

**INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII**

ING. LE VAN THIEP

**CONTRIBUTII LA CALCULUL SI ALCATUIREA INSTALATIILOR
DE DEPOZITARE ETAJATE**

Teză

**Pentru obținerea titlului științific
de
doctor inginer**

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

**Conducător științific
Acad.Prof.emerit ing.**

DAN MATEESCU

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA

440 214
336 9

**TIMIȘOARA
1982**

TABLA DE MATERII

Introducere

Cap.I. Privire generală asupra problemelor depozitelor automatizate.

1.1. Generalități

1.2. Depozite automatizate

1.2.1. Dezvoltarea tehnicii depozitelor automate

1.2.2. Depozite cu rafturi înalte

1.3. Cercetări privind construcțiile pentru depozite automate.

1.3.1. Exemple de magazine existente în străinătate și în România.

1.3.2. Cercetări actuale pentru depozite înalte.

1.4. Principalele tendințe în cercetarea științifică prin metode de calcul, pentru depozite cu rafturi înalte.

Cap.II. Considerații teoretice privind alcătuirea și calculul structurilor de depozite cu rafturi înalte.

2.1. Generalități

2.2. Alcătuirea generală a structurilor de rafturi înalte.

2.3. Sistematisarea calculului plan al cadrelor transversale ale depozitelor cu rafturi înalte.

2.4. Cerințele principale pentru depozite cu rafturi înalte.

Cap.III. Bazele metodelor aproximative și ale elementelor finite.

3.1. Generalități

3.2. Calculul de ordinul I, liniar elastic.

3.2.1. Metoda iterativă în două etape a cadrelor cu noduri deplasabile.

3.2.2. Metoda elementelor finite în calculul de ordinul I.

- 3.3.2.1. Elemente specifice calculului structurilor prin metoda elementelor finite.
- 3.3.2.2. Matricea de rigiditate a barei.
- 3.3.2.3. Relații matriciale de transformare. Ecuația matricială a metodei deplasărilor.
- 3.3.2.4. Rezolvarea ecuației structurii.
- 3.3.2.5. Utilizarea substructurilor.
- 3.3. Calculul de ordinul II, geometrie neliniară
 - 3.3.1. Metoda Cross în calculul de ordinul II.
 - 3.3.2. Calculul de ordinul II prin metoda elementelor finite.
 - 3.3.2.1. Matricea de rigiditate a barei în calculul de ordinul II.
 - 3.3.2.2. Metode de determinare a soluției în calculul de ordinul II.
- 3.4. Stabilitatea structurilor elastice.
 - 3.4.1. Generalități.
 - 3.4.2. Calculul practic de stabilitate al cadrelor prin metoda aproximativă.
 - 3.4.2.1. Cadre cu stâlpi legați articulați de riglă.
 - 3.4.2.2. Cadre cu stâlpi legați rigid de riglă
 - 3.4.3. Calculul de stabilitate prin metoda elementelor finite.
 - 3.4.3.1. Matricea de rigiditate a barei în calculul de stabilitate.
 - 3.4.3.2. Rezolvarea practică a ecuației de stabilitate.

3.5. Concluzii

Cap. IV. Comparație între calculul structurii depozitelor de înălțime mare prin metoda elementelor finite și prin metode aproximative.

4.1. Generalități.

4.2. Exemple de calcul.

4.2.1. Calculul de ordinul I al structurii plane

- 4.2.1.1. Exemplul de calcul Nr.1
 - 4.2.1.2. Exemplul de calcul Nr.2
 - 4.2.1.3. Exemplul de calcul Nr.3
 - 4.2.2. Calculul de ordinul II al structurii plane
 - 4.2.2.1. Exemplul de calcul Nr.4
 - 4.2.3. Calculul de stabilitate
 - 4.2.3.1. Exemplul de calcul Nr.5
 - 4.2.3.2. Exemplul de calcul Nr.6
 - 4.2.3.3. Exemplul de calcul Nr.7
 - 4.2.3.4. Exemplul de calcul Nr.8
- 4.3. Concluzii

Cap.V. Concluzii finale și contribuții personale în calculul și alcătuirea structurii de depozite cu rafturi înalte.

INTRODUCERE

Dezvoltarea tuturor ramurilor tehnice ale economiei implică creșterea volumului de construcții de depozite. Efortul tehnico-material al societății pentru realizarea acestui mare volum de construcții este deosebit. De aceea, necesitatea de a construi economie, dar bine, s-a impus ca element de maximă importanță.

Pentru a satisface aceste cerințe este absolut necesar să se întreprindă o analiză aprofundată și multilaterală atât a soluțiilor constructive cât și a comportării structurilor de rezistență.

În aceste condiții, apare ca absolut necesară analiza structurilor de rezistență prin calcul liniar și neliniar.

Lucrarea de față are ca scop prezentarea problemelor legate de calculul și alcătuirea structurilor de depozite cu rafturi înalte atât din punct de vedere teoretic cât și practic. Pentru înțelegerea cât mai deplină a comportării structurilor reale, această lucrare a realizat comparații între metodele aproximative și metoda elementelor finite.

Lucrarea cuprinde 5 capitole.

În capitolul I se analizează rolul și importanța depozitelor în economie, și sînt arătate atât imaginile generale și direcțiile de dezvoltare ale depozitelor automate, cât și avantajele acestora.

Se prezintă cîteva depozite mai interesante din cele existente, studii ale unor autori precum și principalele tendințe în cercetarea științifică prin metode de calcul.

În cap. II se prezintă alcătuirea și analiza tuturor schemelor principale ale structurilor de rafturi înalte care sînt întilnite în practica proiectării, și cerințele principale pentru calculul depozitelor înalte.

In capitolul III se prezintă și analizează problemele fundamentale ale metodelor aproximative și metodei elementelor finite cu utilizarea sa la calculul structurii formate din bare, în calculul de ordinul I, calculul de ordinul II și de stabilitate.

In capitolul IV se prezintă o serie de comparații între cele două metode de calcul, în calculul de ordinul I, calculul de ordinul II și de stabilitate, prin cele 8 exemple de calcul ale structurii de uz a depozitului și concluziile obținute prin exemplele prezentate.

In capitolul V sînt prezentate concluziile finale și contribuțiile personale ale autorului.

Autorul ține să-și exprime și pe această cale profunda recunoștință profesorului emerit ing.Dan Mateescu, membru al Academiei R.S.R. pentru îndrumarea și grija permanentă acordată pe parcursul elaborării acestei lucrări. De asemenea, autorul dorește să aducă mulțumiri conducerii catedrei de construcții metalice precum și profesorului dr.ing.Valeriu Bănuț, pentru sprijinul acordat la elaborarea acestei lucrări.

CAPITOLUL I

PRIVIRE GENERALĂ ASUPRA PROBLEMELOR DEPOZITELOR AUTOMATIZATE

1.1. Generalități

Tendința impetuoasă de raționalizare, care a apărut în toate ramurile de producție în ultimela decenii în vederea satisfacerii cât mai complete a necesităților de produse industriale, a cuprins și secțiile auxiliare ale întreprinderilor productive. În special, în domeniul depozitelor s-au făcut multe progrese, care s-au tradus prin reducerea cheltuielilor.

Principalul rol al depozitelor este de a alimenta în mod uniform fabricația. În plus, depozitul mai servește și pentru a se putea satisface în termen scurt cererile neprevăzute ale clienței. Depozitul permite o economie de spațiu și o bună accesibilitate, și în el pot fi ținute în rezervă un mare număr de diferite materiale.

Tehnica transportului și depozitării joacă un rol important. Comanda în unități de transport, care ajută la accelerarea manipulării, sau în mărimi de loturi de producție a furnizorului face necesară o punere de acord între furnizor și client, care trebuie să țină seama de mărimea optimă a lotului de fabricație la producător și unitățile de transport care pot fi utilizate și o dată cu aceasta crează de asemenea și premisele pentru îmbinarea organizatorică.

O mare productivitate a producției presupune un depozit capabil de furnizare. Alocarea unor importante fonduri în materialul circulant obligă încă la supravegherea mai bună a stocurilor, a capacității de furnizare și a alimentării pieței "din depozit". Depozitul a devenit o parte a producției, el este integrat în procesul de fabricație.

Depozitul în planificarea industrială joacă un rol din ce în ce mai important. Deoarece planificatorul nu va lua drept criteriu al fluxului de material cea mai scurtă cale de transport, ci procesele cele mai economice de depozitare, va trebui să se meargă pe noi căi pentru planificarea depozitului.

Problema depozitelor a fost mult timp neglijată, iar pentru depozitarea mărfurilor de tot felul au fost utilizate halele vechi, care nu mai puteau fi folosite în alte scopuri. În acest depozit, folosirea spațiului este extrem de irațională. Uneori există în depozit drumuri de circulație care ocupă 70 - 80 % din suprafața totală, cu alte cuvinte dintr-o mare clădire pentru depozitare se utilizează efectiv numai 20 % ca suprafață de depozitare, restul revenind drumurilor de circulație și altor suprafețe pierdute. De aici rezultă, pentru dezvoltarea tehnică, următoarele două criterii : micșorarea lățimii culoarelor de circulație și mărirea înălțimii de stivuire /1/.

După ce în anul 1957 au început să fie sesizate posibilitățile unei depozitari raționale a produselor intermediare ale fabricației, s-a ajuns actualmente la un anumit grad de perfecțiune în această privință /2/.

În stadiul actual al tehnicii de depozitare se poate găsi o soluție pentru aproape orice fel de problemă, făcând abstracție de un mic număr de cazuri excepționale. Aceaste se referă atât la construcțiile de rafturi, cât și la instalațiile pentru stivuirea în rafturi. În cele ce urmează vor fi descrise câteva din soluțiile posibile.

În prezent, orientările construcției depozitelor de materiale sînt :

- perfecționarea de fabricație a containerelor de transport și paletelor care au dimensiunile determinate.
- standardizarea sistemului de rafturi înalte mari.
- construirea depozitelor care au înălțime mare.
- automatizarea secțiilor de transport și încărcare în depozite.

1.2. Depozite automatizate

1.2.1. Dezvoltarea tehnicii depozitului automatizat

Tehnica depozitelor industriale prezintă desigur evoluția cea mai demnă de semnalat în ultimul deceniu. De la starea slabă a raționalizării întreprinderilor s-a ajuns în câțiva ani, la adevărate progrese în domeniul tehnicii transportului. Au fost întrunite în mod ideal organizarea, planificarea construcțiilor și a fluxului de material.

Numeroase depozite mari, care pot fi date ca exemple, demonstrează cum se pot realiza prin această colaborare, soluții optime.

Depozitul anului 1969 aproape că nu mai seamănă cu cel din anul 1960. Noi principii de organizare și noi posibilități tehnice au modificat tabloul fundamental. Depozitul anului 1960 era o construcție modernă, plană, de aproximativ 6 metri înălțime și deservit de stivuitoare cu furcă. Actualmente se găsesc depozite cu înălțimi mai mari decât 30 m, instalații staționare de deservire a depozitelor, o tehnică diferențială adaptată cu precizie fiecărui scop și comandă automată. Depozitul automatizat fără personal, despre care încă în anul 1963 se vorbea în mod vizionar, a devenit acum realizabil /3/.

Tendința spre depozite cu spații înalte rezultă din necesitatea exploatării raționale a spațiului la depozitul convențional, în concordanță cu punctul de vedere al economiei de suprafețe și a costurilor care scad pe măsură ce înălțimea spațiului crește.

Evoluția depozitelor cu spații înalte este rezultatul unei colaborări strânse între planificarea construcției, alegerea formei instalațiilor, organizarea și tehnica transporturilor folosite actualmente sînt legate de instalațiile de tehnica transporturilor de stivuire pentru rafturi și aparate de deservire a rafturilor.

Tehnica construcțiilor se orientează după instalațiile de tehnica transporturilor și formelor constructive. Tendința evoluției merge în mod univoc spre "magina de depozit", al cărui element constructiv portant îl formează rafturile, care

suportă acoperișul și înbrăzăminte exterioră ca o simplă protecție contra intemperiei și în același timp preia solicitările statice și dinamice rezultate din exploatarea aparatelor de deservire a depozitului.

Procesul cel mai important la automatizarea fluxului de materiale ar trebui să fie introducerea calculatorului pentru comenzi. Această evoluție este de abia la începuturile ei și va căpăta în viitor o mare importanță mai ales prin perfecționarea în continuare a calculatoarelor mici care sînt potrivite volumului inițial al instalațiilor mijlocii de transport. Se utilizează de pe acum sistemul "on line" adică comanda directă a instalațiilor de transport de către un calculator electronic. Uneori se poate obține însă același efect cu mai puțină cheltuială, prin sistemul "off line", la care se intercalează un element purtător de informații pentru declanșarea comenzii /4/.

O caracteristică comună a acestor utilaje este lățimea mică necesară culocarelor, în majoritatea cazurilor între 900 și 1800 mm, deseori mai multe ori chiar numai de 900...1400 mm, înălțimea mare de lucru de 6...30 m; viteza mare de translație, pînă la circa 140 m/min; durata mică a ciclurilor de lucru, ca rezultat al vitezei mari de translație, efectuată simultan cu mișcare de ridicare, și a mării precizii de oprire în punctul dorit, posibilitatea de automatizare a comenzilor, care conduce nu numai la economii de personal ci și la o scurtare suplimentară a duratei ciclurilor de lucru.

Progresul tehnic în construcțiile depozitelor se manifestă prin reducerea greutateii, micșorarea costului de execuție și a timpului de montaj al acestora, fără a micșora capacitatea portantă și valoarea funcțională a construcțiilor respective. Rezultate pozitive au fost obținute datorită introducerii unor ^{elemente} materiale de construcții realizate din bare cu pereți subțiri, formate la rece (construcții ușoare de oțel).

Construcțiile ușoare au unele avantaje în comparație cu construcțiile similare de oțel obișnuit și care în continuare vor fi denumite construcții obișnuite. Aceste avantaje sînt :

- reducerea consumului de oțel cu 25-50 %; reducerea cu peste 50 %, posibilă teoretic, nu satisface în general cerințele impuse unei soluții optime din cauza costului și dificultăților de execuție ale acestora.

- scurtarea duratei montajului cu pînă la 30 % (la construcțiile tip hală); în sistemele din noduri și bare tipizate, scurtarea ajunge pînă la 60 % (pentru structuri din rețele) ;
- economia generală de cost a construcției este de 10-25 % /5/;
- libertatea alegerii formei secțiunii barelor ;
- caracteristici avantajoase de rezistență (modulul de rezistență și raza de girație) în raport cu suprafața secțiunii, mai ales în cazul profilelor închise ;

1.2.2. Depozite cu rafturi înalte

Depozitul cu rafturi înalte, depozitul cu rafturi de trecere și depozitul cu rafturi de circulație sînt în prezent singurele forme posibile de depozitare, care permit o automatizare a fazelor de lucru. În cadrul acestor trei forme de depozitare, depozitul cu rafturi înalte este cel mai universal, în timp ce celelalte două sînt potrivite numai pentru anumite procese de depozitare. Avantajele depozitelor cu rafturi înalte sînt următoarele :

- exploatarea optimă a suprafeței construite, terenul de construcție fiind costisitor ;
- economie de personal în cadrul depozitului și administrației ;
- eliminarea cartotecilor și dispozitivelor de copiere clasice, evitarea valorificării și interpretării manuale a documentelor de scoatere din depozit, obținîndu-se astfel calcularea rapidă a beneficiarului, imobilizarea redusă a capitalurilor și o transparență mai mare a activității depozitului;
- avarii mai reduse cauzate de transportul și manipularea produselor, protejarea întregii instalații prin deservirea automată centralizată, evitarea activităților manuale consumatoare de eforturi fizice pentru personalul din depozit;
- alegerea liberă a locurilor disponibile în rafturile înalte ale depozitului, timpul de manipulare redus la scoaterea produselor din rafturi și capacitatea sporită de manipulare a mărfurilor ;
- evitarea transporturilor intermediare de la sectorul de producție și pînă la magazinele descentralizate, pe secții

sau sectoare folosite în mod obișnuit.

În figura 1.2 este arătată în perspectivă depozitarea automată cea mai cunoscută /6/.

Produsele venite de la fabricație (1), după ce au trecut de porțiunea pentru stocul tampon (2), se așează într-o poziție corectă pentru a fi preluată de transportorul de rafturi.

Produsele care vin din exterior sînt predate în poziția corectă (3), fără a fi necesară rotirea. Toate unitățile de încărcătură trec printr-un dispozitiv de verificare (5) descris mai înainte, presupunîndu-se că după aceasta, încărcătura nu-și modifică poziția nici pe transportor și nici pe dispozitivul de transport la rafturi.

Pe porțiuni de introducere divizate (6) paletele ajung cu cărucioare de ridicare și deplasare (7) în domeniul (8) de preluare cu transivivitorul de rafturi unde sînt centrate înainte de a fi depuse în celula respectivă.

1.3. Cercetări privind construcțiile pentru depozite automate

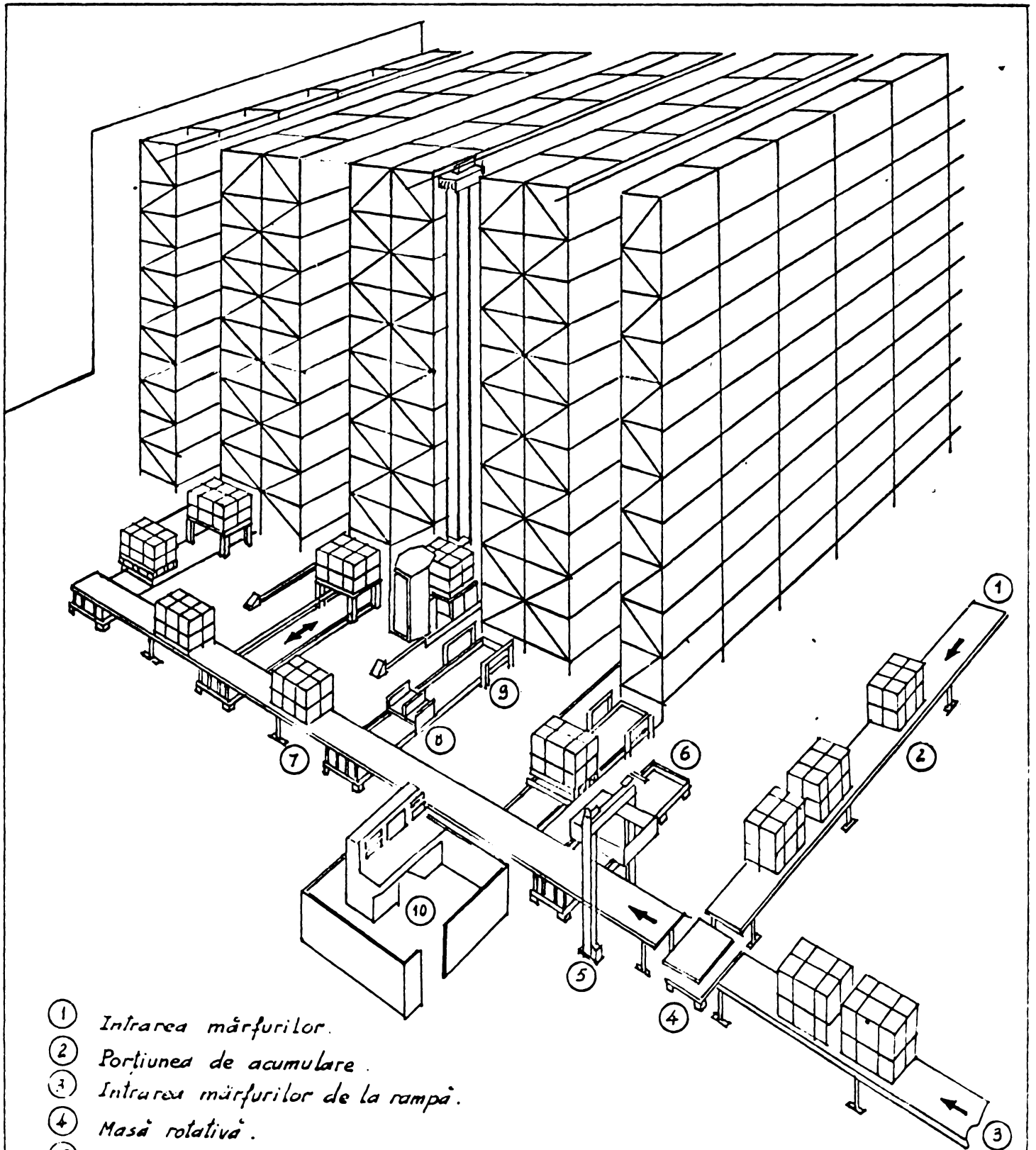
1.3.1. Exemple de magazine existente în străinătate și în România.

Depozitele automate au fost construite sau se găsesc în curs de construcție pentru următoarele ramuri industriale: alimentară, hîrtie, mîcini, automobile, oțel, textile și industrie chimică.

Pe baza diferitelor probleme din fiecare dintre ramuri și a întreprinderilor individuale, s-au dezvoltat diferite concepții constructive, care țin seama de cerințele practice. Acestea au fost întrucîmpate de construcția de depozite în țările dezvoltate.

Din R.F. Germania

- La Dortmund s-a pus în funcțiune o nouă fabrică de ciocolată și produse zaharose, construită conform unor con-



- ① Intrarea mărfurilor.
- ② Porțiunea de acumulare.
- ③ Intrarea mărfurilor de la rampă.
- ④ Masă rotativă.
- ⑤ Dispozitiv pentru verificarea paletelor.
- ⑥ Dispozitiv pentru verificarea paletelor.
- ⑦ Linia de transportoare pentru introducerea în depozit.
- ⑧ Cărucior de ridicare și deplasarea a unităților de încărcătură.
- ⑨ Posturi de preluare a unităților de încărcătură de către instalațiile de deservire u raflurilor (translivuitoare).
- ⑩ Comandă.

Fig. 1.1

ceptii moderne. Fabrica posedă un depozit cu desfășurarea rațională a comenzilor, conceput ca tampon între producție și expediție. Este un depozit cu rafturi înalte ramificat, înzestrat cu utilaje automate "Translatoare cu furcă", pentru deservirea rastelelor subîmpărțit într-o zonă tampon pentru depozitarea a 9500 palete de uz general din NORMELE EUROPENE (800x1200 mm) și o zonă de pregătire a comenzilor pentru extragerea parțială din 850 de palete, proiect al DEMAG SYSTEMTECHNIS. Depozitul, construit sub formă de schelet metalic cu rastele portante ale pereților și acoperișului este lung de 96 m, lat de 22 m și are o înălțime liberă de 28 m /7/.

- Firma Miele din Güttesich a construit depozitarea rațională centrală pentru piese de schimb. Din punct de vedere constructiv, depozitul a fost realizat după principiul clădirii-raft, adică rafturile sînt în același timp și elementele portante ale halei. Noutatea în construcția acestor rafturi o constituie dezvoltarea în înălțime, față de sistemul obișnuit de amplasare în mod predominant pe orizontală. Astfel au fost prevăzute opt rafturi duble și două rafturi simple, fiecare de 70 m lungime, 15 m înălțime și circa 2 m lățime, puternic ancorate în placa pardoselii la distanțe suficiente pentru a permite accesul la rafturi a cărucioarelor cu furcă.

Stabilitatea rafturilor, executate din profile laminate la cald, a fost asigurată prin legături cu săbrele orizontale și verticale /8/.

- Fabrica de bere "STERN" din ESSEN a construit depozitul înalt, organizat după metode moderne ale tehnicii depozitării /9/ (fig.1.2), cu caracteristicile următoare :

- lungimea 42 m
- lățimea 13 m
- înălțimea 38 m
- lățimea culoarelor : 1,5 m
- numărul paletelor înmagazinate : 2850
- numărul translatorilor : 2

Din Franța

Intreprinderea SUCHARD a construit un depozit complet automatizat pentru o fabrică de ciocolată. Ansamblul clădirilor

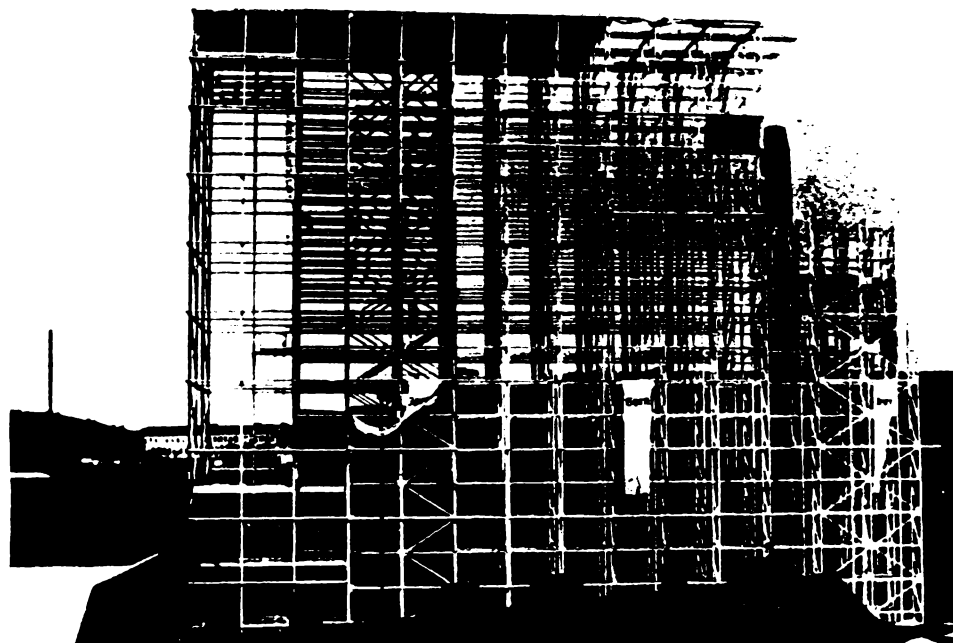


Fig. 1.2

care cuprinde, în afară de depozitul automatizat și noul serviciu de expediție, precum și locuri de fabricație și birouri, a costat cca. 9.000.000 franci elvețieni /10/.

Dimensiunile depozitului :

lungimea 40 m, lățimea 30 m, înălțimea 12 m ;

numărul rafturilor depozitului : 5000

numărul transletorilor de înmagazinare : 2

- Noul magazin al întreprinderii "La Redoute à Douboix" a fost construit cu următoarele caracteristici :

lungimea clădirii 80 m

lățimea clădirii 17,5 m

înălțimea 22 m

numărul culoarelor 4

lățimea culoarelor 1,8 m

numărul paletelor (800x1200 mm) înmagazinate : 8424

Scheletul metalic al rafturilor este folosit ca suport pentru ziduri și pentru acoperiș /11/.

