

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"

TIMIȘOARA

BIBLIOTECA CENTRALĂ

Nr. Inv. 624.490

Dulap 181 Lit. 0

UNIVERSITATEA POLITEHNICĂ TIMIȘOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ

ing. **TOMA I.C.V. CIPRIAN**  
STRUCTURAL S.A. - BUCUREȘTI

# CONSTRUCȚII METALICE ÎN ZONE SEISMICE CONTRIBUȚII LA STUDIUL COMPORTĂRII DIFERITELOR TIPURI DE CONTRAVÂNTUIRI METALICE

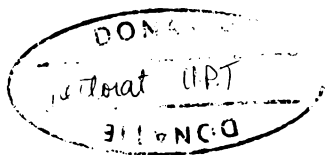
TEZA DE DOCTORAT

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC:  
prof.dr.ing. **VICTOR GIONCU**

TIMIȘOARA  
1998

**BUPT**



*Spiritul profesorului Dragoș Georgescu se regăsește pe tot parcursul cercetărilor analitice și experimentale la care se face referire în teză, cea mai importantă parte a lor efectuându-se sub directa sa îndrumare și fiind promovate având girul său științific.*

624.490  
181 D

## PROLOG

Pentru mine cercetarea s-a născut în vara anului 1983 când, proaspăt venit în IPCT din șantierele TCIAz și nu foarte entuziasmat de perspectivele proiectării tip I-am cunoscut pe dl.ing. Octavian Mănoiu, proaspăt promovat șef al colectivului de construcții metalice și mixte. Promotor de excepție al tinerilor ingineri, cărora le acorda extrem de multă încredere, o independență cu totul neobișnuită pe atunci în proiectare și un sprijin total, acesta mi-a propus să lucrez împreună cu el la un program nou, care se contura, sub patronajul științific al regretatului prof.dr.ing. Dragoș Georgescu. Programul, încurajat de conducerea IPCT - dir. dr. ing. Petru Vernescu, dir. ing. Mioara Dabija și șef secție ing. Anatolie Cazacliu - se referea la comportarea portalelor metalice din componența cadrului longitudinal al halelor industriale parter, supuse acțiunilor seismice și constituia o noutate în țara noastră. Ideea de a lucra pe un domeniu puțin cercetat pe plan mondial m-a cucerit, programul s-a dezvoltat și transformat, cunoștințele au evoluat rapid și în alte țări dar și la noi, între timp am publicat lucrări, am participat la diverse conferințe, contribuțiile mele materializându-se în prezenta lucrare.

Analizele calitative efectuate în 1983 cu programele de calcul ale dl. ing. Lucian Dogaru au fost urmate în 1984 de experimentări pe bare la ICB, sub directa conducere a prof. Dragoș Georgescu, în paralel cu definirea unui model de calcul în postelastice pentru portale însoțit de testări numerice, în baza cărora am efectuat primele încercări pe modele de portale la INCERC București cu sprijinul ing. Teodor Cărare. Anul 1985 aduce primele experimentări pe modele la scară naturală la INCERC Cluj cu colaborarea dlui ing. Dorin Fulca și dlui ing. Octavian Goșa și încercarea unui model de hala industrială la INCERC Iași pe platforma seismică, cu colaborarea dl.dr.ing. Constantin Mihai iar în plan teoretic se perfecționează modelul de calcul postcritic pentru portalul în K și se fac testări numerice. Tot în 1985 începe studiul conlucrării portal metalic-stâlp din beton armat și se fac o serie de experimentări la INCERC București, cu dl. ing. T. Cărare.

Testările numerice pe structuri de hale industriale parter, cu pod rulant, privind conlucrarea cadrelor din beton armat cu portale metalice, efectuate cu programe de calcul neliniar, s-au desfășurat cu sprijinul colectivului de specialiști din IPCT, condus de dr.ing. Dan Căpățină în anii 1985 și 1986, pentru ca în anii 1987 și 1988 să se efectueze testări numerice asupra halelor parter metalice. Acest tip de analize au permis conceperea și verificarea modelelor de

analiză globală a structurilor de hale industriale parter și au stat la baza modelelor de structuri experimentate.

Studiile analitice asupra unor tipuri de portale cu o comportare îmbunătățită la acțiuni seismice se desfășoară în 1986-1987 concomitent cu experimentările desfășurate la INCERC Cluj asupra a două modele de structură longitudinală din beton armat rigidizate cu portale metalice în K și a două modele de cadru longitudinal având portalul inferior cu diagonalele prinse excentric pe rigla orizontală și continuate în 1988-1990 cu experimentări pe un model de hală metalică. Programul a fost sprijinit pe tot parcursul său de conducerea din acei ani a ICCPDC - dir. dr.arh. Gh. Polizu și dir. ing. L. Dașchievici -, avizările transformându-se în ședințe de lucru cu contribuția prof.dr.ing. C-tin Dalban de la UTCB, prof.dr.ing.V.Gioncu de la INCERC Timișoara, ing. Gh. Ghiță de la IPROLAM și ing. I. Antonescu de la IPROMET și ulterior de MLPAT - dir. ing. O. Mănoiu.

Interpretarea volumului de date acumulate are loc în anii 1991-1993, analizele energetice întreprinse conducând la perfecționarea modelului de calcul. În același timp se continuă testările numerice cu diferite programe de calcul pe mai multe tipuri de structuri.

În anii ce au urmat, cercetările au continuat în plan analitic, prin elaborarea și testarea unei metodologii de analiză a structurilor de hale industriale, cu accent asupra construcțiilor care au suferit degradări structurale sau care nu mai prezintă suficientă capacitate portantă în cazul unei re tehnologizării. Aplicarea practică a metodologiei propuse am avut ocazia să o aplic și testez în proiectare de re tehnologizare și consolidare cu portale metalice a structurii din beton armat a morii de 200t/24 ore din incinta S.C. Plevnei S.A., împreună cu regretatul prof.dr.ing.Dragoș Georgescu, în anul 1994, în unele proiecte de mai mică amploare și mai ales în cadrul expertizelor tehnice și a proiectelor de consolidare a Pavilionului Central ROMEXPO sub conducerea științifică a Acad. prof.dr.doc.ing. Dan Mateescu în 1995 și Sala de Jocuri Sportive Olimpia sub conducerea științifică a regretatului prof. dr. ing. Dragoș Georgescu în 1996-1997. Aplicarea practică a metodologiei de analiză propusă a pus în evidență valabilitatea și eficiența sa, rezultatele obținute fiind apreciate de specialiști iar la această ora este finalizată și execuția lucrărilor de consolidare propuse.

Mulțumesc pe această cale tuturor celor cu care am colaborat și în mod deosebit colectivului de la INCERC Timișoara și de la Catedra de construcții metalice din Timișoara care m-au primit de fiecare dată cu căldură și mi-au sprijinit demersurile profesionale.

Mulțumesc profesorului dr. ing. Victor Gioncu, care, cu binecunoscuta-i rigoare științifică a urmărit și susținut teme pe care le-am abordat în decursul anilor, de la care am avut de învățat la fiecare întâlnire de lucru și care mi-a pus la dispoziție o bogată documentație științifică de ultimă oră la care nu aveam alt acces, primul care m-a introdus în comunitatea științifică internațională și conducătorului științific pentru îndrumarea de care am beneficiat cu și teza mea de doctorat.

