

**MINISTERUL EDUCAȚIEI NAȚIONALE
UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII CIVILE, INDUSTRIALE ȘI
AGRICOLE
DEPARTAMENTUL DE MECANICA STRUCTURILOR**

TEZĂ DE DOCTORAT

REZUMAT

**ANALIZA EFECTULUI ORDINEI DE APLICARE A ÎNCĂRCĂRILOR
ASUPRA RĂSPUNSULUI STRUCTURILOR DE REZISTENȚĂ**

Doctorand: Ing. Dumitru-Teodor Posea

Conducător științific: Prof. Dr. Ing. Valeriu Bănuț

-București 2013-

Cuprins:

INTRODUCERE

- Considerații generale
- Stadiul actual al cercetărilor privind calculul structurilor de rezistență formate din bare
- Structura tezei

CAPITOLUL 1–ASPECTE ALE PROIECTĂRII STRUCTURILOR DE REZISTENȚĂ

- 1.1 Generalități
- 1.2 Schematizări
- 1.3 Tipuri de calcul
- 1.4 Stabilirea metodei de calcul
- 1.5 Stabilirea încărcărilor de calcul
- 1.6 Studiu numeric

CAPITOLUL 2 – CALCULUL STRUCTURILOR ÎN DOMENIUL ELASTO-PLASTIC. COMPARAȚIE ÎNTRE METODELE EXISTENTE

- 2.1 Introducere
- 2.2 Structura metalică
- 2.3 Structura din beton armat
- 2.4 Influența rotirii fundațiilor asupra stării de eforturi și deformații din structura de rezistență
- 2.5 Concluzii finale

CAPITOLUL 3 – CALCULUL STRUCTURILOR CU LEGĂTURI ELASTICE

- 3.1 Considerații introductive
- 3.2 Calculul structurilor formate din bare cu legături elastice
- 3.3 Studiu numeric

CAPITOLUL 4 – CALCULUL GEOMETRIC NELINIAR AL STRUCTURILOR CU LEGĂTURI ELASTICE

- 4.1 Calculul de ordinul II
- 4.2 Calculul la stabilitate
- 4.3 Calculul dinamic geometric neliniar

CAPITOLUL 5 – CONCLUZII FINALE

- 5.1 Concluziile lucrării
- 5.2 Contribuții personale
- 5.3 Direcții viitoare de cercetare

INTRODUCERE

Comportarea structurii de rezistență sub acțiunea încărcărilor reprezintă un fenomen complex. De modul în care inginerul proiectant intuiește aspectele esențiale ale acestui fenomen, utilizează modelul de calcul cel mai adecvat cazului analizat. Desigur, cel mai simplu model de calcul este modelul liniar, care, pentru cele mai multe cazuri, a condus la rezultate satisfăcătoare, verificate în practică. Modelul liniar nu poate exprima unele aspecte ale comportării structurii de rezistență sub acțiunea încărcărilor, cum ar fi comportarea în domeniul neliniar – domeniul neliniar elastic, elasto-plastic, geometric neliniar - sau fenomenul pierderii stabilității echilibrului. În cazul modelului liniar, pe baza schematizărilor și ipotezelor simplificatoare specifice, efectul încărcărilor ce se exercită asupra structurii este același, indiferent de ordinea de aplicare a acestora. Se admite principiul suprapunerii liniare a efectelor. În cazul modelului neliniar, nu se mai pot suprapune efectele încărcărilor parțiale și în consecință au fost imaginat metode specifice fiecărui tip de neliniaritate, pentru obținerea soluției problemei. Codurile de proiectare [49],[51] prevăd obligativitatea efectuării analizei comportării structurilor zvelte (înalte și neregulate în plan și pe înălțime) în domeniul elasto-plastic, geometric neliniar și al stabilității echilibrului. În lucrarea de față ne propunem să analizăm efectul aplicării succesive a încărcărilor, studiind comportarea structurilor formate din bare, acționate atât static cât și dinamic, și să comparăm rezultatele cu cele obținute cu metodele consacrate. Modalitatea de rezolvare în această manieră am denumit-o metoda încărcării succesive.

CAPITOLUL 1

ASPECTE ALE PROIECTĂRII STRUCTURILOR DE REZISTENȚĂ

1.1 Generalități

Comportarea în exploatare a structurilor de rezistență depinde de modul în care este intuit, interpretat și evaluat răspunsul acestora la acțiunile ce se exercită asupra lor.

Dintre multiplele aspecte ale procesului de proiectare a structurii de rezistență în acest capitol vor fi analizate următoarele aspecte:

- schematizările - schematizarea structurii, schematizarea comportării materialului, schematizarea comportării structurii
- alegerea tipului de calcul conform lucrării [7] și CR0-2005
- stabilirea încărcărilor utilizate în calcul conform CR0-2005

Studiu numeric

Se analizează cadrul metalic având dimensiunile și încărcările din figura 1.13.

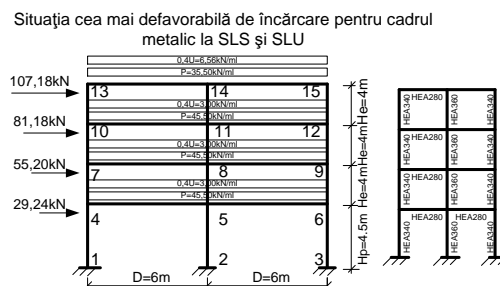


Fig. 1.13

Cadrul metalic-calculul de ordinul I și II

Evoluția eforturilor și deplasărilor produse de încărcarea totală (fig. 1.13), printr-un calcul de ordinul II, în cazul riglei de cadru celei mai solicitate, este dată în tabelul 1.1, iterația 1 reprezentând calculul de ordinul I.