Din Italia

- Firma MOTTA din FERENTINO a construit un depozit frigorific automat (fig.1.3). Structura depozitului a fost realizată după principiul clădiri-raft /12/. Caracteristicile depozitului sînt următoare :

lungimea	82,77 m
lărgimea	32,4 m
înălțimea	28,45 m
numărul paletelor (800x1200 mm) înmagazinate	: 11904

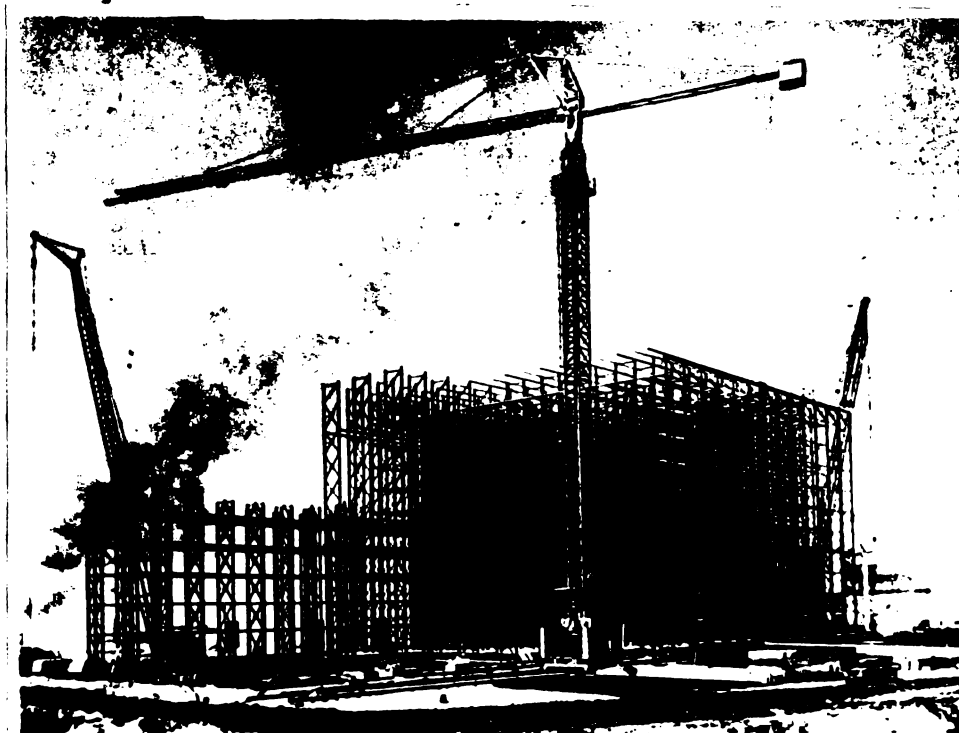


Fig. 1.3

Din Anglia

- Pentru depozitarea produselor alimentare și a materialelor de uz casnic, s-a elaborat un depozit care prezintă unele aspecte originale. Dintre acestea trebuie relevat în primul rînd modul de rezolvare a manipulării materialelor, care permite automatizarea parțială a operațiilor necesare pentru stocarea și pregătirea livrărilor în vederea satisfacerii unor comenzi cuprinzînd 100...200 articole.

Suprafața clădirii principale a depozitului este de 2650 m² iar volumul acestuia este de 33.300 m³. Înălțimea maximă de depozitare este de 18 m /13/.

- În iunie 1967 a intrat în funcțiune la NOTTINGHAM un depozit de expediție, la care se face uz de instalații electronice de calcul pentru scoaterea automată a mărfurilor din depozit și pentru efectuarea comenzilor, obținându-se astfel maximum de economicitate realizabil în momentul de față. Acest depozit aparține firmei BOOTS PURE DRUG CO, care prin acest depozit asigură centralizarea alimentării celor 1300 sucursale ce le posedă în Anglia.

Clădirea și instalațiile acestui depozit au costat circa 12 milioane mărci. Clădirea are lungimea de 117 m, lățimea de 87 m și înălțimea de 11 m /14/.

Din Austria

- În TRAISIRCHEN a fost construit un mare depozit automat de produse finite executat de firma VOEST-ALPINE (fig. 1.4) /15/. Dimensiunile principale ale depozitului sunt următoarele :

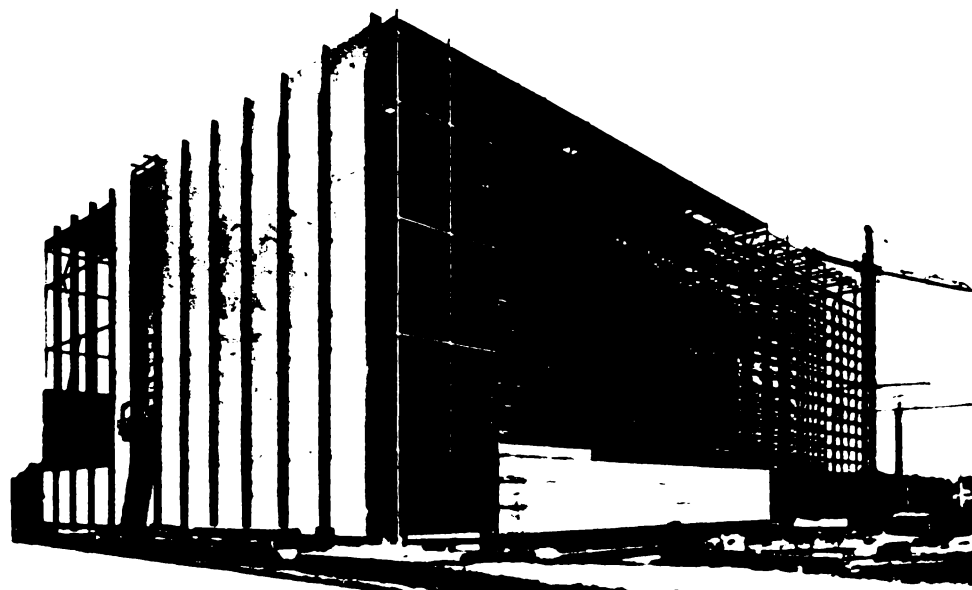


Fig. 1.4

lungimea 132,3 m
lărgimea 58,7 m
înălțimea 30,8 m
suprafața 7750 m²
numărul paletelor (1460x1460 mm) înmagazinate : 33000

Din România

- În cadrul Combinatului chimic "AZOTURUS" din Tîrgu Jureș a fost construit un depozit automat în fabrica de articole fotosensibile. Pe baza instalațiilor de transport continuu e paletelor și instalația de conducere automatizată a procesului tehnologic au fost livrate în antrepriza firmei KONISHIROKU PATE IND.CO., L.T.D. TOKYO din JAPONIA. Structura depozitului se desfășoară într-o clădire monobloc, fără ferestre, la care fluxul de fabricație se desfășoară pe verticală de sus în jos, magazia ocupînd spații aflate la etajul II, înălțimea depozitului este de 20,43 m.

- În anul 1978, Institutul de proiectări (IPROTE) Timișoara și Centrul de cercetare și inginerie tehnologică pentru mașini de ridicat și transport uzinal Timișoara (COSITERTU) a proiectat un depozit automat pentru întreprinderea mecanică Timișoara (I.M.), Caracteristicile constructive ale depozitului sînt următoarele :

lungimea 51,25 m
lărgimea 9 m
înălțimea 23 m
numărul culorrelor 2
numărul paletelor (800x1200 mm) înmagazinate : 2800.

Structura depozitului a fost realizată în întregime din profile cu pereți subțiri tip IASI cu secțiune închisă.

1.3.2. Cercetările actuale pentru depozite înalte

Deși depozitele cu rafturi înalte au apărut în ultimul deceniu, ele au fost studiate serios de autori.

449214
336 G

- Doriguzzi, E. a constatat că atunci când stelajele au înălțimea de 15...20 m, la magazinele cu suprafețele sub 5000 m^2 este recomandabil ca acoperișul să se realizeze direct pe stelaj. Această soluție micșorează costul construcției /16/.

- Zetajlov A.I., PEVZNER B.I., a arătat că atunci când încălzirile sînt amenajate pe stelaje de 20 tf/m^2 , se poate folosi scheletul stelajelor ca element portant al clădirii /17/.

- O organizație de proiectare din blveția a făcut comparație pentru 4 variante care s-au caracterizat prin datele principale de mai jos :

Varianta I : depozit înalt cu înălțimea utilă de 16,75 m (13 palete , palete tip A cu suprafața de $1200 \times 1200 \text{ mm}$ și palete tip B cu suprafața de $800 \times 1200 \text{ mm}$, ambele avînd o înălțime de 1020 mm) suprapuse. Scheletul stelajelor dimensionat ca element portant al clădirii, construcția metalică cu acoperiș de eternit, fără izolație, fără încălzire și ventilație, toate elemente metalice protejate superficial, deservire prin utilaje automatizate de depozitare și transport.

Varianta II : Depozit înalt cu înălțimea utilă de 13,3 m (10 palete suprapuse), cu caracteristici asemănătoare celor arătate la varianta I ; utilajul de depozitare este cu comandă manuală.

Varianta III : Depozit pentru palete în construcție normală cu înălțimea utilă 7,6 m (6 palete suprapuse) stelajele sînt deplasabile și nu constituie elemente portante ale clădirii ; deservire prin electrostivuitoare speciale comandate manual și avînd furcile rotitoare.

Varianta IV asemănătoare cu varianta III, însă cu deservire prin stivuitoare cu furcă de tip curent.

Prin investițiile pentru construcția depozitului, în aceste patru variante, s-a constatat că, varianta I este mai economică decît celelalte variante /18/.

- Schiller K, din R.D.Germană a analizat variantele pentru determinarea unor criterii de utilizare cu capacitate de previziune asupra înălțimilor optime de stivuire pentru depozitele cu rafturile înalte și asupra limitelor lor economice de folosire.

Soluțiile cercetate pentru depozitele cu rafturi înalte erau cu înălțimi de stivuire de 12,00 m, 16,80 m, 21,60 m și 28,80m, respectiv cu înălțimi de clădiri de 13,5 m, 18,65 m, 23,45 m și 30,65 m. Rafturile au în același timp, pe lângă sarcina care rezultă din produsul depozitat și din ghidarea utilajelor de transport și funcția de purtare și de reazem pentru construcțiile ușoare ale acoperișului și pereților care închid spațiul. S-a ajuns la concluzia că, înălțimile de stivuire a rafturilor de 12 până la 24 m sînt mai economice, în care caz un minimum de costuri se atinge la o înălțime de 21 m /19/.

- Krippendorff H., a ajuns la concluzia că în practică o lungime de 80 până la 100 m și o înălțime de 18 până la 24 m reprezintă dimensiunile rafturilor înalte cele mai des utilizate în depozitare /20/.

1.4. Principalele tendințe în cercetarea științifică prin metode de calcul, pentru depozite cu rafturi înalte.

Se știe că, în depozite cu rafturi înalte, volumul de oțel și utilaj modern este foarte mare, deci construirea unui depozit automat implică investiții mari. În același timp, orientarea către structurile depozitelor din ce în ce mai svelte, de multe ori cu forme ce ies din tiparul experienței anterioare și realizate din materiale cu caracteristici superioare sau din materiale noi (oțel slab aliat sau oțel cu pereți subțiri), impun necesitatea efectuării unui calcul nelinier al structurilor. În prezent, este posibil să se realizeze calculul de ordinul II geometric nelinier, într-o formă acceptabilă pentru nevoile practice. Din aceste cauze, stabilirea metodelor de calcul a structurii este o problemă deosebit de importantă, pentru determinarea deplasărilor nodurilor și a eforturilor în secțiunile elementelor.

Majoritatea proiectelor practice se rezolvă actualmente prin calculul simplificator al cadrelor depozitelor, aplicîndu-se de obicei metoda aproximativă, prin care se în-

locuiesc stâlpii reali ai cadrului cu un stâlp unic fictiv. Această metodă de calcul, nu ține seama de conlucrarea între stâlpi, mai ales, în cazul cadrului în care ferma se prinde încastrat de stâlpi iar între stâlpii marginali și cei interiori sînt diferențe mari de solicitare și de sveltețe, din calcul reiese un consum suplimentar de material.

În privința perfecționării concepțiilor de proiectare, a metodelor de calcul, această lucrare va prezenta și utiliza bazele proiectării structurilor depozitelor cu rafturi înalte /cap.2/ și bazele metodelor aproximative și ale metodelor elementelor finite /cap.3/, în calculul liniar și neliniar elastic (calculul de ordinul I, de ordinul II și de stabilitate), pentru rezolvarea unui număr de structuri ale depozitelor de uz. Rezultatele obținute ale metodelor aproximative vor fi comparate cu metodele elementelor finite, privind ipotezele de calcul ale structurilor /cap.4/.

CAPITOLUL II

CONSIDERATIILE TEORETICE PRIVIND ALCATUIREA SI CALCULUL STRUCTURILOR DE DEPOZITE CU RAFTURI INALTE.

2.1. Generalități

Pentru oricare întreprindere, construirea unui depozit implică investiții mari. Din această cauză, utilizarea cât mai bună a suprafeței și a spațiului depozitului reprezintă o problemă deosebit de importantă.

Soluția constructivă și alcătuirea generală a unui depozit depind de un complex de condiții tehnologice, constructive și economice. Construirea unui depozit are la bază procesul tehnologic pe care construcția trebuie să-l servească în cele mai bune condiții.

Creșterea potențialului industrial, ritmul înalt de dezvoltare a economiei necesită o preocupare permanentă pentru noi soluții constructive, care să conducă la o continuă creștere a gradului de industrializare a execuției lucrărilor, la economii de materiale, la reducerea manoperei pe șantier, astfel încât să se realizeze construcții cu un cost redus și care să poată fi puse în funcțiune în timp cât mai scurt. Dezvoltarea proiectării de elemente și structuri tipizate, utilizarea unor structuri ușoare pentru învelitori și închideri, organizarea unei rețele puternice de unități de construcții dotate cu mijloace perfecționate de execuție și montaj, constituie oăi principale pentru realizarea acestor desiderate.

2.2. Alcătuirea generală a structurilor de rafturi înalte

Execuția construcției după principiul clădirii-raft se face pentru ca în felul acesta să se obțină o utilizare op-

timă a pieselor constructive utilizate.

Lăţimea culoarelor pentru mijloacele de manipulare, dispunerea lor, adâncimea unităţilor de depozitare şi a şirurilor de rafturi, formează baza amenajării orizontale a suprafeţei clădirii. Această amenajare trebuie să respecte cerinţa deplasării raţionale a mijloacelor de manipulare în contextul folosirii cât mai eficiente a suprafeţei depozitului.

În figurile 2.2 se arată posibilităţile de principiu, de organizare a instalaţiilor de rafturi purtătoare ale clădirii :

1. construcţie de rafturi cu suport de aşezare continuu, o unitate de depozitare între reazeme (pentru paletele europene);
2. construcţie de rafturi cu suport lateral, o unitate de depozitare între reazeme (pentru palete tip fereastră sau lăzi);
3. construcţie de rafturi cu suport de aşezare continuu, două sau mai multe palete între reazeme ;
4. construcţie de rafturi cu suport continuu, reazemele centrale sau pereţi centrali cu suport pentru macara un platou pentru orice combinaţie.

Din tabelul 2.1. şi figura 2.1. rezultă exemple de utilizare precum şi avantajele şi dezavantajele fiecărei variante.

În figura 2.2. se arată organizările teoretice posibile ale reazemelor şi suporturilor de aşezare la construcţiile din oţel cu contravîntuirile necesare în toate cele trei planuri. Acestea sînt necesare în toate cele trei planuri. Acestea sînt necesare, pentru ca să rezulte o construcţie stabilă în toate direcţiile.

Din această comparaţie rezultă, că organizarea 2 în direcţie longitudinală este foarte nefavorabilă din punct de vedere static faţă de celelalte variante, deoarece nu există suport de aşezare care ar putea determina o legătură longitudinală şi o scurtare a lungimilor de încovoiere. Din această cauză trebuie să se introducă îmbinări orizontale, datorită cărui fapt însă rezultă o pierdere de spaţiu care nu poate fi neglijată.

Organizările 1,3,4, şi 5 sînt foarte omogene din punct de vedere static şi au avantajul, că toate îmbinările se găsesc în planurile reazemelor sau suporturilor de aşezare şi în felul acesta nu solicită un loc suplimentar.

Datorită lipsei unui cadru transversal, organizarea 6 este o clădire în principiu elastică, ale cărei forţe orizontale trebuie să fie conduse fie între geamurile intermediare fie în în-

tregime în fațadă. Faptul că acest lucru este posibil fără greutate și ca urmare se obține o clădire, care corespunde cerințelor fluxului ideal al materialelor și a instalațiilor de mașini, se poate vedea din figura 2.2.

În cele mai multe cazuri și în special la un depozit organizat optim, un perete frontal este slăbit de către deschizăturile pentru instalațiile de transport pentru introducere și scoțere din depozit în așa fel, încât nu mai poate fi folosit pentru preluarea forțelor orizontale. În alte cazuri, acolo unde se prevede un dispozitiv de deplasare transversală, rafturile nu mai pot fi legate cu perete frontal.

Pentru un depozit automatizat ținând seama de sarcina sa, agadar trebuind a fi organizat după capacitatea de transbordare și fluxul de material, trebuie să se considere clădirea numai ca un înveliș cu importanță secundară care trebuie să se supună ce-

Tabelul 2.1. Avantajele și dezavantajele diferitelor construcții de rafturi

Organi- zarea	Utili- zarea spa- țiului	Utilizare	Avantaje	Dezavantaje
1	2	3	4	5
1. (fig. 2.1a)	42%	La sarcini indi- viduale mari. Cind înălțimea este limitată. La sarcini mari ale acoperigu- lui care tre- buie luate de câtre raft.	Construcție sta- bilă cu sarcini individuale des și uniform re- partisate din causa aceasta fundamentul este solicitat favorabil. Bună utilizare a spațiului.	Nu există po- sibilități de trecere pe alte unități de depozitare limită din punct de vede- re economic.

1	2	3	4	5
2 (fig. 2.1b)	42%	La palete cu ferastră sau la depozitare în direcție longitudinală la depozitarea lăzilor etc.	O bună utilizare a spațiului în direcție verticală. Bună stabilitate transversală.	Construcție slabă în direcție longitudinală, lungimi mari de încovoiere. Nu există posibilități de combinare limită din punct de vedere economic
3 (fig. 2.1c)	43%	La utilizarea numai unei singure mărimi de paletă și acolo unde dimensiunile și greutatea unității de depozitare duc la dimensiuni optime a suporturilor de așezare și a reazemelor.	Ca în cazul 1 însă economicitate mai bună.	Posibilități reduse de trecere pe alte unități de depozitare
4 (fig. 2.1d)	44%	Permite combinația mai multor unități de depozitare. Utilizare multiplă.	Construcție stabilă, combinarea a 800 și 1200 mm palete fără pierdere de spațiu. Solicitarea optimă a suporturilor și a reazemelor la unități de depozitare cu greutate de 1000 kg. Bună utilizare a spațiului.	nimic deosebit
5 (fig. 2.1e)	37%	La trei palete diferite cu lățime de 800, 1000 și 1200 mm.	Construcție stabilă în toate direcțiile, bună posibilități de combinare.	Construcție scumpă de rafturi deoarece suportii de așezare sînt înalți și sarcinile de regim sînt mari. Pierdere de spațiu.

1	2	3	4	5
6 (fig.2.1f)	33%	La multe unități de depozitare diferite în special acolo unde nu se constată o tendință a dimensiunilor.	Posibilități nelimitate de combinare în direcție longitudinală.	Construcție scumpă de raft ou pierdere de spațiu.

lorlalte cerințe. Exemplul din fig.2.2. arată că este posibil să se îndeplinească această condiție din punct de vedere static. La intervenția forței P în punctul c' pereții sînt solicitați la torsiune, după cum se poate observa din figura 2.3.

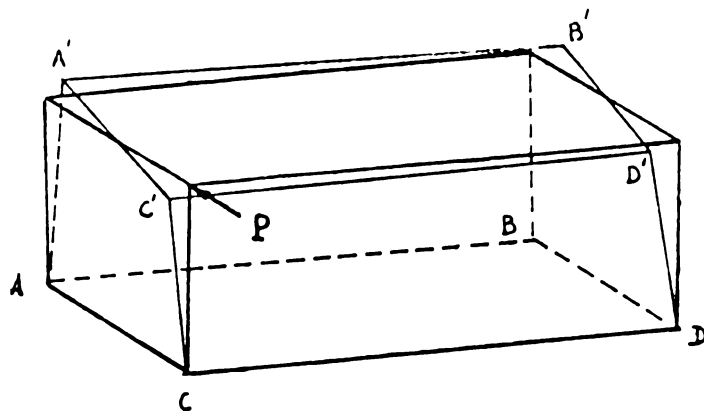
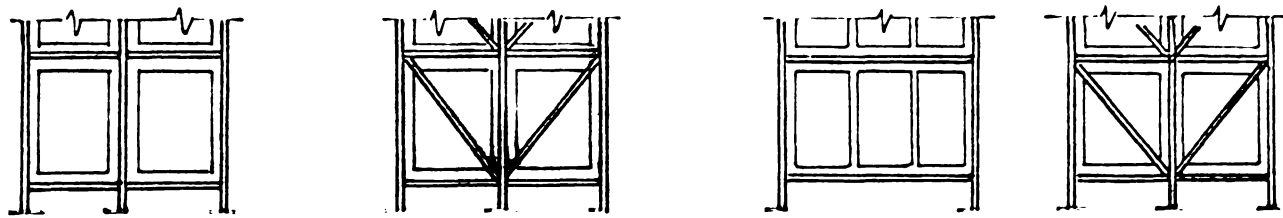


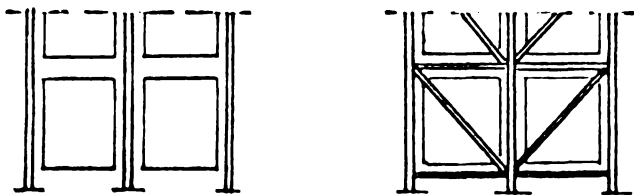
Fig.2.3. Clădire de depozit fără cadru transversal drept clădire elastică.

În măsura în care o clădire de acest fel are dimensiuni "normale", prezintă următoarele raporturi : lățime:înălțime 1:2; înălțime:lungime=1:4 ; este vorba de o clădire extrem de stabilă, la care este posibil să se rigidizeze fațadele sau cadrele cu mijloace economice.

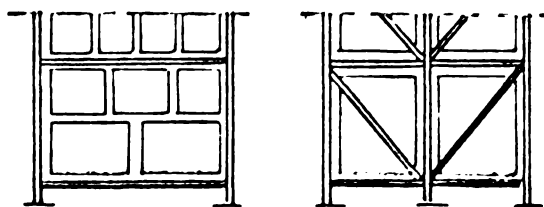


a, organizarea 1

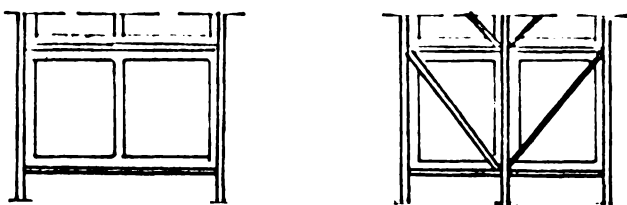
d, Organizarea 4



b, Organizarea 2



e, Organizarea 5

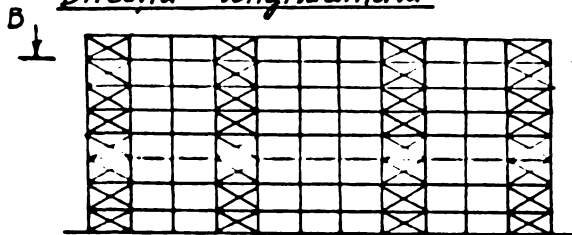


c, Organizarea 3

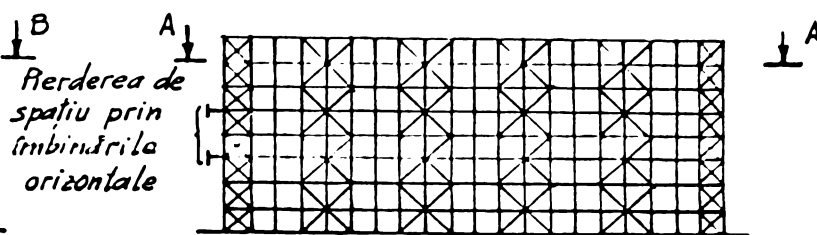
f, Organizarea 6

Fig. 2.1 Diferitele constructii de rafturi

Direcția longitudinală

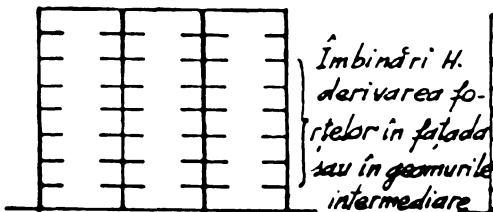


Organizarea 1.3.4.5.6

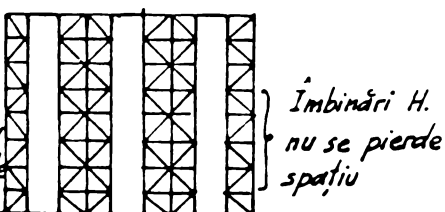


Organizarea 2

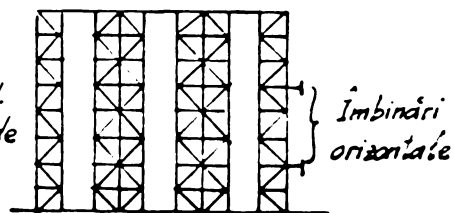
Direcția transversală



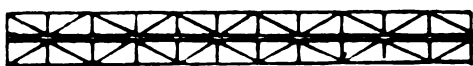
Organizarea 6



Organizarea 1.3.4.5



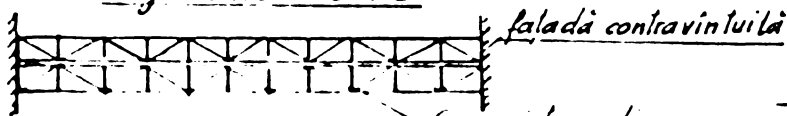
Organizarea 2



Secțiunea B-B
Organizarea 1.3.4.5



Secțiunea A-A
Organizarea 2



Secțiunea B-B
Organizarea 6

Fig. 2.2 Organizări posibile în rețea a reazemelor și suportilor de aşezare

2.3. Sistematizarea calculului plan al cadrelor transversale ale depositelor cu rafturi înalte.

- Soluția constructivă care se adoptă depinde de datele concrete ale depositelor și trebuie să fie conformă cu condițiile reale în care va lucra construcția.

Soluția constructivă este materializată prin schema constructivă care cuprinde alcătuirea generală, dimensiunile principale, forma și modul de legare a barelor din care este formată structura. Pe baza unei predimensionări sau prin comparare cu construcții similare se face o primă alegere a secțiunii barelor structurii, ținând seama de condițiile de rezistență, stabilitate, zveltețe, perioadele vibrațiilor proprii etc, cerute pentru structura care se va construi.

În multe situații, cum sînt în special cele ale depositelor cu alcătuire geometrică regulată (travei egale, cadre transversale cu aceeași rigiditate) și care sînt practic uniform încărcate, calculul plan reflectă suficient de exact comportarea reală a structurii /21/, /22/, /23/. În aceste situații este suficient ca din structură să se separe cadre plane care să fie calculate numai la încărcările care acționează direct în planul lor.

Calculul static se conduce pe baza schemelor de calcul și a schemelor de încărcare și se face separat pentru fiecare încărcare, sau pentru grupul de încărcări care acționează simultan. Efectele totale, eforturi și deplasări, pentru diferite grupări de acțiuni se obțin prin însumarea efectelor.

- Determinarea eforturilor produse de acțiunile statice sau dinamice precum și verificarea stabilității formei se pot face prin metode aproximative (metoda deplasărilor, sub forma procedurii de calcul în două etape), pe baza schemei de calcul din figura 2.4c, sau metoda elementelor finite, pe baza schemei de calcul din figura 2.4 a, b.