# CUPRINS

## Prolog

## Cuprins

<b>I. Stadiul actual al cunoștințelor în calculul și alcătuirea contravânturilor metalice din componența structurilor din beton armat și metalice pentru hale industriale parter, cu pod rulant și clădiri multietajate</b>	<b>1</b>
<b>I.1. Generalități</b>	<b>1</b>
<b>I.2. Tipuri de structuri cu contravânturi metalice</b>	<b>4</b>
I.2.1. Structuri parter	4
I.2.1.1. Structuri de hale parter din beton armat	4
I.2.1.2. Structuri mixte: stâlpi din beton armat (cu goluri) și acoperiș metalic	7
I.2.1.3. Structuri parter metalice	8
I.2.2. Structuri metalice multietajate	9
<b>I.3. Stabilirea caracteristicilor ansamblului structural</b>	<b>10</b>
<b>I.4. Calculul și conformarea structurilor</b>	<b>12</b>
I.4.1. cadre necontravântuite	12
I.4.2. cadre cu contravânturi centrate în noduri	12
I.4.3. cadre cu contravânturi excentrice	13
I.4.4. cadre duale	14
I.4.5. cadre cu pereți de umplură	15
I.4.6. structuri în consolă	15
<b>I.5. Proiectarea contravânturilor în ansamblul structural</b>	<b>16</b>
I.5.1. considerații generale	16
I.5.2. portale în K	17
I.5.3. portale în Z	18
I.5.4. portale în X	19
<b>I.6. Considerații asupra filosofiei actuale a proiectării antiseismice a sistemelor de contravânturi</b>	<b>20</b>
<b>I.7. Scopul și obiectivele tezei de doctorat</b>	<b>23</b>
<b>II. Comportarea barelor din componența contravânturilor metalice supuse la acțiuni axiale alternante de compresiune - întindere</b>	<b>27</b>
<b>II.1. Considerații generale</b>	<b>27</b>
<b>II.2. Definirea modelului teoretic de comportare a barei solicitate la încărcări ciclice de întindere și compresiune</b>	<b>28</b>
II.2.1. Premize	28
II.2.2. Relația generală "forță-deplasare" pentru bară cu o curbură inițială	28

<b>II.2.3. Trasarea diagramei "forță-deplasare" pentru bara solicitată axial ciclic</b>	<b>31</b>
II.2.3.1. Caracteristicile barei	31
II.2.3.2. Ciclul I ( O-Pcr-O-Pc-O )	31
II.2.3.3. Ciclul II și celelalte	36
II.2.3.4. Descărcări și încărcări pe parcursul ciclurilor	38
II.2.3.5. Rezumatul relațiilor de calcul a diagramei P- $\Delta$	41
<b>II.2.4. Calculul efectiv al curbelor histeretice care descriu comportarea postcritică a barei supusă încărcărilor alternante de compresiune - întindere de mare intensitate. Calculul elementelor de bază pentru diagrama P-<math>\Delta</math> diagonalelor portalului P1</b>	<b>45</b>
II.2.4.1. Date generale	45
II.2.4.2. Calculul barei dublu articulată	45
II.2.4.3. Calculul pentru bara dublu încastrată cu $\ell$ și 0,68 $\ell$	49
II.2.4.4. Calculul diagramei P- $\Delta$ pentru bara dublu încastrată	49
II.2.4.5. Concluzii	52
II.2.5. Calculul diagramei P- $\Delta$ pentru bara diagonalei portalului P1.	53
II.2.5.1. Date generale	53
II.2.5.2. Calculul diagramei P- $\Delta$ pentru bara dublu articulată	54
II.2.5.3. Calculul diagramei P- $\Delta$ pentru bara dublu încastrată	60
II.2.5.4. Concluzii	64
<b>III. Comportarea contravânturilor metalice supuse la acțiuni orizontale alternante de tip seismic. Portale în K</b>	<b>67</b>
<b>III.1. Trasarea diagramei forță-deplasare (H-<math>\Delta</math>) pentru portalele și contravânturile în K supuse încărcărilor alternante de tip seismic</b>	<b>67</b>
<b>III.2. Calculul diagramei H-<math>\Delta_x</math> pentru portalul P1.</b>	<b>70</b>
III.2.1. Elemente generale	70
III.2.2. Calculul diagramei H- $\Delta_x$ și H- $\Delta_y$ pentru portalul cu diagonale articulate la nod	71
III.2.3. Calculul diagramei H- $\Delta$ pentru portalul P1 (varianta dublu încastrat, $\ell = \ell_k$ )	72
III.2.4. Calculul diagramei H- $\Delta_y$ pentru portalul P1	74
III.2.5. Calculul diagramei P- $\Delta$ și H- $\Delta$ cu autoconsolidare	74
III.2.5.1. Calculul caracteristicilor plastice ale secțiunii	74
III.2.5.2. Calculul diagramei P- $\Delta$ pentru bara dublu încastrată	75
III.2.5.3. Calculul diagramei H- $\Delta_x$	
<b>III.3. Cazurile extreme:</b>	<b>82</b>
III.3.1. Portalul cu rigla orizontală de rigiditate nulă	82
III.3.2. Portalul cu rigla orizontală infinit rigidă	83
<b>IV. Analiza pe baza curbelor histeretice a degradărilor structurale în cazul cadrelor longitudinale parter având în componența lor portale metalice</b>	<b>84</b>
<b>IV.1. Considerații generale</b>	<b>84</b>
<b>IV.2. Verificarea și calibrarea pe cale experimentală a modelului de calcul propus pentru trasarea curbelor de hysterezis a barei supuse la acțiuni alternante de compresiune - întindere</b>	<b>86</b>

<b>IV.3. Factori care influențează comportarea hysteretică a barei supuse acțiunilor alternante de întindere - compresiune</b>	<b>88</b>
<b>IV.4. Portale și contravânturi cu barele centrate în noduri - de tip K - supuse la acțiuni orizontale alternante de tip seismic</b>	<b>94</b>
IV.4.1. Considerații generale	94
IV.4.2. Verificarea pe cale experimentală a metodei de calcul propusă pentru trasarea curbelor hysteretice a portalelor în K supuse la acțiuni ciclice, de tip seismic	94
IV.4.3. Influența barei orizontale a portalelor în K asupra capacității acestora de absorbție și disipare a energiei induse	97
<b>V. Aprecieri asupra comportării diferitelor tipuri de portale</b>	<b>99</b>
V.1. Portale în K	99
V.2. Portale în K excentrice (inZ)	102
V.3. Portale în X	104
<b>VI. Contribuții privind studiul interacțiunii portal metalic-stâlp din beton armat din componența halelor industriale având structura din beton armat sau mixte, cu pod rulant, amplasate în zone seismice</b>	<b>105</b>
VI.1. Cercetări analitice și experimentale asupra structurilor la scară naturală	105
VI.2. Studii experimentale asupra structurilor de hale industriale parter cu stâlpi din beton armat și portale metalice	107
VI.2.1. Rezultatele încercărilor experimentale pe modele de structură cu stâlpi din beton armat și portale în K	109
VI.2.2. Rezultatele încercărilor experimentale pe modele de structură cu stâlpi din beton armat și portale cu diagonale excentrice pe rigla orizontală - in Z	113
VI.3. Propuneri și recomandări pentru proiectare	119
IV.3.1. Recomandări pentru conformarea portalelor în K	114
IV.3.1.1. Recomandări pentru barele diagonale	115
IV.3.1.2. Recomandări pentru bara orizontală	115
IV.3.1.3. Recomandări pentru proiectarea îmbinărilor	116
IV.3.2. Recomandări pentru proiectarea structurilor	116
<b>VII. Metodologie de analiză și calcul pentru aducerea în parametrii ceruți prin normele actuale a structurilor de hale industriale parter existente</b>	<b>125</b>
VII.1. Aprecierea nivelului de protecție antiseismică a structurilor	125
VII.2. Condiții care degradează rigiditatea și capacitatea portantă a cadrului longitudinal	128
VII.3. Analiza structurilor din beton armat pentru hale industriale parter existente	129
VII.4. Alegerea tipului de portal utilizat și stabilirea caracteristicilor sale postcritice	130
VII.5. Testări numerice cu programe de calcul nelineare	131
VII.5.1. Procedeele de analiză dinamică nelineară adoptat	131
VII.5.2. Analiza dinamică pentru accelerograma Vrancea N-S	134

VII.5.2.1. Structura B1	134
VII.5.2.2. Structura B2	136
<b>VIII. Probleme rezolvate în cadrul tezei de doctorat</b>	<b>139</b>
<b>IX. Bibliografie</b>	<b>141</b>
<b>ANEXĂ. Rezultate experimentale obținute pe modele de cadre longitudinale și diferite tipuri de portale metalice</b>	<b>143</b>
<b>A.1. Cadre longitudinale cu portale în K</b>	143
<b>A.2. Cadre longitudinale cu portale în Z (cu disipare de energie în rigla orizontală)</b>	147

# **I.** *STADIUL ACTUAL AL CUNOȘTIINȚELOR ÎN CALCULUL ȘI ALCĂȚUIREA CONTRAVÂNTUIRILOR METALICE DIN COMPONENTA STRUCTURILOR DIN BETON ARMAT ȘI METALICE PENTRU HALE INDUSTRIALE PARTER, CU POD RULANT*

## **I.1. GENERALITAȚI**

Construcția clădirilor industriale parter, cu și fără pod rulant, a cunoscut în România o extindere fără precedent începând din anii 70, atingând apogeul în anii 80.