Tabelul 1.1

Iterația	1	2	3	4	5
$M_{8-7}(kNm)$	347,80	361,50	363,75	369,99	364,02
$u_{15}(cm)$	12,83	13,68	13,808	13,821	13,822

Comparând rezultatele obținute în calculul de ordinul I și II, rezultă:

$$- \mu_M = \frac{M_{II}}{M_I} = 1,046; \text{ creștere a momentului încovoietor de } 4,6\%$$

$$- \mu_u = \frac{u_{II}}{u_I} = 1,0773; \text{ creștere a deplasării la vîrf de } 7,73\%$$

Cadrul metalic- calcul de ordinul II prin metoda încărcării succesive

În fiecare secvență de încărcare s-a efectuat un calcul iterativ astfel: secvența 1: $G + \frac{1}{4} S$; secvența 2: încărcarea din secvența 1 + $\frac{1}{4} S$; secvența 3: încărcarea din secvența 2 + $\frac{1}{4} S$; secvența 4: încărcarea din secvența 3 + $\frac{1}{4} S$

Evoluția eforturilor și deplasărilor produse de încărcarea succesivă a structurii în cazul aceleiași rigle, este prezentată în tabelul 1.2.

Tabelul 1.2

Secvența	1	2	3	4
$M_{8-7}(kNm)$	201,71	258,41	316,10	375,09
$u_{15}(cm)$	3,399	7,036	10,731	14,498

Comparând rezultatele se obțin următoarele rezultate:

$$- \mu_M^I = \frac{M_{II}^{MIS}}{M_I^{NORMATIV}} = \frac{375,09}{347,80} = 1,078; \text{ creștere a momentului încovoietor de } 7,8\%$$

$$- \mu_u^{II} = \frac{u_{II}^{MIS}}{u_{II}^{NORMATIV}} = \frac{14,498}{13,822} = 1,048; \text{ creștere a deplasării la vîrf de } 4,8\%$$

Cadrul metalic - verificarea rezultatelor obținute în calculul de ordinul II cu programul Etabs

În tabelul 1.3 sunt prezentate rezultatele obținute cu programul Etabs în calculul de ordinul II

Tabelul 1.3

Calculul de ordinul II - Etabs	
$M_{8-7}(kNm)$	353,939
$u_{15}(cm)$	13,910

Comparând rezultatele cu cele obținute cu metoda încărcării succesive:

$$\mu_M^{II} = \frac{M_{II}^{MIS}}{M_{II}^{ETABS}} = \frac{375,09}{353,939} = 1,059$$

$$\mu_u^{II} = \frac{u_{II}^{MIS}}{u_{II}^{ETABS}} = \frac{14,498}{13,910} = 1,042$$

Concluzii

În urma aplicației numerice rezultă următoarele concluzii:

- ◇ valorile momentelor încovoietoare și ale deplasării la vîrf sunt mai mari în metoda încărcării succesive față de metoda de calcul prevăzută în normativul CR0-2005 și față de cele obținute cu ajutorul programului Etabs
- ◇ avînd în vedere cele de mai sus este pe deplin justificat un calcul prin care să se determine răspunsul structurilor de rezistență în funcție de ordinea de apariție a încărcărilor
- ◇ remarcăm faptul că rezultatele obținute în calculul de ordinul II cu programele catedrei și cu programul Etabs sunt foarte apropiate dar inferioare celor obținute utilizînd metoda încărcării succesive
- ◇ în capitolele următoare, metoda încărcării succesive va fi utilizată în analiza altor aspecte ale calculului structurilor pentru a pune în evidență utilitatea unui astfel de calcul

CAPITOLUL 2

CALCULUL STRUCTURILOR ÎN DOMENIUL ELASTO-PLASTIC. COMPARAȚIE ÎNTRE METODELE EXISTENTE

2.1 Introducere

Dimensionarea structurilor pe baza calculului liniar elastic nu este întotdeauna economică deoarece se exploatează numai o parte din capacitatea portantă a structurii.

În acest sens, în continuare a fost analizat efectul ordinea de apariție a articulațiilor plastice asupra răspunsului a două structuri -una metalică și una din beton armat- utilizînd metoda plastică simplă comparativ cu metoda încărcării succesive a structurii, verificarea rezultatelor realizîndu-se cu ajutorul programului Etabs.

Pentru ambele structuri se va efectua și un calcul geometric neliniar pentru a se pune în evidența efectele de ordinul II, în ordinea de apariție a articulațiilor plastice, față de cele obținute în calculul de ordinul I. Analiza va fi efectuată și în situația producerii unor rotiri ale fundațiilor.

2.2 Structura metalică

Descrierea structurii- (fig. 2.1) - Oțel marca S235, rezistența la curgere $f_y = 235N/mm^2$;

Stîlpi profil HEB 260: $A=11846 mm^2$, $I = 149,20 \cdot 10^6 mm^4$, $M_{pl} = 301,505kNm$;

Rigle profil HEB 240: $A=10600 mm^2$, $I = 112,60 \cdot 10^6 mm^4$, $M_{pl} = 247,455kNm$; Modulul de elasticitate $E = 210Gpa$

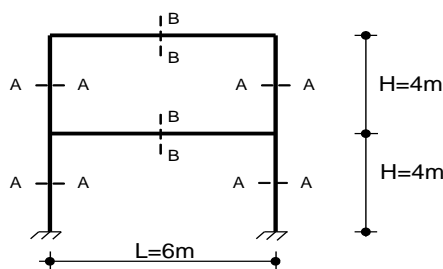


Fig. 2.1

Metoda plastică simplă. Calculul de ordinul I și II

Se consideră structura încărcată ca în figura 2.2,a forțele variind funcție de parametrul unic P. Ordinea de apariție a articulațiilor plastice este aceeași în ambele tipuri de calcul și este dată în figura 2.2,b.