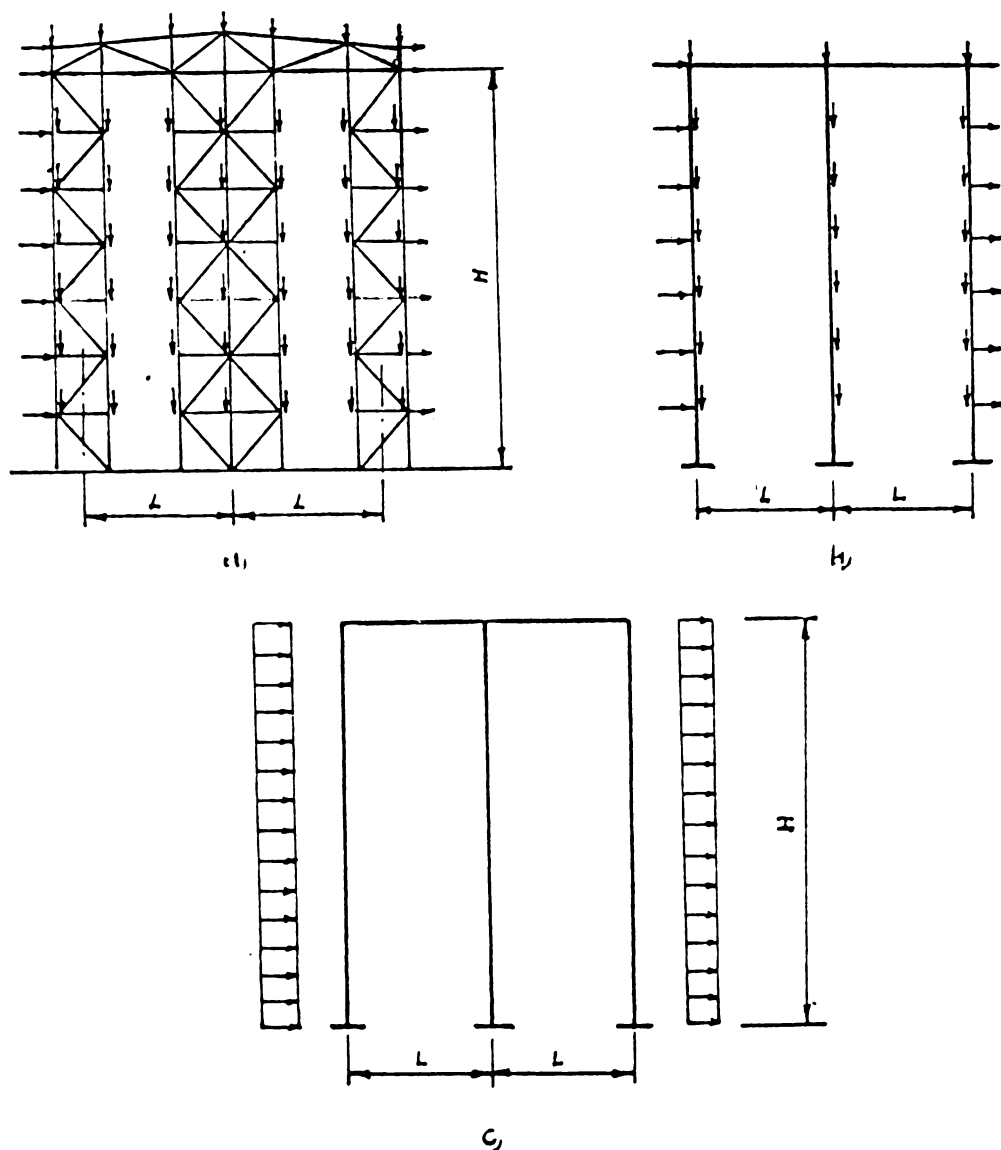


Fig. 2.4

2.4. Cerințele principale pentru depozite cu rafturi înalte

Depozitele cu rafturi înalte se execută în general portante, asta înseamnă că construcția acoperișului este sprijinită pe scheletul paletelor și scheletul din margine trebuie să suporte sarcinile vântului, care folosește și ca suport pentru îmbrăcămintea peretelui. La construirea depozitelor din oțel apar următoarele probleme:

1. Mișcările stivuitorului executate automatic, fără posibilitate de a interveni pentru corecturi, cer o precizie înaltă în executarea scheletului paletelor.

2. Din aceeași cauză, deformațiile elastice a părților solicitate trebuie să fie limitate (cu toleranțe foarte mici). Părțile scheletului trebuie să fie cât mai rigide, cu o rezistență de deformare foarte mare împotriva forțelor care pot să apară : vânt sau încărcătură utilă. În figura 2.5. sînt arătate toleranțele și deplasările elastice permise pentru depozite înalte.

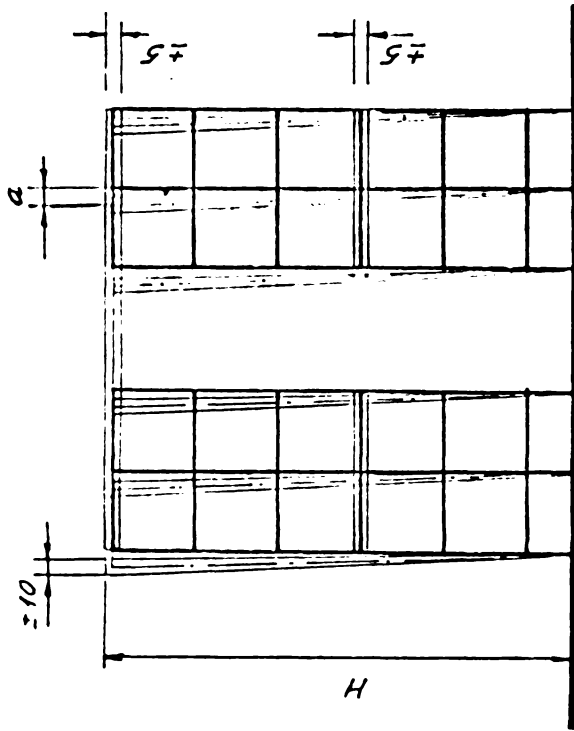
3. Greutatea proprie a construcției în comparație cu încărcarea utilă este foarte mică. La un depozit de 20 m înălțime, ea este numai 10% din încărcare utilă. Asta înseamnă că solicitarea fundației la un depozit încărcat (plin) este de 10 ori mai mare decît la un depozit gol. La o solicitare a depozitului inegală pe un teren de fundare necorespunzător trebuie să avem totuși o funcționare normală.

4. În zone cu cutremure, diferitelor legături demontabile ale depozitelor trebuie acordate o atenție deosebită, deoarece pot acționa forțe din toate direcțiile.

5. Construcția este formată din puține tipuri de elemente în mare măsură din elemente de construcții obișnuite, în general din schelete de margine, de mijloc și transversale de legătură. Obținerea unui număr mic de tipuri de elemente de construcții, în ceea ce privește cașculul și fabricarea lor este de mare importanță pentru industrializarea construcției.

6. Structurile depozitului trebuie să ducă la reducerea la minimum a acțiunii defavorabile a coroziunii. În acest scop se recomandă ca secțiunile să fie alcătuite astfel încît :

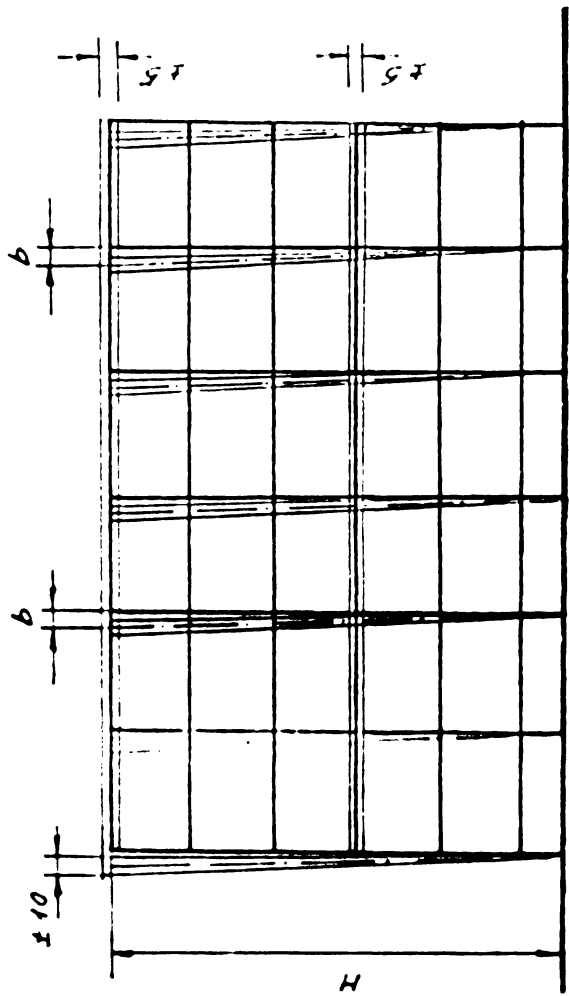
- perimetrul secțiunii să fie minim ;
- toată suprafața laterală a secțiunii să fie ușor de întreținut ;
- să se evite posibilitatea de stagnare a apei, iar în caz că acest lucru nu este posibil se vor prevedea orificii corespunzătoare pentru scurgerea apei.



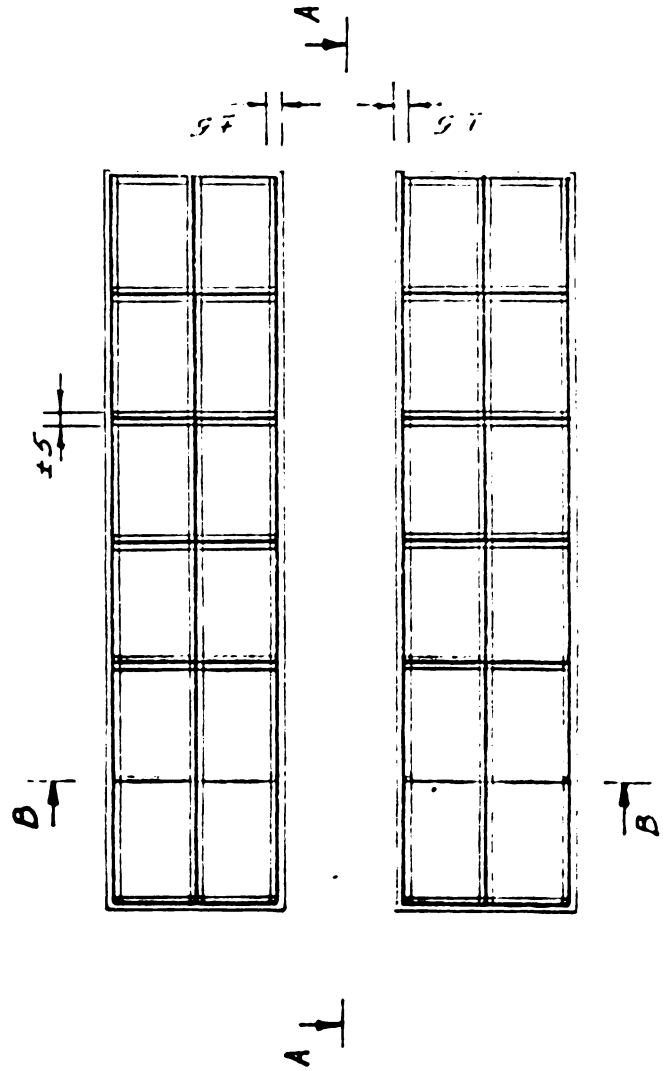
B-B

*Deplasările elastice permise
pentru depozite înalte*

H (m)	a (mm)	b (mm)
4	10	10
8	20	13
12	32	20
15	47	27
20	53	33
24	64	40
28	75	47
30	80	50



A-A



C A P I T O L U L III

BAZELE METODELOR APROXIMATIVE SI ELEMENTELOR FINITE

3.1. GENERALITATI

- La calculele cadrelor depozitelor cu mai multe deschideri cu un singur nivel, dificultatea principală constă în rezolvarea ecuațiilor de condiție. Deși în metoda deplasărilor, numărul necunoscutelor este de obicei mai redus la asemenea structuri decât în metoda eforturilor, totuși problema rezolvării ecuațiilor rămâne primordială.

Rezolvarea prin iterație (aproximații succesive) prezintă avantaje vădite, când sînt îndeplinite condițiile ce asigură o rapiditate satisfăcătoare a convergenței. Procedul permite o sistematizare deosebită și conduce la organizarea rezolvării pe scheme de calcul, cu folosirea unor elemente ușor de determinat.

Un moment important în dezvoltarea metodelor iterative de calcul la structuri static nedeterminate, l-a constituit apariția în anul 1932 a metodei "distribuției momentelor" (metoda Cross), pentru rezolvarea cadrelor cu noduri fixe alcătuite din bare cu secțiune constantă /59/, /60/, /61/, /62/, /63/. La marea majoritate a cadrelor cu noduri deplasabile se aplică în condiții bune, procedul rezolvării, în două etape /22/, /24/, /25/, /26/, /27/, /28/.

- Răspîndirea calculatoarelor electronice a adus modificări esențiale în modul de a privi metodele de calculul structurilor. Posibilitatea de a trece calculele numerice asupra mașinii și deci faptul că volumul de calcule nu mai constituie un obstacol, deschide căi noi de abordare în alegerea, sistematizarea și aplicarea metodelor de calcul.

Inlocuirea structurii reale se face cu o structură formată dintr-un număr oarecare de elemente, de dimensiuni finite ,

conectate între ele sau cu baza de susținere numai în anumite puncte. Aceasta revine la a transforma rezolvarea unui sistem de ecuații diferențiale, în rezolvarea unui sistem de ecuații liniare. Aceasta constituie ideea metodei elementelor finite /29/, /30/, /64/.

Metoda elementelor finite a fost aceea de a utiliza metodele generale de calcul structurilor formate din bare - metoda eforturilor și metoda deplasărilor, în exprimare matriceală. Ecuația matriceală a uneia sau alteia dintre metode se obține utilizând caracteristicile de rigiditate, respectiv de flexibilitate ale elementelor și structurii. Dintre cele două metode, metoda deplasărilor este mai ușor de abordat datorită sistemului de bază unic care se pretează mai bine la sistematizări de formă generală. Din această cauză, în condițiile calculului automatizat, metoda deplasărilor devine astfel instrumentul principal în calculul structurilor /69/, /70/, /71/, /72/, /73/.

În calculul liniar al structurilor formate din bare, metoda elementelor finite nu diferă de metodele matriceale utilizate în calculul acestor structuri, dacă elementul finit este considerat a fi chiar bara.

În calculul geometric neliniar al acestor structuri este introdusă noua clasă de matrice de rigiditate, sînt perfecționate metodele de determinare a soluției problemei și metodele pentru calculul valorilor și vectorilor proprii, pentru matrice de dimensiuni mari.

Primele încercări de calcul neliniar al structurilor prin metoda elementelor finite sînt întreprinse începînd din anul 1959, iar primele publicații apar în anul 1960 /31/, /32/.

3.2. CALCULUL DE ORDINUL I, LINIAR ELASTIC

3.2.1. Metoda iterativă în două etape a cadrelor cu noduri deplasabile

Structurile în cadre cu bare legate rigid între ele sînt alcătuite din stâlpi cu zăbrele (fig.2.4a). În general, stâlpii sînt încastrați la bază.

Calculul acestor structuri poate fi sistematizat, utilizând metoda deplasărilor, sub forma procedurii de calcul în două etape, aplicat într-o formă specifică acestor structuri.

Necunoscutele sistemului sînt rotirile nodurilor η_i și un singur parametru grad de libertate, anume deplasarea Δ a nodurilor, egală pentru toate nodurile (fig.3.1.).

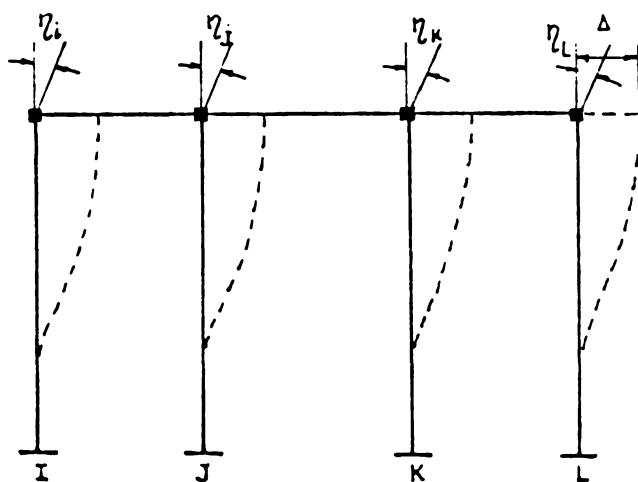


Fig. 3.1

În etapa I de calcul (fig.3.2) cu nodurile blocate la deplasare, cu ajutorul unui procedeu iterativ (procedeu Cross) se calculează momentele încovoietoare pe cap de bară $M_{jK}^{(F)}$ și forța de fixare R_f în blocaj, care conține efectul încărcării și al momentelor încovoietoare pe toți stlpii.

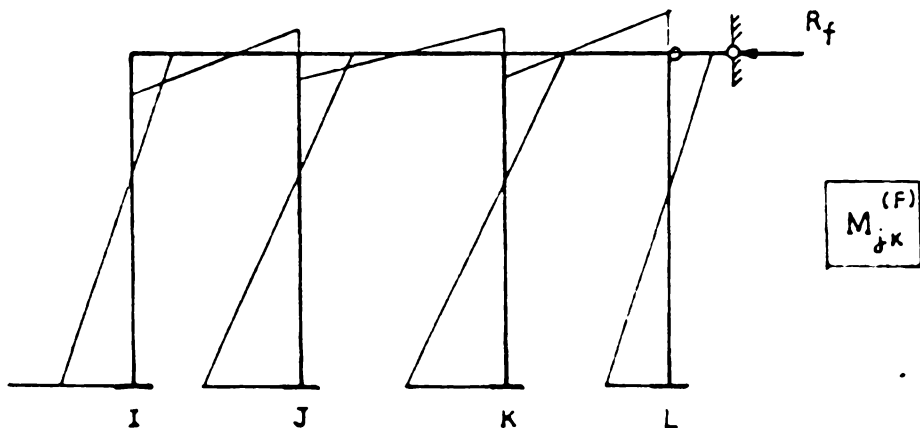


Fig 3.2

$$R_f = \sum_{i,j,k,l} \frac{M_{jK}^{(F)} + M_{Kj}^{(F)}}{H_j} \quad (3.1)$$

In etapa II de calcul (fig.3.3), cu nodurile libere la deplasare, se încarcă cadrul cu forța de fixare R_f calculată în etapa I și luată cu semn schimbat și se determină momentele încovoietoare $M_{jk}^{(D)}$.

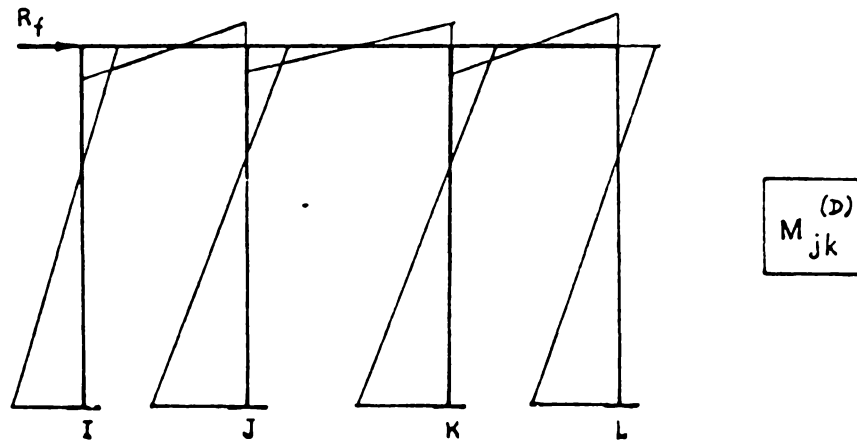


Fig 3.3

Momentele încovoietoare finale M_{jk} rezultă din însumarea efectelor celor două etape de calcul

$$M_{jk} = M_{jk}^{(F)} + M_{jk}^{(D)} \quad (3.2)$$

Momentele încovoietoare $M_{jk}^{(D)}$ din etapa II de calcul se determină în modul următor :

Se dă cadrului o deplasare unitară $\Delta = 1$ și se blochează în această poziție (fig.3.4) , se calculează cu un procedeu iterativ momentele de cap de bară $m_{jk}^{(D)}$ și forța de fixare R , care reprezintă rigiditatea la deplasare a cadrului și este dată de relația

$$R = \sum_{i,j,k,l} \frac{m_{jk}^{(D)} + m_{kj}^{(D)}}{H_j} \quad (3.3)$$

Se scrie ecuația de condiție

$$R_f - \Delta \cdot R = 0 \quad (3.4)$$

care exprimă condiția ca în blocaj forța de fixare să fie nulă.

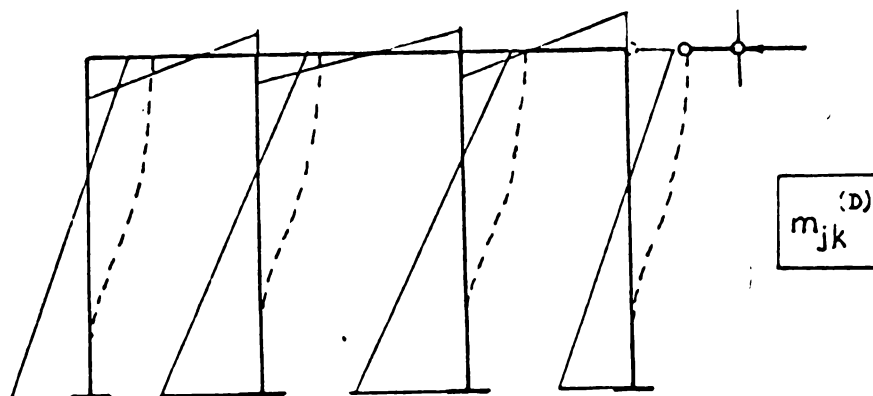


Fig. 3.4

Din relația (3.4) se obține :

$$\Delta = \frac{R_f}{R} \quad (3.5)$$

și în consecință :

$$M_{jK}^{(D)} = m_{jK}^{(D)} \cdot \Delta = m_{jK}^{(D)} \frac{R_f}{R} \quad (3.6)$$

3.3.2. Metoda elementelor finite în calculul de ordinul I

3.3.2.1. Elemente specifice calculului structurilor - lor prin metoda elementelor finite

3.3.2.1.1. Sisteme de axe, sisteme de coordonate

- Sistemul de axe este utilizat pentru descrierea geometriei structurii și a fiecărui element component precum și pentru reprezentarea formei deformate a structurii și elementelor.

- Sistemul de coordonate este utilizat pentru reprezentarea categoriilor mecanice fundamentale - forțele și deplasările, și pentru introducerea convenției de semne a acestora.

Sistemul de axe și sistemul de coordonate se atașează atât structurii în ansamblu cât și fiecărui element component.

Sistemul de coordonate este format din ansamblul coordonatelor atașate în noduri.

Sistemul de coordonate atașat va fi denumit sistem general de coordonate și se utilizează atât pentru reprezentarea deplasărilor nodurilor structurii și a forțelor ce acționează în aceste noduri cât și pentru stabilirea sensului pozitiv al acestor mărimi.

Sistemul de coordonate atașat elementului se numește sistem local de coordonate și servește la reprezentarea deplasărilor și eforturilor din aceste secțiuni, precum și la stabilirea sensului pozitiv al acestora.

3.3.2.1.2 Vectorul deplasărilor. Vectorul forțelor

- Se știe că forma deformată a structurii este descrisă de vectorul deplasărilor U , ale cărui componente U_i reprezintă deplasările pe direcțiile coordonatelor i . Forma matriceală de exprimare este următoarea :

$$U^T = \{ U_1 \quad U_2 \quad \dots \quad U_n \} \quad (3.7)$$

Unde n este egal cu de două ori numărul nodurilor dacă structura este articulară plană, și cu de trei ori dacă structura este un cadru plan.

- Dacă sistemul de coordonate reprezintă forțele, atunci acestea se pot exprima matriceal, în mod analog, printr-un vector, denumit vectorul forțelor nodale. Forma acestui vector este :

$$P^T = \{ P_1 \quad P_2 \quad \dots \quad P_n \} \quad (3.8)$$

iar numărul elementelor sale se stabilește în același mod ca și numărul elementelor vectorului deplasare.

Elementele vectorului forțelor pentru structurile plane sînt legate între ele prin ecuații de echilibru static. Ecuațiile de echilibru static sînt :

$$\sum X_i = 0 \quad \sum Y_i = 0 \quad \sum M_{Oz} = 0 \quad (3.9)$$

Pentru un element de bară vectorul deplasărilor are forma (3.10) iar vectorul forțelor are forma (3.11)

$$U^T = \{ u_1 \ u_2 \ \dots \ u_n \} \quad (3.10)$$

$$S^T = \{ S_1 \ S_2 \ \dots \ S_n \} \quad (3.11)$$

Unde n este egal cu 4 pentru bare articulate la capete, cu 6 pentru barele cadrelor plane.

3.3.2.1.3. Transformări de coordonate

În calculul structurilor prin metode matriceale este necesară trecerea de la un sistem de coordonate la altul sau în cadrul aceluiași sistem de coordonate trecerea de la vectorul deplasărilor la vectorul forțelor și invers.

Se consideră două sisteme de coordonate, notate α și β identificate prin vectorii C_α și C_β .

Se definește ca transformare a coordonatelor sistemului β în coordonatele sistemului α , relația :

$$C_\alpha = T C_\beta \quad (3.12)$$

Unde T reprezintă matricea de transformare. Dacă vectorul C_β are r elemente și vectorul C_α are p elemente, atunci matricea de transformare va avea $p \times r$ elemente.

a. Transformări liniare. Relația (3.12) reprezintă o transformare liniară de coordonate, dacă elementele matricei T sînt independente de elementele vectorului C_β . Această condiție se exprimă matematic astfel :

$$dC_\alpha = T dC_\beta \quad (3.13)$$

Transformările liniare sînt specifice calculului liniar elastic.

b. Transformări neliniare. Relația (3.12) reprezintă o transformare neliniară de coordonate, dacă elementele matricei T sînt funcții de coordonatele sistemului β . Matematic această condiție se exprimă astfel :

$$d c_{\alpha} = dT \cdot c_{\beta} + T \cdot d c_{\beta} \quad (3.14)$$

Transformările ^{ne} liniare sînt specifice calculului neliniar elastic.

3.3.2.2. Matricea de rigiditate a barei

Matricea de rigiditate a diferitelor tipuri de elemente de bară se va determina utilizînd metoda energetică. Se exprimă energia de deformație în funcție de deplasările nodale, și apoi se aplică prima teoremă a lui Castigano sau teorema deplasării unitare.

Matricea de rigiditate a barelor are următoarea formă:

- bară dublu articulată, avînd modulul de elasticitate E, secțiunea A, constantă pe întreaga lungime (fig.3.5):

$$k = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

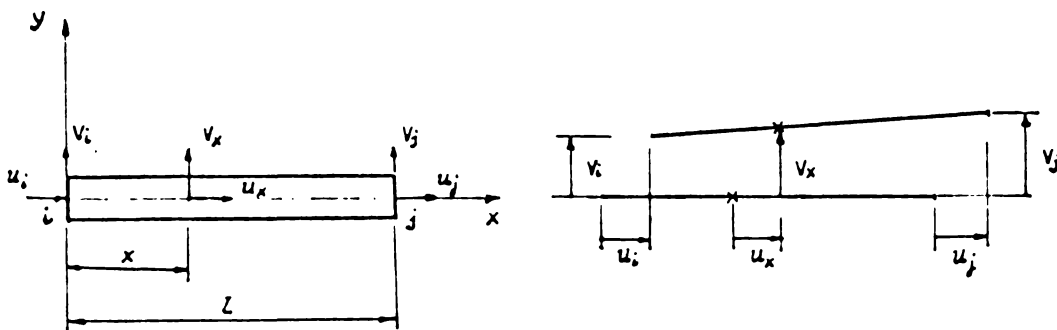


Fig. 3.5

- bară dublu încastrată, avînd modulul de elasticitate E, secțiunea A și momentul de inerție I, constantă pe întreaga lungime (fig.3.6).

De obicei în calculul de ordinul I se neglijează efectul forței axiale astfel încît matricea de rigiditate este de 4 x 4 elemente, respectiv se elimină liniile și coloanele 1 și 4.

- bară articulată în capătul j (conform notației din fig.3.6).

