{i-1} U_{i-1}) + \frac{1}{P_i} (B_0 (i-1) + B_1 (i-2) + \dots + B_{i-2} + \\ & \frac{z_i}{P_i} [B_0 + B_1 + \dots + B_{i-1}]) \quad (9.11) \end{aligned}$$

unde s-a notat $\omega_i = \sqrt{\frac{P_i}{E I_v}}$

O ecuație similară se poate scrie și pentru v . Constantele de integrare se determină cu ajutorul condițiilor de margini. Necunoscutele sînt $n-1$ deformații u , $n-1$ deformații v și forțe de fixare B și a forțe de fixare C .

Sistemul de ecuații se poate reduce la $2(n-1)$ necunoscute introducând condițiile de margine de mai sus, ex. $B_1, B_2 \dots$ și $u_1, u_2 \dots$

Exprimând continuitatea fibrei medii deformată, în toate punctele intermediare $z = i \cdot l$, avem :

$$\left(\frac{du}{dz}\right)_{\text{PANOUL } i} = \left(\frac{du}{dz}\right)_{\text{PANOUL } i+1} \quad (9.12)$$

$$\left(\frac{dv}{dz}\right)_{\text{PANOUL } i} = \left(\frac{dv}{dz}\right)_{\text{PANOUL } i+1}$$

Se obțin astfel $2(n-1)$ ecuații liniare omogene. Pentru ca sistemul să admită soluții diferite de zero determinantul sistemului trebuie să fie egal cu zero.

Admițând anumite rapoarte impuse pentru $\frac{P_1}{P_n} : \frac{P_2}{P_n} \dots$

se obține astfel o relație pentru P_n ; soluția cu valoarea cea mai mică reprezintă chiar $P_{n \text{ cr}}$.

Scriind expresia forței critice sau forma

$$P_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 E I_v}{(\mu s)^2} \quad (9.13)$$

unde $s = 2l$, iar μ un multiplicator al lungimii de flambaj se dau în continuare valorile lui μ , determinate de Girkmann, pentru cezuri diferite ale raportului eforturilor și un număr de panouri diferite, .

Tabelul 9.3.

n = 2 (panouri)		
$P_1 = P_2$	$\mu =$	0,65
$P_1 : P_2 = 19 : 20$	$\mu =$	0,64
$P_1 : P_2 = 9 : 10$	$\mu =$	0,63
$P_1 : P_2 = 1 : 2$	$\mu =$	0,56

N = 3 (panouri)	
$P_1 = P_2 = P_3$	$\mu = 0,75$
$P_1 : P_2 : P_3 = 8 : 9 : 10$	$\mu = 0,717$
$P_1 : P_2 : P_3 = 1 : 2 : 3$	$\mu = 0,634$
n = 4 (panouri)	
$P_1 = P_2 = P_3 = P_4$	$\mu = 0,69$
n = 5 (panouri)	
$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P_5$	$\mu = 0,75$
$P_1 : P_2 : P_3 : P_4 : P_5 = 6 : 7 : 8 : 9 : 10$	$\mu = 0,69$
$P_1 : P_2 : P_3 : P_4 : P_5 = 1 : 2 : 3 : 4 : 5$	$\mu = 0,64$
n = 6 (panouri)	
$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = P_6$	$\mu = 0,75$

Valorile de mai sus sîi fost determinate pentru $I_u/I_v = 3,868$ valoarea maximă care apare la cornerele cu aripi egale folosite în mod uzual (vezi tab.9.3).

- In concluzie se poate afirma :

- lungimea de flambaj depinde în mod esențial de raportul eforturilor de compresiune din panourile stîlpului și de numărul de panouri.

- în general la stîlpi LFA eforturile de compresiune variază, crescînd spre baza stîlpului. Panoul cu un efort mai mic are un efect favorabil asupra panoului imediat inferior, solicitat mai puternic astfel încît forța critică crește, iar lungimea de flambaj scade.

- pentru un stîlp cu montanți orizontali la două panouri ($n=2$; fig.9.5) multiplicatorul lungimii de flambaj poate fi

*) - In lucrarea [59] s-a considerat $I_u/I_v = 3,933$ (cu cît crește raportul I_{max}/I_{min} , forța critică de flambaj scade ; deci se consideră valoarea maximă a raportului).

TABELUL 9.3

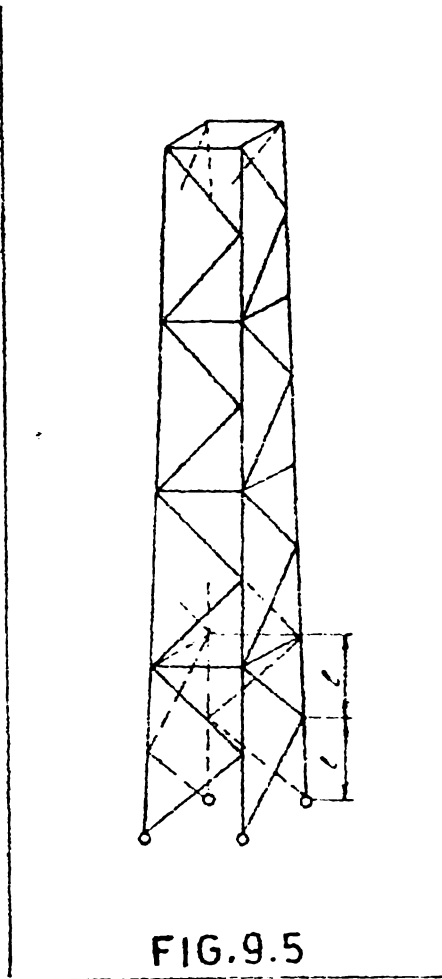
OTEL CORNIER CU ARIPI EGALE STAS 424/71

Profil	Iu/Iv
40 x 40 x 4	3,832
40 x 40 x 9	3,895
45 x 45 x 4	3,820
x 5	3,815
x 6	3,796
50 x 50 x 5	3,833
x 6	3,827
x 7	3,787
60 x 60 x 5	3,828
x 6	3,839
x 8	3,818
x 10	3,723
70 x 70 x 6	3,520
x 7	3,834
x 8	3,822
x 9	3,777
x 10	3,787
80 x 80 x 6	3,831
x 8	3,859
x 10	3,829
90 x 90 x 8	3,852
x 9	3,849
x 10	3,886
x 11	3,818
100 x 100 x 10	3,841
x 12	3,827
120 x 120 x 10	3,853
x 12	3,863
130 x 130 x 12	3,866
x 14	3,843
x 16	3,821
140 x 140 x 12	3,859
x 14	3,852
x 16	3,917
150 x 150 x 14	3,862
x 16	3,862
x 18	3,839
160 x 160 x 12	3,856
x 14	3,856
x 16	3,847
x 18	3,838

Considerat $\mu = 0,65$, ceea ce corespunde valorii obținute cu formula Euler :

Intr-adevăr

$$P_E = \pi^2 \frac{E I_x}{(2 \cdot \ell)^2} ; \text{ egalînd cu } \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(2, \mu \ell)^2} \Rightarrow \mu = 0,64$$



- Pentru cazurile uzuale cu $n \geq 3$ se poate considera în mod acoperitor pentru multiplicatorul lunginii de flambaj valoarea $\mu = 0,75$.

Dacă se consideră constante eforturile pe înălțimea stîlpului se poate aplica metoda energetică (BLEICH), /60/. Se alege pentru proiecțiile deformatei spațiale variații sinusoidale. Astfel avem:

$$\left. \begin{aligned} u &= \sin \psi \frac{z}{\ell} \\ v &= \sin (\pi - \psi) \frac{z}{\ell} \end{aligned} \right\} \quad (9.14)$$

unde:

$$\psi = \frac{i}{n} \pi \quad \text{unde } (i = 1, 2, \dots)$$

Se verifică condițiile de margine :

$$\left. \begin{aligned} z &= 0 \\ z &= \ell \end{aligned} \right\} u = \sin \cdot \frac{i}{n} \cdot \pi \cdot \frac{z}{\ell} = 0 ;$$

$$v = \sin \left(\pi - \frac{i \cdot \pi}{n} \right) \frac{n \cdot \ell}{\ell} = 0$$

pentru $z = (2i-1)\ell \Rightarrow u = v$ deci

$$\sin \psi \cdot \frac{z}{\ell} - \sin \left(\pi - \psi \right) \frac{z}{\ell} = 2 \cos \frac{\pi}{2} \frac{z}{\ell} \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right) \frac{z}{\ell}$$

- pentru $z = 2i \Rightarrow u = -v$, deci (9.15)

$$\sin \psi \frac{z}{\ell} + \sin \left(\pi - \psi \right) \frac{z}{\ell} = 2 \sin \frac{\pi}{2} \frac{z}{\ell} \cdot \cos \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right) \frac{z}{\ell}$$

Deoarece $\sin \frac{\pi}{2} \cdot 2i = 0$ și $\cos \frac{\pi}{2} (2i-1) = 0$ funcțiile (9.14) satisfac condițiile de margine.

Scriind în continuare condiția, ca lucrul mecanic al forțelor exterioare să fie egal cu cel al forțelor interioare, avem

$$L_i = L_e \quad \text{eforturile} \quad (9.16)$$

și scris explicit

$$L_i = \frac{EI_u}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)^2 dz + \frac{EI_v}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right)^2 dz \quad (9.17)$$

$$L_o = \frac{1}{2} P \int_0^L \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right] dz \quad (9.18)$$

Derivatele parțiale au expresiile :

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\psi}{\ell} \cos \psi \frac{z}{\ell} ; \quad \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\psi^2}{\ell^2} \sin \psi \frac{z}{\ell} \quad (9.19)$$

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\pi - \psi}{\ell} \cos(\pi - \psi) \frac{z}{\ell} ; \quad \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = -\left(\frac{\pi - \psi}{\ell} \right)^2 \sin(\pi - \psi) \frac{z}{\ell} \quad (9.20)$$

Înlocuind valorile de mai sus în ecuația (9.15) și integrând, se obține în final

$$L_i = \left[\frac{EI_u}{4} \frac{\psi^4}{\ell^4} + \frac{EI_v}{4} \frac{(\pi - \psi)^4}{\ell^4} \right] L \quad (9.21)$$

$$L_e = \frac{\psi^2 + (\pi - \psi)^2}{\ell^2} \frac{P L}{4} \quad (9.22)$$

respectiv :

$$P = \frac{E \left[I_u \psi^4 + I_v (\pi - \psi)^4 \right]}{\ell^2 \left[\psi^2 + (\pi - \psi)^2 \right]} \quad (9.23)$$

unde $\psi = \frac{i \cdot \pi}{n}$, $i = 1, 2, 3 \dots$

Pentru fiecare valoare a lui i se obține din expresia (9.23) o sarcină de flexiune a cărei valoare minimă P_{cr} urmează să fi

determinată.

În acest sens, avem :

$$\frac{dP}{d\psi} = 0$$

$$I_u \left[2\psi^3(\pi - \psi)^2 + \pi\psi^4 \right] - I_v \left[2\psi^2(\pi - \psi)^3 + \pi(\pi - \psi)^4 \right] = 0$$

Introducând pentru raportul I_u/I_v valoarea 3.868 și rezolvând ecuația de mai sus de gradul 5 se obține în final $\psi = 0,369$

Pentru obținerea sarcinii critice de flambaj, P_{cr} , se va alege valoarea lui ψ , pentru i întreg, cea mai apropiată de 0,369.

Considerând că momentul de inerție minim este notat cu I_v și cu valoarea $I_u/I_v = 3,868$ forța critică poate fi scrisă în final sub forma :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_v}{(2, \mu \ell)^2} = \frac{\pi^2 E I_v}{(\mu \cdot s)^2} \quad (9.24)$$

unde $s = 2 \cdot \ell$ reprezentând distanța între două noduri situate în același plan.

Înlocuind în relația de mai sus (9.23) valorile lui ψ pentru diferite numere de panouri se obțin, în final, valorile multiplicatorilor ; ex, pentru $n = 3$ (panouri $\psi = 1/3$ (valoarea cea mai apropiată de 0,369 π)).

$$P_{cr} = \frac{E \left[I_u \frac{\pi^4}{81} + I_v \left(\frac{2 \cdot \pi}{3} \right)^4 \right]}{\ell^2 \left[\frac{\pi^2}{9} + \left(\frac{2 \cdot \pi}{3} \right)^2 \right]}$$

Cu $I_u = 3,868 I_v$, avem

$$P_{cr} = 17,43 \frac{E I_v}{(2 \cdot \ell)^2} \quad ; \quad \mu = 0,75$$

În continuare se dau valorile calculate după același mod, pentru un număr diferit de panouri.

Tabela 9.4.

Nr. de panouri	2	3	4	5	6	7	8	∞
Multiplicatorul μ	0,64	0,75	0,69	0,75	0,76	0,74	0,75	0,77

Se observă o foarte bună concordanță cu valorileținute de Girkmann.

In fig.9.6. este reprezentată deformata unui montant pentru $n = 6$ panouri.