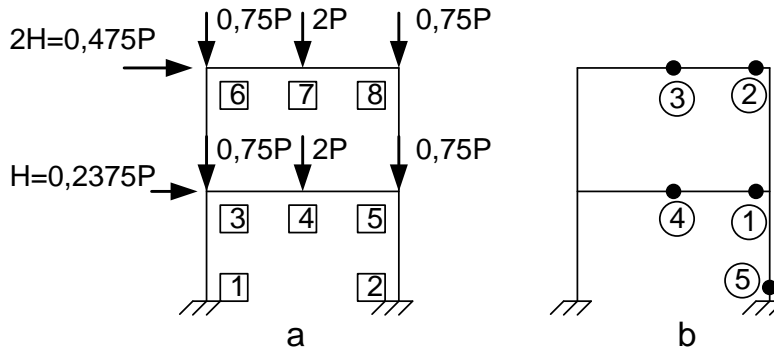


Fig. 2.2

Rezultatele obtinute sunt cuantificate în tabelul 2.1

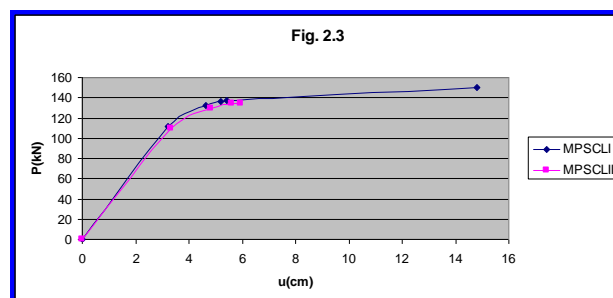
Tabelul 2.1

Articulații plastice		1	2	3	4	5
CL I	$P(kN)$	111,745	132,084	136,421	136,80	150,61
CL I	$u_g(cm)$	3,228	4,637	5,209	5,414	14,811
CL II	$P(kN)$	110,063	129,179	133,852	134,316	-
CL II	$u_g(cm)$	3,309	4,806	5,595	5,931	-

Analizînd datele din tabelul 2.1, se desprind următoarele concluzii:

- după apariția celei de-a cincea articulație plastică, deplasările pe orizontală ale nodurilor cresc rapid
- variația rigidității structurii, prin apariția articulațiilor plastice, conduce la pierderea stabilității echilibrului
- după apariția celei de a patra articulație plastică structura devine instabilă, perioada fundamentală de vibrație tinde către infinit și are loc cedarea structurii

În figura 2.3 se prezintă comparativ variația deplasării funcție de încărcarea laterală pe structura metalică în cele două tipuri de calcul.



2.2.3 Metoda încărcării succesive. Calculul de ordinul I și II

Se consideră structura analizată anterior (fig. 2.1) dar fiind încărcată ca în figura 2.5,a, unde forțele gravitaționale se consideră fixe și numai forțele orizontale variază (cazul producerii acțiunii seismice, a vântului).

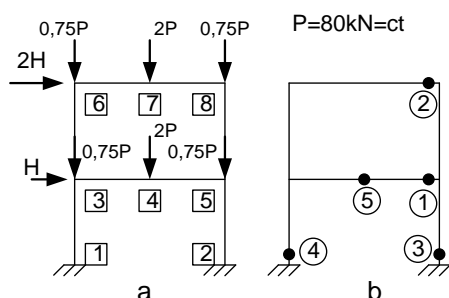


Fig. 2.5

În figura 2.5,b este prezentată ordinea de apariție a articulațiilor plastice, aceasta fiind identică în ambele tipuri de calcul, de ordinul I și II. În tabelul 2.3 sunt prezentate valorile obținute în calculul de ordinul I și II.

Tabelul 2.3

Articulații plastice		1	2	3	4	5
CLI	$H(kN)$	39,23	57,10	63,18	64,76	77,38
CLI	$u_8(cm)$	4,778	8,089	9,729	10,271	21,907
CLII	$H(kN)$	37,90	53,80	59,65	60,56	-
CLII	$u_8(cm)$	4,775	8,06	10,116	10,61	-

Din analiza rezultatelor obținute prin această metodă rezultă următoarele concluzii:

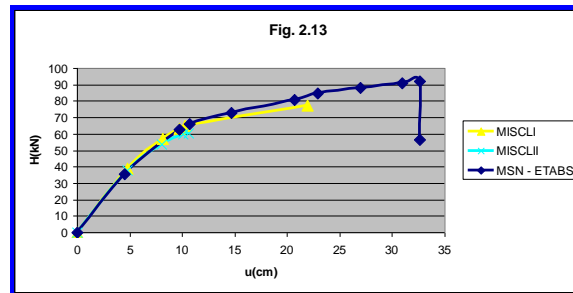
- deoarece articulațiile plastice 3 și 4 au apărut la baza stâlpilor se consideră că această situație corespunde stării limită de exploatare deși structura nu își pierde stabilitatea.
Totuși continuând calculul, după apariția celei de a cincea articulație plastică, structura își pierde stabilitatea prin deformare continuă.
- rezultatele obținute prin această metodă sunt mai apropiate de realitate, decât cele obținute prin metoda plastică simplă

Calculul static neliniar (cu programul Etabs)

Pentru verificarea rezultatelor obținute cu cele două metode enumerate mai sus, s-a efectuat, pe aceeași structură, un calcul static neliniar (push-over) cu programul ETABS care ia în considerare și alte ipoteze cum ar fi plastificarea unor zone din vecinătatea articulațiilor plastice, precum și modelul biliniar $M - \phi$. Rezultatele obținute sunt prezentate în tabelul 2.6

Tabelul 2.6

Articulații plastice	1	2	3	4	5
$H(kN)$	35,815	62,461	65,98	73,01	80,85
$u_8(cm)$	4,47	9,68	10,71	14,71	20,70



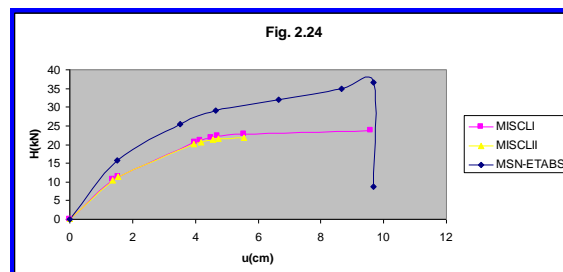
Pentru verificarea rezultatelor, în figura 2.13, se trasează curba forță laterală – deplasare la vîrf, în metoda încărcării succesive și metoda static neliniară cu programul Etabs