Dată fiind politica economică a epocii de reducere drastică a consumurilor de oțel, accentul s-a pus pe structurile din beton armat cu un grad cât mai mare de prefabricare, cu elemente liniare sau de suprafață din beton precomprimat, peste tot acolo unde era posibil. În lipsa criteriului de performanță economică și în condițiile unor tendințe dirijiste s-a împins utilizarea acestor structuri spre limita posibilului, ceea ce a condus implicit la studierea fără precedent a acestor tipuri de construcții în vederea lărgirii domeniului de aplicativitate, tipizarea și industrializarea elementelor structurale și de închidere având un rol foarte important.

Politica de construcții, la rândul său, a urmărit promovarea unor structuri care să *imbrace* tehnologia dată, în detrimentul structurilor flexibile din punct de vedere funcțional în interiorul cărora modernizarea sau schimbarea de tehnologie să poată fi făcută fără implicații asupra construcției. În același timp însă s-au alocat resurse cercetării în vederea dezvoltării acestui deziderat constructiv.

Astfel această politică, discutabilă din punct de vedere economic, a permis totuși evoluția științei construcțiilor (este adevărat, a celor din beton armat în detrimentul celor din metal iar normativele vremii o dovedesc cu prisosință) apropiind-o de nivelul mondial. Este incontestabil meritul unor specialiști de vârf din învățământ, cercetare și proiectare performantă de a fi dus și păstrat la nivel mondial școala românească de construcții, România beneficiind de câteva generații cu adevărat de excepție atât ca valoare individuală cât și în calitate de creatori de școală (și aceasta în pofida stânjenerii activității prin constrângeri de tot felul impuse de sistem, prin limitarea circulației și a accesului la informație).

Appreciate sau nu, demodate poate, construcțiile din beton armat sunt o realitate a peisajului industrial românesc care nu poate fi nici negată și nici trecută cu vederea și ținând seama de ritmul în care s-a construit și se construiește vor rămâne o dominantă și în primul deceniu al anilor 2000.



Caracteristic pentru construcțiile parter din beton armat este faptul că pe direcție transversală se adoptă o structură în cadre din beton armat, dimensionată așa cum rezultă din calculul static și dinamic pe direcția respectivă, în timp ce pe direcția longitudinală preluarea diferitelor încărcări este realizată de o structură din beton armat în conlucrare cu subansamblul metalic al contravântuirilor verticale. Cadrul longitudinal este deci compus din stâlpii de beton armat care pe direcție longitudinală sunt mai puțin dezvoltati pe considerente de economie de material (implicit greutate redusă) și care sunt în general capabili să preia integral încărcările verticale și 25-35% din încărcările orizontale, grinzi de rulare și de acoperiș care transportă și distribuie forțele orizontale și contravântuiri metalice verticale calculate astfel încât să preia restul de încărcări rămase neacoperite de către stâlpi. Fiind elemente care nu preiau și forțe verticale este evident că s-a urmărit localizarea eventualelor articulații plastice în portale, cu atât mai mult cu cât repararea sau înlocuirea lor este mult mai convenabilă decât intervenții la stâlpi.

Contravântuiri de diverse forme s-au folosit din cele mai vechi timpuri, de când omul a observat că triunghiul este singura configurație poligonală indeformabilă, materiale diverse fiind folosite cu mai mult sau mai puțin succes. Și tot din cele mai vechi timpuri constructorii au urmărit numai problema indeformabilității acestor subansambluri de construcție, conferindu-le o rigiditate cât mai mare.

Până la începutul anilor 80 contravântuirile au fost dimensionate strict elastic, deși cercetări efectuate în a doua jumătate a anilor 70 în SUA și Japonia puneau în evidență o anumită capacitate de disipare a energiei în contravântuiri care aveau incursiuni în domeniul postelastice atunci când erau supuse acțiunilor alternante de tip seismic.

În România studiile au debutat în 1982 prin cercetări documentare efectuate în ICB și IPCT, urmate de studii analitice și parametrice efectuate de IPCT și COCC, pentru ca în 1984 în IPCT, cu largul concurs al ICCPDC, să se pună bazele *Programului de cercetări analitice și experimentale privind comportarea postelastice a portalelor metalice din componența halelor industriale cu structură din beton armat*. Sub egida acestui program s-au desfășurat cea mai mare parte din cercetările analitice și experimentale la care se face referire în teză, iar o parte din rezultatele obținute au fost introduse în noua redactare a Normativului P100-92 sub forma unor recomandări constructive privind structurile integral metalice, coeficienți de amplificare aplicați la dimensionarea nodurilor etc., dar calculul propriu-zis al diagonalelor, conform normelor actuale, se face tot conform STAS 10108/0-78, adică calcul elastic. Este adevărat că pentru structurile integral metalice, greutatea redusă a acoperișului induce o încărcare seismică care, pe direcția longitudinală, în cele mai multe cazuri este depășită de încărcările din pod rulant sau vânt, ceea ce implică necesitatea unor contravântuiri *de rigidizare* cu activitate pe domeniul elastic.

În ceea ce privește problema comportării contravântuirilor în K, testările experimentale s-au încheiat în anul 1991, din lipsă de fonduri, subiectul nefiind pe deplin epuizat. În continuare, participanții la acest complex program au desfășurat cercetări independente. S-au efectuat reevaluări calitative și cantitative, testări numerice cu diferite programe de calcul, dezvoltări în direcția disipatorilor locali de energie sau aplicații asupra structurilor etajate.

Autorul tezei de doctorat a efectuat propriul său set de testări numerice, interpretări calitative privind comportarea din punct de vedere al capacității de absorbție și disipare a energiei în seisme de mare intensitate, cu atingerea colapsului, analize comparate cu comportarea altor tipuri de portale, modalități de utilizare în proiectare a rezultatelor obținute, în special la consolidarea structurilor existente, dotate cu portale în K și care au traversat mai multe seisme și unele reevaluări ale rezultatelor obținute, ținându-se seama de ultimele realizări în domeniu pe plan mondial. În același timp, utilizând analiza comparată a curbelor forță-deplasare calculate cu modelul propus și a celor obținute experimental s-au verificat ipotezele de calcul și au fost elaborate metode de calcul simplificat care, în spiritul Normativului P100/92, pune la îndemâna proiectării curente un instrument de analiză simplu, care însă ține seama de comportarea postelastice a portalelor.

Cunoscând problemele proiectării din propria experiență, autorul tezei a sintetizat, în urma cercetărilor analitice și experimentale întreprinse, recomandări pentru proiectarea curentă a portalelor în K din componența halelor industriale parter și pentru proiectarea în general a contravântuirilor care pot avea incursiuni postelastice indiferent de natura încărcării la care sunt supuse. De asemenea a pus la punct o metodologie de analiză structurală în vederea efectuării expertizelor tehnice a structurilor de hale industriale parter cu pod rulant, din beton armat, cu portale metalice, care este în curs de testare prin aplicarea asupra unor structuri supuse expertizării în vederea consolidării și/sau re tehnologizării.

Este de remarcat faptul că pe plan mondial nu a fost studiat tipul de construcții industriale parter, cu pod rulant, având structura cadrului longitudinal din beton armat și portale metalice asupra căruia s-a pus accentul cercetărilor întreprinse de autor, astfel încât datele obținute au un caracter de unicat iar o bună parte din rezultatele obținute vin să completeze tabloul general realizat de cercetători din lumea întreagă privind comportarea contravântuirilor metalice.

Interesul oamenilor de știință din țări ca S.U.A., Japonia, Italia și în ultimii ani și România s-a îndreptat asupra contravântuirilor din componența construcțiilor etajate, din această direcție venind comanda socială și finanțarea cercetărilor. România este una din foarte puținele țări care a construit în zone seismice, timp de mai mult de două decenii, hale industriale grele, cu stâlpi, grinzi și acoperiș din beton armat, și cu portale metalice în cadrul longitudinal.

Accentul pus de autorul tezei de doctorat asupra acestui subiect provine din faptul că aceste hale există în număr mare în țara noastră, sunt în exploatare, unele au suferit degradări datorită exploatării în timp, altele necesită transformări tehnologice, dar toate vor trebui expertizate și unele consolidate după următorul cutremur major care va veni, iar datele referitoare la contravântuiri existente în literatura de specialitate pe plan mondial, cu extrem de puține excepții, se referă la alt domeniu de utilizare pentru contravântuiri, cu alt mod de lucru postelastice, respectiv structuri etajate.