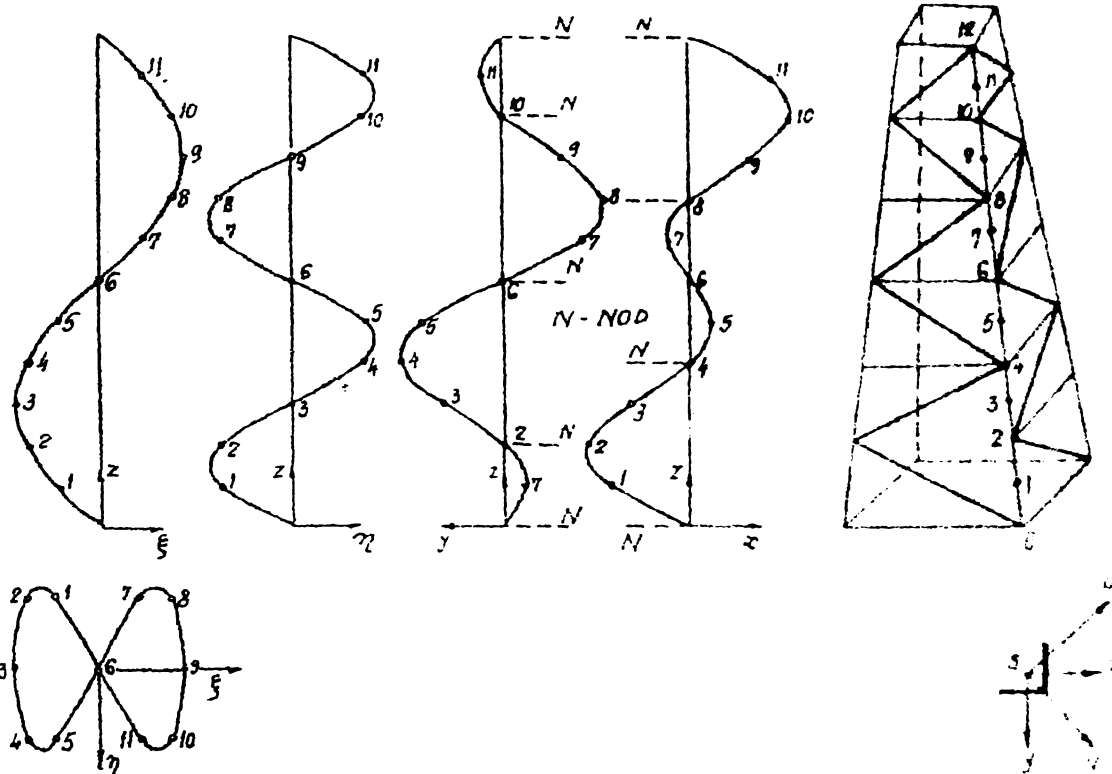


FIG.9.6

In calculele anterioare s-a neglijat efectul răsucirii. Considerând corniera un profil cu pereți subțiri $J_{\text{rot}} \ll J_{\text{flex}}$, s-a reluat problema stabilității montantului cu noduri sistematice, considerând că pierderea stabilității se produce prin încovoiere răsucire.

Notînd forța critică

$$P_{\text{cr}} = \beta^2 \cdot \frac{EI_v}{l^2} \quad (9.29)$$

se dau în continuare valorile coeficientului β pentru trei panouri $n = 3$ și pentru $n = \infty$, în funcție de λ_v și pentru diferite rapoarte între lățimea aripii cornierei și grosimea ei (fig.9.7).

Revenînd la notația anterioară (9.13)

$$P_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 EI_v}{(\mu \cdot l)^2}$$

unde $\nu = 2,1$, în 9.5 se dau valorile multiplicatorului lungimii de flambaj, μ , calculate de J.Djubek pentru raportul între lățimea aripii cornierei și grosimea ei, $b/t = 12$ și pentru $n = \infty$.

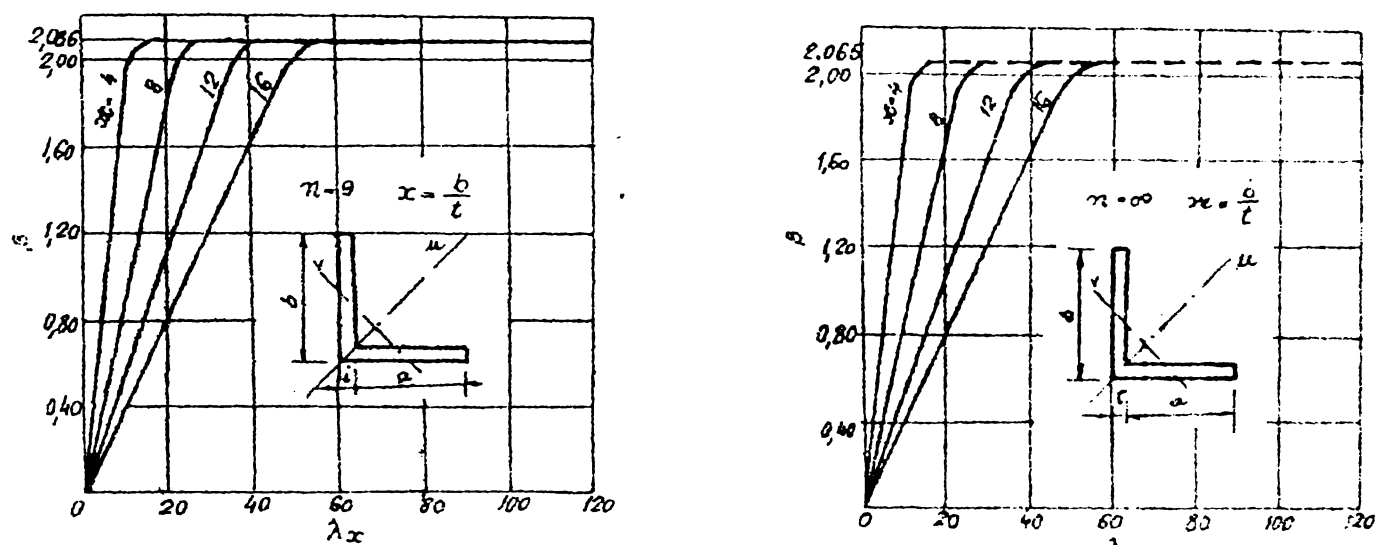


FIG. 9.7

Pentru $\lambda > 80$, se observă o concordanță foarte bună cu valorile calculate anterior de Bleich și Girkmann. În dome-

TABELUL 9.5

$\frac{s}{l_{min}}$	20	40	60	80	100	120	140	160	180
$n=3$	2,76	1,39	0,94	0,77	0,76	0,76	0,76	0,76	0,75
$n=5$	2,76	1,43	0,96	0,78	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
$n \rightarrow \infty$	2,80	1,43	0,96	0,78	0,77	0,76	0,76	0,76	0,76

niul zvelteților reduse $\lambda < 80$, influența răsucirii este importantă, în consecință lungimea de flambaj crește.

Recomandările convenției Europene a Asociațiilor pentru Construcții metalice [64] consideră în mod separat stâlpii metalici LEA, din următoarele motive :

- sînt structurile a căror comportare este cel mai bine cunoscută.

- încărcările diferă, în general, de încărcările celorlalte construcții metalice.

- există numeroase încercări făcute la scară 1:1

În consecință se admit în proiectare, valori mai mari ale eforturilor unitare.

In fig.9.8 se prezintă curbele de flambaj adimensionale recomandate de CECM (pe baza metodei divergenței echilibrului, cu considerarea imperfecțiunilor geometrice și structurale) pentru oțelul cornier cu eripi egale și neegale, laminat sau format la rece, flambajul producându-se după axa minimă de inerție, fără pierderea stabilității locale, în două situații :

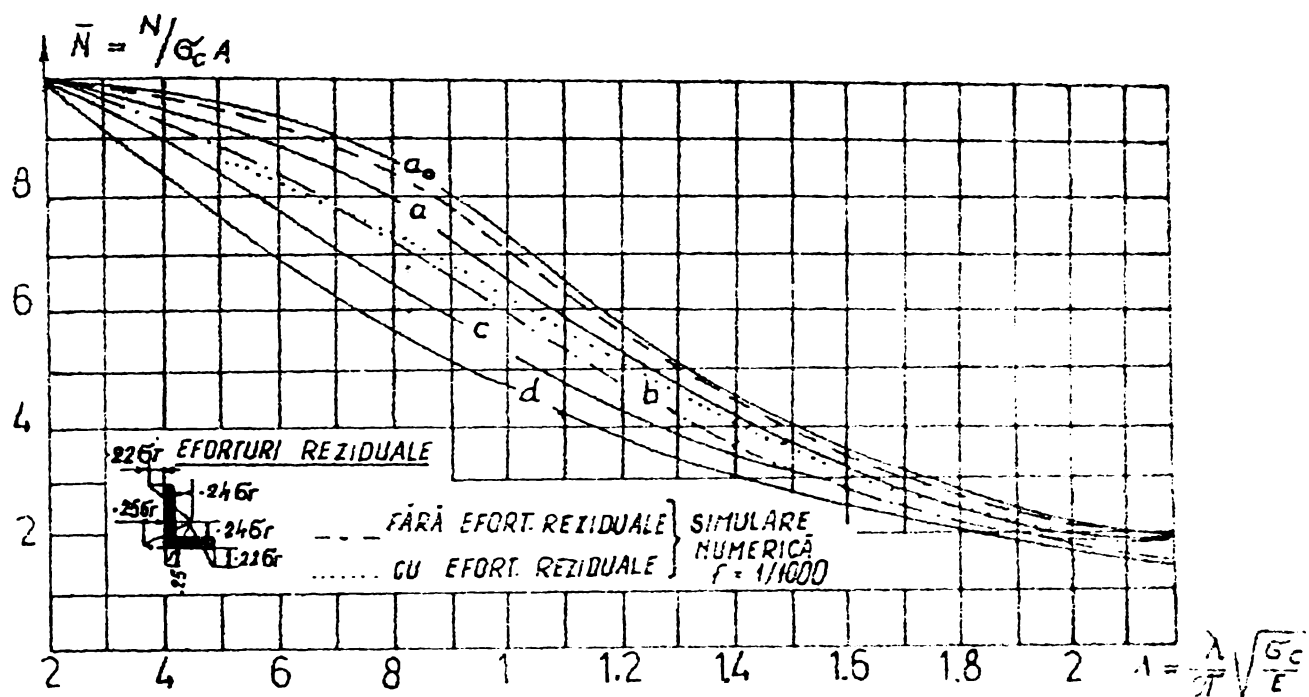


FIG.9.8

a) - imperfecțiunile se reduc la curbura inițială (1:100) din lungimea inițială a barei

b) - ele cuprind și eforturile reziduale

Comparativ sînt reprezentate și curbele a₀, a, b, c și d (curbele a, b, c, au fost adoptate și de STAS 10103/0 - 78). Se specifică că, numeroase rezultate experimentale la scara 1 : 1, executate în SUA pentru elemente din oțel GI 52 și la vitezi $\lambda = 40 - 100$, se înscriu pe curba a a oțelurilor superioare cu $\sigma_c \geq 43 \text{ KN/cm}^2$, adoptate și de norma STAS [10]. Într-adevăr curbura inițială a cornierii favorizează comprimarea din încovoiere a regiunii din jurul joncțiunii, așezării fibră extremă prezintă modulul maxim de rezistență. În raport cu axa minimă a secțiunii transversale, tensiunea reziduală fiind de întindere (fig.9.9) [71].

Fig. 9.9. Mărimea și distribuția tensiunilor reziduale de întindere

de factori tehnologici și de forma și dimensiunile secțiunii transversale. În cazul profilelor laminate factorii tehnologici se referă la modul de răcire al profilelor după laminare și la modul de rectificare. Se subliniază părerea, după care repartizarea diferitelor tipuri de profile la cele trei curbe de flambaj trebuie făcută și în funcție de calitatea oțelului. Într-adevăr, pentru oțelurile superioare calității OL 37, limita de curgere este mai mare, tensiunile reziduale în schimb, rămân practic independente de calitatea oțelului. Astfel diferența $\sigma_c - \sigma_{rc}$, unde σ_{rc} simbolizează tensiunea remanentă de compresiune, este mai mare și efectul relativ al tensiunilor reziduale scade.

Pentru împiedicarea fenomenului de voalare locală, pentru corniere laminate la cald, normele CECM recomandă ca raportul între lățimea și grosimea aripii să nu depășească o valoare limită

$$\frac{b}{t} \leq \left(\frac{b}{t} \right)_{lim} \quad (9.26)$$

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{lim} = 0,567 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}} \quad (9.26')$$

Rezultă pentru OL 37 valoarea 16,8 ;
pentru OL 52 valoarea 13,7. (9.27)

În cazul în care valorile de mai sus sînt depășite se reduce limita de curgere. Pentru profile laminate la rece raporturile de mai sus au valori mai reduse.

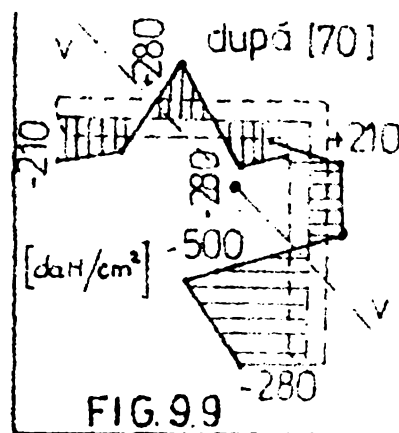
În ceea ce privește alegerea lungimii de flambaj se fac următoarele recomandări :

- pentru montanți cu încărcări constante de compresiune, capacitatea lor portantă se obține cu ajutorul curbei fundamentale de flambaj și alegînd ca zveltețe $\lambda = l/i_v$ (fig. 9.10 a și b).

Considerațiile de mai sus pot fi aplicate și în cazul unor lungimi diferite ale panourilor și a eforturilor axiale de compresiune crescătoare spre baza stîlpului, cu condiția ca diferență să nu fie mai mare ca 10 %.

Dacă diferența este mai mare decît 10 %, pentru similitudine, se recomandă verificarea panoului cu lungimea cea mai mare și cel mai încărcat.

În cazul nodurilor plătante la care se prevăd dia-



Coefficientii $\varphi = \frac{1}{\omega}$ in functie de λ după VDE 0210/69

TABELUL 9.6

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	A
20	0,962	0,962	0,962	0,952	0,952	0,943	0,943	0,935	0,935	0,926	20
30	0,926	0,917	0,917	0,909	0,909	0,901	0,901	0,893	0,885	0,885	30
40	0,877	0,877	0,870	0,862	0,862	0,855	0,847	0,840	0,840	0,833	40
50	0,826	0,820	0,813	0,813	0,806	0,800	0,794	0,787	0,781	0,775	50
60	0,769	0,763	0,758	0,752	0,746	0,741	0,735	0,730	0,719	0,714	60
70	0,709	0,704	0,694	0,690	0,685	0,676	0,671	0,667	0,658	0,654	70
80	0,645	0,641	0,633	0,629	0,621	0,617	0,610	0,602	0,595	0,592	80
90	0,585	0,578	0,577	0,568	0,560	0,556	0,549	0,543	0,538	0,532	90
100	0,526	0,521	0,515	0,510	0,505	0,500	0,495	0,488	0,483	0,478	100
110	0,474	0,467	0,463	0,459	0,452	0,448	0,441	0,433	0,426	0,418	110
120	0,412	0,405	0,398	0,392	0,385	0,379	0,373	0,368	0,361	0,356	120
130	0,351	0,345	0,340	0,334	0,330	0,325	0,321	0,315	0,311	0,307	130
140	0,302	0,298	0,293	0,290	0,286	0,282	0,278	0,274	0,270	0,267	140
150	0,263	0,260	0,256	0,253	0,250	0,246	0,243	0,240	0,237	0,234	150
160	0,231	0,228	0,225	0,223	0,220	0,217	0,215	0,212	0,210	0,207	160
170	0,205	0,202	0,200	0,198	0,196	0,194	0,191	0,189	0,187	0,185	170
180	0,183	0,181	0,179	0,177	0,175	0,173	0,171	0,169	0,168	0,166	180
190	0,164	0,162	0,161	0,160	0,157	0,156	0,154	0,153	0,151	0,149	190
200	0,147	0,147	0,146	0,145	0,142	0,141	0,139	0,138	0,137	0,136	200

locuă în două panouri bare horizontale (fig.9.10c) se adătează calculul zvelteții cu expresia $\lambda = L/i_x$. În cazul general al rezemării alternante (fig.9.10d), $\lambda = 1,2 L/i_x$.