Urmărind figura 2.13 putem spune că:

- nu sunt diferențe mari între rezultatele obținute în cele două metode
- în metoda static neliniară cedarea structurii are loc prin formarea unui mecanism parțial de cedare (rigla de peste parter) la o deplasare la vîrf a structurii foarte mare și nu prin pierderea stabilității echilibrului (deformare continuă) așa cum se obține prin aplicarea metodei încărcării succesive
- considerăm că rezultatele obținute cu metoda încărcării succesive sunt suficient de corecte pentru calculul practic al structurilor metalice

2.3 Structura din beton armat

În teză este analizat, în aceleași condiții, și un cadru din beton armat. Concluziile obținute în acest caz le confirmă pe cele enunțate la cadrul metalic. Pentru ilustrare se prezintă figura 2.24, unde se trasează curba forță laterală – deplasare la vîrf, în metoda încărcării succesive și metoda static neliniară (cu programul Etabs)



Urmărind figura 2.24 putem spune că:

- sunt unele diferențe între rezultatele obținute în ceea ce privește răspunsul structurii la forțe laterale datorită diferențelor de modelare a articulațiilor plastice în cele două variante de calcul; în cazul structurilor de beton armat la

aceeași valoare a deplasării la vîrf se obțin forțe laterale mai mari cu programul Etabs.

- în metoda static neliniară, utilizind programul Etabs, cedarea structurii are loc prin formarea unui mecanism parțial de cedare (rigla de peste etajul I) la o deplasare la vîrf a structurii sub valoarea maximă admisă de normativ și nu prin pierderea stabilității echilibrului (deformare continuă) așa cum rezulta prin metoda încărcării succesive
- considerăm că rezultatele obținute cu metoda încărcării succesive sunt suficient de corecte și pentru calculul practic al structurilor de beton armat

2.4 Influența rotirii fundațiilor asupra stării de eforturi și deformații din structura de rezistență

Generalități

În realitate, există situații în care la unele structuri de rezistență fundațiile izolate ale unor stâlpi se pot roti. Pentru rezolvarea acestei probleme se consideră o structură reală (fig. 2.25,a) care se înlocuiește cu o structură echivalentă (fig. 2.25,b,c) obținută prin introducerea unei bare fictive. La structurile în cadre blocurile de fundație ale stîlpilor sunt în general izolate și rigide și de aceea se poate adopta pentru terenul de fundare un model de tip Winkler. Deși modelul de conlucrare fundație-teren este simplu, rezultatele obținute sunt satisfăcătoare pentru această categorie de fundații.

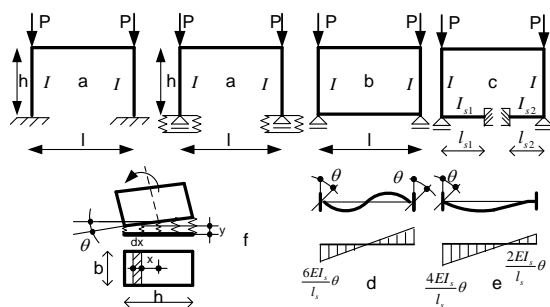


Fig. 2.25

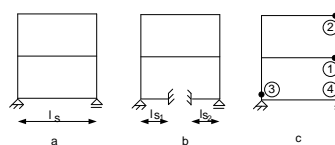


Fig. 2.26

Modulul de elasticitate și lungimea barei suplimentare se aleg arbitrar, iar dimensiunile tălpi fundației sunt b și h .

La structurile simetrice cu o deschidere în care rotațiile fundațiilor se presupun a fi egale, expresia momentului de inerție al barei suplimentare (fig. 2.25,d) este:
$$I_s = q \frac{bh^3}{12} \cdot \frac{l_s}{6E_s}$$

Structura metalică supusă la rotiri de fundații

Cadrul metalic propus pentru analiza este cel din figura 2.5, avînd aceleași caracteristici și încărcări. Structura cu bara înlocuitoare este prezentată în figura 2.26, în varianta a se consideră ambele rotiri ale fundațiilor aproximativ egale (fig. 2.26,a), iar în varianta b se consideră rotiri inegale ale fundațiilor (fig. 2.26,b).

Rezultatele obținute în cele două variante, sunt prezentate în tabelul 2.12.

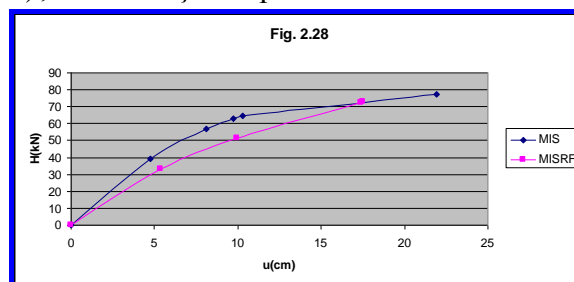
Tabelul 2.12

Varianta a				
Articulații plastice	1	2	3	4
$H(kN)$	33,38	51,60	72,40	72,98
$u_g(cm)$	5,343	9,938	17,40	17,502
$P_{cr}(kN)$	2155,76	1382,16	1037,36	631,20
$T_1(s)$	0,949	1,187	1,394	1,782
Varianta b				
Articulații plastice	1	2	3	4
$H(kN)$	33,30	51,60	72,40	72,98
$u_g(cm)$	5,326	9,939	17,40	17,502
$P_{cr}(kN)$	2155,60	1385,20	1031,52	626,62
$T_1(s)$	0,949	1,186	1,393	1,781

Efectuînd un calcul geometric nelinier elasto -plastic pentru cadrul metalic supus la rotiri de fundații, cu ajutorul metodei încărcării succesive putem trage următoarele concluzii:

- articulații plastice 3 și 4 apar la baza stîlpilor și de aceea se consideră că această situație corespunde stării limită de exploatare, dar pe parcursul iterațiilor momentele încovoietoare cresc foarte mult la baza stîlpilor, structura pierzîndu-și stabilitatea prin deformare continuă începînd cu apariția articulației plastice 4
- perioada fundamentală de vibrație crește pe masura apariției articulațiilor plastice
- odată cu apariția articulației 3 se constată că deplasările la vîrf ale structurii cresc foarte mult depășind valoarea impusă de normativ, acest lucru semnalînd faptul că structura iese din lucru.