Ceea ce se poate afirma cu certitudine este că în prezent proiectarea curentă nu ține seama de comportarea postelastice a portalelor în K.

## I.2. TIPURI DE STRUCTURI CU CONTRAVÂNTUIRI METALICE

Contravântuirile sunt elemente de construcție destinate să asigure stabilitatea de poziție și rigiditatea în sens transversal și longitudinal și la răsucire a construcției și să uniformizeze solicitările dintre elementele inegal încărcate de sarcinile verticale și orizontale (acționând disimetric) sau cele datorate variațiilor inegale de temperatură. Geometric, în orice structură ortogonală din bare, contravântuirea este ipotenuza unui triunghi.

În ansamblul structural, contravântuirile de orice tip introduc panouri având rigiditatea cu mult mai mare decât aceea a zonelor necontravântuite, constituind zone de concentrare pentru forțele orizontale, indiferent de natura acestor încărcări. În esență, oricare dintre structurile având zone contravântuite este o structură de tip dual, în care preluarea și disiparea încărcărilor orizontale are loc într-o zonă bine determinată și conformată ca atare, celelalte elemente nefiind dimensionate în acest scop. Este adevărat că și celelalte elemente structurale (stâlpi și grinzi asamblate în cadre) participă proporțional cu rigiditatea lor la preluarea unui procent - care poate fi important - din încărcarea orizontală, dar acesta rezultă în principal din dimensionarea acestor elemente pentru a prelua sarcini de pe cealaltă direcție orizontală și sarcinile verticale.

Cadrele contravântuite sunt proiectate să lucreze numai pe domeniul elastic atunci când sunt solicitate de încărcări orizontale din exploatare (poduri rulante la hale parter) sau încărcări orizontale cu frecvență mare de apariție (vânt, seisme mici sau moderate) iar în cazul cutremurelor de mare intensitate la halele cu acoperiș greu sau structurile etajate se admit încercări în domeniul postelastice cu condiția să nu se ajungă la colaps structural.

### I.2.1. STRUCTURI PARTER

#### I.2.1.1. Structuri de hale parter din beton armat (fig.I.1)

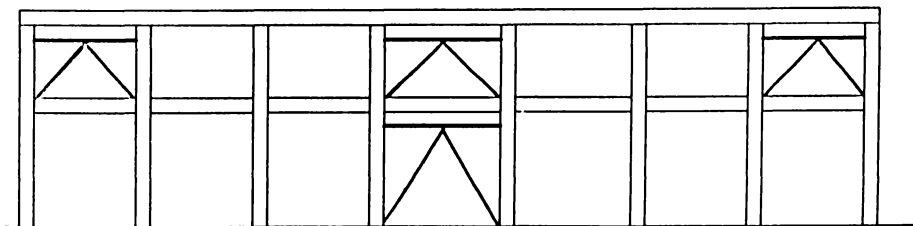


fig.I.1.

Hala industrială parter tip IPCT, modul 6x12m., alcătuită din elemente prefabricate tipizate, respectiv stâlpi din beton armat, portale metalice, grinzi de rulare din beton armat, și acoperiș din chesoane de beton precomprimat rezemate pe grinzi longitudinale precomprimare

Sunt structuri cu stâlpi din beton armat și grinzi longitudinale sau transversale din beton precomprimat cu acoperiș greu, din elemente de suprafață din beton armat și/sau precomprimat, având traveea de 6m și deschideri de 12, 15, 18 și 24 m. Acoperișul greu induce în sistem forțe seismice importante, stâlpii fiind dimensionați, din considerente economice, să preia integral forțele

orizontale pe direcția transversală; pe direcție longitudinală secțiunea stâlpilor este redusă pe criterii constructive. Apare astfel necesitatea portalilor care să preia încărcarea orizontală necoperită de stâlpi. În general, la acest tip de structuri, portalul preia 60-70% din forța seismică, iar șirul de stâlpi 30-40%. O proiectare corectă presupune asigurarea condițiilor de formare a articulațiilor plastice de tip secvențial - mai întâi în barele portalilor, apoi pe stâlpii de capăt și doar în final pe restul stâlpilor. Oricare altă schemă de apariție a articulațiilor plastice conduce la colaps structural prematur.

Se disting trei tipuri de hale parter cu acoperiș greu, din beton armat și/sau precomprimat.

**a) hale parter fără pod rulant (fig. 1.2)**

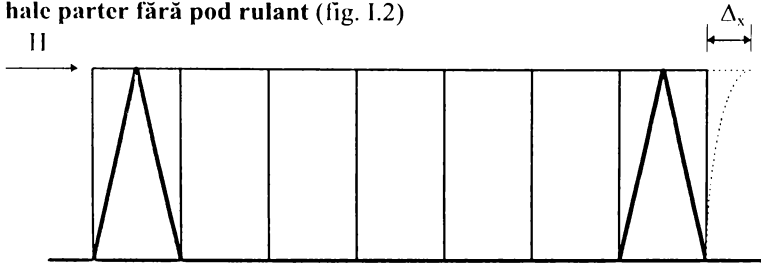


Fig.1.2

**b) hale parter cu pod rulant și numai portal inferior (fig.1.3)**

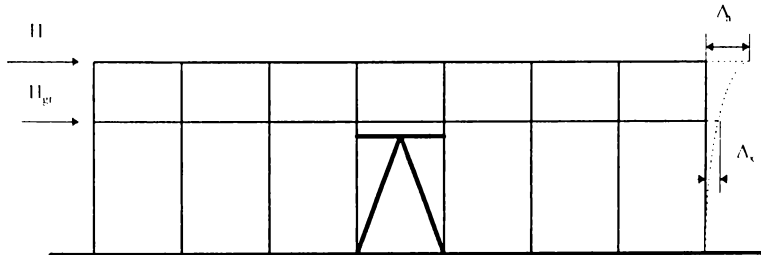


Fig.1.3

Înălțimea etajului fiind mică, geometric contravântuirile superioare nu își mai au locul. Acest tip de structură prezintă particularitatea că forțele orizontale induse la nivelul acoperișului se transmit la portal prin încovoierea popicilor etajului. Dimensionarea incorectă a acestora conduce la formarea unui mecanism de etaj și deci colaps structural înainte de intrarea portalului în domeniul postelastice (fig.1.4).

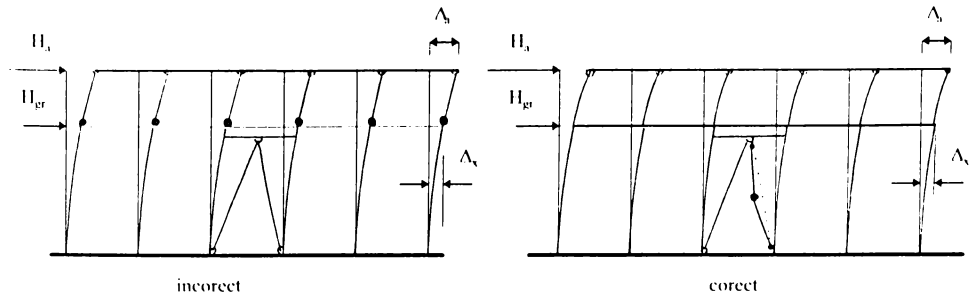


Fig.1.4

c) hală parter cu pod rulant, portal inferior și contravântuiri verticale la partea superioară, deasupra căii de rulare (fig.1.5.)

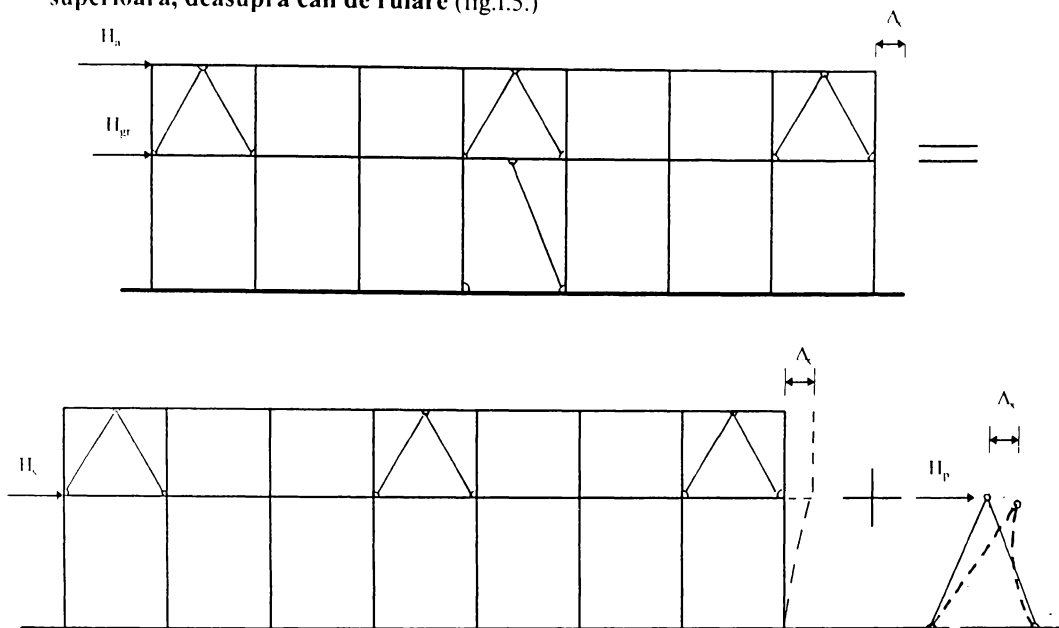


fig. 1.5.