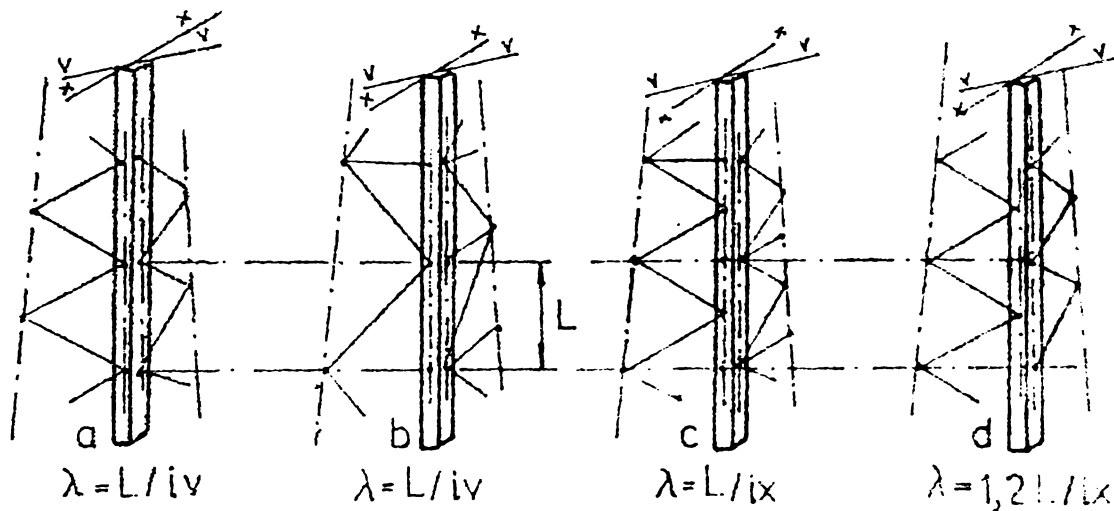


FIG. 9.10

Normele germane pentru calculul stâlpilor STA metalici VDE C210/69 prevăd următoarele :

- dacă montanții sînt alcătuiți din corniere cu aripi egale și diagonalele sînt dispuse alternant în cele două panouri (fig.9.11) se va considera în calcule momentul de inerție i_x .

- dacă $\lambda = \frac{s}{i_x} \leq 80$, lungimea de flambaj, se va considera în calcule va fi $s_k = s$.

- dacă $\lambda > 80$, eforturile de compresie și lungimile panourilor cresc spre baza stîlpului, $s_k > s$. În caz contrar se va alege o lungime de flambaj $s_k = 1,1 s$.

Coefficienții de flambaj adoptați de normele VDE sînt preluați după EHE 4114 (tab.9.5)

Normativul sovietic [1] prescrie un multiplicator variabil al lungimii de flambaj, în funcție de raportul rigidității diagonalei și a montanților (fig.9.12). Fîrînd vorba de încastrarea parțială a diagonalelor în dreptul panourilor de montant [29] valorii sînt mai reduse decît cele din normele europene.

Aceste valori au fost preluate și de normativul românesc. [11].

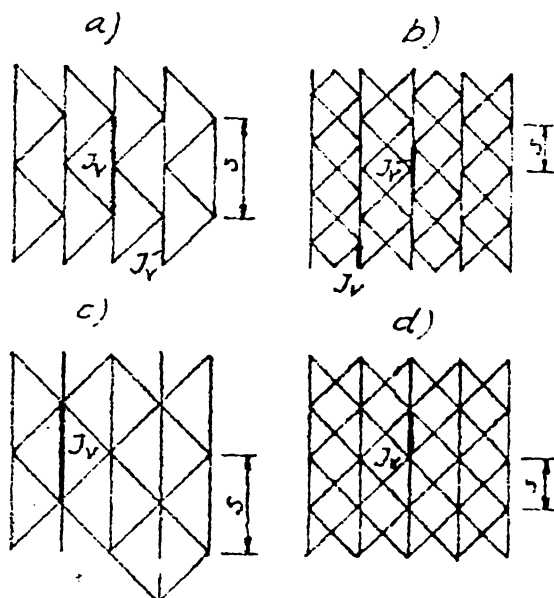


FIG. 9.11

Normativul polonez prevede pentru multiplicatorii lungimii de flambaj, valorile (fig.9.13) :

- pentru montanții calculați cu i_x , se consideră $\mu = 1,0$ dacă la două panouri există o bară orizontală (montant orizon-

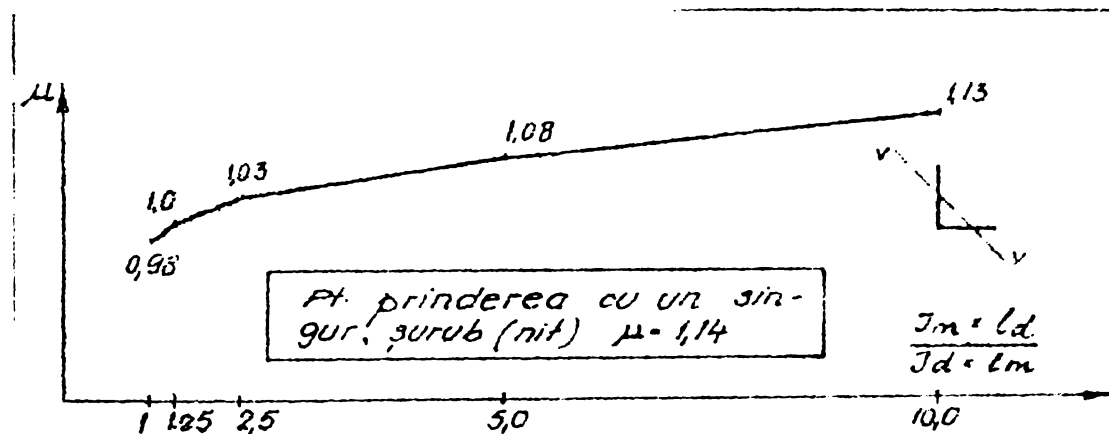


FIG. 9.12

tal) și $\mu = 1,2$ pentru cazul general al rezemării elementelor; dacă se consideră raza de inerție \hat{I}_v se va lua în calcul $\mu = 0,8$. Pentru diagonalele care aparțin unui singur panou - $\mu = 1,0$ (fig.9.13a,b,c,d) ; pentru diagonalele care aparțin la două planuri (ABD și ACE-fig.9-13e), coef. μ se alinaște la cel al panourilor. Normele japoneze "AIJ Standard for Structural Design of Steel Tower Structures " prevede multiplicatorii lungimii de flambaj, identici cu DIN 4114.

Normele americane pentru calculul stîlpilor LBA metalici [10], prescriu pentru determinarea lungimii de flambaj,

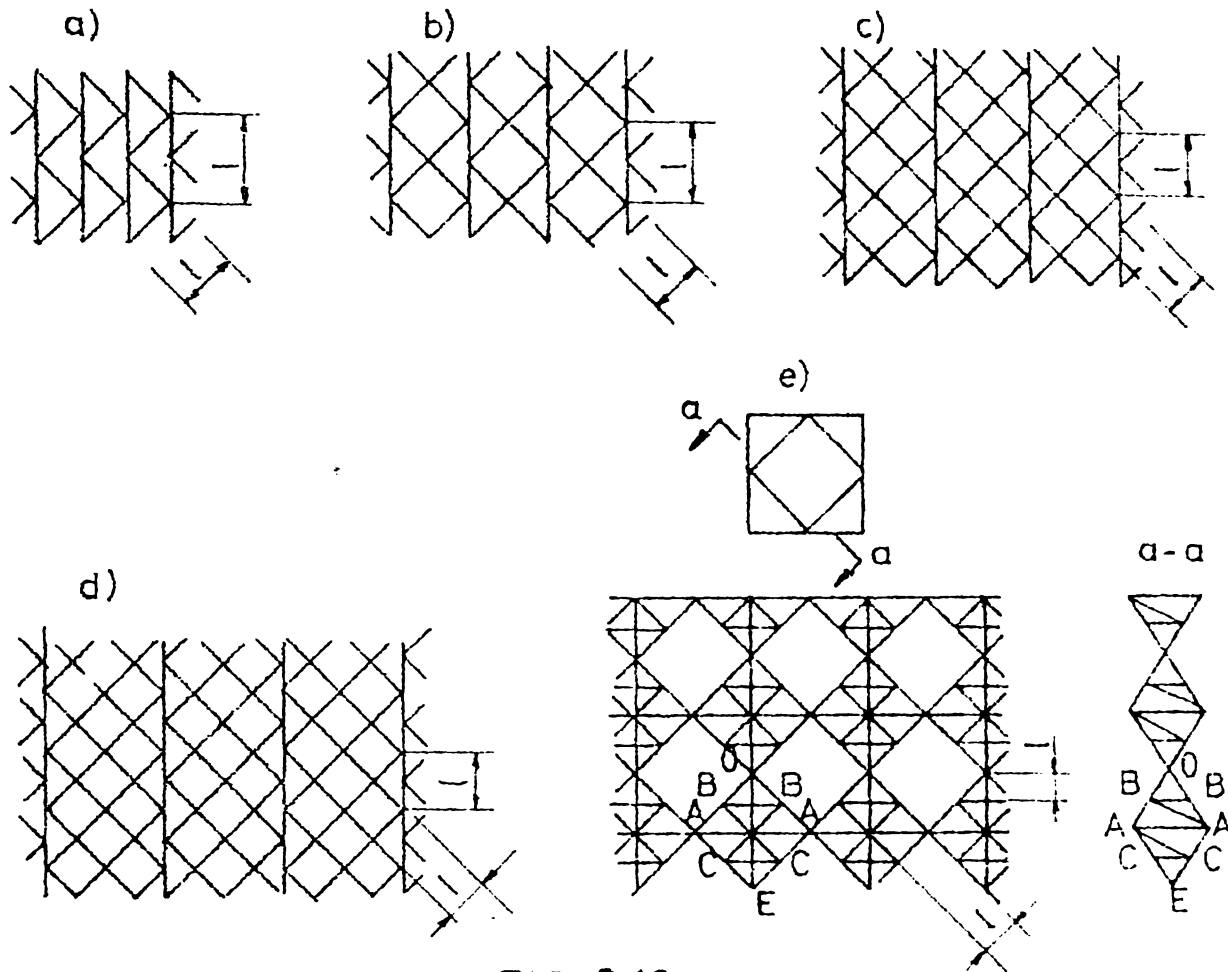


FIG. 9.13

În cazul montanșilor cu diagonalele alternante, calculul stabilității cu raza de girație i_x sau i_y (fig. 9.14).

Pentru împiedicarea voalării se limitează raportul :

$$(b/t)_{lim} = 663/2400 = 13,53 \quad (\text{pt. OL 37})$$

Pentru cazul tratat, al diagonalelor prinse alternant de montant, se dau în Tab.

9.7. eforturile unitare critice σ_{cr} .

Caz practic ales :

Date inițiale : L 90 x 90 x 9 cu

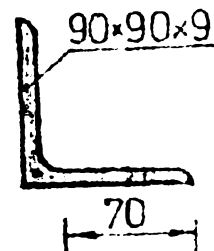
OL.37.

$$A = 15,9 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 1,76 \text{ cm}$$