În figura 2.28 sunt reprezentate comparativ valorile deplasării $u_g(cm)$ funcție de încărcarea orizontală $H(kN)$, valori obținute pe structura metalică.



Structura din beton armat supusă la rotiri de fundații

În teza a fost analizat și un cadru din beton armat, rezultatele fiind prezentate în figura 2.30. În figura 2.27, b se prezintă ordinea de formare a articulațiilor plastice

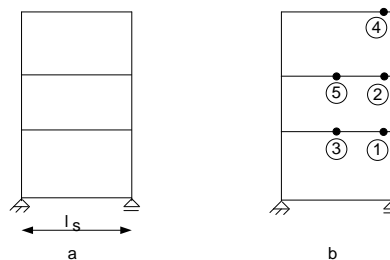
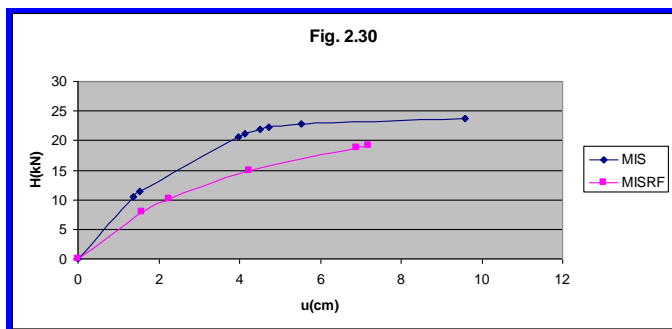


Fig. 2.27

În tabelul 2.15 sunt prezentate rezultatele obținute

Tabelul 2.15

Articulații plastice	1	2	3	4	5
$H(kN)$	7,98	10,10	14,83	18,83	19,185
$u_{11}(cm)$	1,580	2,255	4,254	6,905	7,185
$P_{cr}(kN)$	2313,60	1500	1345,60	847,20	466,50
$T_1(s)$	0,976	1,250	1,401	1,767	1,882

Rezultă următoarele concluzii:

- variația rigidității structurii conduce la pierderea stabilității echilibrului
- perioada fundamentală de vibrație crește pe măsură ce apar articulații plastice
- după apariția celei de a cincea articulație plastică structura devine instabilă, perioada tinde către infinit și are loc cedarea structurii cu aceeași mențiune că deplasarea la vîrf a structurii are o valoare sub limită impusă de normativul P100-2006

Un calculul geometric nelinier elasto-plastic al structurii de beton armat supusă la rotiri de fundații evidențiază faptul că:

- momentele încovoietoare cresc cu aproximativ 7,36%
- deplasările structurii la vîrf cresc cu 19,24%.

CAPITOLUL 3 CALCULUL STRUCTURILOR CU LEGĂTURI ELASTICE

3.1 Considerații introductive

Cercetările efectuate în domeniul calculului structurilor prefabricate din beton armat au demonstrat faptul că, în intersecții, ansamblurile prefabricate au o rigiditate mai mică comparativ cu cea prevăzută în calculul de rezistență, în unele cazuri, producîndu-se chiar deformații locale.

În acest capitol, se prezintă un procedeu de calcul static și dinamic al structurilor cu legături elastice punctuale caracterizate prin constante elastice corespunzătoare.

3.2 Calculul structurilor formate din bare cu legături elastice

Din cercetările experimentale a rezultat că deformațiile acestor legături pot fi aproximate cu destulă exactitate, cu cedările elastice exprimate prin relațiile 3.1

$$\begin{aligned}\varphi_{ki} &= A_k m_{ki} \\ u_{ki} &= B_k n_{ki} \\ v_{ki} &= C_k t_{ki}\end{aligned}\tag{3.1}$$

Dintre cele trei deplasări, numai rotirea φ_{ki} are efecte semnificative iar constanta A_k are valori cuprinse între $(0,01 \div 0,05) \frac{l}{EI}$. În lucrările [36], [39] sunt formulate ecuațiile metodei eforturilor, iar în lucrarea [2] sunt determinate caracteristicile de rigiditate ale barelor pentru calculul în metoda deplasărilor. Cu aceste elemente se poate stabili matricea de rigiditate a barei cu diferite legături la capete. Astfel pentru bara dublu încastrată matricea de rigiditate are forma (3.26) unde $A, B, C, D = f(A_{k1}, A_{k2})$

$$k_{LE} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} \cdot A & \frac{6EI}{l^2} \cdot B & 0 & -\frac{12EI}{l^3} \cdot A & \frac{6EI}{l^2} \cdot C \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} \cdot B & \frac{4EI}{l} \cdot D & 0 & -\frac{6EI}{l^2} \cdot B & \frac{2EI}{l} \cdot E \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{l^3} \cdot A & -\frac{6EI}{l^2} \cdot B & 0 & \frac{12EI}{l^3} \cdot A & -\frac{6EI}{l^2} \cdot C \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} \cdot C & \frac{2EI}{l} \cdot E & 0 & -\frac{6EI}{l^2} \cdot C & \frac{4EI}{l} \cdot D \end{bmatrix}\tag{3.26}$$

3.3 Studiu numeric

3.3.1 Descrierea structurii, date de intrare

Se analizează o structură de beton armat, avînd regimul de înălțime P+3E, încărcările și caracteristicile geometrice ca în figura 3.3,a,b. În figura 3.4 sunt prezentate caracteristicile elastice dintre diferitele tipuri de legături