Cele trei contravântuiri superioare formează un etaj practic infinit rigid, ceea ce conduce la o schemă de calcul avantajoasă, cu momente încovoietoare pe ambele capete ale stâlpului parter și deci cedarea secvențială capătă mai multe trepte.

Este de menționat faptul că aceste hale au poduri rulante mici, până la 20t. În mod evident portalul se dimensionează astfel încât să lucreze pe domeniul elastic pentru încărcările din pod, structura nefiind sensibilă la vânt.

Cercetările analitice și experimentale care stau la baza prezentei lucrări au pornit de la constatarea că deși în țară existau un număr important de hale industriale din beton armat, cu pod rulant și portale metalice, nu se pusese încă problema comportării portalului și deci a cadrului longitudinal la încărcări seismice care depășese capacitatea elastică a acestuia; expertizarea halelor industriale în urma cutremurului din 1977 a pus în evidență concentrarea degradărilor în zona portalelor și la baza stâlpilor de la parter.

Cercetările întreprinse de autor au mai pus în evidență faptul că prinderile grinzilor de rulare din beton pe consolele stâlpilor, în detaliile clasice cu plăcuțe sudate, în cazul structurilor fără portale superioare (cu popici scurți), nu asigură întotdeauna transmiterea forțelor către portal. Cedarea prematură a îmbinărilor grindă-stâlp în vecinătatea stâlpilor din cadrul cu portal conduce la supraîncărcarea celorlalți stâlpi și articularea lor plastică la bază, portalul rămânând în elastic, adică o schemă de cedare dezavantajoasă pentru cadrul longitudinal.

### I.2.1.2. Structuri mixte: stâlpi din beton armat (de cele mai multe ori cu goluri) și acoperiș metalic (fig.1.6.)

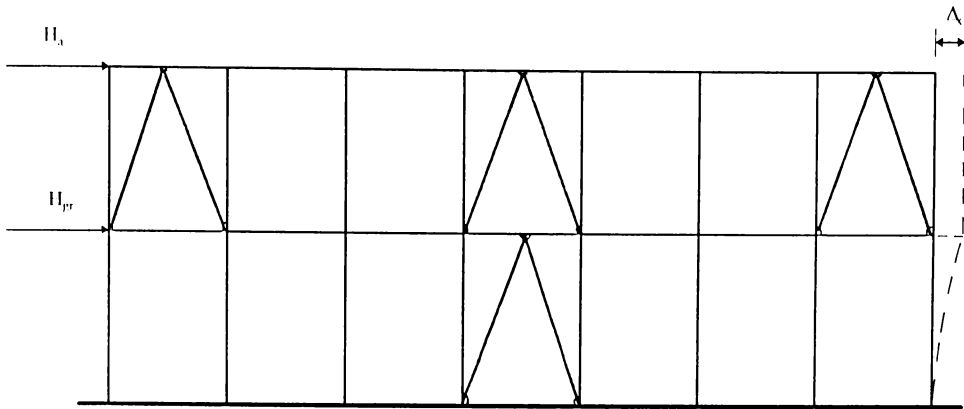


fig.1.6.

Aceste structuri se întâlnesc în general la halele industriale parter, cu pod rulant de peste 20t și având înălțimea la cârlig mai mare de 6m și la unele tipuri de estacade.

Structurile mixte sunt de fapt la limita domeniului de comportare postelastice a contravântuirilor verticale (portale). Podurile rulante de peste 32t induc în sistemul structural forțe mai mare decât cele seismice (mai ales în cazul acoperișurilor ușoare neizolate) și este necesar numai un calcul elastic al portalelor. Neexistând o rețetă unică, acest tip de structuri se analizează individual, absolut toți parametrii (greutate pod, greutate acoperiș, înălțime la cârlig, înălțime hală, deschidere, travee etc.) putând influența încărcarea dominantă, din exploatare sau seism, adică comportarea elastică sau postelastice.

Este de precizat că acest tip de structuri odată cu schimbarea criteriilor economice (în prezent prețul este factorul determinant, înainte de 1990 se punea accentul pe economia de metal) pot fi înlocuite, acolo unde apare mai economic, cu structuri integral metalice; numărul important de structuri existente, care au traversat și vor traversa seisme nu elimină însă necesitatea analizării acestor soluții constructive.

Comparativ cu celelalte elemente structurale, contravântuirile au fost prea puțin studiate, deși prin rolul structural și lărga paletă de răspândire în majoritatea tipurilor de structură, aceste elemente de construcție prezintă o importanță majoră. O explicație poate fi aceea că cea mai mare parte a structurilor contravântuite sunt construcții integral metalice; într-o structură metalică hală parter, contravântuirile sunt proiectate să lucreze pe domeniul elastic. La rândul lor structurile din beton cu portale metalice sunt proiectate de specialiști în beton, care tratează contravântuirile metalice ale cadrului longitudinal ca pe elemente secundare, cu toate inconvenientele care decurg din această abordare și asupra cărora nu mai insistăm.

### I.2.1.3. Structuri parter metalice

Construcțiile metalice sunt în general ușoare, încărcările seismice fiind relativ reduse față de construcțiile din beton. (fig.I.7.)

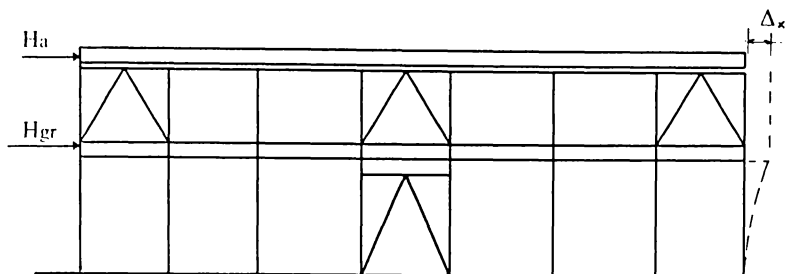


fig.I.7.

Construcțiile metalice acoperă un domeniu atât de larg încât este dificil de șablonat un anumit tip de comportare. Vom lăsa la o parte structurile de susținere pentru echipamente tehnologice, felurite estacade, turnuri, și toată gama de construcții speciale; cazurile individuale trebuie analizate individual.

Halele industriale metalice au în general poduri rulante grele, acțiunile de exploatare sunt de cele mai multe ori superioare acțiunilor seismice și este de așteptat o comportare elastică a tuturor elementelor structurale. Structurile metalice fără pod rulant (tip depozit) sunt la rândul lor sollicitate puternic la vânt și zăpadă; încărcări excepționale care depășesc limita normată sau grupările speciale pot conduce la o comportare postelastice a contravântuirilor.

În orice situație în care încărcarea specială este mai mică decât alte încărcări, chiar dacă nu se face o analiză postelastică, este foarte important să se respecte o serie de prevederi constructive pentru elementele diagonale și prinderile lor, astfel încât construcția să beneficieze de o comportare ductilă, absolut necesară în situațiile când solicitările reale le depășesc pe cele de calcul.