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{1} & 0 & 0 & -\frac{EA}{1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{1^3} & \frac{6EI}{1^2} & 0 & -\frac{12EI}{1^3} & \frac{6EI}{1^2} \\ 0 & \frac{6EI}{1^2} & \frac{4EI}{1} & 0 & -\frac{6EI}{1^2} & \frac{2EI}{1} \\ -\frac{EA}{1} & 0 & 0 & \frac{EA}{1} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{1^3} & -\frac{6EI}{1^2} & 0 & \frac{12EI}{1^3} & -\frac{6EI}{1^2} \\ 0 & \frac{6EI}{1^2} & \frac{2EI}{1} & 0 & -\frac{6EI}{1^2} & \frac{4EI}{1} \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

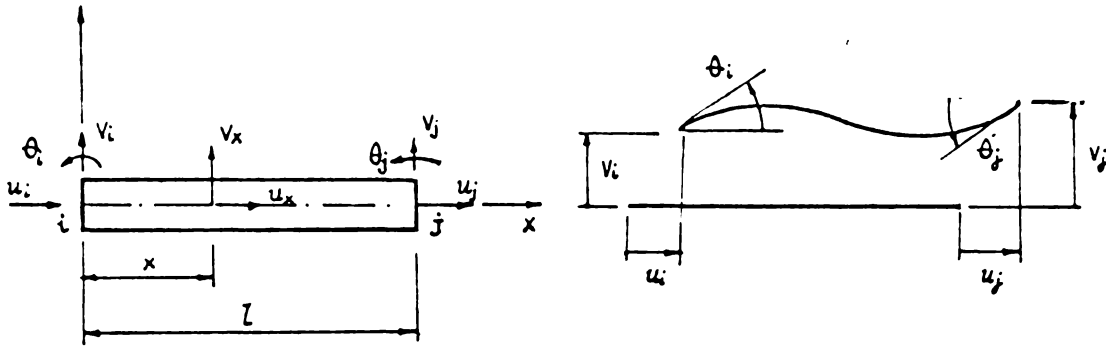


Fig. 3.6

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{1} & 0 & 0 & -\frac{EA}{1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{1^3} & \frac{3EI}{1^2} & 0 & -\frac{3EI}{1^3} & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{1^2} & \frac{3EI}{1} & 0 & \frac{3EI}{1^2} & 0 \\ -\frac{EA}{1} & 0 & 0 & \frac{EA}{1} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EI}{1^3} & \frac{3EI}{1^2} & 0 & \frac{3EI}{1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.16a)$$

- bară articulată în capătul i (conform notației din fig 3.6).

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{l^3} & 0 & 0 & -\frac{3EI}{l^3} & \frac{3EI}{l^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EI}{l^3} & 0 & 0 & \frac{3EI}{l^3} & -\frac{3EI}{l^2} \\ 0 & \frac{3EI}{l^2} & 0 & 0 & -\frac{3EI}{l^2} & \frac{3EI}{l} \end{bmatrix} \quad (3.16b)$$

Se observă că în matricea (3.16a) ultima linie și ultima coloană sînt formate din elemente egale cu zero deoarece momentul încovoietor în capătul j al barei este zero. Aceeași constatare se poate face și în matricea (3.16b) unde linia și coloana a treia sînt formate din elemente egale cu zero, ca urmare a faptului că momentul încovoietor din capătul i este egal cu zero.

3.3.2.3. Relații matriceale de transformare. Ecuația matriceală a metodei deplasărilor

3.3.2.3.1. Transformarea deplasărilor și forțelor nodale din coordonate locale în coordonate generale

Transformarea sistemului general de coordonate \bar{C}_i în sistemul local de coordonate C_i se obține printr-o rotație de axe, ceea ce se scrie :

$$C_i = R_i \bar{C}_i \quad (3.17)$$

unde R_i este matricea de rotație. Elementele acestei matrici

sînt cosinusurile directoare ale sistemului local de axe în raport cu sistemul general de axe.

Dacă coordonatele în cele două sisteme reprezintă deplasările nodurilor, atunci relația (3.17) capătă forma :

$$U_i = R_i \bar{U}_i \quad (3.18)$$

iar dacă reprezintă forțele nodale capătă forma :

$$S_i = R_i \bar{S}_i \quad (3.19)$$

3.3.2.3.2. Relația forță - deplasare pentru bară în cele două sisteme de coordonate

Relația între forțele nodale din sistemul local pentru bara i este :

$$S_i = k_i U_i \quad (3.20)$$

iar în sistemul general de coordonate este :

$$\bar{S}_i = \bar{k}_i \bar{U}_i \quad (3.21)$$

relația dintre forțele nodale ale elementului, în cele două sisteme de coordonate se poate stabili utilizînd principiul deplasărilor virtuale și rezultă :

$$S_i = R_i^T \bar{S}_i \quad (3.22)$$

Pentru ca atât forma (3.19) cît și forma (3.22), a relației de transformare a forțelor nodale ale barei dintr-un sistem de coordonate în altul, să fie corecte este necesar să existe egalitatea

$$R_i^T = R_i^{-1} \quad (3.23)$$

Relația (3.23) reprezintă o proprietate deosebit de importantă a matricii R_i , care reduce din timpul de lucru prin eliminarea operației de inversare a unei matrici și înlocuirea ei prin transpusa matricii R_i .

3.3.2.3.3. Ecuatia matriceală a metodei deplasărilor

Fie $\bar{u}^T = \{ \bar{u}_1 \ \bar{u}_2 \ \dots \ \bar{u}_b \}$ vectorul deplasărilor nodale și $\bar{s}^T = \{ \bar{s}_1 \ \bar{s}_2 \ \dots \ \bar{s}_b \}$ vectorul forțelor nodale ale celor b bare ce alcătuiesc structura.

Relația între \bar{s} și \bar{u} este de forma (3.21) adică

$$\bar{s} = \bar{K} \bar{u} \quad (3.24)$$

unde matricea \bar{K} ^{are} ~~este~~ expresia :

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \bar{K}_1 & & & & & \\ & \bar{K}_2 & & & & \\ & & \dots & & & \\ & & & \dots & & \\ & & & & \dots & \\ & & & & & \bar{K}_b \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

Vectorii \bar{s} și \bar{u} au câte $6b$ elemente pentru cadrele plane și câte $4b$ elemente pentru grinzile cu zăbrele plane, iar matricea \bar{K} este o matrice pătrată avînd $6b \times 6b$ elemente pentru cadrele plane și $4b \times 4b$ elemente pentru grinzile cu zăbrele.

Relația de transformare a deplasărilor nodurilor structurii U în deplasările nodurilor barelor \bar{u} , are forma unei transformări de coordonate, adică :

$$\bar{u} = a U \quad (3.26)$$

în care matricea „ a ” este matricea de localizare. Această matrice are formă dreptunghiulară avînd $6b$ linii sau $4b$ linii, dacă structura este cadru respectiv grindă cu zăbrele și n coloane. Elementele matricei a , pe linii, sînt egale cu zero, cu excepția unuia singur care este egal cu 1 și care identifică elementul vectorului \bar{u} corespunzător elementului vectorului U .

Fie vectorul forțelor exterioare, definit în sistemul general de coordonate, $P^T = \{ P_1 \ P_2 \ \dots \ P_n \}$. Se poate stabili

relația forță - deplasare pentru structura în ansamblul său utilizând principiul deplasărilor virtuale și conform relației (3.26) se scrie :

$$P = a^T S \quad (3.27)$$

Ținând seama de relațiile (3.24) și (3.26) se obține succesiv :

$$P = a^T F U = a^T F a U \quad (3.28)$$

sau : $P = K U \quad (3.29)$

unde : $K = a^T F a \quad (3.30)$

reprezintă matricea de rigiditate a structurii,

În practică, matricea K nu se calculează cu relația (3.30) deoarece această operație ar conduce la ocuparea unei mari părți din memoria calculatorului.

Relația forță - deplasare (3.29) nu reprezintă încă ecuație matriceală a metodei deplasărilor, deoarece matricea K este singulară.

Eliminând deplasările de corp rigid din vectorul U, prin introducerea condițiilor de rezemare și apoi elementele corespunzătoare din vectorul P precum și liniile și coloanele corespunzătoare din matricea K, se ajunge la următoarea formă redusă:

$$P_R = K_R U_R \quad (3.31)$$

unde K_R este acum o matrice nesingulară.

Relația (3.31) reprezintă ecuația matriceală a metodei deplasărilor.

3.3.2.4. Rezolvarea ecuației structurii

Din ecuația fundamentală (3.31) rezultă :

$$U_R = K_R^{-1} P_R \quad (3.32)$$

Matricele de rigidități K_R ^{sunt} simetrice și de tip bandă (fig.3.7). Lățimea semibenzii LB se obține din relația

$$LB = (D + 1) f \quad (3.33)$$

în care D este diferența maximă între două numere de noduri exterioare ale unui element, iar f - numărul gradelor de libertate în fiecare nod. Minimizarea lui S depinde deci de numerotarea optimă a nodurilor structurii /26/, /28/, /33/.

Metodele de rezolvare a sistemelor de ecuații (metoda lui Gauss, metoda lui Cholesky, metoda de rezolvare în blocuri /34/, /35/ sau metodele de rezolvare ecuației de bandă /36/ /37/, /38/...).

Ce țin seama de cele două caracteristici de bază ale matricei rigidităților K_R permit economii importante de memorie, la calculul electronic programat. Tratarea simultană a mai multor cazuri de încărcare deci a mai multor coloane P_R , contribuie la reducerea timpului de calcul.

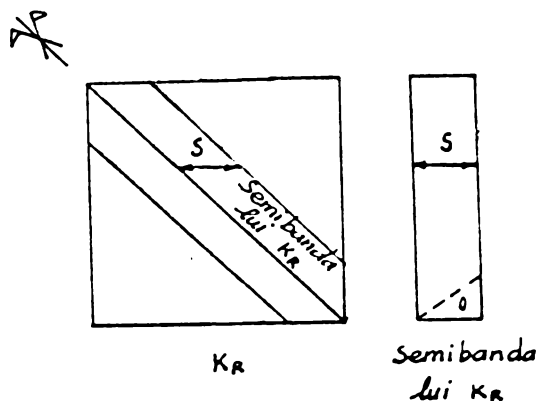


Fig. 3.7

3.3.2.5. Utilizarea substructurilor

În cazul structurilor depozitelor discretizate într-un număr mare de elemente finite, memoria internă a calculatorului poate deveni insuficientă pentru reținerea matricei rigidităților, chiar sub forma semibenziilor din fig.3.7. În această situație se poate trece la substructurare, adică la împărțirea matricei K în submatrice, respectiv a structurii în substructuri /26/, /39/. Operații analoge vor avea loc și asupra vectorului încărcărilor P .

Principalii parametri ce caracterizează substructura sînt :

- Substructura poate avea un caracter matematic, dacă se referă la partaționarea matricei rigidităților și a vectorului încărcărilor scrise pentru structura integrală, respectiv un caracter fizic dacă fiecare substructură se tratează cu un element finit mare, compus dintr-o serie de elemente finite mai reduse ca mărime.

- In funcție de configurația structurii, legătura între substructuri poate fi simplă sau complexă. In primul caz substructurile formează un lanț, fiecare substructură fiind vecină cu cel mult două substructuri nelegate direct între ele. (Fig.3.8).

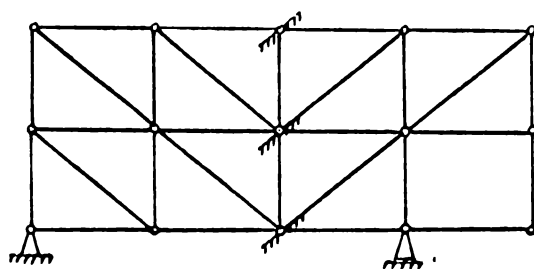


Fig. 3.8

- Eliminarea necunoscutelor poate fi realizată în serie sau în paralel. Prima variantă se aplică substructurilor legate simplu, iar cea de a doua atât în cazul legăturilor simple, cât și în cel al legăturilor complexe.

Eliminarea în serie se exemplifică pentru cazul celor n substructuri, dacă se consideră o structură oarecare în condițiile cinematice și de încărcare precizate. Matricea de rigiditate globală va deveni cvasitridiagonală.

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ \vdots \\ P_j \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & & & & & \\ & K_{12}^T & K_{22} & K_{23} & & & \\ & & K_{23}^T & K_{33} & K_{34} & & \\ & & & \dots & \dots & \dots & \\ & & & & K_{j-1,j}^T & K_{jj} & K_{j+1,j} \\ & & & & & \dots & \dots \\ & & & & & & K_{n-1,n}^T & K_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ \vdots \\ U_j \\ \vdots \\ U_n \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

unde termenul K_{ij} reprezintă o submatrice.

Ecuatia (3.34) poate fi dezvoltată după cum urmează :

ipoteze simplificatoare. Devine astfel necesar să se renunțe la această ipoteză și să se considere situația de echilibru static din poziția deformată.

În consecință, este necesar să se stabilească modalități sistematizate pentru calculul de ordinul II, care introduce efectul forțelor axiale asupra deformării de încovoiere a barelor /28/, /33/, /40/, /41/, /42/, /43/, /44/, /45/.

3.3.1. Metoda Cross în calculul de ordinul II

În calculul de ordinul II, scrierea și rezolvarea directă a ecuațiilor de condiție din metoda deplasărilor de utilizează numai în cazuri simple. La structuri mai complicate (cadre cu mai multe deschideri), se poate recurge la rezolvarea ecuațiilor prin iterație, la fel ca în statica liniară cît timp admite că factorii de compresiune ν reprezintă constante ale barelor puternic comprimate.

Pentru o treaptă de încărcare succesiunea operațiilor este următoarea :

1. Se determină printr-un calcul de ordinul I eforturile axiale N_e^0 din barele structurii și se calculează factorii de compresiune $\nu_e = L_e \sqrt{N_e^{(0)} / EI_e}$ pentru fiecare bară comprimată, considerîndu-se eforturile $N^{(0)}$ constante pe toată durata procesului de iterație.

2. Se calculează coeficienții de rigiditate $k_{11}^{(ij)}$, $k_{11}^{(ik)}$ și $k_{21}^{(ij)}$ ținîndu-se seama de forțele axiale din bare.

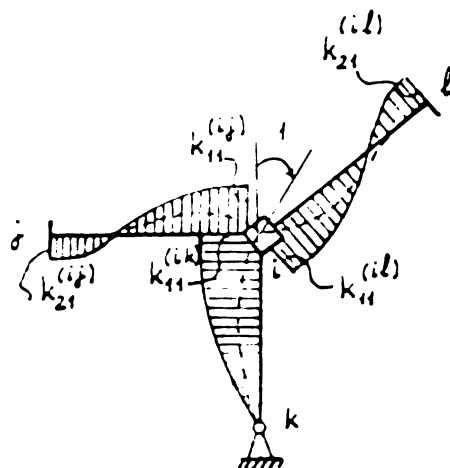


Fig. 3.9

Se calculează coeficienții de distribuție ai barelor (fig.39)

$$d_{ij} = \frac{k_{11}^{(ij)}}{\sum_j k_{11}^{(ij)} + \sum_k k_{11}^{(ik)}} = \frac{i_{ij} \cdot C(v_j)}{\sum_j i_{ij} C(v_{ij}) + \sum_k i_{ik} C'(v_{ik})} \quad (3.35)$$

in care s-a notat :

$$i_{ij} = \frac{I_{ij}}{I_0} \frac{l_0}{l_{ij}}$$

și coeficienții de transmisie :

$$t_{ij} = \frac{k_{21}^{(ij)}}{k_{11}^{(ij)}} = \frac{S(v_{ij})}{C(v_{ij})} \quad (3.36)$$

4. Se calculează momentele de încastrare perfectă din încercarea exterioră pe forma de bază a structurii, considerându-se efectele forțelor axiale de compresiunea din bare.

5. Se efectuează o echilibrare Cross etapa I, determinându-se momentele $M_{ij}^{(0)}$ la capetele barelor.

6. Se consideră succesiv deplasările unitare ale formei de bază pe direcțiile cîte unui singur grad de libertate de deplasare liniară a structurii, calculîndu-se momentele de încastrare perfectă de la capetele barelor. Se aplică pe rînd cîte o echilibrare Cross obținîndu-se succesiv momentele $M_{ij}^{(p)}$ ($p = 1, 2 \dots s$), s fiind egal cu numărul gradelor de libertate de deplasare liniară ale structurii.

7. Se exprimă condiția de lucru mecanic virtual nul al forțelor exterioare și momentelor de nod - aplicînd principiul suprapunerii efectelor și considerînd succesiv deplasările pe direcțiile gradelor de libertate cinematică ale structurii:

$$\delta L_r = \sum_{(ij)} - (M_{ij}^{(0)} + M_{ji}^{(0)}) \theta_{ij}^{(r)} + \sum_{p=1}^s \left[\sum_{ij} - (M_{ij}^{(p)} + M_{ji}^{(p)}) \theta_{ij}^{(r)} \right] \chi_p + \delta L_{ext}^{(r)} = 0 \quad (3.3)$$

($r = 1, 2, \dots, s$)

în care $\sum_{(ij)}$ se extinde asupra tuturor barelor structurii.

De observat că, deoarece deplasările $\theta_{ij}^{(r)}$ se dau din configurația deformată de echilibru, forțele exterioare P_i aplicate inițial după direcțiile barelor, vor efectua un lucru mecanic virtual egal cu: (fig.3.10).

$$\delta L_{P_i} = P_i \Delta_i = P_i \left(\sum_p X_p \theta_{ij}^{(p)} \right) l_{ij} \theta_{ij}^{(r)} \quad (3.38)$$

8. Rezolvîndu-se sistemul de ecuații (3.37) se determină parametrii X_p . Momentele încovoietoare la capetele barelor se vor obține suprapunînd efectele :

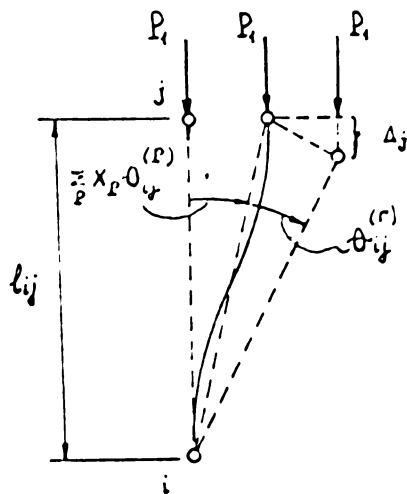
$$M_{ij} = M_{ij}^0 + \sum_{p=1}^s M_{ij}^{(p)} X_p \quad (3.39)$$

și în același fel se determină celelalte eforturi secționale T_{ij} și N_{ij} .

Valorile N_{ij} obținute astfel se compară cu cele considerate inițial, $N_{ij}^{(0)}$, și dacă diferențele nu sînt în limitele de aproximare dorite, se repetă întreg ciclul de operații cu noi valori N_{ij} , pînă la atingerea preciziei de calcul dorite.

3.3.2. Calculul de ordinul II prin metoda elementelor finite

Volumul mare de calcule necesar rezolvării structurilor complexe ale depozitelor, volum amplificat în cazul calculului de ordinul II, a impus utilizarea calculatoarelor electronice și implicit formularea matriceală a calculului de ordinul II.



Aspectele principale care au fost abordate în studiile întreprinse au fost : determinarea formei matricelor de rigiditate ale barelor cu diferite tipuri de legături la capete /46/, /47/, /48/, /49/ și determinarea soluției problemei.

Soluția problemei se obține printr-un calcul în ciclu (metode iterative sau metoda pas cu pas).

Matricele rigidităților caracteristice comportării neliniare vor depinde de deplasări, de deformațiile specifice. Prin analogie cu acești moduli se pot defini matrice de rigiditate secante, respectiv tangente.

3.3.2.1. Matricea de rigiditate a barei în calculul de ordinul II

Rigiditatea elementelor și structurilor este funcție de nivelul forțelor exterioare. Pentru anumit nivel al forțelor exterioare se definește o rigiditate secantă și o rigiditate tangentă (fig.3.10) prin intermediul cărora se stabilesc relația forță - deplasare, $P_i = K_{si} U_i$ și relația variația forței - variația deplasării $dP_i = K_{Ti} dU_i$.

Matricele rigidităților se deduc ca la punctul 3.3.2.1 luând însă în considerare și termenii neliniari ai relațiilor între deformațiile specifice și deplasări.

a) Matricea de rigiditate secantă

Se poate arăta că matricea de rigiditate secantă, intervine în ecuația matriceală de forma (fig.3.11).

$$S = k_s \cdot U \quad (3.40)$$

unde s și U reprezintă vectorul eforturilor și respectiv vectorul deplasărilor, iar k_s reprezintă matricea de rigiditate secantă.

Matricea de rigiditate secanta se poate scrie sub forma

$$k_s = k_E + k_{Gs} \quad (3.41)$$

unde k_E este matricea de rigiditate din calculul liniar elas-

tic iar k_{Gs} este matricea de rigiditate geometrică secantă și conține efectul neliniarității geometrice.

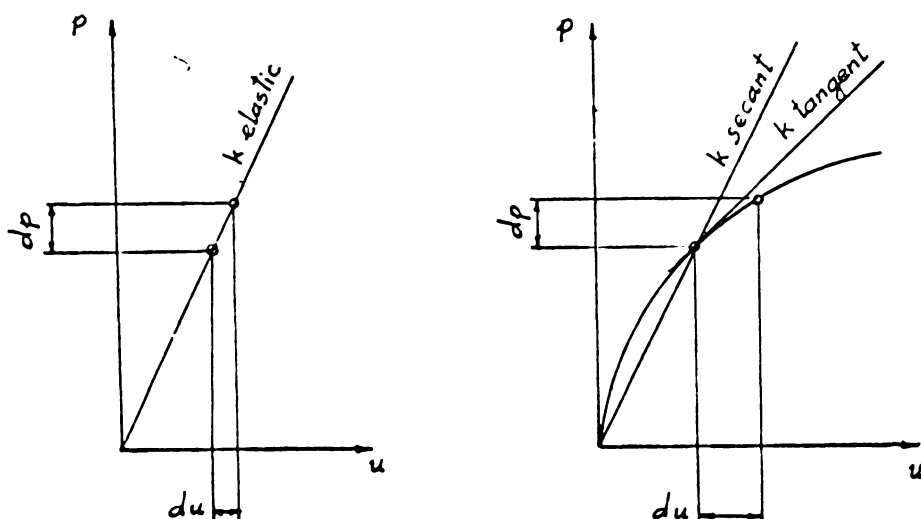


Fig 3.11

- pentru bara dublu articulată (fig.3.5)

$$k_s = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \frac{EA}{2L^2} \begin{bmatrix} 0 & v_j - v_i & 0 & v_i - v_j \\ v_j - v_i & u_j - u_i & v_i - v_j & u_j - u_i \\ 0 & v_i - v_j & 0 & v_j - v_i \\ v_i - v_j & u_i - u_j & v_j - v_i & u_j - u_i \end{bmatrix} \quad (3.42)$$

- pentru bara dublu încastrat (fig.3.6)

$$k_s = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & 0 \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EA}{L} \end{bmatrix} + EA \begin{bmatrix} \frac{1}{15} q_3 & -\frac{1}{60} q_3 & \frac{4q_1 - q_2}{60} \\ -\frac{1}{60} q_3 & \frac{1}{15} q_3 & \frac{4q_2 - q_1}{60} \\ \frac{4q_1 - q_2}{60} & \frac{4q_2 - q_1}{60} & 0 \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

b) Matricea de rigiditate tangentă

Matricea de rigiditate tangentă se referă la creșteri ale încărcărilor și deplasărilor :

$$dS = k_T du \quad (3.44)$$

unde dS și du reprezintă vectorul variației eforturilor și respectiv vectorul variației deplasărilor iar k_T reprezintă matricea de rigiditate tangentă (sau de rigiditate instantanee)

Matricea k_T se poate scrie sub forma :

$$k_T = k_E + k_{GT} \quad (3.45)$$

și în acest caz k_E este matricea de rigiditate din calculul liniar elastic iar k_{GT} este matricea care conține efectul neliniarității geometrice.

- pentru bara dublu articulată (fig.3.5).

$$k_T = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \frac{EA}{L^2} \begin{bmatrix} 0 & v_j - v_i & 0 & v_i - v_j \\ v_j - v_i & u_j - u_i & v_i - v_j & u_i - u_j \\ 0 & v_i - v_j & 0 & v_j - v_i \\ v_i - v_j & u_i - u_j & v_j - v_i & u_j - u_i \end{bmatrix} \quad (3.46)$$

- pentru bara dublu încleștat

$$k_T = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & 0 \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EA}{L} \end{bmatrix} + EA \begin{bmatrix} \frac{2}{15} q_3 & -\frac{1}{30} q_3 & \frac{4q_1 - q_2}{30} \\ -\frac{1}{30} q_3 & -\frac{2}{15} q_3 & \frac{4q_2 - q_1}{30} \\ \frac{4q_1 - q_2}{30} & \frac{4q_2 - q_1}{30} & 0 \end{bmatrix} \quad (3.47)$$

3.3.2.2. Metode de determinare a soluției în calculul de ordinul II

Se știe că, elementele matricei de rigiditate a barei, rigiditate secantă sau rigiditate tangentă, depind de deplasările nodurilor. Același lucru se întâmplă și la nivelul

structurii pentru care se pot scrie relațiile :

$$P = K_S U \quad (3.48)$$

și

$$dP = K_T dU \quad (3.49)$$

unde $K_S = K_S(U)$ și $K_T = K_T(U)$, U fiind deplasările nodurilor structurii.

Sistemele de ecuații ale structurii (3.48), (3.49) nu se pot rezolva direct, matricele coeficienților depinzând de deplasările necunoscute. Determinarea soluției în calculul de ordinul II se face printr-o succesiune de cicluri de calcul, verificând de fiecare dată satisfacerea condiției de echilibru și de compatibilitate a deformatelor.

Metodele cele mai utilizate sînt : metodele iterative, metoda pas cu pas, metoda corectării succesive a lungimii barelor

a) Metoda iterativă utilizează fie matricea de rigiditate secantă, fie matricea de rigiditate tangentă (metoda Newton-Raphson), în prima variantă se rezolvă sistemul de ecuații în forma redusă :

$$P_R = K_{SR} U_R \quad (3.50)$$

pornind cu valorile integrate ale încărcărilor P_R . Primul

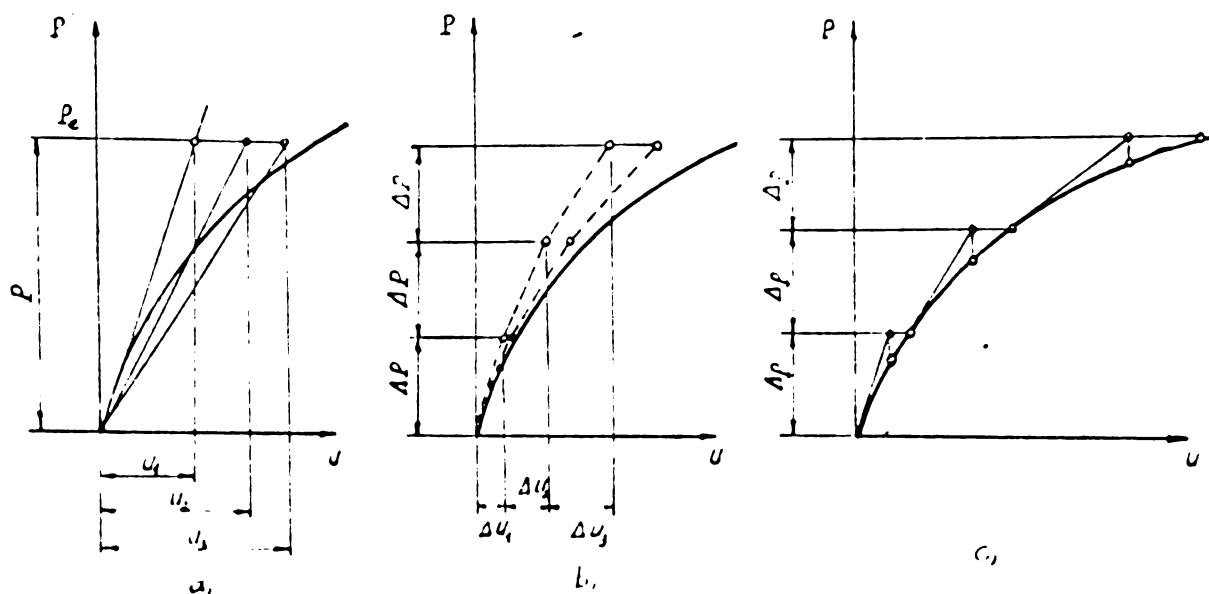


Fig. 3.12

calcul este cel liniar (calcul de ordinul I), deci $K_{SR}=K_E$, rezultind (fig.3.12a).

$$U_1 = K_E^{-1} U \quad (3.51)$$

unde U_1 sînt deplasările în primul ciclu de calcul.