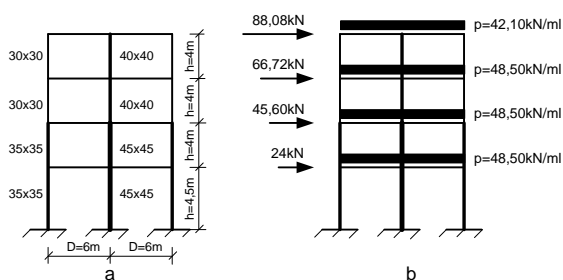


Fig. 3.3

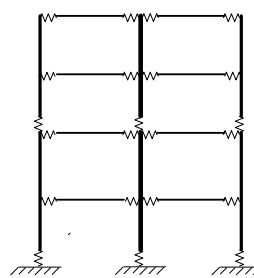


Fig. 3.4

3.3.2 Calculul static de ordinul I

Structura de beton armat va fi analizată în următoarele ipoteze:

- Structura cu noduri rigide și încărcare totală
- Structura cu legături elastice și încărcare totală

Rezultatele obținute în urma calculului de ordinul I în cele două ipoteze de calcul sunt date în tabelul 3.1.

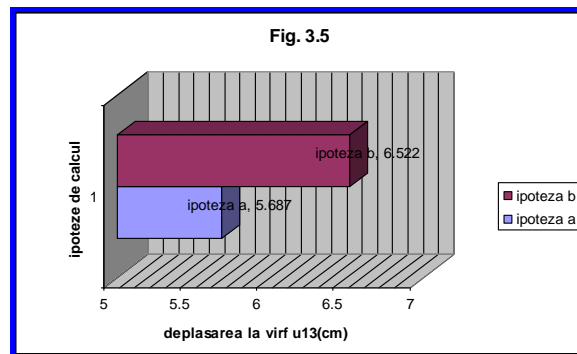
Tabelul 3.1

Ipoteze de calcul	Deplasarea la vîrf $u_{13}(cm)$	$M_{max,scntal}^{2-5}$ kNm	$M_{max,stmarg}^{3-6}$ kNm	M_{st}^{7-10} kNm	M_{st}^{9-12} kNm	$M_{max,gr}^{6-5}$ kNm
a	5,687	320,17	138,75	37,552	95,67	275,20
b	6,522	321,32	138,28	35,226	91,304	281,68

3.3.3 Concluzii desprinse în urma calculului elastic de ordinul I

Comparînd valorile obținute în cele două ipoteze de calcul, centralizate în tabelul 3.1, se desprind următoarele concluzii:

- La structurile prefabricate din beton armat, rotirea relativă este cea mai importantă deplasare elastică, efectul celorlalte deplasări relative putînd fi neglijat.
- Existența legăturilor elastice nu modifică gradul de nedeterminare statică al structurii, dar influențează rigiditatea elementelor componente și rigiditatea de ansamblu a structurii și în consecință distribuțiile de eforturi și mărimea deplasărilor.
- Deplasarea la vîrf a structurii are o valoare semnificativ mai mare în cazul ipotezei cu legături elastice la noduri (aproximativ 14,68% -ipoteza b). Figura 3.5 prezintă creșterea deplasării funcție de ipoteza luată în calcul.



3.3.4 Calculul dinamic de ordinul I

Se au în vedere următoarele variante de lucru:

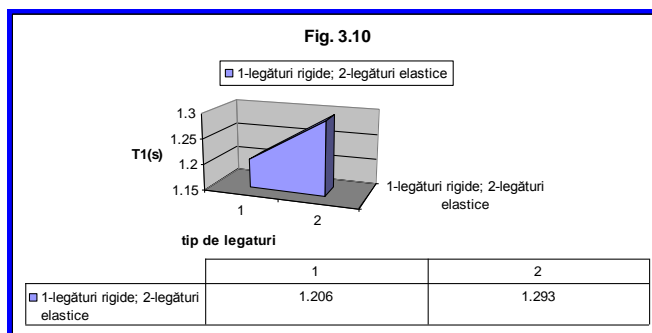
- ✚ structura cu legături rigide la noduri - varianta a
- ✚ structura cu legături elastice la noduri: legăturile fundației-stîlpi, stîlpi peste etajul 1 – stîlpi superiori, stîlpi-rigle - varianta b

În urma analizei dinamice a structurii de beton armat, rezultă următoarele valori:

- ◇ varianta a - $\omega_1 = 5,207(rad/s)$; $T_1 = 1,206(s)$
- ◇ varianta b - $\omega_1 = 4,857(rad/s)$; $T_1 = 1,293(s)$

3.3.5 Concluzii desprinse în urma calculului dinamic de ordinul I

În calculul dinamic, perioada proprie de vibrație pentru modul fundamental crește cu aproximativ 7,21% de la valoarea $T_1 = 1,206(s)$ în cazul legăturilor rigide pînă la valoarea $T_1 = 1,293(s)$ în cazul legăturilor elastice (fig. 3.10).



CAPITOLUL 4

CALCULUL GEOMETRIC NELINIAR AL STRUCTURILOR CU LEGĂTURI ELASTICE

4.1 Calculul de ordinul II

4.1.1 Generalități

În calculul de ordinul II se ține seama de influența schimbării geometriei structurii în care matricea de rigiditate conține efectul neliniarității.