Într-o structură metalică parter *clasică* se poate întâlni toată gama de contravântuiri posibile:

- *Contravântuiri orizontale longitudinale și transversale* la nivelul acoperișului care îi conferă acestuia trăsături de șaibă rigidă, au rolul de a transmite la cadrele transversale și longitudinale forțele orizontale care acționează în planul lor și care redistribuie forțele în situațiile critice. În același timp asigură și stabilitatea laterală a formelor și a grinzilor.
- *Contravântuiri verticale* prevăzute în planul șirurilor de stâlpi asigură rigiditatea și stabilitatea structurii în acest plan și în spațiu și transmit la fundații forțele care acționează în planul lor.
- *Contravântuiri longitudinale* la nivelul grinzii de rulare, între longeron.
- *Portale de frânare* pentru podurile rulante.
- *Contravântuiri pentru pereți și alte tipuri de închideri*

Este de remarcă faptul că prin chiar modul lor de alcătuire constructivă și secțională, structurile metalice, mai ales cele cu grindă de rulare puternică, pentru poduri mari, transportă mult mai bine forțele orizontale la portal decât în cazul grinzilor din beton, mai rigide, dar cu prinderi de consolă mai slabe.

## 1.2.2. STRUCTURI METALICE MULTIETAJATE (fig.1.8.)

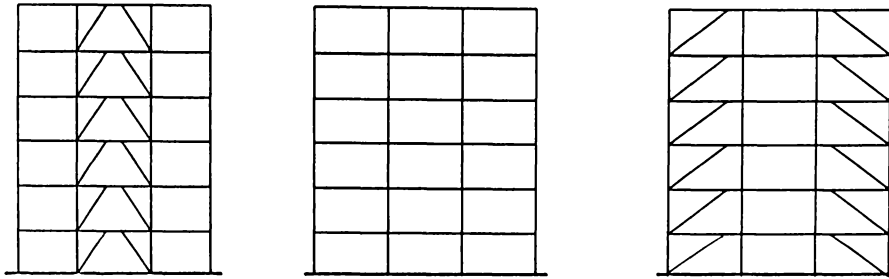


fig.1.8.

Sfârșitul secolului trecut reprezintă startul unei noi tehnologii în construcția clădirilor înalte (Corley, 1990).

După marele incendiu din 1871, necesitatea reconstruirii orașului Chicago în scurt timp a pus problema renunțării la utilizarea sistemelor constructive tradiționale care foloseau piatră și zidăria structurale din cărămidă; ia naștere astfel un nou și revoluționar concept arhitectural și ingineresc, cunoscut sub numele de *sky scraper* (zgârie nori).

Prima construcție multietajată cu structură metalică, *Home Insurance Building*, proiectată de către William Le Baron Jenney și construită în Chicago în 1885 avea numai zece niveluri, însă reprezintă primul pas major în evoluția de la tradiționalul perete structural către structurile în cadre metalice. Structura era formată din stâlpi și grinzi metalice îmbinate rigid prin nituire, în cadre capabile să preia moment.

Alt pas important în evoluția către *zgârie nori* a fost *Manhattan Building*, o construcție cu 16 niveluri, construită în 1890 în Chicago, pentru prima dată punându-se problema necesității contravântuirilor pentru preluarea încărcărilor din vânt.

Pe măsura dezvoltării tehnologiilor de execuție și a metodelor de calcul, în următoarele șapte decade structurile în cadre pentru *zgârie nori* au continuat să se dezvolte și au fost realizate construcții din ce în ce mai înalte și mai performante din punct de vedere structural.

După cel de al doilea război mondial, progresul în dezvoltarea teoretică a conceptelor, experiența acumulată în construcția clădirilor înalte în zone seismice dar mai ales explozia informatică care a revoluționat tehnicile de calcul, conducând la ceea ce numim astăzi proiectare asistată pe computer, au fost evenimente care au dus la reconsiderarea conceptului de structură în construcții.

Experiența arată că atât structurile în cadre care pot prelua momente cât și structurile în cadre contravântuite, având barele contravântuirilor centrate în noduri – utilizate la preluarea forțelor horizontale din vânt – ridică o serie de probleme atunci când sunt utilizate la realizarea construcțiilor în zone seismice.

Structurile în cadre prezintă o ductilitate foarte bună dar nu sunt prea flexibile și în condițiile în care trebuie limitată deplasarea laterală se ajunge la o proiectare adesea neeconomică.

Structurile în cadre contravântuite cu contravântuiri centrice care sunt foarte eficiente în obținerea unei rigidități suficiente sunt la rândul lor prea puțin ductile atunci când sunt supuse acțiunii unor cutremure severe.

Dezvoltarea în ultimele două decade a unui nou concept, cadre contravântuite cu contravântuiri excentrice asociază rigidității contravântuirilor centrice o anumită ductilitate caracteristică cadrelor.



### I.3. STABILIREA CARACTERISTICILOR ANSAMBLULUI STRUCTURAL

În funcție de destinația construcției în cauză, a condițiilor tehnologice, de amplasament și/sau zonare seismică, structurile metalice pot fi proiectate să traverseze un seism rămânând în stadiul elastic, fără disipare de energie, (fig.1.9.a.) sau cu intrare în domeniul postelastice, situație în care o anumită parte din energia indusă de seism este disipată de către structura în cauză.(fig.1.9.b.)

COMPORTARE PERFECT ELASTICĂ

COMPORTARE ELASTO-PLASTICĂ

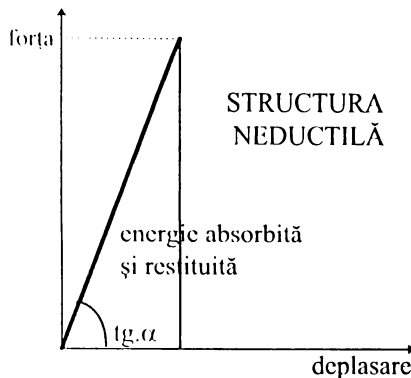


fig.1.9.a.

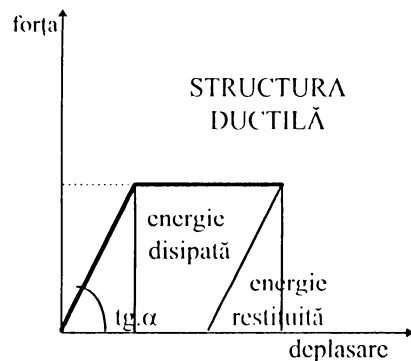


fig.1.9.b.

Ariile cuprinse între ordonată, dreapta care descrie comportarea și verticala sunt o expresie a energiilor cu care se încălzește sistemul (structura). Structurile ductile au capacitatea de a se încălzește cu o energie totală mai mare, din care o parte o consumă prin lucrul mecanic efectuat în articulațiile plastice (a se vedea cap. IV din prezenta lucrare)

Pentru structurile disipative, asigurarea unei ductilități suficiente la toate nivelele (de ansamblu, pe elemente și la îmbinări) este decisivă. Condițiile asigurării unei ductilități corespunzătoare sunt legate de:

- *material* - utilizarea unor oțeluri cu ductilitate corespunzătoare
- *geometria secțiunilor* - limitarea zvelteților de perete la elementele supuse la încovoiere și la compresiune cu încovoiere pentru evitarea efectelor voalării locale;
- *geometria barelor* - formarea articulațiilor plastice să se facă pe segmente suficient de lungi pentru a evita apariția unor forțe de forfecare importante care pot conduce la cedări premature.
- *geometria structurilor* - controlul poziției articulațiilor plastice și a ordinii de apariție a acestora, astfel încât să se poată disipa suficientă energie fără să se ajungă la colapsul structurii.
- *alcătuirea îmbinărilor* - se realizează astfel încât să nu cedeze înainte de cedarea elementelor îmbinate;
- *evitarea deformațiilor mari* care introduc efecte de ordinul doi importante;

- *conceperea detaliilor* astfel încât să fie evitate concentrări de tensiune, legături necontrolate etc.

Principiul care stă la baza protecției antiseismice este disiparea controlată a energiei induse în construcție. De aceea pentru fiecare structură se precizează zonele sau elementele care pot disipa energie (capetele grinzelor încovoiate la cadre necontravântuite, diagonalele întinse la cele contravântuite). Aceste zone și elemente se calculează și se alcătuiesc conform normativelor specifice, iar în lipsa acestora se au în vedere principiile de proiectare pentru elementele și zonele disipative din literatura de specialitate și prevederile din prescripțiile curente.

Oțelurile de uz curent în construcții au în general o ductilitate corespunzătoare. În orice caz se va acorda atenție la alegerea unui oțel suficient de ductil, astfel încât să nu fie alterată comportarea seismică a structurii.

Alegerea tipurilor de structuri se bazează pe diferențele de capacitate de disipare de energie a fiecărei structuri. Astfel, cadrele la care eforturile principale sunt predominant încovoierile au o capacitate de disipare superioară structurilor la care dominante sunt eforturile axiale.