$$i_x = i_y = 2,74 \text{ cm}$$

Lungimea montantului $l = 2,40 \text{ M}$



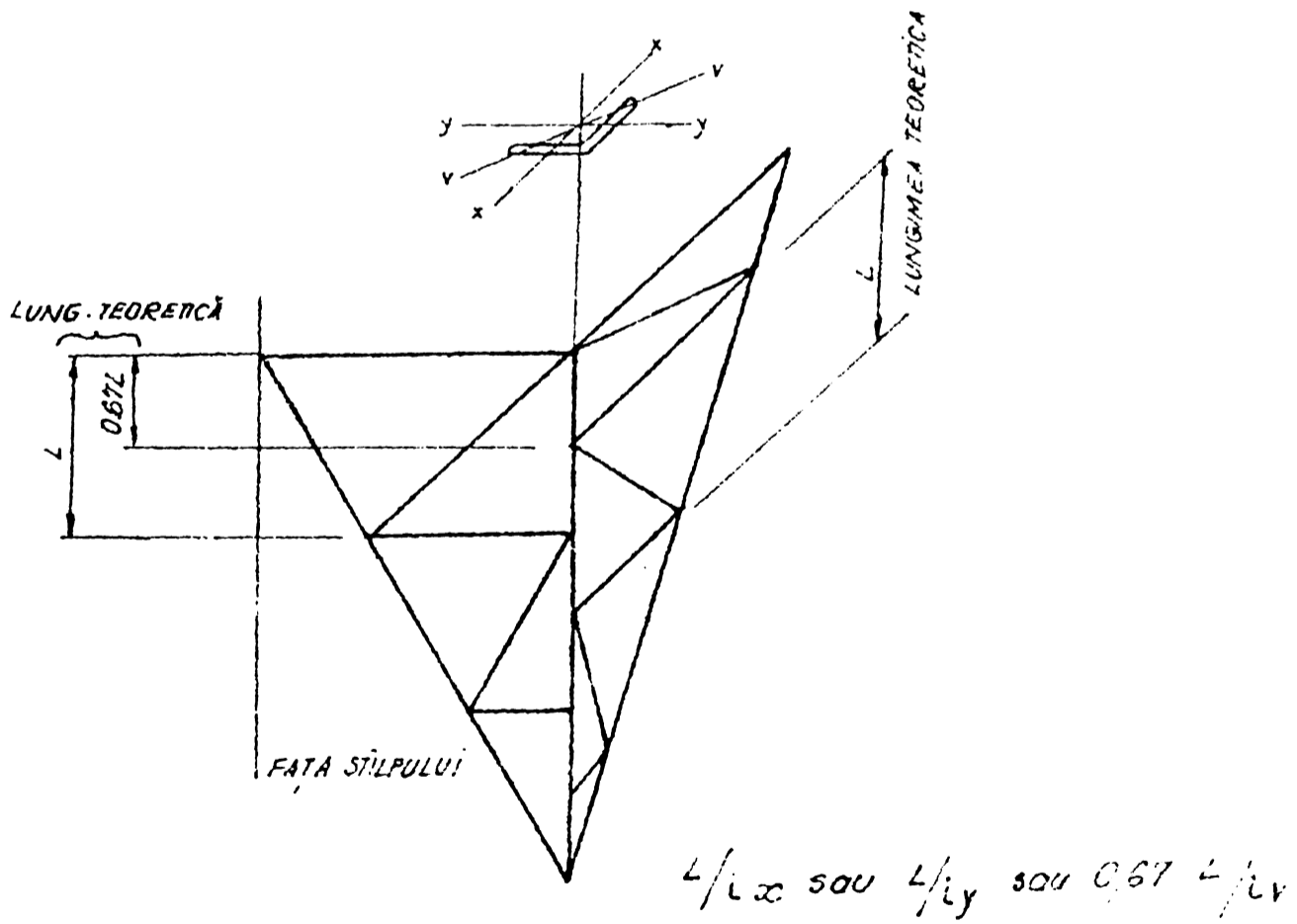
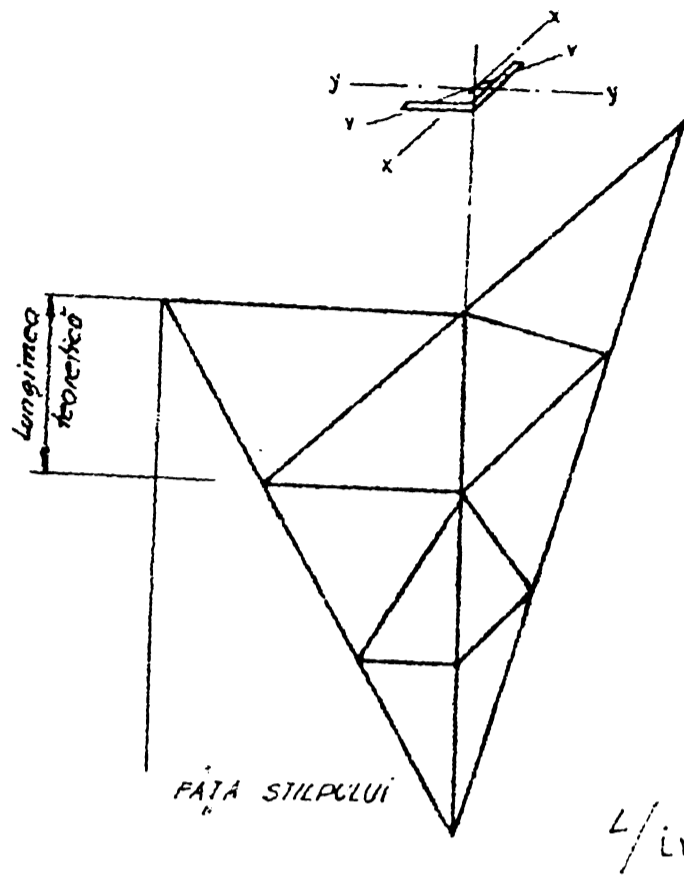


FIG. 9.14

Se determină $b/t = 70/9 = 7,78 < 13,53$

Se calculează :

$$\lambda_x = \frac{240}{2,74} = 88$$

$$\lambda_y = \frac{0,67 \cdot 240}{1,76} = 91$$

Rezultă pentru $\sigma_c = 2400 \text{ daN/cm}^2$ din tab.9.7. :

$$\sigma_{cr} = 1801 \text{ daN/cm}^2$$

O comparație este dificil de efectuat, întrucât normele americane lucrează după metoda stărilor limită. Spre exemplificare, se dau în continuare valorile coeficienților de încălzire.

Tipul încărcării	Conform paragrafului [10]	Coeficient
vertical	a	1,11
transversal (vînt)	b(1), b(2), b(3)	1,14
transversal (vînt)	b(4)	1,20
transversal (tracțiune)	b(1), b(2), b(3)	1,0
transversal (tracțiune)	b(4)	1,00
transv.(vînt pe struct)	b(6)	1,00
longitudinal	c(1)	1,05
longitudinal	c(2), c(3), c(4)	1,10

9.3. Eforturi admisibile ale montanților stîlpilor LEA alcătuiți dintr-o cornieră cu aripi egale

În vederea simplificării calculelor, pentru montanții stîlpilor LEA metalici alcătuiți dintr-o cornieră cu aripi egale, solicitați la compresie, s-au calculat, pentru un număr de corniere (în conformitate cu STAS 424/71), eforturile admisibile, pentru lungimi ale montanților de la 1,0 - 10 m. Eforturile au fost calculate pentru două secțiuni de corniere CL 37 și CL 52.

Tabele de o alcătuire similară se găsesc în :

- Die Hochspannungsfreileitungen " K. Birkmann [2]

În normativul " Transmission Structures " [1],

secțiunile sînt reprezentate sub forma unor profile.

TABELUL 9.7.

EFORTURILE UNITARE CRITICE (CURBA 1 și 4)

c	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
2290	2243	2227	2193	2151	2095	2025	1940	1849	1736	1617	1490	1343	1106	1026	893
2390	2333	2362	2327	2278	2214	2137	2046	1939	1814	1600	1533	1371			
2530	2524	2507	2461	2484	2334	2243	2144	2025	1884	1736	1368	1386			
2671	2654	2636	2594	2531	2453	2355	2236	2102	1954	1786	1609				
2812	2805	2770	2721	2657	2566	2461	2334	2186	2018	1835	1631				
2953	2939	2910	2854	2777	2685	2566	2418	2257	2074	1870	1645				
3093	3079	3044	2988	2903	2793	2671	2510	2334	2130	1905	1659	1343	1106	1026	893
3234	3220	3183	3114	3023	2910	2767	2594	2404	2170	1933	1659	1371	1106	1026	893
3374	3360	3318	3243	3149	3023	2861	2678	2462	2214	1954	1659	1386	1106	1026	893
3515	3501	3452	3374	3267	3123	2957	2763	2511	2271	1982	1659				

La alcătuirea tabelelor s-a folosit relația :

$$N_a = \varphi \cdot A \cdot \sigma_a \quad (9.25)$$

În conformitate cu normativul LEA [11], pentru flambajul unitar admisibil s-au ales valorile :

$$\begin{aligned} \text{OL 37} \quad \sigma_a^I &= 1600 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{OL 52} \quad \sigma_a^I &= 2400 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned} \quad (9.26)$$

S-a încadrat, în primă instanță, corniera în grupa de secțiuni C (în conformitate cu recomandările STAS 10108/A-78 [66] și în continuare în grupa B de secțiuni (conform normativului LEA [11] :

Pentru coeficienții de flambaj s-au considerat valorile :

$$\begin{aligned} 37 \longrightarrow \varphi_C &= \left(1,411 + \frac{11.453}{\lambda^2} \right) - \sqrt{\left(1,411 + \frac{11.453}{\lambda^2} \right)^2 - \frac{22.917}{\lambda^2}} \\ 37 \longrightarrow \varphi_B &= \left(0,7506 + \frac{5851}{\lambda^2} \right) - \sqrt{\left(0,7506 + \frac{5851}{\lambda^2} \right)^2 - \frac{11.702}{\lambda^2}} \\ 52 \longrightarrow \varphi_C &= \left(1,411 + \frac{7636}{\lambda^2} \right) - \sqrt{\left(1,411 + \frac{7636}{\lambda^2} \right)^2 - \frac{15.267}{\lambda^2}} \\ 52 \longrightarrow \varphi_B &= \left(0,7506 + \frac{3900}{\lambda^2} \right) - \sqrt{\left(0,7506 + \frac{3900}{\lambda^2} \right)^2 - \frac{7801}{\lambda^2}} \end{aligned}$$

S-au obținut astfel tabelele

Tab.9.8. oțel OL 37 coeficienții φ_C ;

Tab.9.9. oțel OL 52 coeficienții φ_C ;

Tab.9.10. oțel OL 37 coeficienții φ_B ;

Tab.9.11. oțel OL 52 coeficienții φ_B .

NOTA.: Dacă se lucrează în ipoteza de avarie, valoarea σ_a^I se înmulțește cu coeficientul :

$$\frac{\sigma_a^{II}}{\sigma_a^I} = 1,25$$

Căz practic ales :

DIMENSIONARE : Se dau : $N = 7,5 \text{ t}$ } $\sigma_a^I = 1600$
 $l = 1,4 \text{ m}$ } $\sigma_a^I = 2400$

Se consideră curbă c.

Din tab.9.8., rezultă : L 90 x 90 x 8

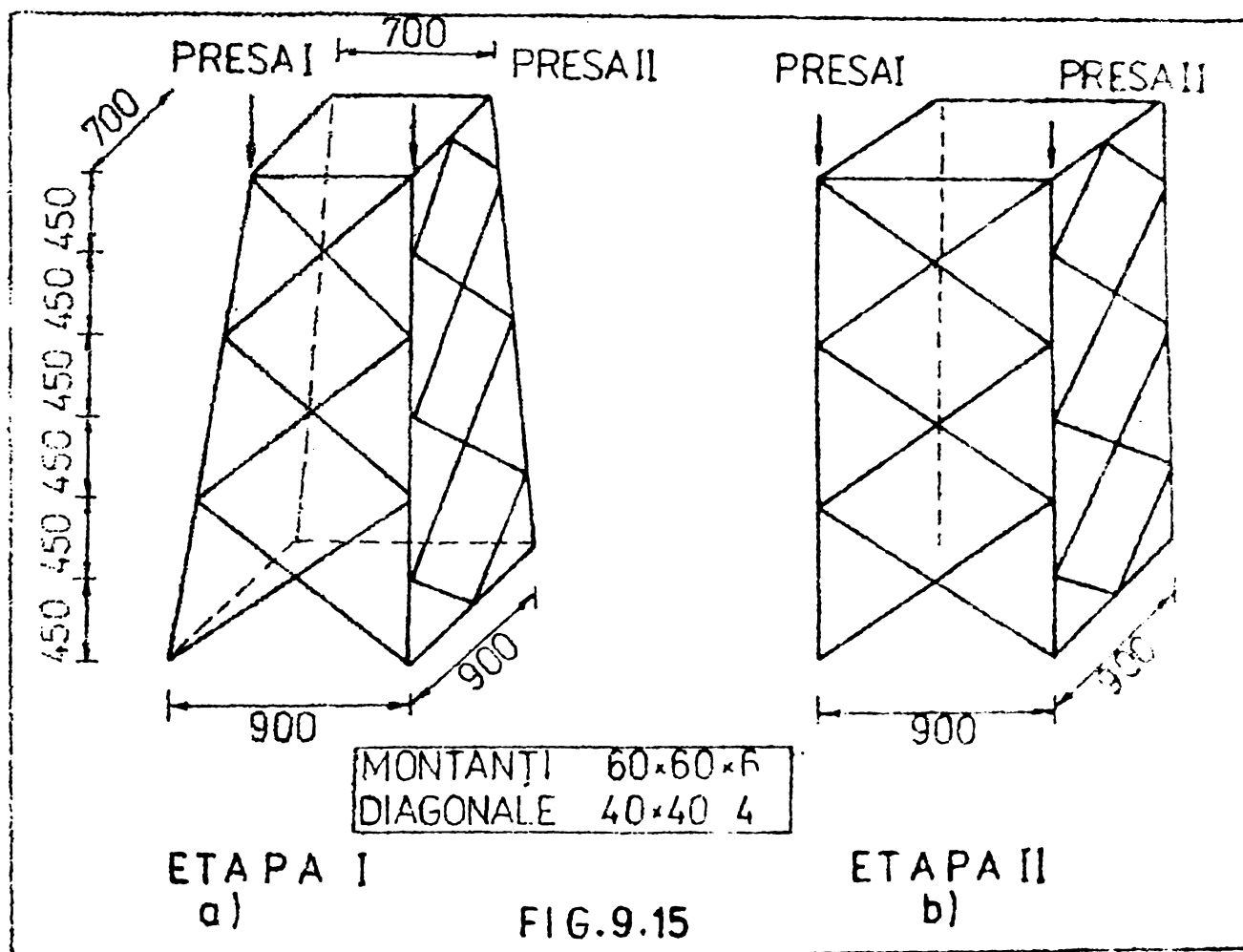
VERIFICARE :

$$\lambda = \frac{240}{1,76} = 136 \rightarrow \varphi_c = 0,332$$

$$\sigma = \frac{7250}{0,332 \cdot 13,9} = 1571 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

9.4. Incercări experimentale

Pentru determinarea experimentală a capacității portanțe a montanților stîlpilor LEA alcătuiți dintr-o cornieră, s-a



Un model experimental cu o alcătuire curentă, tipică pentru structuri. Montanții (piciorșele) sînt alcătuiți dintr-o cornieră L 60 x 60 x 6 iar diagonalele înarmate dintr-o cornieră L 40 x 40 x 4 și prinse cu șurub M 12 de montant. Tronsozul are trei prăcuri, 2700 mm înălțime, 900 mm la baza și 700 mm la capătul superior (fig.9.15a).