La nivel de element (bară) relația forță-deplasare se exprimă cu ajutorul relației 4.3

$$\{S\} = [k_s] \{u\} \quad (4.3)$$

unde:

$$[k_s] = [k_E] + [k_{GS}] \quad (4.4)$$

$[k_E]$ – matricea de rigiditate elastică

$[k_{GS}]$ – matricea de rigiditate geometrică secantă (conține efectul neliniarității geometrice)

4.1.2 Studiu numeric

Structura propusă spre analiză este cea descrisă în capitolul 3, paragraful 3.3.1

Analiza constă în efectuarea unui calcul static de ordinul II, atât în varianta legăturilor perfecte cât și în varianta legăturilor elastice între elemente, în final comparându-se rezultatele. Utilizînd metoda matricei de rigiditate secantă, structura va fi analizată în următoarele ipoteze:

- a) structura cu legături rigide și încărcare totală
- b) structura cu legături elastice și încărcare totală
- c) structura cu legături rigide și încărcare succesivă
- d) structura cu legături elastice și încărcare succesivă

Secvențele de încărcare în variantele c și d sunt următoarele:

1. secvența I – structura este acționată de încărcarea gravitațională + 1/4H
2. secvența II – structura este acționată de încărcarea gravitațională + 1/2H
3. secvența III – structura este acționată de încărcarea gravitațională + 3/4H
4. secvența IV – structura este acționată de încărcarea gravitațională + H

După fiecare secvență de încărcare se corectează coordonatele nodurilor, astfel încît începînd cu pasul II calculul se va efectua pe forma deformată a structurii.

Rezultatele obținute sunt date în tabelul 4.1

Tabelul 4.1

Ipo-teza de calcul	Deplasarea la vîrf $u_{13}(cm)$	$M_{stcentral}^{2-5}(kNm)$	$M_{stmarg}^{1-4}(kNm)$	$M_{stmarg}^{3-6}(kNm)$
a	5,876	332,27	114,90	143,43
b	6,826	338,87	117,06	145,05
c (pas IV)	6,7227	332,29	114,56	142,51
d (pas IV)	6,951	346,67	120,05	148,06

4.1.3 Concluzii

În urma analizei rezultă următoarele concluzii:

Comparînd deplasarea la vîrf în ipotezele a și b, vom avea o creștere în ipoteza b de 16,16%

$$\mu_{\Delta} = \frac{6,826}{5,876} = 1,1616$$

Comparînd deplasarea la vîrf în ipotezele c și d, vom avea o creștere în ipoteza d de 3,4%

$$\mu_{\Delta} = \frac{6,951}{6,7227} = 1,0339$$

4.2 Calculul la stabilitate

4.2.1 Generalități

Relația dintre variația forței și variația deplasării este descrisă de relația (4.7)

$$\{\Delta P\} = [K_T(U)] \cdot \{\Delta U\} \quad (4.7)$$

Variația deplasărilor are relația (4.8)

$$\{\Delta U\} = [K_T(U)]^{-1} \cdot \{\Delta P\} \quad (4.8)$$

Matematic relația 4.8 se exprimă prin relația (4.9)

$$\{\Delta U\} = \frac{1}{|K_T|} \cdot [K_T]^* \cdot \{\Delta P\} \quad (4.9)$$

unde:

$[K_T]^*$ – reprezintă adjuncta matricei de rigiditate tangentă

Pierderea de stabilitate are loc cînd rigiditatea structurii tinde spre zero, respectiv determinatul matricei =0

$$|K_T(U)| = 0 \Rightarrow |K_E - \lambda K_{GT}| = 0 \quad (4.10)$$

4.2.2 Studiu numeric

Structura propusă pentru analiză este cea descrisă în capitolul 3, paragraful 3.31.

Structura de beton armat va fi analizată în următoarele ipoteze:

- a) structura cu legături rigide
- b) structura cu legături elastice

În urma analizei rezultă următoarele valori, cantificate în tabelul 4.3

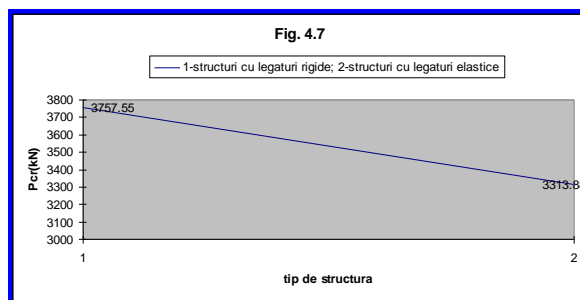
Tabelul 4.3

Ipoteze de calcul	a	b
λ^{cr}	25,834	22,768
$P_{cr} (kN)$	3757,55	3313,88

4.2.3 Concluzii

În urma analizei la stabilitate rezultă următoarele concluzii:

- ◇ în figura 4.7 se prezintă comparativ rezultatele obținute pentru forța critică de pierdere a stabilității pentru structura cu legături rigide și elastice; observăm faptul că forța critică crește cu aproximativ 13,38% în cazul structurii cu legături rigide



4.3 Calculul dinamic geometric neliniar

4.3.1 Generalități

Forma uzuală a ecuației de mișcare în cazul vibrațiilor libere neamortizate este dată de expresia 4.18

$$[(K_E + K_G) - \omega^2 M] \cdot U = 0 \quad (4.18)$$

unde:

K_E – reprezintă matricea de rigiditate elastică a structurii

K_G – reprezintă matricea de rigiditate geometrică

4.3.2 Studiu numeric

Structura analizată este cea descrisă în capitolul 3, paragraful 3.31.

Se au în vedere următoarele ipoteze de lucru:

- ✚ a) structura cu legături rigide la noduri
 - a1) fără a lua în calcul forțele axiale
 - a2) luând în calcul forțele axiale
- ✚ b) structura cu legături elastice la noduri
 - b1) fără a lua în calcul forțele axiale
 - b2) luând în calcul forțele axiale

În urma analizei dinamice geometric neliniare a structurii de beton armat, rezultă următoarele valori (tab. 4.4)

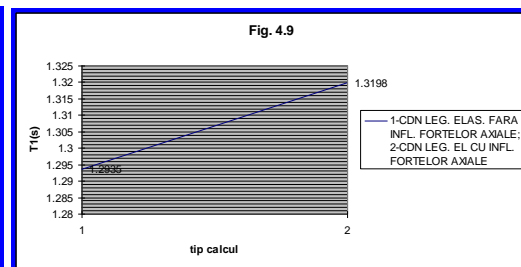
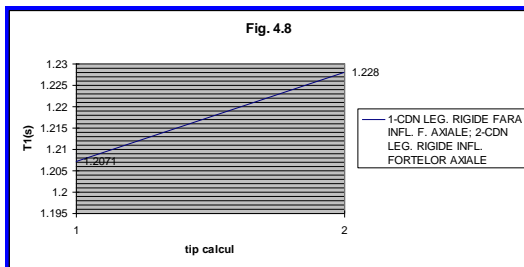
Tabelul 4.4

Ipoteze de calcul	a		b	
	a1	a2	b1	b2
$T_1(s)$	1,2071	1,228	1,2935	1,3198

4.3.3 Concluzii

Dintre rezultatele obținute în analiză sunt prezentate cele mai semnificative.