Configurația în plan și pe verticală a structurilor este determinanta în evitarea sau limitarea situațiilor în care unele neregularități produc efecte ce conduc la majorarea încărcărilor seismice.

Atât ancorajele cât și îmbinările trebuie să fie proiectate astfel ca să fie mai puternice decât elementele legate, pentru ca disiparea de energie să se facă în elemente și nu în legături.

În secțiunile zonelor structurale disipative limitarea zvelteții de placă se bazează pe constatarea că voalarea în domeniul plastic reduce capacitatea de disipare a energiei.

Clasificarea structurilor ține seama că disiparea de energie prin încovoiere este mai eficientă decât cea prin eforturi axiale. Dacă sunt respectate condițiile de zveltețe de placă, încovoierea ciclică postelastice are o foarte bună disipare de energie. În schimb, elementele supuse la compresiune-întindere ciclică au o degradare pronunțată de ductilitate din cauza flambajului barei comprimate. Structurile în consolă nu pot disipa energie seismică decât prin rezerva plastică pe care o are secțiunea transversală, neexistând efectul de structură. Au fost diferențiate și tipurile de contravântuiri, cu diferențe în ceea ce privește capacitatea de disipare.

Efectele de ordinul doi sporesc momentele de încovoiere din structură și de aceea ele trebuie limitate. Ele sunt mult mai importante la construcțiile metalice decât la structurile din beton armat.

Contravântuirile orizontale sunt alcătuite din grinzi cu zăbrele cu capacitate mai mică de disipare de energie decât structurile în cadre. De aceea, pentru a preveni cedarea lor în cazul că forțele seismice sunt mai mari decât cele calculate, din cauză că structura nu disipează energia prevăzută, încărcările de calcul se sporesc cu 50%.

## I.4. CALCULUL ȘI CONFORMAREA STRUCTURILOR

### I.4.1. CADRE NECONTRAVÂNTUITE (fig.I.10)

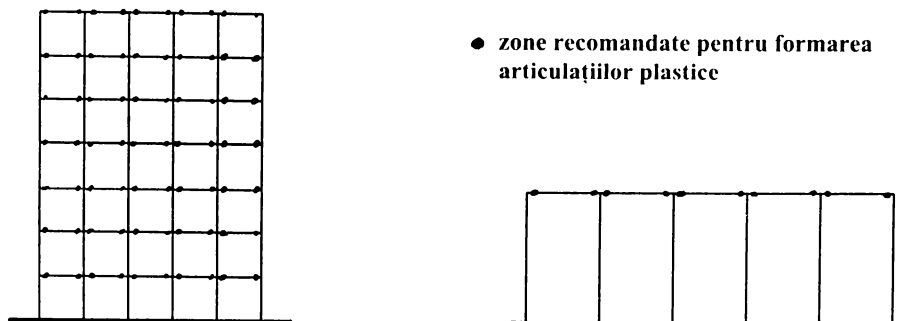


fig.I.10

Zonele de disipare sunt situate în grinzii, unde forțele axiale au valori mici, pentru ca să nu fie afectată capacitatea de disipare de energie.

- Asigurarea împotriva flambajului lateral al grinzilor cu zone disipative este cerută de faptul că orice pierdere de stabilitate este însoțit și de o pierdere de capacitate de disipare.
- Trebuie îndeplinită condiția ca încovoierea cu forță axială și forță tăietoare să aibă nealterată capacitatea de disipare de energie.

Pentru a nu se produce concentrări de tensiune, variația dimensiunilor transversale ale elementelor nu trebuie să fie bruscă, ci trebuie să fie făcută cu racordări.

Coefficientul  $\alpha$  cu care se multiplică momentele din stâlpi este determinat astfel ca articulațiile plastice să se formeze în grinzii și nu în stâlpi. Pentru a nu supradimensiona stâlpii se recomandă ca  $\alpha \sim 1,2$ . Dacă această valoare este depășită (este cazul când secțiunea de dimensionare a grinzii nu este cea corespunzătoare modului considerat), se recomandă alcătuirea grinzii ca moment de inerție variabil (cu variația lărimii sau grosimii tălpilor).

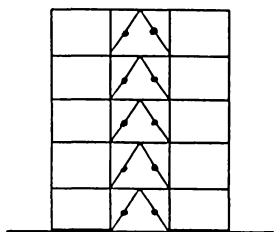
Condiția rezultă din necesitatea de a împiedica flambajul stâlpului din forțe axiale, în situația că structura nu disipează energia seismică prevăzută prin calcule.

Zveltețea stâlpilor trebuie limitată pentru stâlpii legați cu grinzii având zone disipative pentru ca disiparea de energie scade pe măsură ce crește zveltețea barei. La calculul lungimii de flambaj nu se iau în considerare încastrările de la capetele barei pentru că formarea de articulații plastice în grinzii reduce foarte mult efectul de încastrare. Condițiile rezultă din împiedicarea voalării tălpilor și inimii stâlpului în dreptul îmbinării.

### I.4.2. CADRE CU CONTRAVÂNTUIRI CENTRATE ÎN NODURI (fig.I.11)

Cadrele cu contravântuiri centrate în noduri sunt concepute spre a fi utilizate în componența structurilor care necesită atât rigiditate laterală mare (comportare de tip grindă cu zăbrele) dar și capacitate de disipare de energie relativ bună, caracteristica cadrelor. Astfel, sub influența

încărcărilor de exploatare și pentru seisme de mică intensitate comportarea sistemului este elastică, iar la cutremure importante, atunci când este depășită limita elastică diagonalele cedează cu disipare de energie pe mai multe cicluri de întindere-compresiune, pentru ca în final, după un număr suficient de mare de cicluri de încărcare, disiparea de energie să se efectueze în mai mică măsură prin diagonale, având loc un transfer către celelalte elemente ale cadrului.



• localizarea articulațiilor plastice

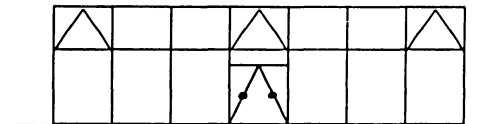
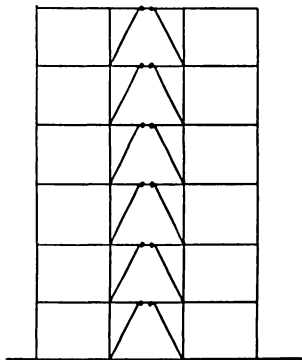


fig.1.11

Pentru stâlpi și grinzi se respectă cerințele de la cadre, iar pentru diagonalele contravântuirilor cerințe caracteristice, după cum vor fi prezentate în această lucrare.

### 1.4.3. CADRE CU CONTRAVÎNTUIRI EXCENTRICE (fig.1.12)



• localizarea articulațiilor plastice pe structură

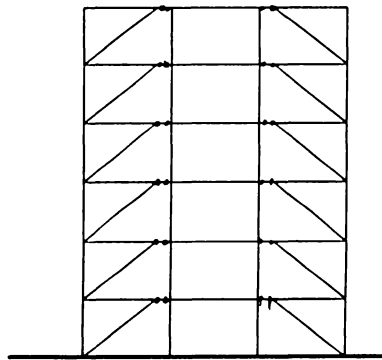


fig.1.12

Cadrele contravântuite excentrice au rigiditate laterală mare, comparabilă cu cea a cadrelor contravântuite centric, dar au avantajul unei disipări de energie foarte bună, corespunzătoare cadrelor. Spre deosebire de cadrele contravântuite centric, la care după cedarea diagonalelor deformabilitatea laterală crește foarte mult, la acest tip de structură contravântuirile rămân active pe tot timpul acțiunii seismului, reducând deplasările laterale.

La acest tip de cadre, pe lângă cerințele obișnuite, se va acorda o foarte mare atenție conformării secțiunilor și barelor pe care se formează articulațiile plastice, pentru a fi evitate

fenomene de cedare prematură datorate forțelor tăietoare importante, respectiv a nu reduce prea mult capacitatea de disipare de energie a grinzii de cuplare.(fig.I.13.)