Cu aceste deplasări se calculează matricea de rigiditate secantă $K_S (U_1)$ care se utilizează în ciclul doi, din care se obține :

$$U_2 = [K_{SR} (U_1)]^{-1} P \quad (3.52)$$

Se continuă cu asemenea cicluri pînă la aproximația dorită :

$$U_n = U = [K_{SR} (U_{n-1})]^{-1} P \quad (3.53)$$

b) Metoda pas cu pas operează cu fracțiunii de încărcări și deci cu matricea de rigiditate tangentă (fig.3.12b)

$$\Delta P = K_T \Delta U \quad (3.54)$$

Matricea K_T se modifică la fiecare pas funcție de deplasările calculate în pasul anterior :

$$\begin{aligned} \Delta U_1 &= K_E^{-1} \Delta P_1 \\ \Delta U_2 &= K_T(U_1)^{-1} \Delta P_2 \\ &\vdots \\ \Delta U_n &= K_T(U_{n-1})^{-1} \Delta P_n \end{aligned} \quad (3.55)$$

Deplasările finale sînt egale cu suma deplasărilor parțiale :

$$U = \Delta U_1 + \Delta U_2 + \dots + \Delta U_n = \sum_1^n \Delta U_i \quad (3.56)$$

e. Metoda corectării succesive a lungimii barelor (fig.12c)
12.c) . În forma iterativă modul de calcul este următorul :
- în ciclul întâi se efectuează calculul liniar elastic

$$U_1 = K_E^{-1} P \quad (3.57)$$

- în ciclul al doilea, cunoscînd deplasările U_1 se determină lungimea modificată a barelor. Noile coordonate ale nodurilor sînt :

$$\begin{aligned} X_{i2} &= X_{i1} + U_{x_{i1}} \\ Y_{i2} &= Y_{i1} + U_{y_{i1}} \end{aligned} \quad (3.58)$$

funcție de care se calculează lungimea modificată.

Se rezolvă din nou structura cu rigiditatea modificată

$$U_2 = K_{E2}^{-1} P \quad (3.59)$$

unde K_{E2} reprezintă matricea de rigiditate cu termenii avînd forma obișnuită din calculul de ordinul I dar valoare diferită, ca urmare a corectării lungimii barelor.

Celelalte cicluri urmează aceeași metodologie, calculul oprindu-se la atingerea convergenței dorite.

Dintre cele 3 metode, metoda corectării succesive a lungimii barelor este o metodă deosebit de simplă și eficientă în același timp, care poate fi utilizată atât în forma iterativă cît și în forma pas cu pas.

Programul COLERI elaborat de profesorul Valeriu Bănuț se referă la calcul de ordinul II al structurilor din bare, utilizînd metoda corectării succesive a lungimii barelor.

Rezultatele obținute cu acest program sînt mai exacte decît cele obținute cu programul RIGSEC care operează prin metoda iterativă, utilizînd matricea de rigiditate secantă /33/.

3.4. Stabilitatea structurilor elastice

3.4.1. Generalități

Calculul de stabilitate al cadrelor se face actualmente foarte convențional. Într-o primă alternativă, se efectuează mai întîi calculul de bifurcare pentru cadrul întreg, în baza

ipotezelor simplificatoare amintite mai înainte : cadrul se consideră ideal, adică se neglijează imperfecțiunile structurale și geometrice, se îndepărtează acțiunile orizontale exercitate asupra cadrului, menținându-se numai încărcările verticale, concentrate convențional în noduri. Într-o ipoteză mai sofisticată, se încarcă fiecare bară a cadrului cu forța axială aferentă, rezultată dintr-un calcul static de ordinul întâi. Întrucît se neglijează în ambele cazuri scurtările barelor datorate forțelor axiale, în situația echilibrului stabil, cadrul rămîne de fapt nedeformat. Astfel, indiferent de gradul de simetrie geometrică și mecanică (de încărcare) al cadrului, bifurcarea echilibrului rămîne posibilă, în general printr-o deformare laterală carecure (Aceasta din urmă devine antisimetrică numai dacă echilibrul stabil al cadrului este simetric atît din punct de vedere geometric cît și mecanic). Rezultatul calculului de bifurcare este de fapt multiplicatorul critic n_{crb} , care a apărut de altfel și în formula lui Merchant /50/. În conformitate cu logica calculului, acest multiplicator critic ar trebui comparat cu o valoare minimă prescrisă, în vederea garantării stabilității cadrului /51/. De fapt însă, nu se cunosc astfel de valori minime și nici nu pot fi determinate cu ușurință, întrucît schema calculului de bifurcare, sub forma unor moduli de deformare variabili este funcție de aceste imperfecțiuni.

În asemenea condiții, verificarea globală a stabilității cadrului devine imposibilă prin metodele de mai sus. De aceea, rezultatul calculului de bifurcare se transcrie pentru fiecare bară comprimată în parte, sub forma :

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 EI_i}{(\mu_i L_i)^2} \quad (3.60)$$

unde :

N_{cri} este forța axială critică a barei i ,

I_i este momentul de inerție corespunzător,

L_i este lungimea barei

μ_i - multiplicatorul lunginii geometrice a barei și

E - modulul de elasticitate al oțelului

care este formula lui Euler generalizată. La numitorul acestei formule apare așa-numita lungime de flambaj a barei.

$$l_{fi} = \mu_i l_i \quad (3.61)$$

In virtutea ipotezei încărcărilor proporționale

$$\frac{N_{cri}}{N_{eri}} = \frac{N_j}{N_i} \quad (3.62)$$

și rezultă următoarea formulă de recurență dintre multiplicatorii corespunzători :

$$\mu_j = \mu_i \frac{L_i}{L_j} \sqrt{\frac{N_i}{N_j} \frac{I_j}{I_i}} \quad (3.63)$$

Prin definirea lungimii de flambaj (3.61), fiecare bară se izolează din structură și se verifică în concordanță cu solicitarea ei efectivă, de obicei la compresiune cu încovoieră, cu o formulă cu doi termeni, de tipul

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{CM}{(1 - \frac{N}{N_E})W} \leq R \quad (3.64)$$

unde :

M - este momentul încovoietor,

A - aria secțiunii transversale a barei,

W - modulul de rezistență al secțiunii transversale,

N_E - forță critică eurliană, calculată pentru fiecare bară cu formula (3.60)

C - coeficient de ponderare a momentului încovoietor, în funcție de alura diagramei de momente în lungul barei și

R - rezistența de calcul a oțelului

Coeficientul de flambaj se ia din tabele în funcție de coeficientul de zveltețe al barei

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (3.65)$$

și de forma secțiunii transversale. In acest fel, verificarea propriu - zisă a barei părăsește ipotezele simplificatoare care stau la baza calculului de bifurcare al cadrului.

Intr-adevăr, tabelele coeficientului de flambaj includ atât imper ecțiunile geometrice, cât și cele structurale ale barelor componente, iar momentul încovoietor din formula (3.64) ține seamă atât de acțiunile horizontale aplicate cadrului, cât și de repartizarea efectivă a încărcărilor verticale pe rigle /52/.

Calculul de bifurcare al cadrului întreg, se poate efectua printr-una din metodele generale (metoda eforturilor sau metoda deplasărilor), numai pentru structuri foarte simple , ~~pentru structuri foarte simple~~, pentru structuri mai evoluate preferându-se diferite calcule aproximative. O clasificare a metodelor aproximative de calcul se găsesc în /51/. Dar și acestea din urmă rămân încă foarte laborioase. Ca exemplificare, este determinarea stabilității unui cadru având stâlpii cu factori de compresiune variabili, care se întâlnesc de obicei în structurile depozitelor cu rafturi înalte. Calculele sînt îngreunate de faptul că, pentru bare cu factori de compresiune variabili, nu se dispune de tabele cu coeficienți de corectare (asemenea tabele ar fi, de altfel , foarte voluminoase avînd în vedere că un coeficient de corectare depinde de mai mulți factori /53/). Pentru a ușura calculul de stabilitate al cadrului întreg, care se poate efectua și automat /33/, /41/, /45/, /54/, în multe manuale și prescripții /55/, /56/, /57/, se dau formule directe pentru lungimea de flambaj a barelor de cadru , în cele mai diferite ipoteze de alcătuirea și încărcarea cadrului.

A doua alternativă de calcul diferă de prima numai prin modul de efectuare a cadrului de bifurcare. În acest caz, nu se mai consideră bifurcarea cadrului în ansamblu, ci se izolează fiecare bară comprimată din structură, i se determină gradele de încastrare parțială (la translație și la rotație) în dreptul celor două capete și se determină forța axială critică corespunzătoare.

Dintre cele două alternative de calcul al lungimilor de flambaj, mai răspîndită în literatura tehnică este prima alternativă, adică abordarea bifurcării cadrului în ansamblu.

3.4.2. Calculul practic de stabilitate al cadrelor prin metoda aproximativă

3.4.2.1. Cadre cu stâlpi legați articulat de riglă

În cazul cadrului depozitelor din figura (3.13), cu stâlpi de înălțimi egale și secțiuni constante acționate de forțe longitudinale uniforme distribuite, în practică se face verificarea indirectă, prin intermediul noțiunii lungimii de flambaj, a stâlpilor izolați sub forma :

$$L_{fL} = \mu L \quad (3.68)$$

unde :

L - este lungimea de calcul a stâlpului

μ - multiplicatorul lungimii de flambaj

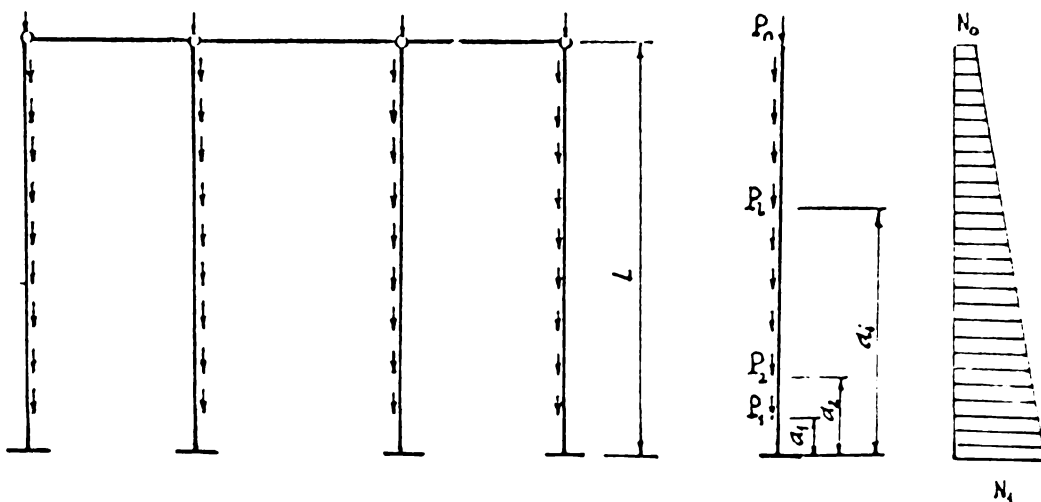


Fig. 3.13

Pentru a determina coeficientul μ se poate folosi formula lui Korobov

$$P_1 \left(\frac{a_1}{L} \right)^2 + P_2 \left(\frac{a_2}{L} \right)^2 + \dots + P_i \left(\frac{a_i}{L} \right)^2 + \dots + P_n \ll \frac{\pi^2 EI}{4L^2} \quad (3.67)$$

Din relația (3.67) se deduce că membrul stîng poate fi interpretat drept o forță echivalentă plasată în vârful stîl-

pului. Sau se poate calcula direct lungimea de flambaj a barei /56/, /57/ cu relația :

$$L_f = 2 L \sqrt{\frac{1 + 2,18 \frac{N_0}{N_1}}{3,18}} \quad (3.68)$$

3.4.2.2. Cadre cu stâlpi legați rigid de rigle

In cazul cadrului depozitelor din fig.(3.14), determinarea lungimilor de flambaj, se poate rezolva în două etape.

In etapa I, se determină lungimile de flambaj ale stîlpilor cu încărcările considerate la partea superioară /51/, /55/ sub forma :

$$L'_{fL} = \mu \cdot L$$

In cazul cadrului simetric cu două deschideri din fig. 3.14a, multiplicatorul lungimii de flambaj este calculat cu relația :

$$\mu^2 = \bar{P} \frac{m + k_m}{2 + m} \quad (3.69)$$

pentru stîlp marginal și :

$$\mu_m^2 = \mu^2 \frac{m}{k_m} \quad (3.70)$$

pentru stîlp central, unde :

$$\bar{P} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2}{m} + 0,822 \frac{L'}{h} \right)$$

$$m = \frac{E I_m}{K I} ; \quad L' = L \frac{K I}{E_r I_r} ; \quad k_m = \frac{P_m}{P}$$

- In cazul cadrului (simetrie) cu trei deschideri din fig.3.14 b, multiplicatorul lungimii de flambaj este calculat sub forma :

$$\mu^2 = \bar{P} \frac{m + 2 k_m}{4 + m} \quad (3.71)$$

pentru stîlp marginal, unde

$$\bar{P} = \frac{1}{4}$$

$$\bar{P} = \frac{1}{3} \left(1 + \frac{4}{m} + 0,822 \frac{L'_m}{h} + 0,411 \frac{L'_m}{h} \right)$$

$$L'_m = L_m \frac{EI}{E_{rm} I_{rm}}$$

și pentru stîlp central calculat cu relația (3.70).

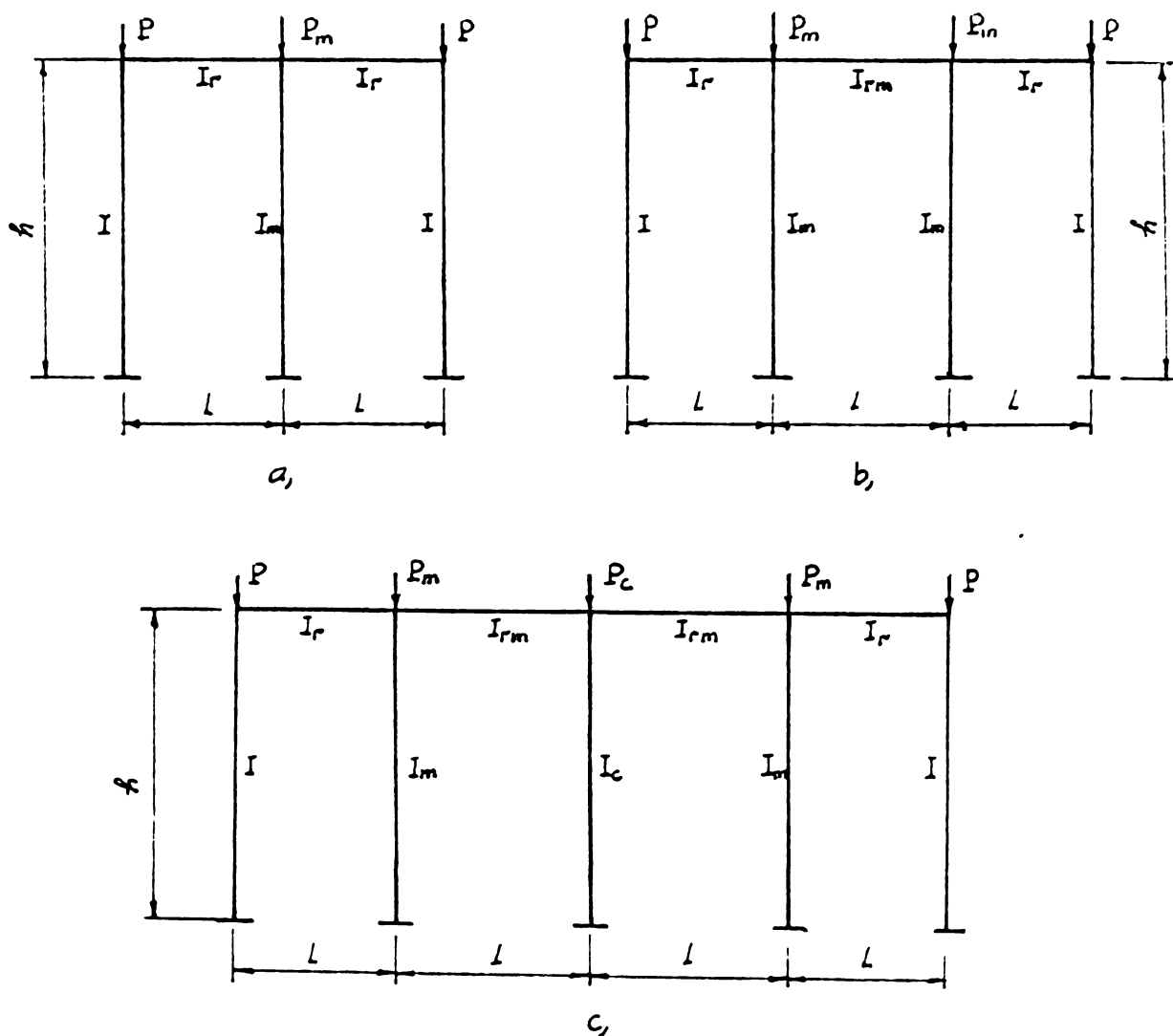


Fig. 3.14

* - In cazul cadrului simetric cu patru deschideri din fig.3.14 c, multiplicatorul lungimii de flambaj este calculat cu relația :

$$\mu^2 = \bar{P} \frac{1 + 2 \frac{k_m}{m} + \frac{k_c}{c}}{1 + \frac{4}{m} + \frac{2}{c}} \quad (3.72)$$

pentru stîlp marginal unde :

$$c = \frac{E_c I_c}{EI} \quad ; \quad k_c = \frac{P_c}{P}$$

și pentru stîlp central calculat cu relația (3.70).

În etapa II se determină lungimile de flambaj ale stîlpilor care se ține seama de sistemul dat de încărcarea reală sub forma :

$$L_{fL} = \mu_r L'_{fL} \quad (3.73)$$

unde :

μ_r este un coeficient de reducere, care se determină prin bara standard cu secțiunea constantă acționată cu forțe longitudinale uniform distribuite, dată din fig.3.15

Forța centrică în cazul aceste se poate exprima prin /54/, /58/.

$$P_{cr} = 1,87 \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu_r L)^2}$$

rezultă:

$$\mu_r = \sqrt{\frac{1}{1,87}} = 0,730 \quad (3.74)$$

3.4.3. Calculul de stabilitate prin metoda elementelor finite

Pierderea stabilității unui element comprimat are loc cînd unei creșteri mici a forțelor axiale îi corespund deplasări transversale mari.

Presupunînd că intensitatea forțelor axiale crește treptat în stadiul n se poate scrie :

$$\Delta P_n = K_T (U_{n-1}) \Delta U_n \quad (3.75)$$

sau :

$$\Delta U_n = K_T (U_{n-1})^{-1} \Delta P_n$$

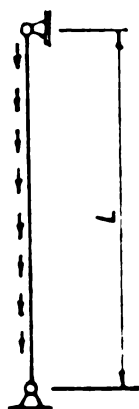


Fig 3.15

Conform definiției inversei unei matrice, pentru ca ΔU_n să tindă către infinit, determinantul matricei $K_T(U)$ trebuie să fie egal cu zero :

$$|K_T(U)| = 0 \quad (3.76)$$

Aceasta necesită stabilirea matricelor de ~~stabilitate~~ ^{rigiditate} tangentă a diferitelor tipuri de bare ale structurilor și ansamblarea lor în matricea de rigiditate tangentă a structurii.

3.4.3.1. Matricea de rigiditate a barei în calculul de stabilitate

Matricea de rigiditate a unei bare, indiferent de tipul legăturilor de la capete, se poate stabili fie direct, urmînd metodologia utilizată în calculul de ordinul II.

- Matricea de rigiditate tangentă a barei dublu articulată la capete, avînd lungimea L , aria secțiunii transversale A și modulul de elasticitate E , este de forma (fig.3.16)

$$K_T = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} + \frac{N}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.77)$$

Forma (3.77) a matricei de rigiditate tangentă se poate scrie :

$$k_T = k_E + k_{GT} \quad (3.78)$$

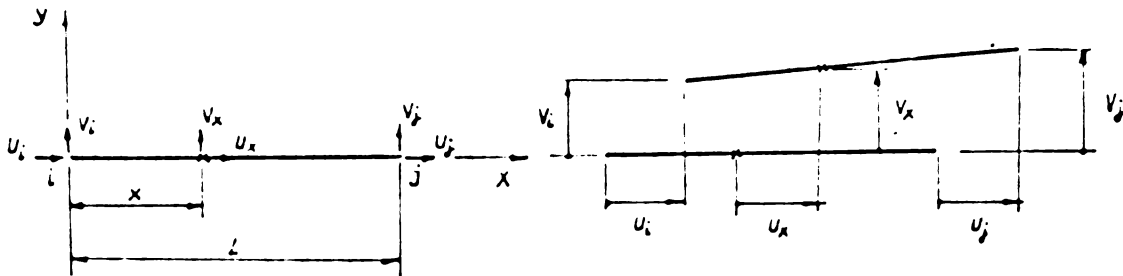


Fig. 3.16

- Pentru bare dublu încastrată, matricea de rigiditate tangentă avînd lungimea L , aria secțiunii transversale A , momentul de inerție I și modulul de elasticitate E este de forma (fig.3.17).

$$k_T = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 EI}{l^3} & \frac{6 EI}{l^2} & 0 & -\frac{12 EI}{l^3} & -\frac{6 EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6 EI}{l^2} & \frac{4 EI}{l} & 0 & -\frac{6 EI}{l^2} & \frac{2 EI}{l} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 EI}{l^3} & -\frac{6 EI}{l^2} & 0 & \frac{12 EI}{l^3} & -\frac{6 EI}{l^2} \\ 0 & -\frac{6 EI}{l^2} & \frac{2 EI}{l} & 0 & \frac{6 EI}{l^2} & \frac{4 EI}{l} \end{bmatrix} + \quad (3.79)$$

$$+ \frac{N}{I} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{1}{10} & \frac{2L^2}{15} & 0 & -\frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix}$$

Matricea de rigiditate tangentă se poate scrie :

$$k_T = k_E + k_{GT} \quad (3.80)$$

3.4.3.2. Rezolvarea practică a ecuației de stabilitate

Se știe că ecuația de stabilitate are forma :

$$| \mathbf{K}_T (U) | = 0 \quad (3.81)$$

unde matricea de rigiditate tangentă a structurii se obține prin ansamblarea matricelor de rigiditate tangentă a tuturor barelor prin metodologia utilizată în calculul de ordinul I și II.

Deoarece diferitele bare ale structurii sînt solicate de forțe axiale diferite, iar forțele exterioară variază funcție de un singur parametru, în calculul practic matricea de rigiditate tangentă a barei se scrie sub forma :

$$\mathbf{k}_T = \mathbf{k}_E + \lambda \mathbf{k}_{GT} \quad (3.82)$$

unde λ reprezintă multiplicatorul forței axiale, comun pentru toate barele.

În aceste condiții ecuația de stabilitate (3.81) se poate scrie :

$$| \mathbf{K}_E - \lambda \mathbf{K}_{GT} | = 0 \quad (3.83)$$

ceea ce reprezintă expresia matematică a problemei generale de calculul valorilor și vectorilor proprii. Soluțiile ecuației (3.83) reprezintă valorile λ_i , $i = 1 \dots n$ ale multiplicatorului forței axiale, cărora le corespunde câte o formă proprie de pierdere a stabilității structurii. Aceste valori ale multiplicatorului λ se numesc valori critice.

Matricea de rigiditate tangentă a structurii, obținută prin asamblarea matricelor de rigiditate tangentă a barelor este totdeauna singulară. Prin introducerea condițiilor de deplasări nule pe direcțiile legăturilor din reazeme și din condiția de valori zero pentru elementele unor linii și coloane ale matricelor anumitor bare se obține forma redusă a sistemului de ecuație omogene, fiind egal cu :

$$[\mathbf{K}_{ER} - \lambda \mathbf{K}_{GTR}] \mathbf{U}_R = 0 \quad (3.84)$$

unde U_R reprezintă deplasările rămase după condensarea impusă de obținerea matricii K_{GTR} .

Astfel forma redusă a ecuației de stabilitate devine :

$$\left| K_{ER} - \lambda K_{GTR} \right| = 0 \quad (3.85)$$

în relația (3.85) matricile K_{ER} și K_{GTR} sînt singulare.

Ecuația de stabilitate în forma redusă (3.85) reprezintă o ecuație de gradul r în λ . Cele r rădăcini, reale și pozitive ale ecuației caracteristice, denumite anterior multiplicatori critici, reprezintă valorile proprii ale ecuației (3.85) și determină cele r moduri teoretice de pierdere a stabilității.

Pentru calculul practic este necesar numai primul mod de pierdere a stabilității corespunzător celei mai mici valori a multiplicatorului critic, λ_{\min} .

Rezolvarea practică a ecuației de stabilitate se reduce la calculul valorilor și vectorilor proprii ai unei matrici. Din această cauză, forme (3.85) a ecuației de stabilitate trebuie să i se aplice unele transformări, și anume :

$$\left| K_{ER} - \lambda K_{GTR} \right| = \left| \frac{1}{\lambda} - K_{ER}^{-1} \cdot K_{GTR} \right| = 0 \quad (3.86)$$

Notînd $\omega = \frac{1}{\lambda}$ și $D = K_{ER}^{-1} \cdot K_{GTR}$ se obține forma problemei de valori și vectori proprii ai unei matrici :

$$\left| \omega - D \right| = 0 \quad (3.87)$$

Matricea D prezintă inconvenientul că nu este o matrice simetrică. Acest inconvenient se poate elimina efectuînd o transformare a matricii K_{GTR} prin descompunerea acesteia într-un produs dintre o matrice, triunghiulară inferioară și transpusa sa :

$$K_{GTR} = LL^T \quad (3.88)$$

În aceste condiții sistemul de ecuații omogen redus

(3.86) se poate scrie dezvoltat astfel :

$$\omega U_R - K_{ER}^{-1} L L^T U_R = 0 \quad (3.89)$$

Premultiplicând cu L^T și notând $X = L^T U_R$ se obține

$$[\omega - S] X = 0 \quad (3.90)$$

în care :

$$S = L^T K_{ER}^{-1} L \quad (3.91)$$

este o matrice simetrică și reprezintă matricea de stabilitate.

Ecuația caracteristică a sistemului omogen (3.90) este

$$|\omega - S| = 0 \quad (3.92)$$

ecuație care are valorile proprii $\omega = \frac{1}{\lambda}$ neschimbate și vectorii proprii de forma $X = L^T U_R$

Programul STASEL elaborat de profesorul Valeriu Bănuț se referă la calculul de stabilitate al structurilor din bare.

3.5. CONCLUZII

Metoda elementelor finite recent dezvoltată s-a dovedit a fi instrumentul cel mai puternic și cel mai universal pentru a analiza varietatea problemelor structurilor plane și spațiale supuse încărcărilor statice sau dinamice.