Incercarea a fost concepută astfel, astfel încât, pe o sarcină de 200 kN să acționeze concomitent pe două piciorșele stîlpului (Foto.1)

Pentru această încărcare s-au determinat, prin intermediul

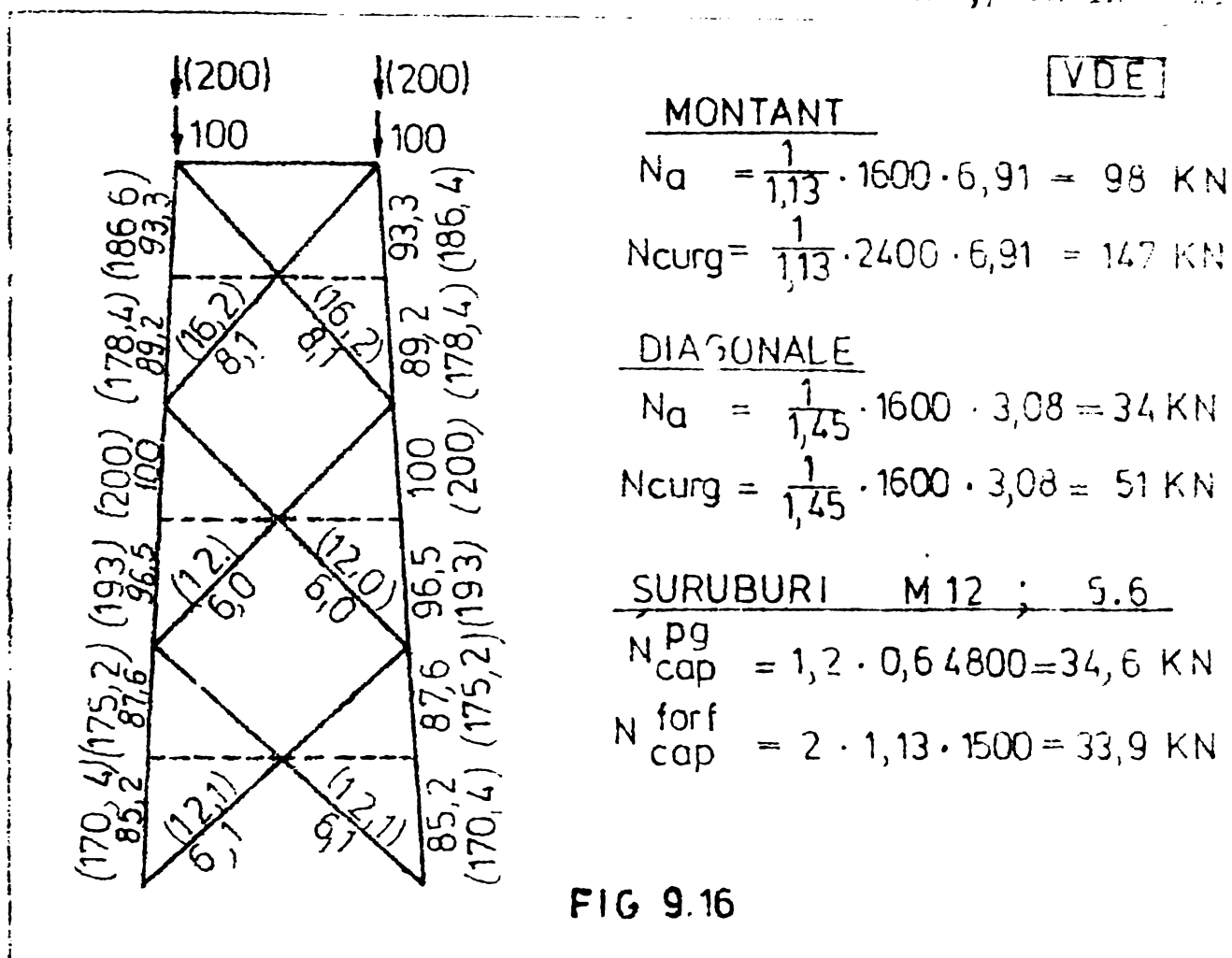


FIG 9.16

al programului CASPA [74], eforturile în barele structurii spațiale, considerând montantul o bară continuă și diagonalele prinse articulat în noduri. Pentru fața care se încadrează se dau în fig.9.16 eforturile în barele structurii.

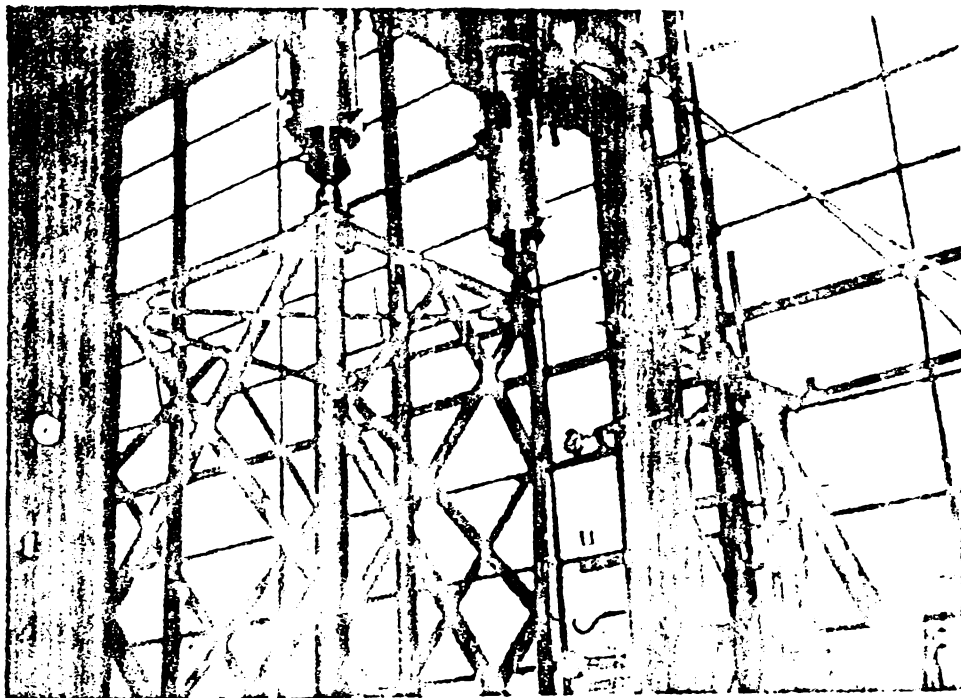
Concomitent s-a determinat și limite de curgere. În locul de laminare a fost luată 2 x 6 probe confecționate conformitate cu STAS 210 - 61. Dimensiunile epruvetelor rezultă din fig.9.17.

Epruvetele au fost recontate din lotul de comenzi 60x x 10 x 6. Încercările s-au efectuat cu o viteză de încercare de 1 daN/mm²/s.

Valorile obținute pentru limita de curgere se dau în tabel.9.12.

Încercările experimentale s-au efectuat în două etape. Rezultatele primei etape de încercări, cîmă trunchiată, sunt în tabel.9.14. Se constată valori diferențiate, dar și în unele probe, unele valori (elementele 3 și 4) încadrându-se pe curba C. Împrăștierea mare, se datorează dificultății de centrarea forței aplicate prin intermediul probei.

Fenomenul de instabilitate s-a înregistrat în cele două



Conceptia încercării în
etapa a II-a

elemente ; din cele cinci menționate mai sus. (Foto 3, 4, 5, 6).

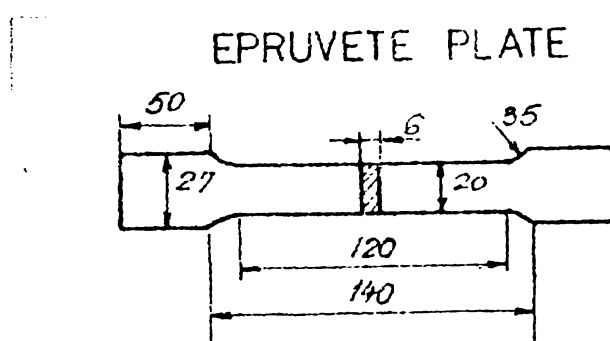


FIG.9.17

la celelalte două tronsoane, deformațiile se-au produs în
fiind tipice încovoierii cu forță axială, în domeniul elasto-
co - plastic. (Foto 3, 5).

Pentru eliminarea inconvenientelor de mai sus
est în etapa II la un model cu tălpi scurte (Fig. 11,
foto 9) iar centrarea s-a efectuat topografic cu laser
peșind-se pe aceeași verticală axei prasei cu axa de simetrie.

TABELUL 9.13

MONTANT L 60x60x6 → A = 6,91 cm²
 (2 l) = 90cm i_x = 1,82 cm ; i_y = 1,17cm
 σ_c = 2895 daN/cm² ; N_c = 20,004 daN

OBS.

	Nr TRONSON	Nr [KN]	φ = $\frac{Nr}{N_c}$	STAS 10108/0-78					
				A	B	C			
ETAPA I	TRONSON 1	168,8	0,844	φ _A = 0,893	φ _B = 0,846	φ _C = 0,775			
	TRONSON 2	152,2	0,761				VOAL. CORN.		
	TRONSON 3	190	0,950						
	TRONSON 4	151,5	0,757				VOAL. CORN.		
	TRONSON 5	183,1	0,915						
ETAPA II	TRONSON 6	183,2	0,915						
	TRONSON 7	181,0	0,905						
	TRONSON 8	179,9	0,899						
	TRONSON 9	182,0	0,910						
	TRONSON 10	179,0	0,895						
	TRONSON 11	184,0	0,920						
	TRONSON 12	181,5	0,907						
MEDIA INCERC. ETAPA I			0.845						
MEDIA INCERC. ETAPA II			0.907						
MEDIA GENERALĂ			0.882						

LUNGIMI SI COEFICIENTI DE FLAMBAJ			
1	URSS ROMINIA	$\frac{\mu \cdot (2l)}{i_x} = \frac{1,14 \cdot 90}{1,82} = 57$	$\left\{ \begin{array}{l} \varphi = \\ \varphi_B = 0,846 \end{array} \right.$
2	VDE	$\frac{\mu \cdot (2l)}{i_y} = \frac{0,64 \cdot 90}{1,17} = 49$	$\varphi = 0,833$
3	SUA	$\frac{\mu \cdot (2l)}{i_y} = \frac{0,67 \cdot 90}{1,17} = 52$	$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_c} = 0,92$
4	CECM	$\frac{\mu \cdot 2l}{i_x} = \frac{1,2 \cdot 90}{1,82} = 60$	Ecuatia curbei neindicalată in [64]

Prin această modificare, s-a realizat o centrare mai bună, zveltețea barelor rămânând aceeași ca în cazul anterior, concep-

TABELUL 9.12

LOT	EPRU- VETANr	$b_0 \times d_0 \times l_0$ [mm]	A [mm ²]	l_u [mm]	F_c	∇_c	F_r	∇_r
LOT "1"	1	20×6,3×120	126	152	3635	28,85	5625	44,54
	2	20×6,2×120	124	152,5	3650	29,44	5575	44,96
	3	20×6,1×120	122	156	3530	28,93	5110	41,88
	4	19,9×6,2×120	123,4	154	3925	31,81	5640	45,71
	5	20×6,2×120	124	157,5	3650	29,44	5600	45,16
	6	20×6,2×120	124	156	3450	27,82	5050	40,73
LOT "2"	7	20,3×6,3×120	128	153,5	37,25	29,13	5600	43,75
	8	20,2×6,3×120	127	155	3675	28,88	5525	43,50
	9	20,1×6,3×120	127	155	3500	27,64	5275	41,54
	10	20,1×6,2×120	125	153	3575	28,69	5250	42,0
	11	20,1×6,2×120	125	154,5	3550	28,49	5275	42,2
	12	20,1×6,3×120	127	156	3525	28,29	5275	41,54
REZULTĂ		∇_c mediu = 2895 daN/cm ²						

ția încercării fiind identică cu cea din etapă I.

Rezultatele încercărilor în cele două etape, stabilirea lungimilor de flambaj în conformitate cu oțetov normat va, se dau în tabelul 9.13.

În continuare se prezintă fotografiile de la încercările experimentale efectuate.

9.5. Concluzii

- Lungimea de flambaj depinde în mod esențial de raportul între eforturile axiale în diferitele părți. În conformință, normele germane DIN 4114 [6], considerăm în mod separat: a) bare cu diagonale alternante sollicitați predominant la