- în ipoteza cu legături rigide la noduri dacă se va ține cont în calcul de influența forțelor axiale vom avea o creștere de 1,73% a perioadei proprii de vibrație a structurii pentru modul fundamental (fig. 4.8)



- în același caz dar avînd legături elastice la noduri (fig. 4.9) se va înregistra o creștere de 2,03%; în consecință, vom avea o creștere a perioadei proprii de vibrație a structurii pentru modul fundamental mai mare în cazul legăturilor elastice.

CAPITOLUL 5 CONCLUZII FINALE

5.1 Concluziile lucrării

-Propunerea metodei încărcării succesive pentru determinarea răspunsului structurilor de rezistență, ca alternativă la metodele consacrate.

-Utilizarea metodei încărcării succesive pentru calculul în domeniul elasto-plastic de comportarea a structurilor a condus la următoarele concluzii:

- ordinea apariției articulațiilor plastice este diferită de aceea obținută prin metoda plastică simplă

- apar articulații plastice la baza stîlpilor înainte de formarea unui mecanism complet ceea ce favorizează producerea pierderii de stabilitate a echilibrului structurii (în special prin deformare continuă)

- perioada proprie de vibrație este mai mare cu aceea obținută prin metoda plastică simplă

- considerînd și posibilitatea producerii rotirii fundațiilor se constată că distribuția de eforturi se modifică iar structura își pierde stabilitatea mai repede decît în cazul structurii fără

rotiri de fundații.

Studiul comportării structurilor cu legături elastice a permis evidențierea următoarelor concluzii:

- structurile cu legături elastice sunt mai flexibile decât cele cu legături rigide și ca atare deplasările cresc
- distribuția de eforturi este evident diferită de aceea obținută în cazul structurilor cu legături rigide; în unele secțiuni eforturile sunt mai mari
- utilizând metoda încărcării succesive se obțin deplasări mai mari, perioada proprie de vibrație mai mare și forța critică de pierdere a stabilității echilibrului mai mică, comparativ cu cazul structurilor cu legături rigide

5.2 Contribuții personale

De fapt concluziile prezentate mai sus reprezintă contribuțiile personale privind analiza răspunsului structurilor la acțiuni exterioare utilizând metoda încărcărilor succesive.

5.3 Direcții viitoare de cercetare

- o investigarea de noi modele de calcul care să țină seama de ordinea de aplicare a încărcării structurilor
- o dezvoltarea și perfecționarea procedurii de calcul în cazul rotirii fundațiilor structurilor de rezistență
- o continuarea studiilor în domeniul structurilor cu legături elastice

Bibliografie selectivă (numerotarea este corespunzătoare celei din teză):

- [2] Amariei, C., Ivașcu C., Jerca Ș., Popescu D. – Calculul structurilor alcătuite din bare cu legături elastice la noduri, Editura Societății Academice „Matei-Teiu Botez”, Iași, 2006
- [3] Agent, R., Bănuț, V., Calculul structurilor din beton armat cu stâlpi svelți, Editura Tehnică, București, 1979
- [6] Bănuț V., Teză de doctorat “Studiul stabilității structurilor în domeniul elastic și elasto-plastic, utilizând metoda elementelor finite”, Institutul de Construcții București (UTCB), 1975
- [7] Banut, V. – Calculul nelinier al structurilor, Editura Tehnică, București 1981
- [13] Bănuț, V., Teodorescu, M.E., - Calculul nelinier al structurilor de rezistență, Editura Conspres, București 2010
- [21] Fish, J., Belytschko, T., A first course in finite elements, John Wiley & Sons 2007
- [26] Galambos, T. V. - Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th, Ed. Structural Stability Research Council, John & Wiley and Sons 1998.
- [30] Massonnet, Ch., Save M.,-Calcul Plastique des Constructions, Vol. I, ed. II, Bruxelles, 1967
- [33] Pascu, R., Comportarea și calculul elementelor din beton armat, Editura Conspres, București, 2008
- [34] Posea, D.,T., Calculul structurilor asamblate prin legături elastice, pag. 38-50, Buletinul Științific al UTCB, septembrie 2012
- [35] Posea, D.,T., Efectul ordinei de apariție a articulațiilor plastice asupra răspunsului structurilor de rezistență, pag. 73-80, Buletinul Științific al UTCB, iunie 2013

- [36] Postelnicu, T., Zamfirescu, D., Damian, I., Morariu, E., - Proiectarea structurilor de beton armat în zone seismice, Vol. I,II,III Editura MarLink, București, 2012
- [41] Teodorescu M. E. – Studiu comparativ al metodelor pentru determinarea soluției în calculul neliniar al structurilor. Teză de doctorat, 1999
- [46] Wong, M. Bill – Plastic Analysis and Design of Steel Structures, Elsevier Ltd. 2009
- [47] Eurocode 2: Proiectarea structurilor din beton
- [48] Eurocode 3: Proiectarea structurilor din metal
- [49] Eurocode 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența seismică
- [50] CR0-2005 – Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții
- [51] P100/1-2006 – Cod de proiectare seismică. Prevederi de proiectare pentru clădiri.
- [52] ETABS Nonlinear Version 9.0.7, Computers and Structures, Inc. 1995, University Avenue Berkeley, California, USA