Metoda elementelor finite prezintă față de metode aproximative următoarele avantaje:

- Soluția este obținută fără utilizarea directă a ecuațiilor diferențiale fundamentale ale calculului structurilor formate din bare ;

- metoda permite automatizarea completă a tuturor procedurilor ;

- metoda permite combinarea elementelor structurale diferite ;

- metoda poate fi extinsă de a acoperi efectiv toate domeniile mecanicii continuumului ;

Dezavantajele metodei elementelor finite sînt :

- metoda are nevoie de utilizarea calculatoarelor electronice cu viteză mare și cu o mare capacitate de înmagazinare ;

- pregătirea datelor pentru fiecare element finit cere mult timp și este sursa cea mai generală a erorilor omenești în soluție

- este dificil de a preciza exactitatea rezultatelor obținute cînd sînt analizate sistemele structurale

CAPITOLUL IV

COMPARATIE INTRE CALCULUL STRUCTURII DEPOZITELOR DE INALTIME MARE PRIN METODA ELEMENTELOR FINITE SI PRIN METODE APROXIMATIVE.

4.1. Generalități

Progresele tehnice remarcabile realizate în ultimele decenii în domeniul construcțiilor depozitelor s-au datorat mai multor factori : cunoașterea mai aprofundată a caracteristicilor materialelor, fabricarea unor noi materiale cu proprietăți fizico-mecanice superioare, perfecționarea concepțiilor de proiectare și progresul metodelor de calcul, perfecționarea metodelor de execuție și montaj, etc.

În privința perfecționării concepțiilor de proiectare, a metodelor de calcul și obținerii de previziuni general valabile, se cercetează exemple de calcul ale cadrelor depozitului cu rafturi înalte, cu considerații teoretice privind alcătuirea practică a structurilor de rafturi.

4.2. Exemple de calcul

Se prezintă exemple de calcul efectuate cu metode aproximative și metoda elementelor finite, prin calcul de ordinul I, de ordinul II și stabilitate.

Se efectuează și o analiză comparativă a rezultatelor obținute pe baza ipotezelor de calcul ale structurilor.

4.2.1. Calculul de ordinul I al structurii plane

Cu cele 3 exemple de calcul, în paragraful acesta se vor rezolva 3 probleme care se întâlnesc în practica de calculul cadrelor depozitului.

1. Rigiditatea echivalentă a cadrului înlocuit

Se știe că, de obicei structura plană a depositului cu rafturi înalte este cadrul sub formă de grinzi cu săbrele. În practică, pentru a determina eforturi și deplasări în secțiuni semnificative se folosesc metode aproximative prin care stâlpii și grinșile cu săbrele ale cadrului sînt considerate ca fiind cu inimă plină, asupra lor acționînd momente de inerție echivalente și toate forțele concentrate fiind înlocuite pe stâlpi de o forță echivalentă plasată în vîrfurile stîlpului. Pentru a evidenția eroarea în această ipoteză de calcul, se controlează pe modelul real al cadrului cu metoda elementelor finite, cînd fiecare bară, în cadrul sub formă de grinzi cu săbrele, este considerat un element.

2. Eforturi suplimentare în cadrul sub formă de grinzi cu săbrele

În prezent, structurile depositelor cu rafturi înalte de obicei sînt executate din profile îndoite la rece. Prezintă avantajul că structura este mai ușoară cu 20-30 % decît structura executată din profile laminate la cald /5/. Pentru a reduce consumul de oțel, prinderea barelor la cadre sub formă de grinzi cu săbrele se face direct în noduri, deoarece la o structură cu săbrele cu gusee, acestea reprezintă circa 7-10 % din greutatea grinșii /56/.

În calculul cadrului sub formă de grinzi cu săbrele se admite că barele sînt perfect articulate în noduri și deci pentru sarcini aplicate în noduri, în bare apar numai eforturi axiale numite eforturi principale. În realitate, din motive constructive, nodurile structurii se realizează rigid. Datorită rigidității nodurilor, prin deformarea structurii sub încărcări, barele se deformează prin încovoieră și deci apar momente încovoietoare numite eforturi suplimentare /26/, /75/. Pe de altă parte se observă că, în cadrul sub formă de grinzi cu săbrele, rigiditatea la rotire a tălpilor (de jos și de sus) este mai mare de 15-20 ori decît rigiditatea la rotire a diagonalelor. Ca urmare, pentru toate încărcările aplicate pe noduri, diagonalele și montanții nu pot împiedica tendința de rotire a tălpilor.

Deei, calculul se poate conduce pe schema unei structuri cu talpa grindă continuă, legată articulat de diagonale, adică nodurile structurii considerate rigide pentru tălpi și articulat pentru diagonale și montanți.

Pentru o analiză cât mai apropiată de realitate, în calculele efectuate după metoda elementelor finite s-au considerat trei ipoteze :

- nodurile structurii considerate articulate ;
- nodurile structurii considerate rigide ;
- nodurile structurii considerate rigide pentru tălpi și articulate pentru diagonale și montanți.

3. Determinarea combinațiilor de încărcări

Pentru verificarea de rezistență a fiecărei secțiuni semnificative trebuie analizată combinația de încărcări cea mai defavorabilă. Grupările acțiunilor se împart în trei categorii :

a) Gruparea fundamentală (I) cuprinzând acțiuni datorate:

- greutatea proprie a stelajelor
- greutatea proprie a acoperișului și a închiderilor laterale
- zăpada
- sarcini utile din palete

b) Gruparea suplimentară (II)

- idem gruparea I
- vânt

c) Gruparea extraordinară (III)

- idem gruparea I
- seism

În majoritatea cazurilor, pentru depozite cu rafturi înalte, se alege de obicei gruparea suplimentară (II), în care se consideră rafturile pline. De fapt această grupare este cea mai defavorabilă pentru tălpile cadrului sub formă de grinzi cu săbrele. În practică, problema scoaterii mărfurilor din depozite este foarte complicată.

La determinarea cazurilor periculoase pentru tălpile și diagonalele structurii, se cercetează combinații ale diferitelor sarcini din palete, considerând paletele pline din fiecare axă a stîlpului depozîtului.

4.2.1.1. Exemplul de calcul nr.1

Se calculează eforturile și deplasările pentru cadrul cu schema și încărcarea din fig.4.1. Cadrul din fig.4.1.a este calculat prin metoda elementelor finite, cu ajutorul programului GIPSI O2. Cadrul din fig.4.1.b este calculat prin metoda deplasărilor, sub forma procedurii de calcul în două etape și momentele de inerție ale structurii sînt calculate cu relațiile :

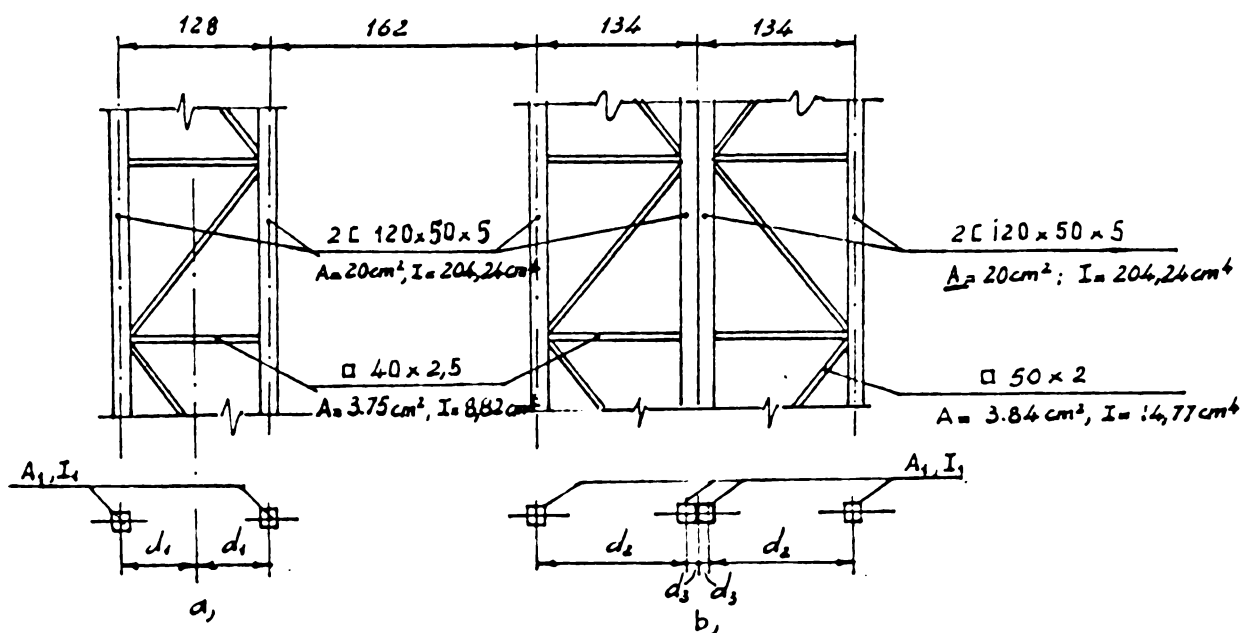


Fig. 4.2

a) Pentru stîlpi (fig.4.2)

- marginal (fig.4.2a)

$$I_1 \text{ echiv.} = (I_1 + A_1 \cdot d_1^2) \cdot 0,9 = 147823,63 \text{ cm}^4$$

- central (fig.4.2b)

$$I_2 \text{ echiv.} = 4I_1 + 2A_1(d_2^2 + d_3^2) \cdot 0,9 = 648447,2 \text{ cm}^4$$

b) Pentru grindă cu zăbrele /25/, /76/

$$I_3 \text{ echiv.} = (A_0 Z_1^2 + A_1 Z_2^2) \cdot k$$

unde A_0 , A_1 sînt secțiunile brute ale tălpilor superioare și

inferioare la mijlocul deschiderii ;

z_1, z_2 - distanța de la centrul de greutate al tălpilor pînă la axa neutră a grinzii la mijlocul deschiderii.

k - coeficient care ține seama simultan de înclinația tălpii superioare și elasticitatea zăbrelelor. Valorile k depind de înclinația tălpii superioare și care se poate lua :

$$k = 0,7 \text{ pentru } i = \frac{1}{8} - \frac{1}{10}$$

$$k = 0,8 \text{ pentru } i = \frac{1}{15}$$

În cazul acesta $A_1 = A_2 = 5,64 \text{ cm}^2$ (□ 60x40x3); $z_1 = z_2 = 45 \text{ cm}$; $k = 0,7$, se obține $I_3 \text{ echiv.} = 15989,4 \text{ cm}^4$.

Structura este realizată în întregime din profile cu pereți subțiri, cu secțiune închisă.

Rezultatele obținute în cele două cazuri, în secțiunile semnificative sînt prezentate din tabelul 4.1.

Din exemplul de mai sus, se observă că erorile procentuale sînt cuprinse între 0,004 % și 13,05 %.

4.2.1.2. Exemplul de calcul nr.2

Se calculează eforturile și deplasările pentru cadrul cu schema și încărcarea din fig.4.1a, calculele fiind efectuate cu ajutorul programului GIPSI 02, considerîndu-se trei ipoteze :

- nodurile structurii considerate articulate,
- nodurile structurii considerate rigide,
- nodurile structurii considerate rigide pentru tălpi și articulate pentru diagonale și montanți.

Rezultatele obținute în cele trei cazuri, în barele semnificative sînt prezentate în tabelul 4.2.

Prin comparația rezultatelor din exemplul prezentat se observă că rezultatul cazului III este mai apropiat de realitate.

4.2.1.3. Exemplul de calcul nr.3

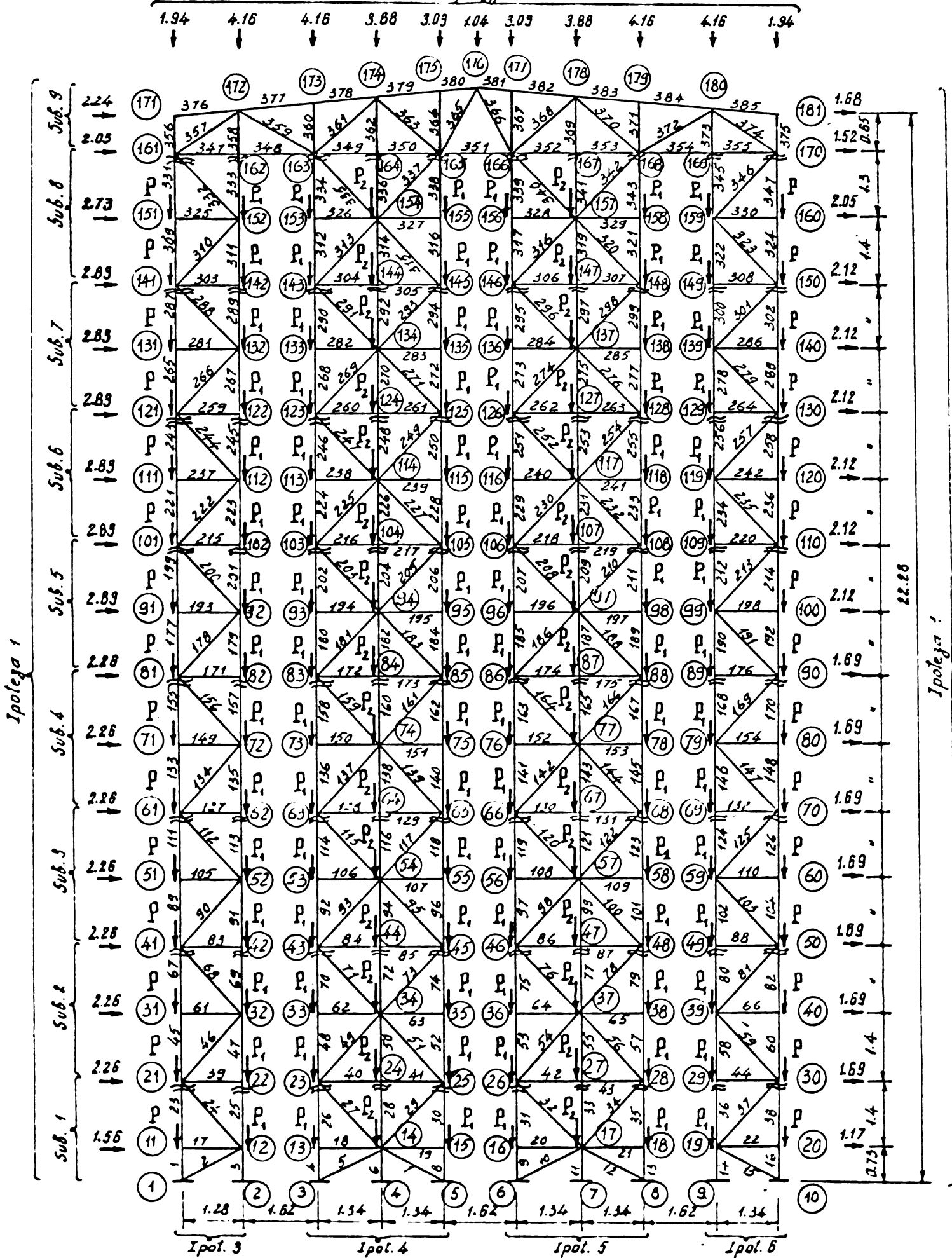
Se aleg cazurile defavorabile pentru barele cadrelor sub formă de grinzi cu zăbrele din figura 4.1.a. Ipotezele de încărcare și combinațiile de ipoteze sînt arătate din figură.

Calcululele se efectuează cu ajutorul programului GIPSI 02.

Rezultatele obținute în cazurile defavorabile pentru tălpi și zăbrele sînt prezentate în tabelul 4.2.

Din exemplul de mai sus și încă 3 exemple efectuate, se poate trage concluzia că pentru tălpi, cazul defavorabil este cazul I (sarcinile utile din palete, încărcat plin), iar pentru zăbrele, cazul defavorabil depinde atît de numărul de deschideri ale depozitului, cît și de sarcinile din paletele pline din fiecare axă a stîlpului depozitului. De exemplu, în cazul 3 deschideri, în tabelul 4.3. s-a arătat cazul defavorabil (cazul II) pentru zăbrele.

Ipoteză 2



Combinatii de ipoteci

- $C_1 = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + I_6$
- $C_2 = I_1 + I_2 + I_3$
- $C_3 = I_1 + I_2 + I_3 + I_4$
- $C_4 = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5$

$P = 13.69 \text{ KN}$; $P_1 = 12.61$; $P_2 = 25.22 \text{ KN}$

- $C_5 = I_1 + I_2 + I_6$
- $C_6 = I_1 + I_2 + I_5 + I_6$
- $C_7 = I_1 + I_2 + I_4 + I_5 + I_6$
- $C_8 = I_1 + I_2$

Fig. 4.1a
(cazul 1)

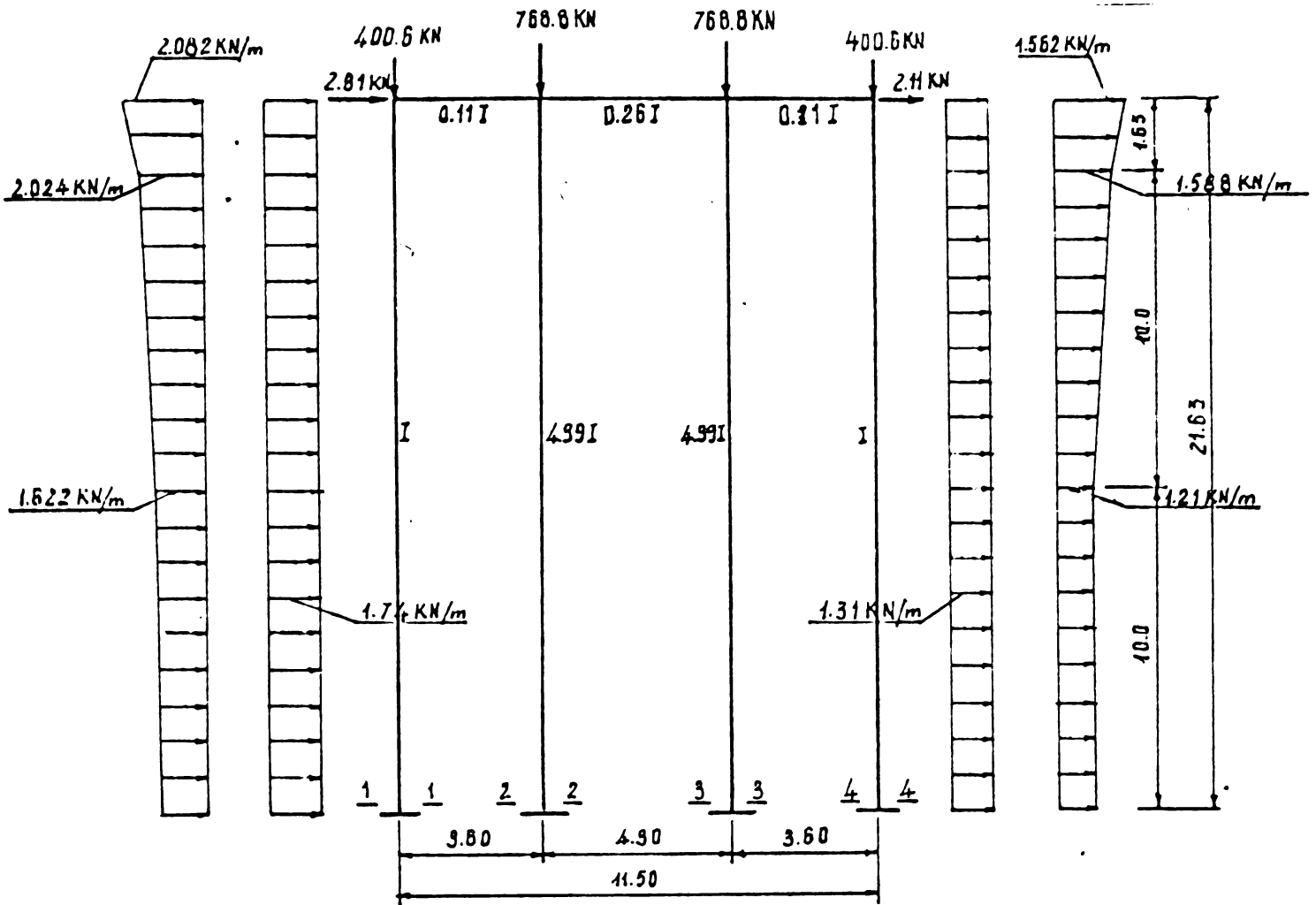


Fig. 4.1b
(cazul 2)

Tabelul 4.1.

Cazul studiat Eforturi din secțiunile semnificative		Cazul 1 (fig.4.1a)	Cazul 2 (fig.4.1b)	Erorile procentuale dintre 2 cazuri
1-1	N (KN) T (KN) M (KNm)	-389.336 25.26 142.176	-393.410 25.240 134.140	1.04 -0.0008 -5.65
2-2	N T M	-746.386 14.278 196.613	-741.120 12.800 180.390	-0.007 -10.35 -8.25
3-3	N T M	-790.993 14.917 195.563	-793.830 12.917 181.600	0.004 -13.05 -7.14
4-4	N T M	-410.324 18.970 117.289	-410.440 19.880 112.260	0.0003 5.20 -4.287
Deplasarea maximă		2.01	1.6	-20.40

Tabelul 4.2.

Cazul studiat <i>Eforturile din bare semnificative</i>		Cazul 1 (nodul articulat)	Cazul 2 (nodul încastrat)	Cazul 3 (Nodul articulat și încastrat)	Diferențele procentuale dintre două cazuri	
					3 și 1	3 și 2
1	2	3	4	5	6	7
1	N(KN)	- 97.99	- 95.97	- 96.95	1.07	1.01
	T(KN)		4.98	4.93		1.01
	M(KN/m)		3.04	3.05		-0.003
2	N	19.00	16.29	16.60	14.46	-1.87
	T		-0.01			
	M		0.02			
3	N	-304.93	-300.32	-300.61	1.44	-0.001
	T		6.110	5.91		3.38
	M		3.55	3.52		-0.008
4	N	-112.30	-111.40	-111.19	0.01	0.002
	T		0.86	0.85		1.18
	M		0.62	0.62		-
5	N	1.80	-1.50	-1.42		
	T		0.01			
	M		0.01			
6	N	-374.02	-373.32	-373.37	0.002	-
	T		1.78	1.68		5.9
	M		2.33	2.32		0.004
7	N	- 16.61	- 14.91	- 14.98	10.88	-0.004
	T		-0.05			
	M		-0.03			
8	N	-252.69	-253.76	-253.98	-	-
	T		-0.12	-0.16		
	M		0.49	0.48		
9	N	-123.75	-123.10	-122.89	0.007	0.002
	T		0.88	0.87		1.15
	M		0.61	0.61		-

1	2	3	4	5	6	7
10	N T M	-0.91	-1.13 0.01 0.02	-0.95	-4.21	18.94
11	N T M	-395.50	-395.73 1.72 2.27	-395.81 1.61 2.27		
12	N T M	-16.47	-15.26 - 0.05 - 0.03	-15.34		
13	N T M	-263.74	-264.26 - 0.17 0.47	-264.5 - 0.20 0.47		
14	N T M	-112.35	-113.77 - 0.20 1.06	-113.53 -0.38 1.06		
15	N T M	-21.66	-21.78 - 0.08 0.04	-22.03		
16	N T M	-287.85	-285.86 0.21 1.29	-285.88 0.14 1.29		
17	N T M	-4.56	4.56 -0.18 -0.11	4.64	-1.72	-1.72
18	N T M		1.08 -0.04 -0.03	1.11		
19	N T M		0.96 -0.07 -0.04	0.96		

1	2	3	4	5	6	7
20	N T M		1.14 90.04 -0.03	1.17		
21	N T M		1.04 -0.06 -0.04	1.04		
22	N T M	-2.17	2.58 -0.17 -0.11	2.56	-54.30	0.008
23	N T M	-84.30	-82.46 - 1.14 - 0.48	-82.26 - 1.27 - 0.55	2.48	0.002
24	N T M	-35.02	-38.87 - 0.08 0.07	-39.16	-10.57	-0.007
25	N T M	-252.11	-250.71 - 1.35 0.70	-259.18 - 1.46 0.79	- 2.73	-3.23 -7.53 -11.39
26	N T M	- 99.69	- 99.83 - 0.22 0.02	- 98.58 - 0.26		
27	N T M	- 20.88	- 19.78 - 0.03 - 0.03	-19.85		
28	N T M	-341.90	-340.63 1.01 1.15	-340.67 0.96 1.10		
29	N T M	1.44	- 1.47 0.02 0.03	- 1.38		
30	N T M	-240.08	-241.08 0.84 0.62	-241.37 0.81 0.60		

1	2	3	4	5	6	7
31	N T M	-111.14	-110.53 - 0.26 - 0.01	-110.28 - 0.30 - 0.03	3.50	0.003 -13.33 -66.67
32	N T M	- 20.84	- 20.24 - 0.04 - 0.03	- 20.32	2.56	-0.003
33	N T M	-362.76	-362.51 1.00 1.14	-361.57 0.95 1.00	0.002	0.003 5.26 14.0
34	N T M	2.08	- 2.39 0.03 0.03	- 2.30	-53.04	3.91
35	N T M	-251.13	-251.58 0.87 0.64	-251.89 0.84 0.62	-0.003	-0.001
36	N T M	-129.78	-127.90 1.73 1.38	-127.77 1.65 1.31	1.57	0.001 4.85 5.34
37	N T M	26.15	21.29 0.01 0.02	21.58	21.18	-1.34
38	N T M	-274.16	-273.07 1.62 1.26	-273.27 1.52 1.18	0.003	0.0008 6.58 6.78
347	N T M	- 10.60	- 10.13 0.18 0.11	- 10.10	4.95	0.003
348	N T M	- 10.60	- 10.63 - 0.17 - 0.09	- 10.28		
349	N T M	- 2.98	- 2.82 - 0.02 - 0.01	- 2.66		

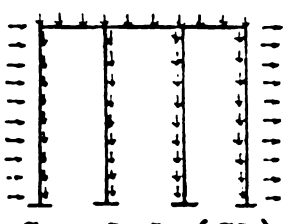
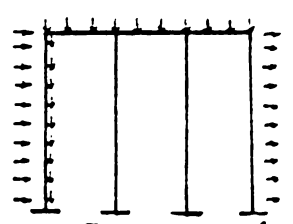
1	2	3	4	5	6	7
350	N T M	- 2.99	- 2.99 - 0.05 - 0.04	- 3.08		
351	N T	- 1.74	- 1.76 - 0.38 - 0.31	- 1.77		
352	N T M	0.96	1.05 - 0.06 - 0.03	1.13		
353	N T M	0.96	0.89 - 0.01 - 0.01	0.74		
354	N T M	6.72	6.62 - 0.20 - 0.20	6.34		
355	N T M	6.71	6.43 0.13 0.09	6.30		
356	N T M	- 2.20	- 2.23 0.03 0.02	- 2.20		
357	N T M	- 3.94	- 4.09 0.03 0.03	- 4.23		
358	N T M	10.25	10.55 0.18 0.08	10.61	-3.39	0.006
359	N T M	- 23.04	- 22.98 - 0.13 - 0.15	- 23.46	-1.79	-2.05
360	N T M	- 4.33	- 4.57 - 0.13 - 0.08	- 4.34		

1	2	3	4	5	6	7
361	N T M	- 28.20	- 28.46 - 0.03 - 0.03	- 29.0	-2.76	-1.86
362	N T M	- 1.34	- 1.18 - 0.14 - 0.08	- 1.21		
363	N T M	17.84	17.78 - 0.04 - 0.03	18.27		
364	N T M	- 2.47	- 2.03 - 0.01 0.03	- 2.45		
365	N T M	40.26	40.49 - 0.01 - 0.07	41.15		
366	N T M	- 41.60	- 41.85 - 0.01 - 0.07	-42.41	-1.91	-1.32
367	N T M	- 3.62	- 3.93 - 0.01 - 0.03	- 3.63		
368	N T M	- 18.94	- 18.81 - 0.03 - 0.03	- 19.28		
369	N T M	- 3.85	- 3.88 - 0.13 - 0.08	- 3.85		
370	N T M	25.13	25.00 - 0.03 - 0.03	25.57		
371	N T M	- 4.02	- 3.76 - 0.12 - 0.08	- 4.01		

1	2	3	4	5	6	7
372	N T M	19.87	20.33 - 0.11 - 0.13	20.80		
373	N T	- 16.86	- 17.43 0.11 0.04	- 17.52		
374	N T M	4.49	4.57 0.03 0.02	4.83		
375	N T M	- 1.94	- 1.87 - 0.07 0.02	- 1.94		
377	N T M	15.19	15.19 - 0.08 - 0.04	15.33	- 0.01	- 0.01
378	N T M	15.17	15.02 0.14 0.12	15.30		
379	N T M	- 20.03	- 20.51 0.15 0.07	- 20.83	- 3.84	- 1.54
380	N T M	- 19.97	- 20.41 - 0.27 - 0.16	- 20.77		
381	N T M	21.22	20.95 - 0.19 - 0.03	21.28		
382	N T M	21.29	21.04 0.12 0.12	21.35		
383	N T M	- 12.40	- 12.62 0.15 0.08	- 12.94		

1	2	3	4	5	6	7
384	N T M	- 12.42	-12.78 - 0.08 - 0.08	- 12.96		
Deplasare maximă (cm)		2.339	2.282	2.298	1.78	-0.007

Tabelul 4.3.