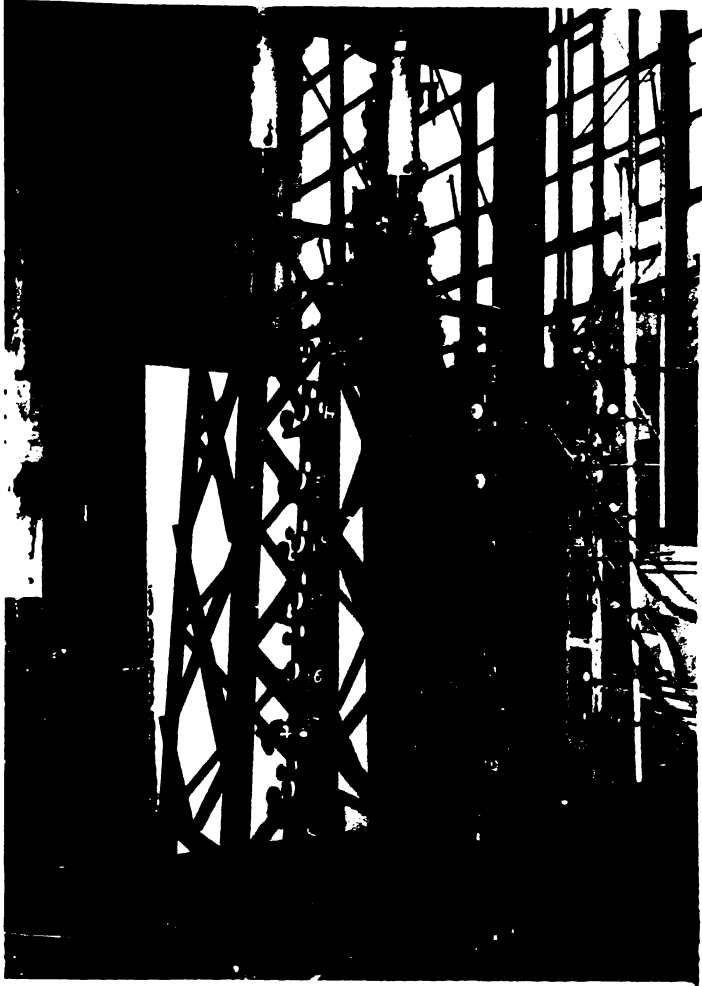


FOTO 1
CONCEPȚIA INCERCĂRII
ETAPA I

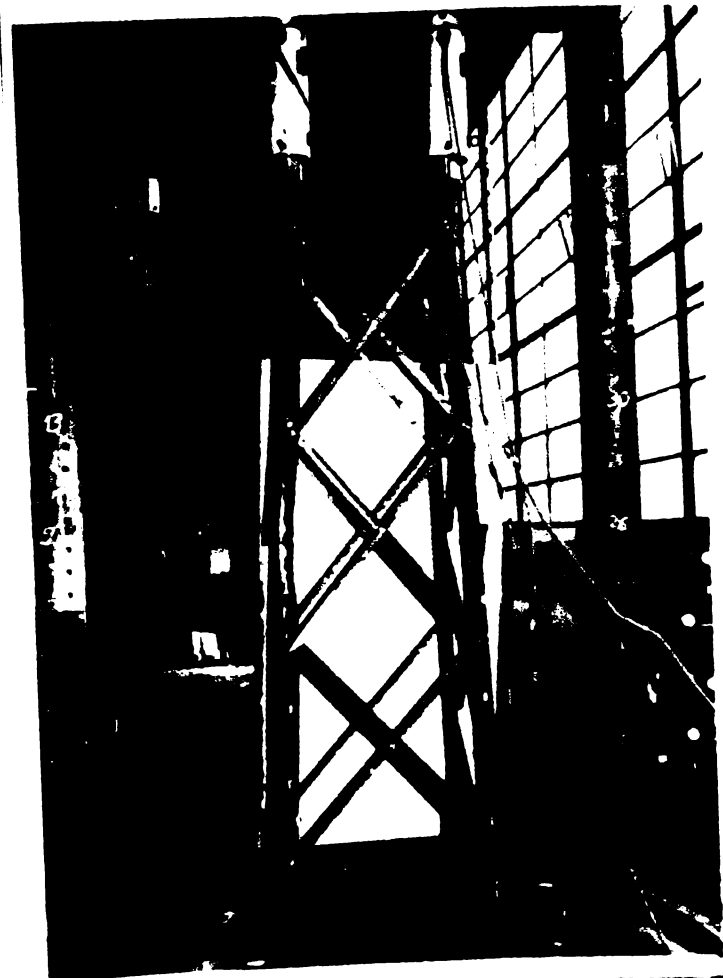


FOTO 2
INCERCAREA 1

INSTITUTUL POLITEHNIC
TIMIȘOARA
BIBLIOTECA CENTRALĂ

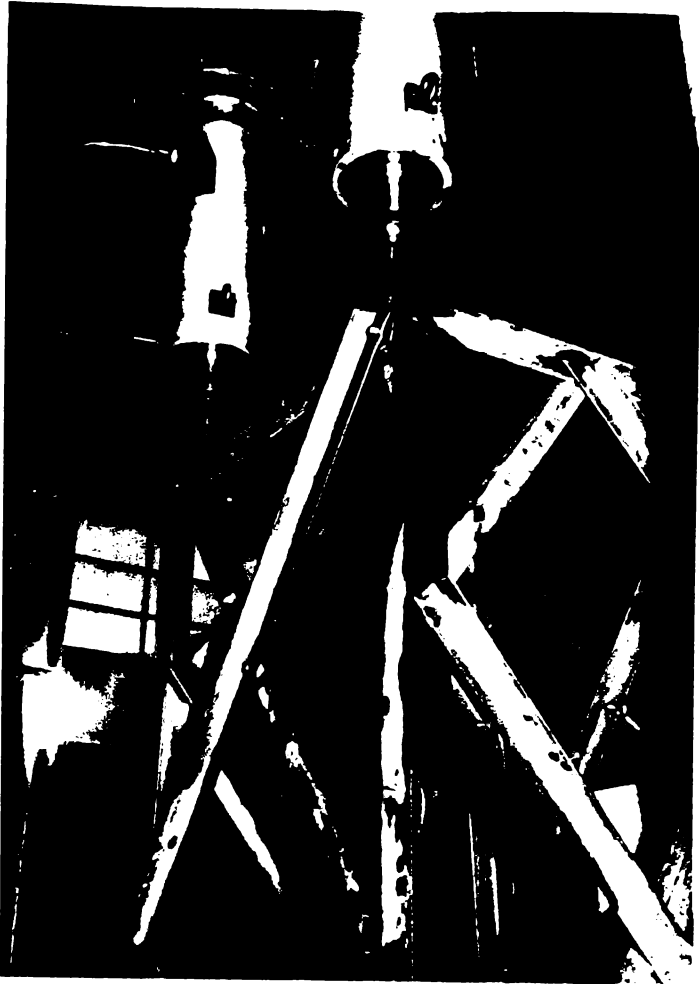


FOTO 3
INCERCAREA 2

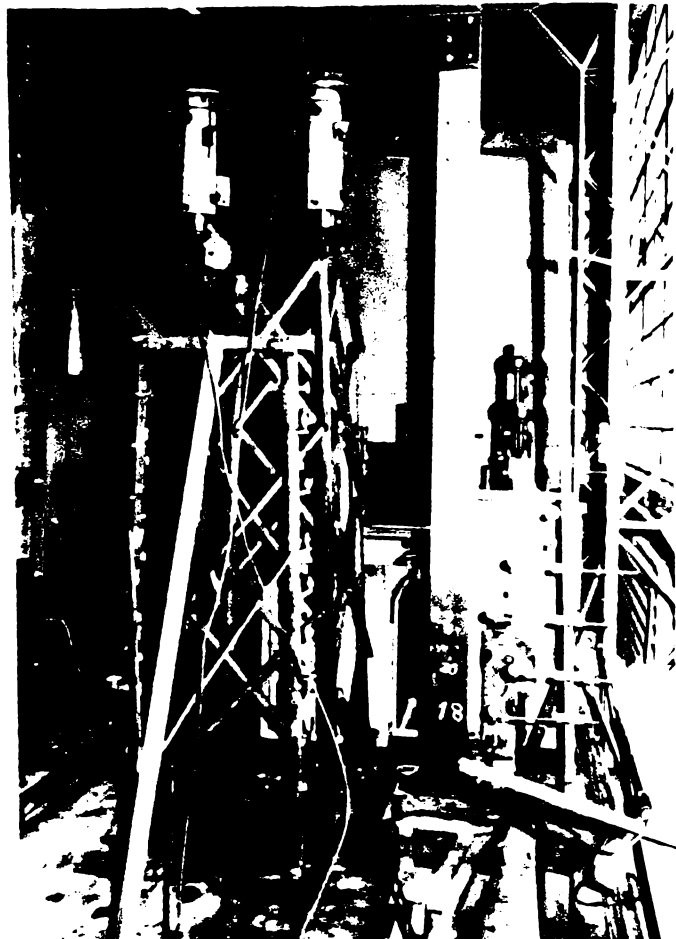


FOTO 4
INCERCAREA 3



FOTO 5
INCERCAREA 3



FOTO 6
INCERCAREA 4



FOTO 7
INCERCAREA 5



FOTO 8
INCERCAREA 5



FOTO 9
CONCEPȚIA INCERCĂRII
ETAPA II



FOTO 10
INCERCAREA 6



FOTO 11
INCERCAREA 7



FOTO 12
INCERCAREA 8



FOTO 13
INCERCAREA 9



FOTO 14
INCERCAREA 10

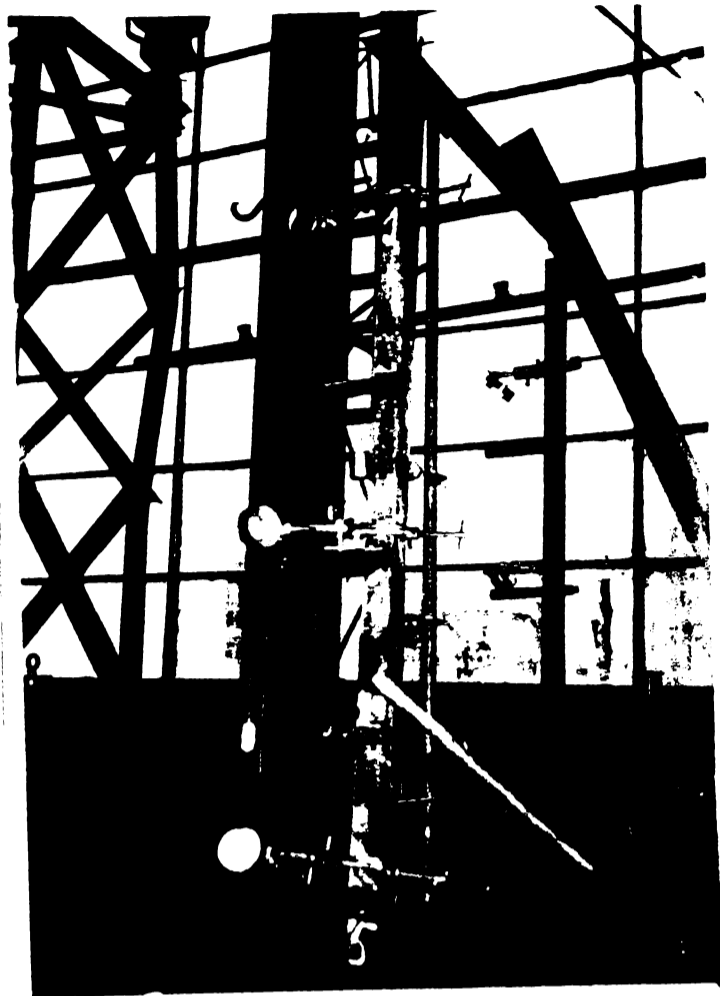


FOTO 15
INCERCAREA 11



FOTO 16
INCERCAREA 12

compresiune (efortul axial aproximativ constant) și stăpîni sollicitații la încovoiere (eforturile axiale cresc spre top stîlpului în panourile de lungime l , cu cel puțin 10%), recomandînd pentru montanții alcătuiți din cerniere cu crîpi erale, valorile obținute de Girkmann (fig.9.18 a, b).

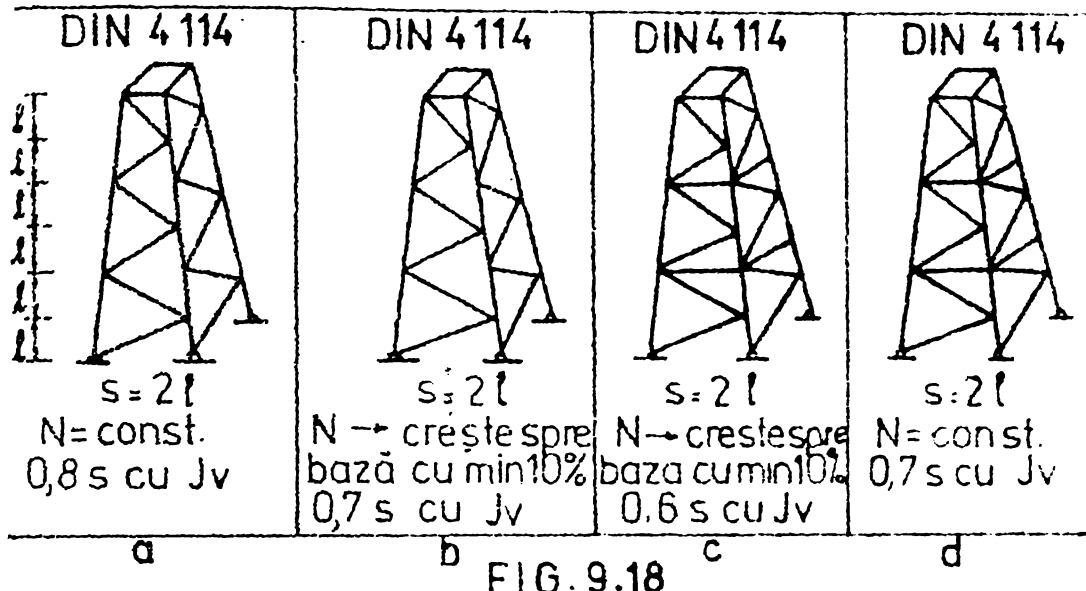


FIG. 9.18

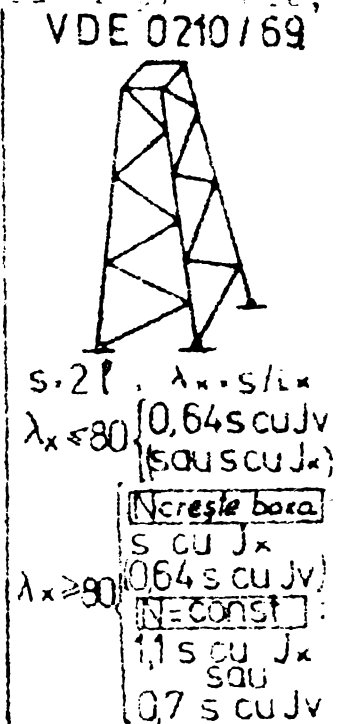


FIG. 9.19

- Pentru cazul particular în care fiecare al doilea nod este transformat prin introducerea unei montanți de control în nod spațial, multiplicatorul lungimii de flambaj în figura 9.18 c,d, în conformitate cu DIN 4114.

- Normativul japonez "JIS Standard for Structures - Specification of Steel Tower Structures" [27], prevede aceleași valori cu DIN 4114.

- Normativul german pentru calculul stîlpilor SIA, VDE 0210/69 - [13], a adoptat valorile arătate în fig. 9.18.

- Normativul american [10] prevede pentru calculul vîltoareții, montanților cu diagonalele alternante, valorile din fig. 9.20

- Recomandările SDCM [64] prevăd o valoare multiplicativă egală cu cea dată de Girkmann și Djubek (fig. 9.18).

- Normativul sovietic [1], țîrînd seama de faptul că o parte parțială a diagonalelor în dreptul primului nod suport, prevede un multiplicator variabil al lungimii de flambaj, în funcție de raportul rigidității diagonalei cu momentul de inerție al stîlpului. Aceste valori, mai reduse decât cele din figura 9.18, au fost preluate și de normele n.r.