Cazul studiat Eforturi din bare semnificative.			
		Cazul 1 (C1)	Cazul 2 (C2)
1		2	3
1 (talpa)	N(KN)	- 96.95	- 85.89
	T(KN)	4.93	4.93
	M(KN/m)	3.05	3.09
2 (diagon.)	N	16.60	17.60
	T		
	M		
3 (talpa)	N	-300.61	-293.32
	T	5.91	5.89
	M	3.52	3.56
4 (talpa)	N	-111.19	65.69
	T	0.85	1.43
	M	0.62	0.58
5 (diagon.)	N	- 1.42	6.5
	T		
	M		
6 (talpa)	N	-373.37	- 95.19
	T	1.68	1.93
	M	2.32	2.46
7 (diagon.)	N	- 14.98	- 7.61
	T		
	M		
8 (talpa)	N	-253.98	- 80.35
	T	- 0.16	0.36
	M	0.48	0.57

1		2	3
9 (talpa)	N	-122.89	47.25
	T	0.87	0.35
	M	0.61	0.49
10 (diag.)	N	- 9.05	5.24
	T		
	M		
11 (talpa)	N	-395.81	- 33.51
	T	1.61	1.45
	M	2.27	2.04
12 (diag.)	N	- 15.34	6.71
	T		
	M		
13 (talpa)	N	-264.5	- 80.19
	T	- 0.20	0.25
	M	0.47	0.48
14 (talpa)	N	-113.53	62.73
	T	- 0.38	2.06
	M	1.06	1.84
15 (diag.)	N	- 22.03	- 16.82
	T		
	M		
16 (talpa)	N	-285.88	-10.397
	T	0.14	1.94
	M	1.29	1.78
17 (montant)	N	4.64	4.56
	T		
	M		
18	N	1.11	0.20
	T		
	M		

1		2	3
19	N T M	0.96	- 0.06
20	N T M	1.17	0.15
21	N T M	1.04	0.04
22 (montant)	N T M	2.56	- 0.52
23 (talpa)	N T M	- 82.26 - 1.27 - 0.55	- 72.20 - 1.19 - 0.50
24 (diagon.)	N T M	- 39.16	- 40.19
25 (talpa)	N T M	-259.18 - 1.46 0.79	-242.32 - 1.39 - 0.74
26 (talpa)	N T M	- 98.58 - 0.26	- 56.30 0.23 0.27
27 (diagon.)	N T M	- 13.85	- 10.62
28 (talpa)	N T M	-340.67 0.96 1.10	- 23.45 0.91 1.05

		1		2	3
	29 (diag.)		N T M	- 1.38	9.16
	30 (talpa)		N T M	-241.37 0.81 0.60	- 79.74 0.30 0.31
	31 (talpa)		N T M	-110.28 - 0.30 - 0.03	47.86 0.19 0.24
	32 (diagon.)		N T M	- 20.32	- 9.10
	33 (talpa)	8	N T M	-361.57 0.95 1.00	- 31.56 0.85 0.98
	34 (diagon.)		N T M	- 2.30	7.12
	35 (talpa)		N T M	-251.89 0.84 0.62	- 79.58 0.29 0.29
	36 (talpa)		N T M	-127.77 1.65 1.31	36.47 0.24 0.34
	37 (diagon.)		N T M	21.58	25.11
	38 (talpa)		N T M	-273.27 1.52 1.18	-102.28 0.25 0.37
ferma	347		N	- 10.10	- 3.31
	348		N	- 10.28	- 3.44
	349		N	- 2.66	- 12.69

	1		2	3
	350	N	- 3.08	- 13.23
	351	N	- 1.77	- 5.85
	352	N	1.13	0.17
	353	N	0.74	0.18
	354	N	6.34	7.38
	355	N	6.30	7.30
	356	N	- 2.20	- 2.20
	357	N	- 4.23	- 11.29
	358	N	10.61	32.20
•	359	N	- 23.46	- 57.05
•	360	N	- 4.32	- 4.61
•	361	N	- 28.90	- 40.20
•	362	N	- 1.21	- 0.27
•	363	N	18.27	25.80
•	364	N	- 2.45	- 2.73
•	365	N	41.15	32.89
•	366	N	- 42.41	- 35.55
•	367	N	- 3.63	- 3.69
•	368	N	- 19.28	- 3.07
•	370	N	25.57	24.98
•	371	N	- 4.01	- 4.04
•	372	N	20.80	17.33
•	373	N	- 17.52	- 15.23
•	374	N	4.83	3.96
•	375	N	- 1.94	- 1.94
•	376	N	- 2.26	- 2.26
•	377	N	15.33	39.64

1		2	3
378	N	15.30	39.58
379	N	- 20.83	- 10.85
380	N	- 20.77	- 10.81
381	N	21.28	23.63
382	N	21.35	23.70
383	N	- 12.94	- 10.56
384	N	- 12.96	- 10.58

4.2.2. Calculul de ordinul doi al structurii plane

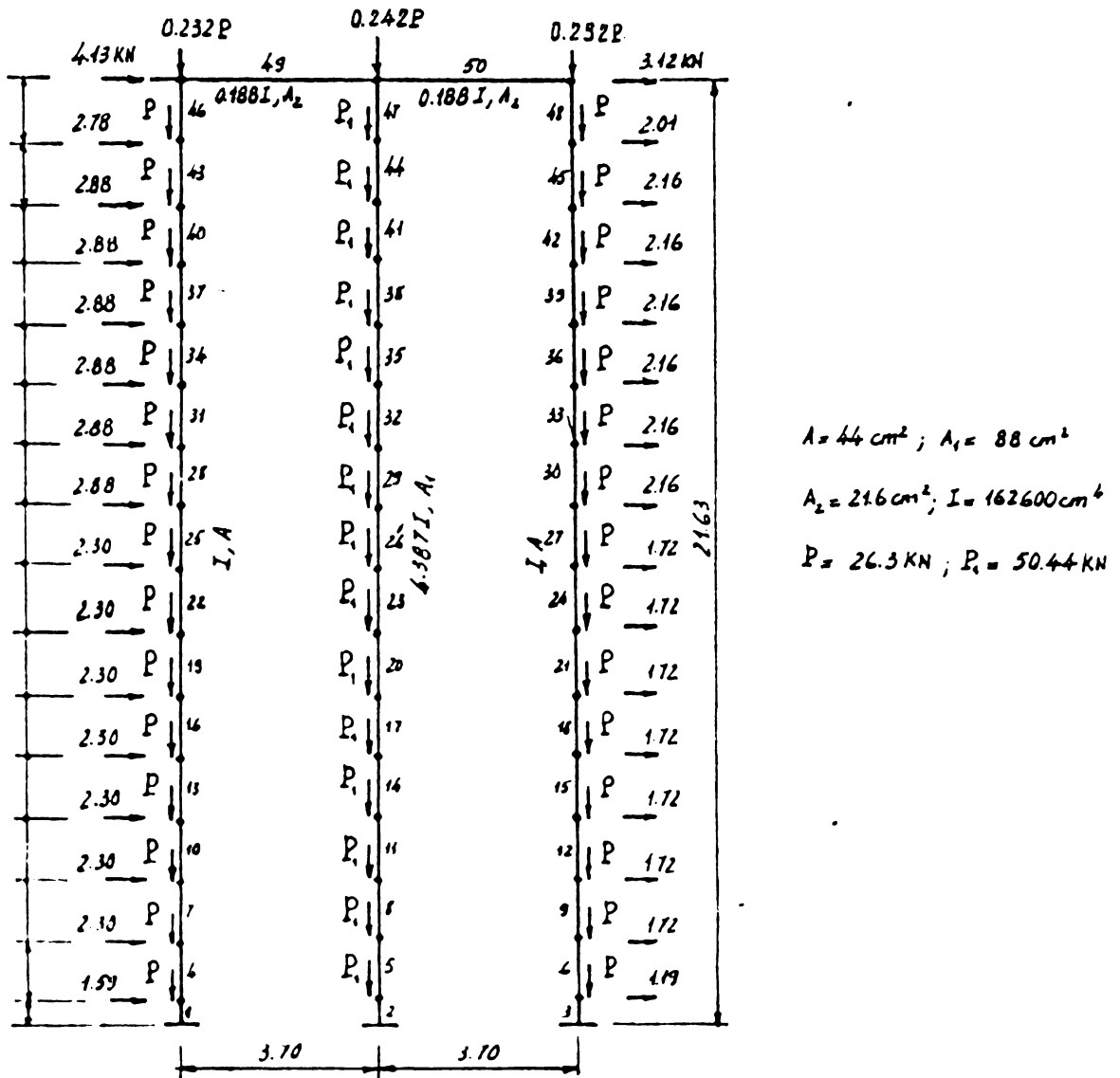
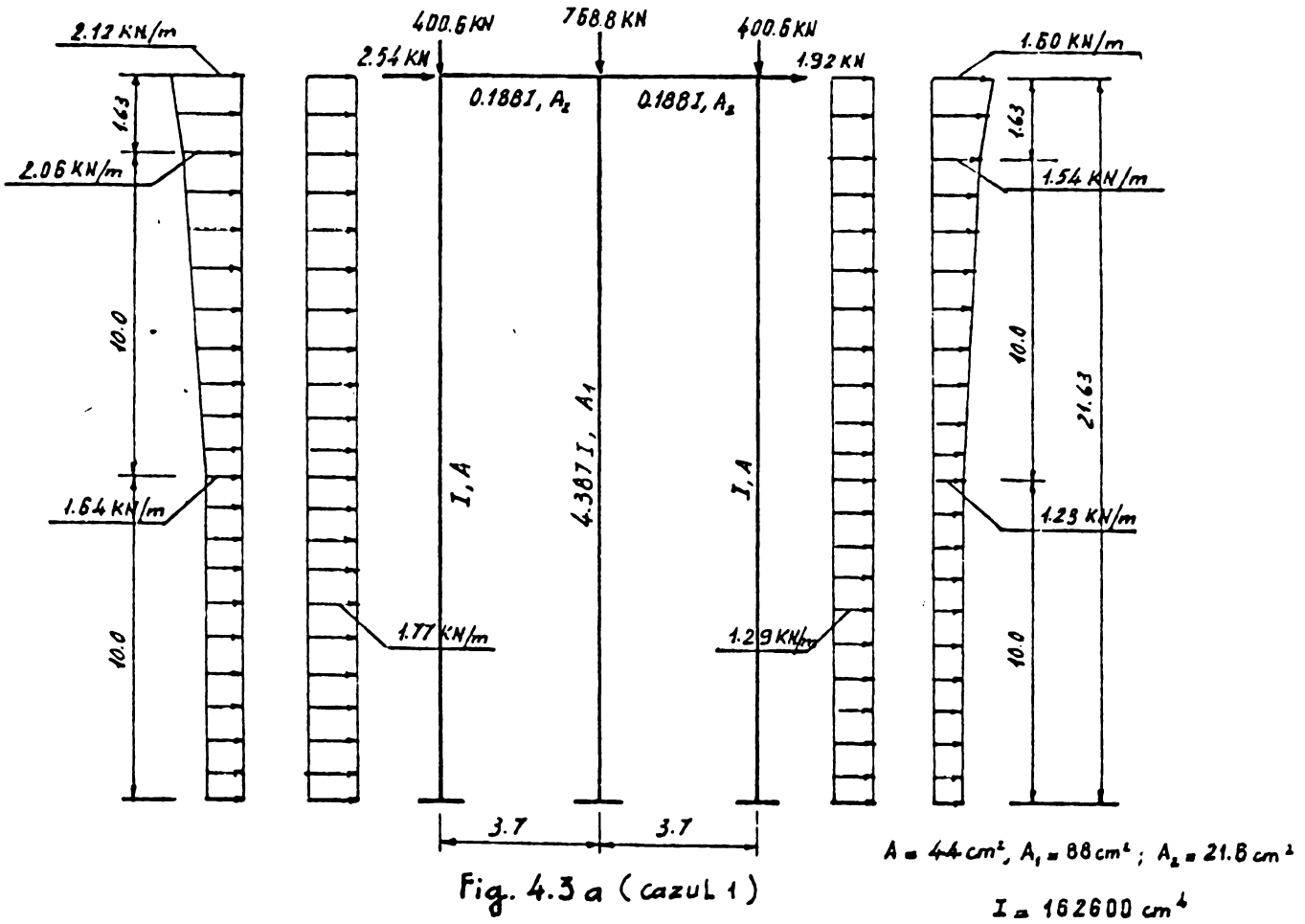
Cu exemple de calcul, în paragraful acesta, se vor arăta erorile dintre metoda aproximativă și metoda elementelor finite, în cazurile altor ipoteze de calcul și efectele neliniarității geometrice, când structurile sînt satisfăcute de condițiile de rezistență și de deplasarea elastică permisă aflată în tabelul (din fig. 2.5)

4.2.2.1. Exemplul de calcul Nr.4

Pentru structurile din figura 4.3, se calculează eforturile și deplasările printr-un calcul de ordinul II. Cadrele din figurile 4.3a, 4.3b sînt calculate prin metoda elementelor finite cu ajutorul programului CORELI și cadrul din fig.4.3c este calculat printr-un procedeu iterativ.

Rezultatele obținute în cele trei cazuri, în secțiunile semnificative sînt prezentate din tabelul 4.4.

Din exemplul de mai sus și încă 3 exemple efectuate se observă că erorile procentuale ale cazurilor sînt de -0.1% - 10% și rapoartele momentelor încovoietoare din calculul de ordinul II și din calculul de ordinul I sînt foarte apropiate, ceea ce înseamnă că structura este rigidă în planul ei deci efectele



Taboulul 4.4.

Eforturile din secțiunile semnificative	Cazul studiat				Erorile procentuale dintre 2 cazuri (II)				Raportele momen- telor înnovclet.		
	Cazul 1 (Fig. 4.3a)	Cazul 2 (Fig. 4.3b)	Cazul 3 (Fig. 4.3c)	Cazul 4 (Fig. 4.3d)	2-1	3-1	$R_1 = \frac{M_x}{M_x}$	$R_2 = \frac{M_x}{M_x}$	$R_3 = \frac{M_x}{M_x}$		
1-1 N (KN) T (KN) M (KNm)	-363.58	-362.486	-369.77	-368.93	-373.46	-344.40	-1.75	5.25	1.023	1.017	1.025
	28.035	28.47	28.12	28.155	28.35	28.30	1.12	0.60			
2-2 N T M	-768.943	-769.21	-768.843	-768.49	-764.83	-768.82	0.09	0.05	1.031	1.028	1.050
	23.116	23.669	22.24	22.568	21.70	22.05	4.88	7.34			
3-3 N T M	-433.256	-434.096	-431.78	-432.57	-431.71	-464.76	0.04	-6.60	1.025	1.019	1.028
	22.073	22.276	22.669	22.633	22.75	22.41	-1.58	-0.006			
Deplasarea maximă (cm)	2.81	2.89	2.66	2.73	2.40	2.60	5.86	-11.15			

neliniarității geometrice se pot neglija, când structurile satisfac condițiile de deplasare elastică permisă pentru depozite automate.

4.2.3. Calculul de stabilitate

Cu următoarele ^{Patru} ~~șase~~ Exemple de calcul se vor arăta erorile lungimilor de flambaj dintre două metode de calcul. Pentru calculul lungimii de flambaj a fiecărui stâlp, trebuie determinată încărcarea cu forțe verticale concentrate în noduri, semnificativă /52/, /77/.

4.2.3.1. Exemplul de calcul Nr.5

Se calculează lungimile de flambaj pentru cele 3 tipuri de bare cu schema și încărcarea din fig.4.4. Calculele sînt efectuate prin metoda aproximativă și prin metoda elementelor finite cu ajutorul programului STASEL.

Rezultatele obținute pentru fiecare caz sînt prezentate în tabelul 4.5.

Din exemplul prezentat, se observă că erorile procentuale sînt cuprinse între 0,453 % și 5,226 %.

4.2.3.2. Exemplul de calcul Nr.6

Se calculează lungimile de flambaj pentru 4 cadre cu schema și încărcarea din figura 4.5.a,b,c,d. Calculele sînt efectuate prin metode aproximative (vezi 3.4.2) și prin metoda elementelor finite cu ajutorul programului STASEL.

Rezultatele obținute pentru fiecare caz sînt prezentate în tabelul 4.6.

Din exemplul prezentat, se observă că erorile procentuale sînt cuprinse între 5,62 % și 27,39 %.

4.2.3.3. Exemplul de calcul Nr.7

Se calculează lungimile de flambaj pentru cele trei cazuri ale barei cu schema și încărcarea din fig.4.6. Calculele sînt efectuate prin metoda aproximativă (Korobov) și cu ajuto-

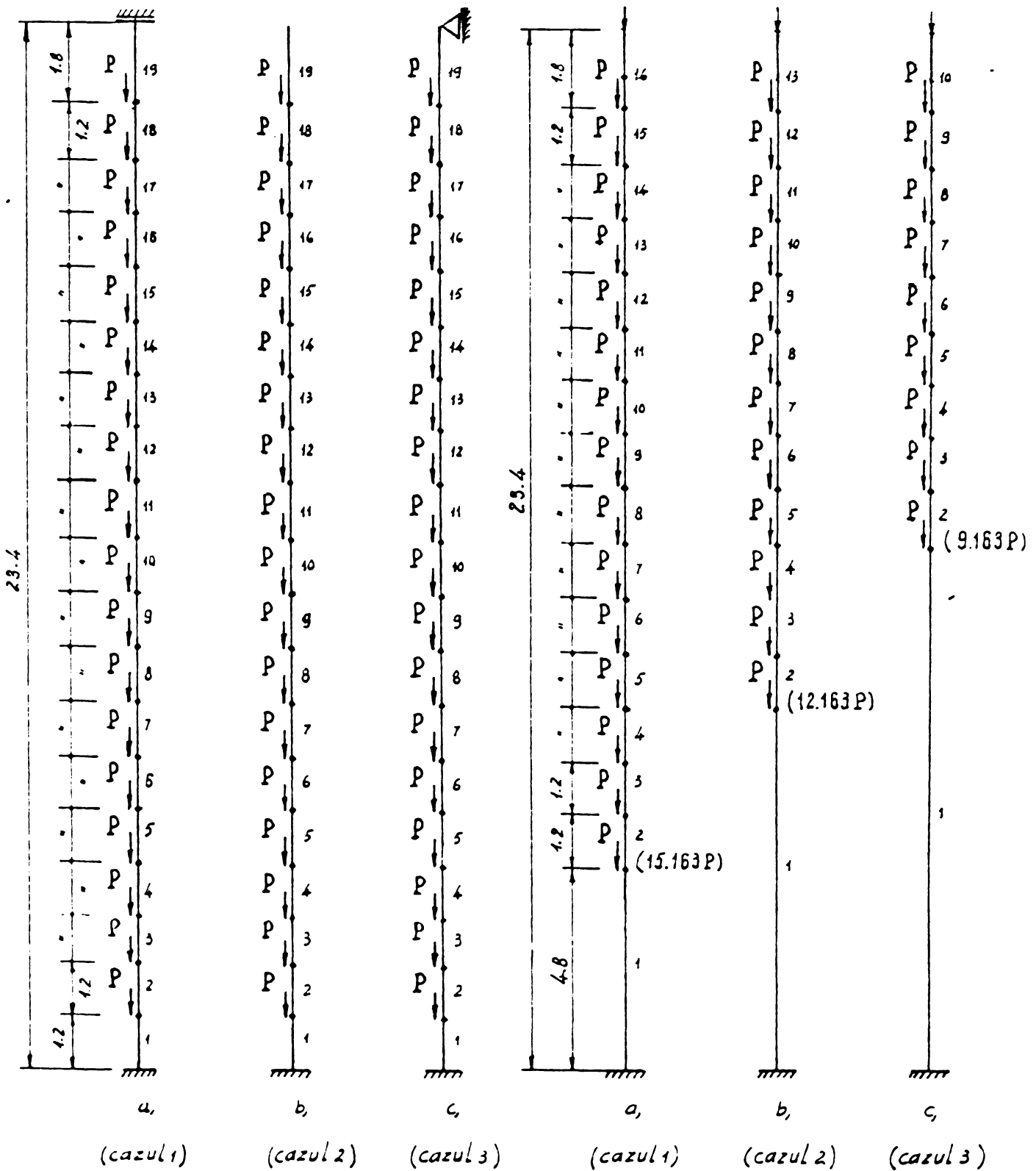


Fig 4.4

Fig 4.6

$P = 53.12 \text{ KN} ; A = 64 \text{ cm}^2$

$I = 1806000 \text{ cm}^4$

Tabelul 4.5.

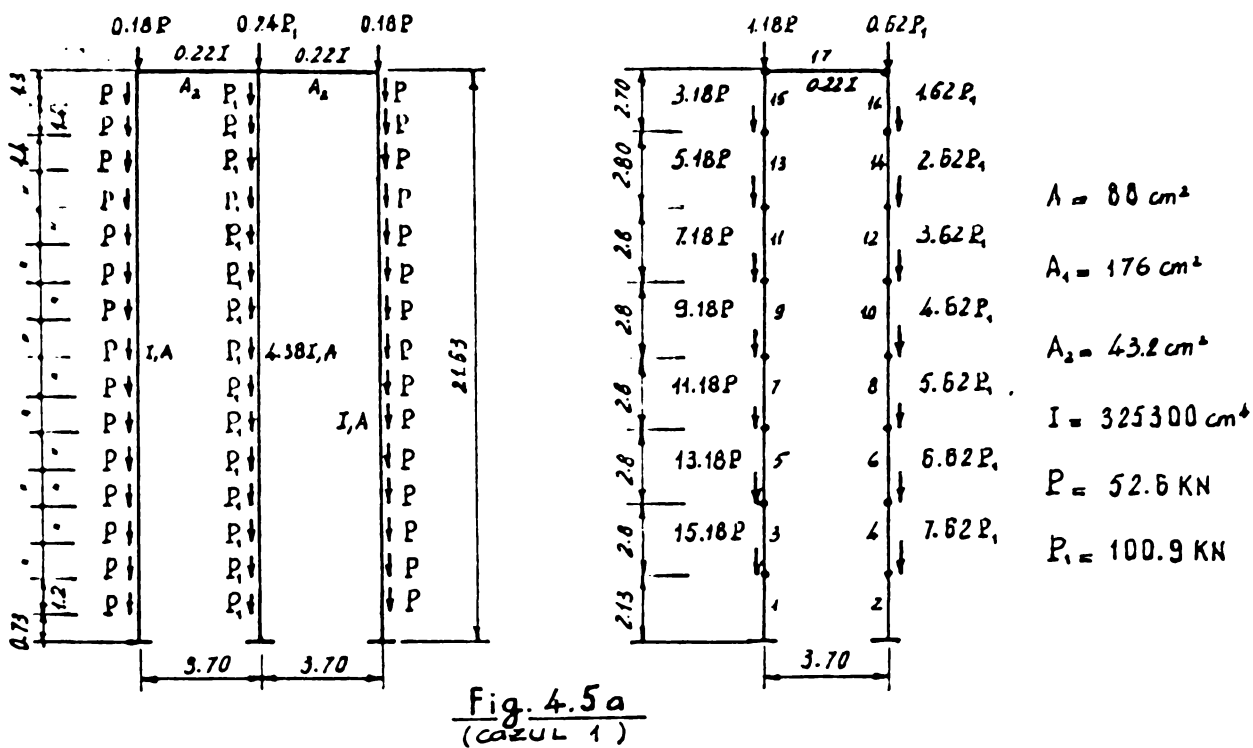
CAZUL STUDIAT		Cazul 1 (fig.4.4a)	Cazul 2 (fig.4.4b)	Cazul 3 (fig.4.4c)
Metoda elemen- telor finite	multiplicator μ	0,714	1,067	0,726
	lungimă de flambaj f	16,707	24,973	17,005
metoda aprox- mativă	multiplicator μ	0,723	1,123	0,730
	lungime de flambaj f	16,918	26,278	17,082
Eroarea dintre 2 metode %		1,263	5,226	0,453

Tabelul 4.7.