Se constată că, valoarea minimă a multiplicatorului lungimii de flambaj din normativul sovietic [10] (cu i_x), cores -

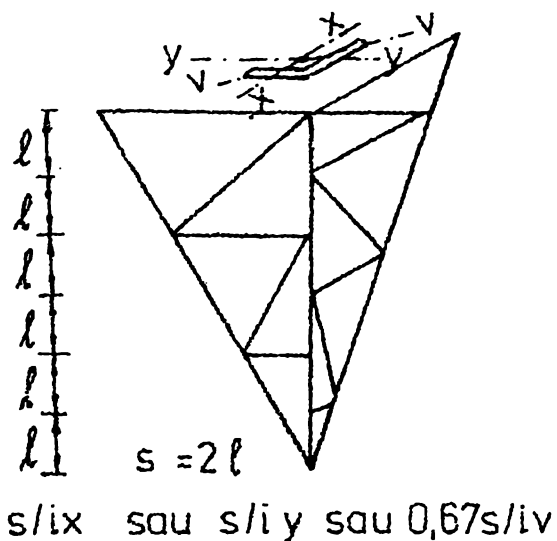


FIG. 9.20

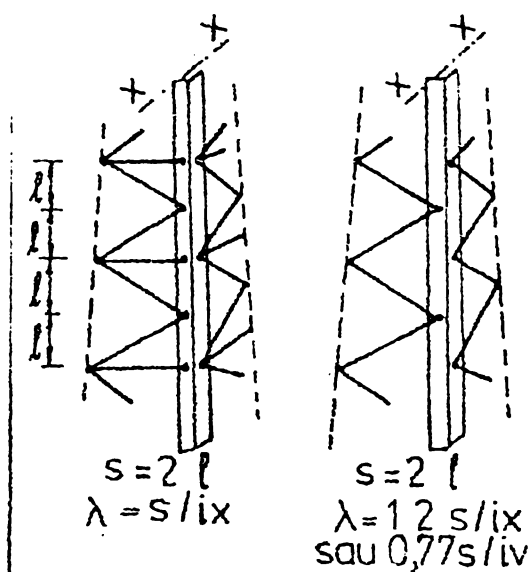
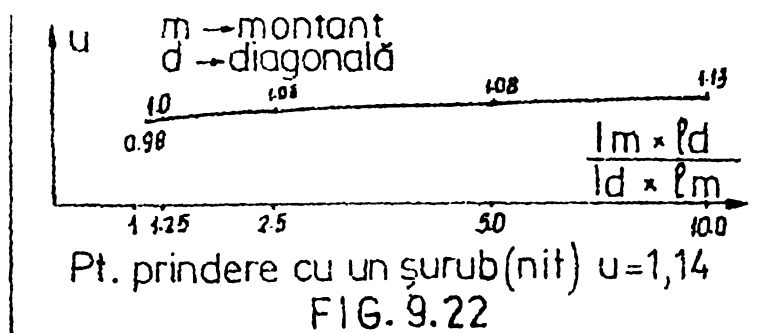


FIG. 9.21

punde aproximativ valorii 0,64 (cu i_v) deduse de Girkmann (pentru un raport al forțelor $P_1 : P_2 : P_3 : P_4 : P_5 = 1 : 2 : 3 : 4 : 5$) și adoptată de normele germane VDE, iar



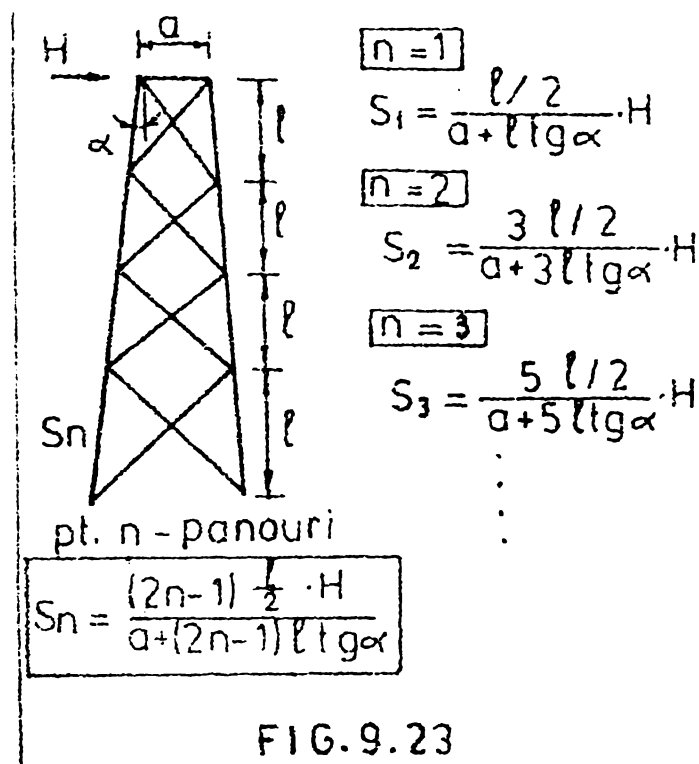
valoarea maximă 1,14 (cu i_x), din normativul sovietic, corespunde aproximativ valorii 0,73 (cu i_v).

- Normele poloneze [26], preluând valorile lui Girkmann, prescriu verificarea cu raze de inerție i_x și $\mu = 1,2$ sau cu i_v și $\mu = 0,8$.

- În concluzie, se constată că lungimea de flambaj variază în funcție de raportul forțelor axiale din panourile consecutive, în intervalul (0,64 - 0,77). Acest lucru este adevărat pentru coeficienții de zveltețe $\lambda \geq 80$. Dacă $\lambda < 80$, începe să influențeze componenta de răsucire a deformatăi critice și lungimea de flambaj crește. Un exemplu de calcul al unui stâlp curent (fig. 9.23) solicitat la încovoiere (solicitarea preponderantă în practică), a condus la un raport al forțelor axiale (aproximativ 1 : 3 : 5 ...), care se apropie

de valorile considerate de Girkmann.

In consecință, valcarea minimă a lungimii de flambaj



apare ca reală, cuprinsând, precum s-a menționat, efectul încastrării parțiale a panourilor mai solicitate, în cele mai puțin solicitate. In această lămină, efectul de încastrare parțială a diagonalelor menționat de Trofimov [65] și inclus în normele sovietice [12], devine operant în intervalul foarte îngust $\mu = 0,98 - 1,0$.

- Alegerea lungimii de flambaj constituie doar un aspect al problemei (bifurcarea barei ideale,) cel de alt aspect îl constituie alegerea curbei de flambaj (intervenind comportarea reală a barei, înghițind deci și imperfecțiuni - divinență barei).

- Curbele de flambaj adoptate de normele germane, sovietice și americane sînt diferite în funcție de metode de calcul aleasă : metoda la stări limită (URSS, SUA) și metoda rezistențelor admisibile (RFG, RFG).

Intr-o comparație completă, între și valorile încercărilor, ale coeficienților de încălzire și ale rezistențelor de calcul.

- Se subliniază că normele cehoslovace [68], încordează corniere favorabil în grupă B de secțiuni. Acest lucru este justificat prin rezultatele încercărilor sistematice efectuate pe 103 de corniere izolate, de către J. Melcher [69]

- Incercările experimentale efectuate, au pus în evidență comportarea favorabilă a cornierei și în consecință, încadrarea în grupa B de secțiuni a standardului 10108/0 - 78 este logică și rațională. De altfel, această încadrare s-a operat ulterior [90] pentru stâlpii LEA și în baza cunoașterii rezultatelor din prima etapă a încercărilor descrise în [71].

- Având în vedere rezultatele din etapa a II.a de încercări, se consideră că pe baza unui program experimental mai larg, este posibilă încadrarea cornierei folosite la stâlpii LEA metalici, și mai favorabil, chiar în curba A de secțiuni a standardului 10108/0 - 78.

Chart admitted in day perahu $V_0 = 1700$ da/m²

A	A ₂	A ₃	0.40		0.50		0.60		0.70		0.80		0.90		1.00		1.10		1.20		1.30		1.40		1.50		1.60		1.70		1.80		1.90		2.00		2.10		2.20		2.30		2.40		2.50		2.60		2.70		2.80		2.90		3.00		3.10		3.20		3.30		3.40		3.50		3.60		3.70		3.80		3.90		4.00		4.10		4.20		4.30		4.40		4.50		4.60		4.70		4.80		4.90		5.00		5.10		5.20		5.30		5.40		5.50		5.60		5.70		5.80		5.90		6.00																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
			0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60	2.70	2.80	2.90	3.00	3.10	3.20	3.30	3.40	3.50	3.60	3.70	3.80	3.90	4.00	4.10	4.20	4.30	4.40	4.50	4.60	4.70	4.80	4.90	5.00	5.10	5.20	5.30	5.40	5.50	5.60	5.70	5.80	5.90	6.00																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
40.00	3.00	0.12	2.32	2.92	3.27	3.52	3.72	3.88	4.00	4.12	4.24	4.36	4.48	4.60	4.72	4.84	4.96	5.08	5.20	5.32	5.44	5.56	5.68	5.80	5.92	6.04	6.16	6.28	6.40	6.52	6.64	6.76	6.88	7.00	7.12	7.24	7.36	7.48	7.60	7.72	7.84	7.96	8.08	8.20	8.32	8.44	8.56	8.68	8.80	8.92	9.04	9.16	9.28	9.40	9.52	9.64	9.76	9.88	10.00	10.12	10.24	10.36	10.48	10.60	10.72	10.84	10.96	11.08	11.20	11.32	11.44	11.56	11.68	11.80	11.92	12.04	12.16	12.28	12.40	12.52	12.64	12.76	12.88	13.00	13.12	13.24	13.36	13.48	13.60	13.72	13.84	13.96	14.08	14.20	14.32	14.44	14.56	14.68	14.80	14.92	15.04	15.16	15.28	15.40	15.52	15.64	15.76	15.88	16.00	16.12	16.24	16.36	16.48	16.60	16.72	16.84	16.96	17.08	17.20	17.32	17.44	17.56	17.68	17.80	17.92	18.04	18.16	18.28	18.40	18.52	18.64	18.76	18.88	19.00	19.12	19.24	19.36	19.48	19.60	19.72	19.84	19.96	20.08	20.20	20.32	20.44	20.56	20.68	20.80	20.92	21.04	21.16	21.28	21.40	21.52	21.64	21.76	21.88	22.00	22.12	22.24	22.36	22.48	22.60	22.72	22.84	22.96	23.08	23.20	23.32	23.44	23.56	23.68	23.80	23.92	24.04	24.16	24.28	24.40	24.52	24.64	24.76	24.88	25.00	25.12	25.24	25.36	25.48	25.60	25.72	25.84	25.96	26.08	26.20	26.32	26.44	26.56	26.68	26.80	26.92	27.04	27.16	27.28	27.40	27.52	27.64	27.76	27.88	28.00	28.12	28.24	28.36	28.48	28.60	28.72	28.84	28.96	29.08	29.20	29.32	29.44	29.56	29.68	29.80	29.92	30.04	30.16	30.28	30.40	30.52	30.64	30.76	30.88	31.00	31.12	31.24	31.36	31.48	31.60	31.72	31.84	31.96	32.08	32.20	32.32	32.44	32.56	32.68	32.80	32.92	33.04	33.16	33.28	33.40	33.52	33.64	33.76	33.88	34.00	34.12	34.24	34.36	34.48	34.60	34.72	34.84	34.96	35.08	35.20	35.32	35.44	35.56	35.68	35.80	35.92	36.04	36.16	36.28	36.40	36.52	36.64	36.76	36.88	37.00	37.12	37.24	37.36	37.48	37.60	37.72	37.84	37.96	38.08	38.20	38.32	38.44	38.56	38.68	38.80	38.92	39.04	39.16	39.28	39.40	39.52	39.64	39.76	39.88	40.00	40.12	40.24	40.36	40.48	40.60	40.72	40.84	40.96	41.08	41.20	41.32	41.44	41.56	41.68	41.80	41.92	42.04	42.16	42.28	42.40	42.52	42.64	42.76	42.88	43.00	43.12	43.24	43.36	43.48	43.60	43.72	43.84	43.96	44.08	44.20	44.32	44.44	44.56	44.68	44.80	44.92	45.04	45.16	45.28	45.40	45.52	45.64	45.76	45.88	46.00	46.12	46.24	46.36	46.48	46.60	46.72	46.84	46.96	47.08	47.20	47.32	47.44	47.56	47.68	47.80	47.92	48.04	48.16	48.28	48.40	48.52	48.64	48.76	48.88	49.00	49.12	49.24	49.36	49.48	49.60	49.72	49.84	49.96	50.08	50.20	50.32	50.44	50.56	50.68	50.80	50.92	51.04	51.16	51.28	51.40	51.52	51.64	51.76	51.88	52.00	52.12	52.24	52.36	52.48	52.60	52.72	52.84	52.96	53.08	53.20	53.32	53.44	53.56	53.68	53.80	53.92	54.04	54.16	54.28	54.40	54.52	54.64	54.76	54.88	55.00	55.12	55.24	55.36	55.48	55.60	55.72	55.84	55.96	56.08	56.20	56.32	56.44	56.56	56.68	56.80	56.92	57.04	57.16	57.28	57.40	57.52	57.64	57.76	57.88	58.00	58.12	58.24	58.36	58.48	58.60	58.72	58.84	58.96	59.08	59.20	59.32	59.44	59.56	59.68	59.80	59.92	60.04	60.16	60.28	60.40	60.52	60.64	60.76	60.88	61.00	61.12	61.24	61.36	61.48	61.60	61.72	61.84	61.96	62.08	62.20	62.32	62.44	62.56	62.68	62.80	62.92	63.04	63.16	63.28	63.40	63.52	63.64	63.76	63.88	64.00	64.12	64.24	64.36	64.48	64.60	64.72	64.84	64.96	65.08	65.20	65.32	65.44	65.56	65.68	65.80	65.92	66.04	66.16	66.28	66.40	66.52	66.64	66.76	66.88	67.00	67.12	67.24	67.36	67.48	67.60	67.72	67.84	67.96	68.08	68.20	68.32	68.44	68.56	68.68	68.80	68.92	69.04	69.16	69.28	69.40	69.52	69.64	69.76	69.88	70.00	70.12	70.24	70.36	70.48	70.60	70.72	70.84	70.96	71.08	71.20	71.32	71.44	71.56	71.68	71.80	71.92	72.04	72.16	72.28	72.40	72.52	72.64	72.76	72.88	73.00	73.12	73.24	73.36	73.48	73.60	73.72	73.84	73.96	74.08	74.20	74.32	74.44	74.56	74.68	74.80	74.92	75.04	75.16	75.28	75.40	75.52	75.64	75.76	75.88	76.00	76.12	76.24	76.36	76.48	76.60	76.72	76.84	76.96	77.08	77.20	77.32	77.44	77.56	77.68	77.80	77.92	78.04	78.16	78.28	78.40	78.52	78.64	78.76	78.88	79.00	79.12	79.24	79.36	79.48	79.60	79.72	79.84	79.96	80.08	80.20	80.32	80.44	80.56	80.68	80.80	80.92	81.04	81.16	81.28	81.40	81.52	81.64	81.76	81.88	82.00	82.12	82.24	82.36	82.48	82.60	82.72	82.84	82.96	83.08	83.20	83.32	83.44	83.56	83.68	83.80	83.92	84.04	84.16	84.28	84.40	84.52	84.64	84.76	84.88	85.00	85.12	85.24	85.36	85.48	85.60	85.72	85.84	85.96	86.08	86.20	86.32	86.44	86.56	86.68	86.80	86.92	87.04	87.16	87.28	87.40	87.52	87.64	87.76	87.88	88.00	88.12	88.24	88.36	88.48	88.60	88.72	88.84	88.96	89.08	89.20	89.32	89.44	89.56	89.68	89.80	89.92	90.04	90.16	90.28	90.40	90.52	90.64	90.76	90.88	91.00	91.12	91.24	91.36	91.48	91.60	91.72	91.84	91.96	92.08	92.20	92.32	92.44	92.56	92.68	92.80	92.92	93.04	93.16	93.28	93.40	93.52	93.64	93.76	93.88	94.00	94.12	94.24	94.36	94.48	94.60	94.72	94.84	94.96	95.08	95.20	95.32	95.44	95.56	95.68	95.80	95.92	96.04	96.16	96.28	96.40	96.52	96.64	96.76	96.88	97.00	97.12	97.24	97.36	97.48	97.60	97.72	97.84	97.96	98.08	98.20	98.32	98.44	98.56	98.68	98.80	98.92	99.04	99.16	99.28	99.40	99.52	99.64	99.76	99.88	100.00	100.12	100.24	100.36	100.48	100.60	100.72	100.84	100.96	101.08	101.20	101.32	101.44	101.56	101.68	101.80	101.92	102.04	102.16	102.28	102.40	102.52	102.64	102.76	102.88	103.00	103.12	103.24	103.36	103.48	103.60	103.72	103.84	103.96	104.08	104.20	104.32	104.44	104.56	104.68	104.80	104.92	105.04	105.16	105.28	105.40	105.52	105.64	105.76	105.88	106.00	106.12	106.24	106.36	106.48	106.60	106.72	106.84	106.96	107.08	107.20	107.32	107.44	107.56	107.68	107.80	107.92	108.04	108.16	108.28	108.40	108.52	108.64	108.76	108.88	109.00	109.12	109.24	109.36	109.48	109.60	109.72	109.84	109.96	110.08	110.20	110.32	110.44	110.56	110.68	110.80	110.92	111.04	111.16	111.28	111.40	111.52	111.64	111.76	111.88	112.00	112.12	112.24	112.36	112.48	112.60	112.72	112.84	112.96	113.08	113.20	113.32	113.44	113.56	113.68	113.80	113.92	114.04	114.16	114.28	114.40	114.52	114.64	114.76	114.88	115.00	115.12	115.24	115.36	115.48	115.60	115.72	115.84	115.96	116.08	116.20	116.32	116.44	116.56	116.68	116.80	116.92	117.04	117.16	117.28	117.40	117.52	117.64	117.76	117.88	118.00	118.12	118.24	118.36	118.48	118.60	118.72	118.84	118.96	119.08	119.20	119.32	119.44	119.56	119.68	119.80	119.92	120.04	120.

B I B L I O G R A F I E

1. D. Mateescu " Construcții metalice speciale", Editura Tehnică, București, 1962
2. K. Girkmann, Die Hochspannungsfreileitungen "Springer Verlag" E. Königshofer Wien, 1952.
3. H. Carpentier " Etude mecanique et construction des lignes aériennes" Eyrolles, Paris, 1955.
4. G. Grosspetzsch "Starkstromfreileitungen", Leipzig, 1965
5. H. Rieger " Der Freileitungsbau " Springer Verlag, Berlin, 1960,
6. * * * " Gittermaste für Hochspannungseleitungen " Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, 1973.
7. H. Trollius " Stahlmaste für Freileitungen" Stahlbau, Nr. , Stahlbau - Verlag, Köln , 1964.
8. * * * " Manual pentru calculul construcțiilor " Edit. tehnică, București, 1977.
9. * * * "Starkstromfreileitungen über 1 kV" VEB-ET-6614.
10. * * * "Guide for Design of Steel Transmission Towers" ASCE, 1971.
11. * * * "Normativ pentru proiectarea stâlpilor metalici LEA peste 1000 V" PE 104-2/79
12. * * * "SNIP II-1.9-62"
13. * * * "Bestimmungen für den Bau von Starkstromfreileitungen über 1 kV" VEB-ET/5.69
14. * * * "Transmission Structures" Design Standard No. 10, Denver, Colorado.
15. R. Băncilă " Stâlpii metalici LEA pentru traversarea râurilor" C. Scheidnasz " Sesiune I.P. TVT febr. 1974
16. J. Wanke "Stahlrohrkonstruktionen" Springer Verlag, Wien, 1966.
17. * * * "Optimizarea stâlpilor metalici LEA "Contract de cercetare cu ISPE Nr. 41/6. III. 1976
18. * * * "Stahlgittermaste für 110 kV " VEB-ET/66
19. Al. Gheorghiu " Statica construcțiilor " Edit. inginerescă, 1968.
20. K. Girkmann "Zur Berechnung der Gittermaste auf Verstreben " E. u. M. 1937, H. 24/25.

21. H.Ebner "Zur Berechnung statisch unbestimmter Raumfachwerke" Stahlbau, 1932 H.1/2.
22. Fenz J.u.a. "Digitale Berechnung der Tragwerke der Hochspannungsfreileitungen" Elektrische Wirtschaft 1962 H.23.
23. J.Wenke "Berechnung von gegliederten Masten und Türmen auf Verdrehen " Stahlbau,1936, H.25/26.
24. * * * "JEC-127-Japan"
25. V.Trofimov "Studiul stabilității și capacității portante a stîlpilor LSA "GHI.Moscova,1963.
26. * * * "Polska Norma " PN 60/B-03205
27. * * * "Transmission Structure: Design Supplement No. 10" Reclamation Manual
28. * * * "AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Tower structures"
29. D.G.Clow "Steel Masts and Towers in the British Post Office" Post Office Electrical Engineers Journal, vol.66 (v.4),1974
30. * * * "Antenentragwerke aus Stahl " DIN-4131,1969.
31. * * * "Acțiuni în construcții.Acțiunea vîntului " STAS 10101/20.75.
32. D.Ghiocel,
D.Lungu "Acțiunea vîntului a zăpezii și variației de temperatură în construcții, E.T.București,1972.
33. E.Rausch "Maschinenfundamente" VDI-Verlag,Essen,1959.
34. W.Drechsel "Turmbauwerke" Bauverlag GMBH-Wiesbaden.
35. J.Schleich "Beitrag zur Wirkung von Windlasten auf Bauwerke" Bauingenieur, Nr.3/1966.
36. * * * "Normativul sovietic SNIP.13.A.11-63".
37. R.Băncilă "Die Berechnung der Durchbiegung bei Gittermaste "Bul.st.1:TVT.Fasc.1.,1960.
38. M.Ifrim "Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică"Edit. Tehnică București, 1973
39. V.Popescu "Construcții metalice industriale" Ed.tehnică, București,1967.
40. K.Hirschfeld "Faustatik "Springer Verlag, Berlin,1969.
41. M.Bercovici
A.Arie "Rețele Electrice-Calculul mecanic"Edit.tehn. București,1963.
42. M.Viमार "Die Gestalt der Elektrischen Freileitung" Verlag Birkhüder,Basel, 1957.

43. A.Scarlat "Statica construcțiilor. EDP. București, 1969.
44. D.Mateescu, "Calculul coronamentului stâlpilor LEA me-
R.Băncilă talici în Y, simplu circuit, în ipoteza norma-
lă" Bul. IPTVT. fasc. 1/1980.
45. * * * "Cercetări teoretice privind calculul unor
structuri LEA de formă specială: coronamentul
stâlpilor tip Y" Contract de cercetare cu
ISPE Nr. 81/20. III. 1976
46. R. Băncilă ș.a. "Calculul eforturilor în brațul mare pentru
încărcări paralele cu aliniamentul la stâlpii
LEA în forma de "Y" Lucrările simpozionului
de construcții metalice, aprilie 1976, Timișoara
47. D.Mateescu, "Calculul coronamentului stâlpilor LEA în Y
R.Băncilă simplu circuit în ipoteza de avarie. Bul. IPTVT
fasc. 2/1980
48. R. Băncilă "Observații privind calculul stâlpilor meta-
lici LEA în "Y". Bulet. IPTVT. Fasc. 2/1980
49. A.Scarlat "Stabilitatea și calculul de ordinul II al
structurilor" Edit. Tehn. București, 1969.
50. A.Lorin "Construction Métallique " Dunod, Paris, 1968.
51. I.Munteanu, "Structuri cu zăbrele cu imperfecțiuni în no-
R.Băncilă duri" Bulet. IPTVT., fasc. 1./1977.
52. V.Munteanu, "Calculul de ordinul II al grinzilor cu zăb-
R.Băncilă rele" lucr. ses. de comunicări. IPTVT, 1977.
53. D.Mateescu, " Influența excentricităților din nodurile
I.Munteanu, grinzilor cu zăbrele plane metalice, asupra
R.Băncilă stării de eforturi din bare " Lucr. Simpoz.
"Comportarea în situ a constr., sept. 1978 .
Călimănești.
54. L.Finzi "Sull'influenza dei giochi bullone-fori nel
calcolo delle strutture in acciaio zincate a
fuoco" Giornale del genio civile, oct. 1956.
55. D.Mateescu, "Der Einfluss einer ungleichen Auflagersen-
R.Băncilă kung auf das Spannungsbild, bei stählernen
Freileitungsmasten". A. II. a Conferință de con-
strucții metalice, Timișoara, Oct. 1979.
56. R. Băncilă "Observații privind acțiunea vântului asupra
stâlpilor metalici LEA" A. II. a Conf. de Constr.
metalice, Timișoara, oct. 1979.

57. R.Băncilă "Acțiunea dinamică a vântului asupra stîlpi-
lor metalici LEA.Lucr.sesiunii de comunicări
Baia-Mare,iunie 1979.
58. D.Mateescu "Influența unei tasări inegale asupra stării
R.Băncilă de eforturi la stîlpii metalici LEA"Lucr.see.
I.P.Cluj-Napoca.oct.1978.
59. L.Schaller "Festigkeitversuche an eisernen Fachwerkmasten"
ZVI,Bd.56.1913.
60. K.Gickmann "Die Knickfestigkeit der Eckstäbe von Raumtrag-
werkwn mit ebenen Knoten"ZVI,Bd.78,1928.
61. H.Bleich "Das Ausnicken der Ecktiele von Gittermasten "
Bauingineur, 1936.
62. J.Djubek "Die Stabilität eines dünnwandigen abwechselnd
in zwei Ebenen gestützten Stabes" Stahlbau, Iuli
1960.
63. * * * "DIN 4114- Stabilitätsfälle"
64. C.Kollbrunner,
M.Meister "Knicken, Kippen, Beulen "
65. * * * "European Specification for Steel Construction"
66. V.Trofimov "Studiul și construcția unor noi tipuri de stîlpi
metalici LEA"(lb.rusă), Moscova, 1968.
67. * * * "Calculul elementelor din oțel, STAS 10108/0-78
68. D.Mateescu "Stabilitatea la compresiune a barelor din
I.Appeltauer oțel" Ed.Academiei (în curs de apariție).
E.Cuteanu
69. * * * "Navrohovani ocelovich konstrukci" (OSN 73401/
/1976".
70. J.Melcher "An Experimental Study on Torsion and Buckling
Behavior of Steel Built-up Members" Regional
Colloquium on Stability of Steel Structures,1977
Budapest.
71. N.Tebedge "Contraintes residuelles dans les profils en
acier"Construction Metallique.Nr.2/1974.
72. D.Mateescu, "Observații privind stabilitatea montanților
I.Appeltauer alcătuiți dintr-o cornieră la stîlpii metalici
R.Băncilă ai liniilor electrice aeriene".A.II.a Conferin-
ță de Constr.metalice.Oct.1979.Timigoara.
73. L.Dogaru "Programul SIGARI" COCC București.
74. D.Căpățînă, "Programul "CASPA " IPC - București
H.Cocora

75. D.Căpățină, "Programul STUGEN ". I.P.C.-București:
T.Cornea,
D.Cocora
76. T.Cornea, V.Dinu " Programul GIPSI " I.P.C.București
77. V.Bondariuc, "Grinzi cu zăbrele cu excentricități în no-
R.Băncilă duri." Ses.I.P.Cluj-Napoca, 1975
78. K.Freier "Maste für Freileitungen unter Einsatz von
Leichtmetall", Energietechnik, H.5. Mai. 1966.
79. R.Băncilă ș.a. "Oțeluri cu rezistență sporită la coroziu-
nea atmosferică" Lucrările simpozionului de
Constr.metalice, 17.apr.1976, Timișoara
80. W.Probst "Moderne Stahlleichtkonstruktionen im Frei-
leitungsbau". Stahlbau-Rundschau, H.19/1961.
81. * * * "Schweissen von feuerverzinkten Stahl " Ber-
tungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf
1968.
82. W.Philips "Stand und Entwicklungsrichtung des Hoch-
spannungsfreileitungsbau" S.T.H. 17/68
83. I.Fleșeriu " Observații cu privire la calculul stăvil-
R.Băncilă lor LEA la torsiune" Lucrările simpoz. de
Constr.metalice, 17.apr.1976, Timișoara.
84. N.Fiat, L.Varga ș.a. " Stâlpii metalici de traversare pentru
linii electrice seriate de înalta tensiune"
Conf.de Constr.metalice, oct.1975, Timișoara
85. * * * "Programul directivă de cercetare și dezvoltare
în domeniul energiei pe perioada 1981-
1990 și orientările principale până în anul
2000". E.P.București, 1979.
86. F.Kjessling u.a. " Die Maste der neuen 380 kV Hochspannungsfreileitung über die Elbe " Der Stahlbau,
H.11, 1979.
87. * * * "Institutul de Studii și proiectări energice
-București" Atelierul linii.
88. J.Dutheil "L'évolution des règles d'utilisation de
l'acier", Acier, p.127, 1955.
89. G.Castelnuovo "Calcolo delle probabilita " Ed.Zanichelli,
Bologna, 1947.
90. C.Dalban "Normativ pentru proiectarea stăvilor
P.Siminea LEA peste 1000 V" nr.124/79. București. 1979.
E.Chesaru