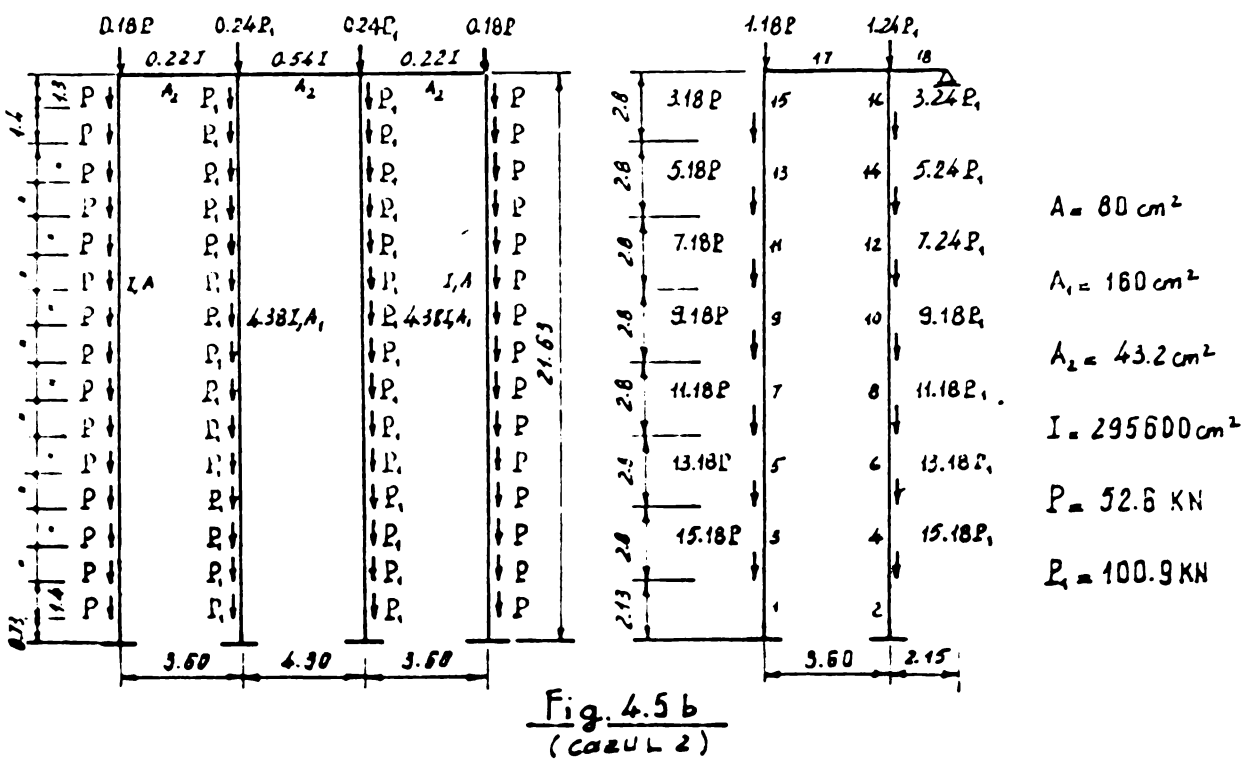
CAZUL STUDIAT		Cazul 1 (fig.4.6a)	Cazul 2 (fig.4.6b)	Cazul 3 (fig.4.6c)
Metoda elemen- telor finite	multiplicator μ	1,1867	1,2878	1,4246
	lungime de flambaj f	27,768	30,135	33,336
Metoda Korobov	multiplicator μ	1,286	1,436	1,654
	lungime de flambaj f	30,092	33,602	38,70
Eroarea dintre 2 metode %		8,37	11,5	16,10

Tabelul 4.6

Cazul studiat			Cazul 1 (fig. 4.5a)	Cazul 2 (fig. 4.5b)	Cazul 3 (fig. 4.5c)	Cazul 4 (fig. 4.5d)
Metoda ele. finite	Lungime de flambaj	$l_{p\text{ marg.}}$ (m)	15.145	13.30	14.866	20.801
		$l_{p\text{ cent.}}$ (m)	22.855	20.07	21.441	30.001
Metoda aproxim.	Lungime de flambaj	$l_{p\text{ marg.}}$ (m)	16.491	14.97	15.701	26.499
		$l_{p\text{ cent.}}$ (m)	24.935	22.579	22.654	26.516
Erorile procentuale dintre 2 metode			8.89	12.55	5.62	27.39



$A = 80 \text{ cm}^2$
 $A_1 = 176 \text{ cm}^2$
 $A_2 = 43.2 \text{ cm}^2$
 $I = 325300 \text{ cm}^4$
 $P = 52.6 \text{ KN}$
 $P_1 = 100.9 \text{ KN}$



$A = 80 \text{ cm}^2$
 $A_1 = 160 \text{ cm}^2$
 $A_2 = 43.2 \text{ cm}^2$
 $I = 295600 \text{ cm}^4$
 $P = 52.6 \text{ KN}$
 $P_1 = 100.9 \text{ KN}$

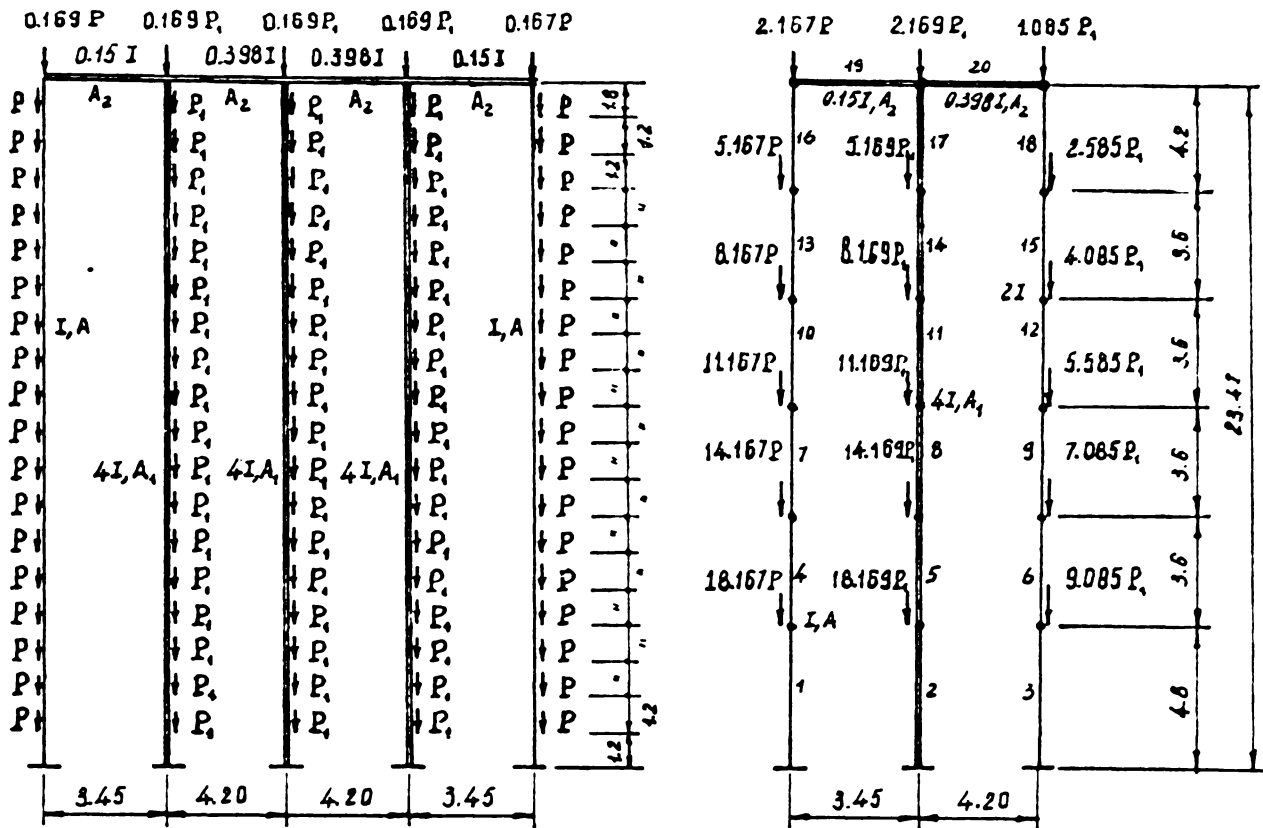


Fig 4.5c
(cazul 3)

$A = 104\text{cm}^2$; $A_1 = 208\text{cm}^2$; $A_2 = 30\text{cm}^2$
 $I = 398800\text{cm}^4$ $P = 51.68\text{KN}$
 $P_1 = 101.84\text{KN}$

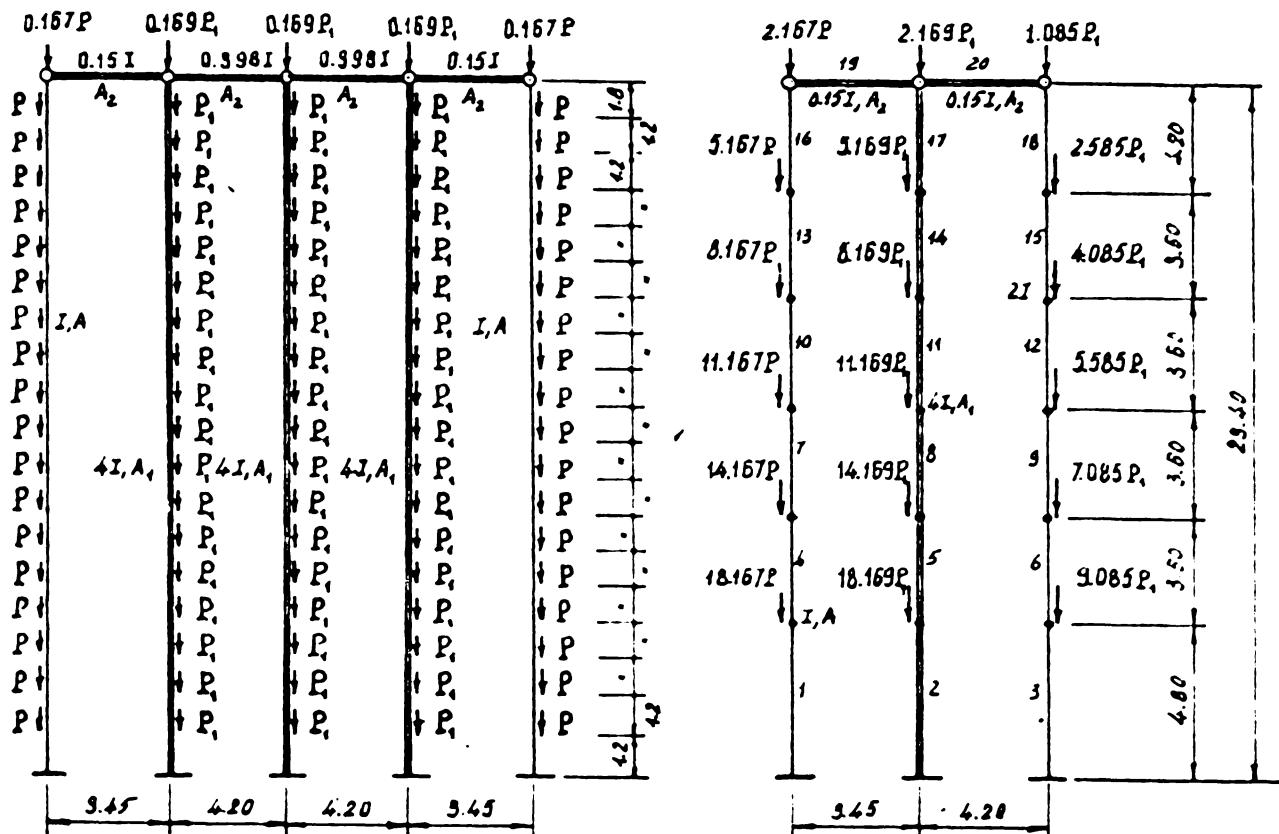


Fig 4.5d
(cazul 4)

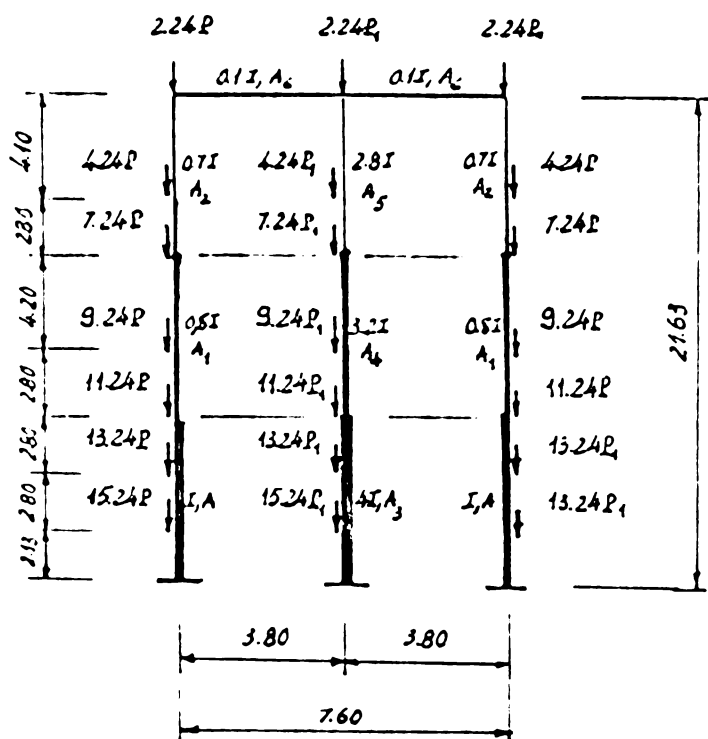
$A = 128\text{cm}^2$; $A_1 = 256\text{cm}^2$; $A_2 = 30\text{cm}^2$
 $I = 489500\text{cm}^4$ $P = 51.68\text{KN}$
 $P_1 = 101.84\text{KN}$

Tabelul 4.8.

Cazul studiat					
l_{f1}	17.35	17.492	17.317	19.982	20.433
l_{f2}	18.431	18.386	18.202	18.035	20.433
l_{f3}	24.046	23.987	23.746	23.529	23.595
l_{f4}	25.315	29.404	29.11	24.753	24.287
l_{f5}	26.605	26.539	29.678	26.034	26.106
l_{f6}	34.695	34.604	34.262	33.947	34.042

Tabelul 4.9.

Lungimea de flambaj	l_{f1}	l_{f2}	l_{f3}	l_{f4}	l_{f5}	l_{f6}
Metoda elementelor finite.	17.35	18.035	23.595	25.315	26.539	34.262
Metoda aproximativă.	18.667	18.667	18.667	26.389	26.389	26.389
Erorile procentuale dintre 2 metode.	-7.59	-3.39	20.89	-4.24	0.57	22.98



$A = 88 \text{ cm}^2$; $A_1 = 58.88 \text{ cm}^2$
 $A_3 = 46 \text{ cm}^2$; $A_4 = 176 \text{ cm}^2$
 $A_5 = 117.8 \text{ cm}^2$; $A_5 = 92 \text{ cm}^2$
 $A_6 = 46 \text{ cm}^2$
 $P = 52.6 \text{ KN}$
 $P_1 = 100.9 \text{ KN}$
 $I = 432200 \text{ cm}^4$

Fig. 4.7.

rul programului STASEL. Rezultatele obținute pentru fiecare caz sînt prezentate în tabelul 4.7.

Din exemplul prezentat se observă că erorile procentuale sînt cuprinse între 8,37 % și 16,10 %.

4.2.3.4. Exemplul de calcul Nr.8.

Se calculează lungimile de flambaj pentru cadrul cu schema și încărcarea din fig.4.7.(exemplul este extras din proiectul depozitului automat al IPROTIL-ului). Calculul este efectuat prin metoda elementelor finite cu ajutorul programului STASEL.

Pentru a determina lungimea de flambaj din fiecare tronson al stîlpilor, se aplică noul mod de calcul la stabilitate /52/ adică trebuie determinată încărcarea semnificativă cu forțe verticale concentrate în noduri, avînd secțiunile schimbate, care sînt arătate în cazurile din tabelul 4.8.

Rezultatele obținute pentru lungimile de flambaj ale tronsoanelor stîlpilor sînt prezentate în tabelul 4.8, după aceea se face comparație cu rezultatele obținute prin metoda aproximativă (vezi 3.4.2), comparații prezentate în tabelul 4.9. Erorile procentuale sînt cuprinse între 4 % și 23 %.

4.3. Concluzii

În capitolul acesta, autorul s-a referit la toate problemele calculului de depozite cu rafturi înalte, și cu exemplele de calcul prezentate mai sus, a realizat o serie de comparații între metodele aproximative și metoda elementelor finite. Rezultatele comparațiilor ne permit să tragem concluzia că în cazul calculelor efectuate prin metoda elementelor finite se vor obține economii de material.

CAPITOLUL V

CONCLUZII FINALE SI CONTRIBUTII PERSONALE IN CALCULUL SI ALCATUIREA STRUCTURII DE DEPOZITE CU RAFTURI INALTE.

In capitolul I, II și III s-a făcut o succintă trecere în revistă a tuturor problemelor legate de alcătuirea și calculul structurilor de depozite cu rafturi înalte, în sistematizarea autorului, bazată atât pe documentația tehnică cât și pe lucrările proprii. Capitolul IV al lucrării cuprinde aproape exclusiv contribuțiile autorului la problema calculului cadrelor (de oțel) de depozite cu rafturi înalte. Deci pe cuprinsul celor patruzeci capitole ale lucrării sînt subliniate sub formă de concluzii multe aspecte ale problemei depozitului, atât din punct de vedere teoretic cât și practic, Concluzii care conduc la perfecționarea concepțiilor de proiectare.

Contribuțiile personale ale autorului sînt următoarele:

1. Concluzii privitoare la înlocuirea substructurilor în săbrele cu bare cu inimă plină cu momente de inerție echivalente în cadrul calculelor de ordinul I ;

2. Propunere pentru un nou model de determinare a combinațiilor defavorabile pentru structurile depozitelor ;

3. Eforturile în barele cadrelor sub formă de grinzi cu săbrele sînt apropiate de realitate, dacă se consideră nodul structurii articulată pentru săbrele și încastrat pentru tălpi ;

4. Cînd structurile satisfac condiția de rezistență și deplasarea permisă, se face evidențierea rigidității structurii în sens transversal, ceea ce permite renunțarea la calculul de ordinul II.

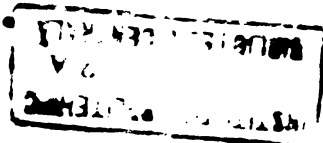
5. Aplicarea noului mod de calcul la stabilitate /52/, în cazul stîlpilor depozitului avînd secțiunile schimbate.

B I B L I O G R A F I E

1. Schweizer - Depozite-rafturi-deservire. Maschinenmarkt 67, nr.52, dec.1967, p.63-79.
2. H.Neitzel - Ascensoare stiğuitoare într-un depozit intermediar de producție. Traducere în l.română din Fördern und Heben, 17, nr.11, aug.1967, p.635-639.
3. A.Fackelmeyer - Tendințe în organizarea fluxului de materiale în interiorul întreprinderii. Trad.în limba română din Maschinenmarkt, RFG, 75, nr.59, iulie 1969, p.1328-1332.
4. A.Fackelmeyer - Sisteme tehnice de depozitare. Trad. din Maschinenmarkt, 73, nr.38, sept. 1967, p.1610-1614.
5. Brodka J
Mieczyslaw L. - *Beosztęci* metalice ușoare. Trad.din l.polonă. București, Editura tehnică, 1975.
6. Friedhelm
Podswyna - Proiectarea și utilizarea mijloacelor transportoare. Trad,din Maschinenwelt-Electrotehnic, Austria, 26, nr.3-1971, p.56-60.
7. Weber R. - Tehnica depozitării integrate într-un nșu depozit comercial centralizat. Trad. din Fördern und Heben, RFG, 18, nr.15, nov. 1968, p.913-918.

8. x x x - Un deposit central rațional pentru piese de schimb. Trad.din Deutsche, Heben und Fördern-Technik, RFG, 14, nr.11, nov.1968, p.81-82.
9. N811 R. - 38 m hohes Hochregal in Stahlskelettbauweise mit drei vollautomatisch gesteuerten Regalförderern. Der Stahlbau nr.9-1973, p.257-264.
10. x x x - Depozitul Suchad complet automatizat. Trad.din Manutention-Stockage, 18,nr.146 apr.1968, p.159-161.
11. x x x - Cum se pot depozita 8000 palete pe o suprafață de 1400 m². Trad.din Manutention-Stockage,18,nr.146, apr.1968, p.111-112.
12. x x x - Entrepôt frigorifique automatisé a Frentino. Acier+Stahl-Steel,nr.10/1973, p.419-425.
13. x x x - Proiectul unui deposit automatizat.Trad. din Manutention Stockage, Franța, 18, nr.159, oct.1968, p.1959-1963.
14. x x x - Spre depozitul automatizat comandat prin calculator electronic. Trad. din Fördern und Heben. nr.17, dec.1967, p.978-981.
15. x x x - Das neue fertigwarenlager der semperit AG in Traisfirchen. Stahlbau Runchau nr.37, sept.1971, p.16-17.

16. E.Doriguzzi - Problemele și aspectele magaziei moderne. Trad. din Manutention-Stockage, Franța, nr.156, apr.1969, p.167-176.
17. A.I.Zețalov,
B.I.Pevzner, - Kranî - ștabelați. NIIFORMTIAJMAȘ
1966, Moscova
18. x x x - Comparația cheltuielilor de depozitare pe baza variantelor de proiectare. Trad. din Fördern und Heben, RFG, nr.12, sept.1968, p.744-746.
19. K.Schiller - Înălțimi economice de stivuire. Trad. din Hebege und Fördernmittel. R.D. Germană, 12, febr.1972, p.36-40.
20. H.Krippendorff - Proiectarea depozitelor de materiale în funcție de creșterea volumului de depozitare. Trad.din Fördern und Heben, RFG, 22, nr.11, aug.1972, p.610-615.
21. D.Mateescu,
L.Gădeanu și alții. - Construcții metalice. Ed.did.și ped. București, 1975.
22. C.Dalban, N.Juncan
Al.Varga. - Construcții metalice, București, Editura tehnică, 1967.
23. V.Popescu - Construcții metalice industriale. Editura 2, București, Editura tehnică, 1980.
24. H.S.Prinak - Rascet rannih konstrukții. Izdatelstvo Budivelnik, Kiev.



25. C.Ruşcă, D.Georgescu - Calculul static al halelor industriale, Bucureşti, Editura tehnică, 1980.
26. Caracostea ş.a. - Manual pentru calculul construcţiilor. vol.I, Ed.tehnică, Bucureşti, 1977.
27. Al.Gheorghiu - Statica construcţiilor, Vol.I şi II Bucureşti, Editura tehnică, 1960, 1961
28. Al.Gheorghiu - Statica, stabilitatea şi dinamica construcţiilor. E.D.P., Bucureşti, 1974.
29. J.H.Argyris - Energy Theorems and structures analysis. Aircraft Engng. 1954, 26, Nr.308, 309, 1955, 27, Nr.312, 313, 314, 315.
30. Argyris J.H.and S.Kelsey. - The matrix force method structural analysis and some new applications. Aeronautical res.Council and.mem. 3034, 1957.
31. Ortega M.M. - Application of the Stiffness Method to Large deflection of Columns with initial deflection, Structural analysis Research memorandum Nr.17, The Boeing Company, Airspace division, seattle, Wash. 1960, May.
32. Turner M.J. ş.a. - Large deflections of structural subjected to heating and external loads, Journal of the Airspace sciences, vol.27, 1960, february.
33. V.Bănuţ - Calculul nelinier al structurilor, Editura tehnică, Bucureşti, 1981.

34. Lesting J,
Prachukam S. - A Blocking Technique for large scale structural analysis computers and structures, 3, 1973, p.669-714.
35. Postnov V.A.
Harhurin I.I. - Metoda elementelor finite în calculul construcțiilor navale (în l.rusă). Izdatelstvo sudostroenie, Leningrad, 1974.
36. Bertes C.J. - A computational technique for the Efficient Handling of Large matrices. Inst.J.Num.Meth.engng. nr.7, p.85-100, 1973.
37. Cantin G. - An Equation Solver of very large capacity, Inst.J.num.Meth.eng.3, p.379-388, 1971.
38. Curtis A.R.
Rei J.K. - Fortran subroutines for the solution of sparse sets of linear Equations, E.K.A.F.A. Research Group, Report ALRR Harwell Berkshire, 1971.
39. Mîrșă O.
Friedrich R. - Construcții din beton armat, Ed.D.P., București, 1980.
40. Bârsan G.M. - Dinamica și stabilitatea construcțiilor, E.D.P., București, 1979.
41. Gheorghiu A. - Concepții moderne în calculul structurilor. Editura tehnică, București, 1969.
42. Bürgermeister G.
și colab. - Stabilitätstheorie I, II, Berlin, Akademie Verlag, 1959, 1963.

43. Coșea D. - Contribuții la studiul stabilității și calculul de ordinul II al structurilor plane din bare (cadre) prin metoda integrală directă aproximativă (teză de doctorat), București, 1970.
44. Mazilu P. - Calculul static de ordinul II. Ciclu de conferințe ținut în cadrul Academiei R.P.R., București, 1955.
45. Scațlat A. - Stabilitatea și calculul de ordinul II al structurilor. Editura tehnică, București, 1969.
46. Bănuț V. - Aplicarea metodei elementelor finite în calculul geometrie neliniar. In : Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr.6, 1973.
47. Jennings A. - Frame Analysis Including Change of Geometry. In: Journal of the structural Division ASCE, ST 3, mart.1968.
48. Martin H.C. - In the Derivation of Stiffness Matrices for the Analysis of Large Deflection and Stability Problems. Matrix methods in structural mechanics. Ohio, oct. 1965.
49. Powell H.G. - Theory of nonlinear elastic structures. In: Journal of the structural Division, ASCE, ST 12, dec.1969.
50. Horne M.R.
Merchant W. - The Stability of Frames. Pergamon Press, Oxford, 1965.

51. Appeltauer I. - Contribuții la calculul de stabilitate al cadrelor de oțel. Teză de doctorat. Institut. Polit. Timișoara, 1971.
52. Mateescu D. - Considerații privitoare la calculul de stabilitate al cadrelor de oțel.
Appeltauer I.
Cuteanu E.
53. Rudkowski J. - Obliczenie statecznosci ramy ze slupami o skokowo zmiennym przekroju. In: Inz. Budownictwo, nr. 1, 1964.
54. Scarlat A. - Stabilitatea structurilor. Probleme speciale. Editura tehnică. București, 1969.
55. Appeltauer I. - Stabilitatea cadrelor. Metode și formule practice pentru determinarea lungimilor de flambaj la stâlpii de cadru. Partea II-a. Studii și cercetări INCERC-ISCAS, 1961/1.
Barta T.
56. Mateescu D. - Construcții metalice, calculul și proiectarea elementelor din oțel. Editura tehnică. București, 1980.
Caraba I.
57. x x x - STAS 10108/0-78. Construcții civile, industriale și agricole. Calculul elementelor din oțel.
58. Mazilu P. - Manualul pentru calculul construcțiilor. Editura tehnică. București, 1977.
Topa I.
59. Mazilu P. - Calculul cadrelor. Deplesări și lucrul mecanic virtual în metoda Cross. București, 1956.
60. Mazilu P. - Staticea construcțiilor, vol. I și II, București, Editura tehnică, 1955.
61. Snitko N.K. - Rasčet ramnih scoruženii iteracionnîmi metodami. Moscova. Gosstroizdat, 1962.
62. Avram C. - La généralisation de la méthode Cross. In : Bulletin de science et Technique de la Polytechnique de Timișoara, vol. XIII, fasc. 2-3, 1949.
63. Charon P. - La méthode Cross, Paris, 1953.

68. Argyris J.H.
Kelsey S. - The analysis of fuselages of arbitrary
Cross. Section and Mem. 3034, 1957.
69. Filin A.P. - Matriți v statike sterjnevih sistem.
Isd. lit.po Stroitelstvo, Moscova,
Leningrad, 1966.
70. Massonnet Ch.
și alții. - Calculul structurilor la calculatoare
electronice (trad.din l.franceză), Bu-
curești, Editura tehnică, 1974.
71. Ping-Chun Wang - Metode numerice și matriceale în meca-
nica construcțiilor, cu aplicații la
calculatoare (trad.din l.engleză), Bu-
curești, Editura tehnică, 1970.
72. Căpățînă D. - Calculatorul în ajutorul proiectării
construcțiilor. Editura tehnică, Bucu-
rești, 1976.
73. Căpățînă D. - Studiul actual al automatizării calcu-
lului structurilor, Rev.Construcții,
nr.6, 1978 p.37-43.
74. Ciongradi I.
Missir I. - Utilizarea calculatoarelor la proie-
ctarea structurilor. vol.I, Inst.Polit.
Iași, 1975.
75. Petrescu M.
Ilie Gh. - Studiul experimental al eforturilor
secundare în barele grinzilor cu să-
brele de deschidere mare. In: Buletinul
științific al Institutului de construcții
nr.11, București, 1963.
76. Streletskii ș.a. - Construcții metalice. vol.I și II
(trad.din l.rusă), București, ESAC, 1955.

77. Mateescu D.
Appeltauer I.
Cuteanu E. - Stabilitatea la compresiune a structurilor din bare de oțel. Editura Academiei, 1980.
78. Lokšin H.
Kurdin L. - Spravečnik proektirovščika. Metal. ličeskie konstrukții promišlennih zolanii i sovruženii. Moskva, Gosud. izd. lit. postp. arh. i str. mat., 1962.
79. Belenia I.E.
Geniev A.N.
Baldin V.A. - Metallicheskie konstrukții. Moskva, Stroizdat, 1976.
80. x ^x x - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor metalice din profile cu pereți subțiri. P.54-69. M/C.Ind. 36, 10/1969, Buletinul Construcțiilor nr.4, 1970.
81. x ^x x - Profile îndoite M.I.M.-D.D.P.T., București, 1979.
82. x ^x x - STAS 10101/0-75. Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor.
83. x ^x x - STAS 10101/0A-77. Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale.
84. x ^x x - STAS 10101/1-75. Acțiuni în construcții Greutăți tehnice și încărcări permanente.
85. x ^x x - STAS 10101/20-78. Acțiuni în construcții. Acțiunea vântului.

86. x x x - STAS 10101/21-78. Acțiuni în construcții. Încărcări date de zăpadă.
87. x x x - STAS 11100/1-78. Zonare seismică. Macrozonarea teritoriului Republicii Socialiste România.
88. x x x - P.100-78, Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe social-culturale, agrozootehnice și industriale.