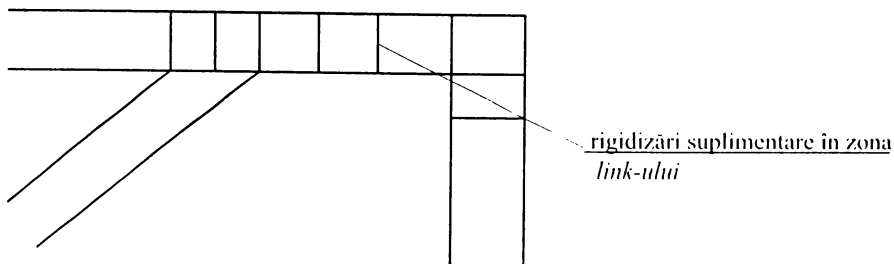


fig.I.13

Acest tip de structură este conceput astfel încât energia seismică să fie disipată numai de grinzile de cuplare. De aceea eforturile din toate celelalte elemente se multiplică cu un coeficient  $\alpha$ .

#### I.4.4. CADRE DUALE (fig.I.14)

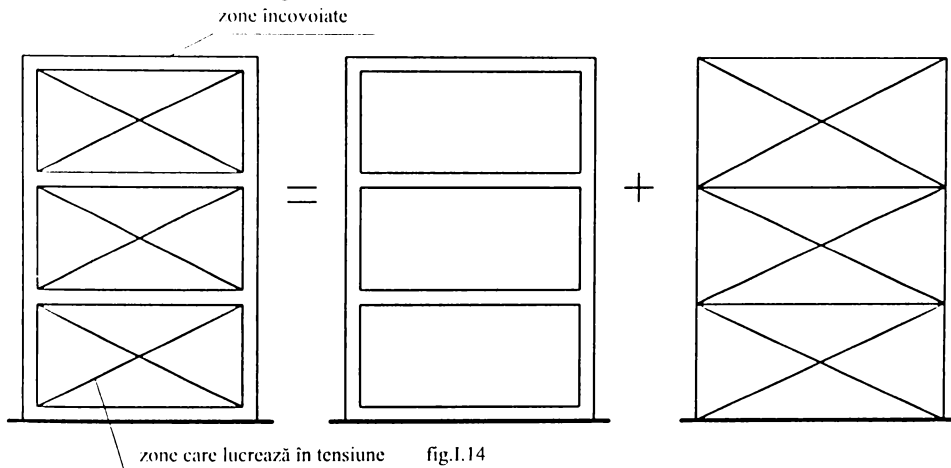


fig.I.14

Cadrelle necontravântuite au o foarte bună ductilitate dar o rigiditate redusă la încărcări orizontale. Cadrelle contravântuite au o capacitate de disipare mai redusă dar o rigiditate laterală mare. De aceea combinarea celor doua tipuri de cadre este o soluție foarte avantajoasă.

Pentru o bună comportare seismică trebuie ca și cadrelle necontravântuite să contribuie major la preluarea încărcărilor orizontale. Dacă ele sunt preluate în proporție de peste 80% de către cadrelle contravântuite, cadrelle necontravântuite nu își mai pot activa zonele de disipare și întreaga structură lucrează ca și cum ar fi contravântuită. Colaborarea optimă din punct de vedere seismic rezultă când cele două sisteme preiau încărcările în mod egal. În realitate sistemul dual cadru + contravântuiri lucrează după următorul model:

- în domeniul elastic contravântuirile preiau 60-70% din încărcările orizontale;
  - sub acțiunea unui cutremur sever diagonalele contravântuirilor intră pe domeniul postelastice, suferă degradări în rigiditate și forță capabilă de la ciclu la ciclu, forța orizontală indusa în sistem fiind transferată către cadru pe măsura degradării contravântuirilor, încât în finalul unui seism serios cadrelle ajung să fie obligate să preia 60-70% din forțele seismice.

## I.4.5. CADRE CU PEREȚI DE UMLUTURĂ

Concepția de proiectare a cadrelor cu pereți de umplură se referă la asigurarea conlucrării dintre cadre și pereți astfel încât să existe posibilitatea de disipare de energie și să nu se producă cedări locale ca urmare a unui mod diferit de lucru a structurii față de cel prevăzut în proiect.

Lățimea diagonalei este determinată prin calcul. Rigidizări suplimentare sunt necesare pentru ca să nu se producă deformarea tălpilor stâlpilor, ca urmare a presiunii locale exercitate de pereții de umplură.

Conlucrarea dintre cadre și panourile metalice din tablă cutată depinde foarte mult de modul cum se realizează legăturile între ele. De aceea se recomandă ca toate caracteristicile de calcul să fie determinate experimental.

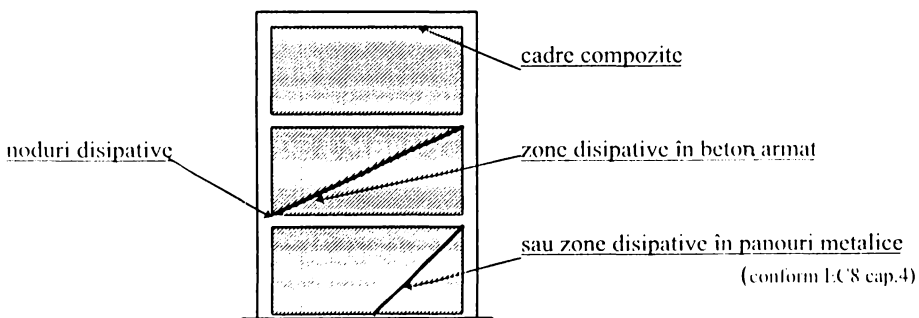


Fig. I.15

## I.4.6. STRUCTURI ÎN CONSOLĂ

Structurile în consolă sunt astfel alcătuite încât nu există altă sursă de disipare de energie decât cea corespunzătoare plasticizării secțiunii de bază.

Se limitează perioada de vibrație, zveltețea și nivelul de încărcare, astfel ca singura sursă de disipare de energie, secțiunea de bază, să nu fie afectată de acești factori.

Ancorajele în fundații se calculează la un moment mărit cu 20% față de cel care ține seama de plasticizarea secțiunii.

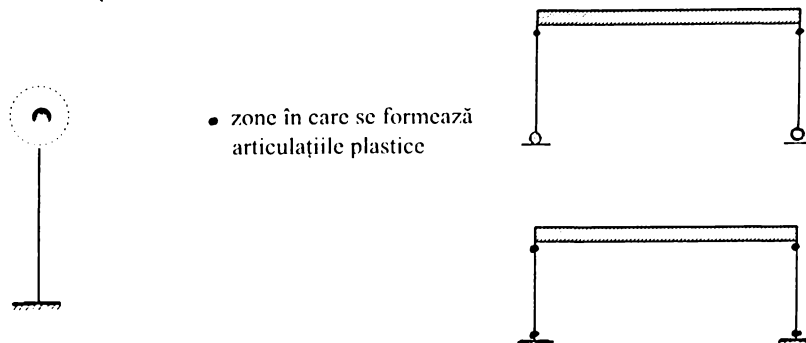


Fig.I.16

## I.5. PROIECTAREA CONTRAVÂNTUIRILOR ÎN ANSAMBLUL STRUCTURAL

### I.5.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Contravântuirile sunt elemente structurale care au un rol foarte important în protecția seismică a construcției, răspunsul lor la solicitările induse de cutremure fiind în cea mai mare parte determinat de soluția constructivă adoptată. Cea mai uzuală formă pentru portalele care se utilizează în țara noastră este în **K**. De asemenea sunt utilizate uneori și portale în **X** iar în ultima vreme, ca o consecință directă a cercetărilor întreprinse în ultimii ani, portale cu excentricitate, în formă de **K** sau **Z** (care sunt de uz curent în țări ca Italia sau S.U.A.)

În țările fostei U.R.S.S. sunt în uz și portale cu absorbanți centrali. Deasemenea, în Italia și Japonia s-au proiectat deja, în urma unor cercetări de ultimă oră, și dispozitive locale care au capacitate deosebit de mare de disipare a energiei - *dampers*.

În mod curent, proiectarea portalelor s-a făcut pe domeniul elastic, dar în ultimii ani se ia în considerare și comportarea postelastice. Până în prezent nu sunt elaborate norme pentru proiectarea sistemelor de contravântuiri în domeniul postelastice după cum nu este general acceptată o anumită formă pentru cea mai bună comportare neliniară. În general fiecare proiectant adoptă o geometrie a contravântuirilor cu care este mai familiar sau pe care o apreciază ca fiind mai potrivită pentru construcția în speță, numărul proiectanților care cunosc cu adevărat și țin seama de comportarea postelastice a contravântuirilor în ansamblul structural fiind foarte redus.

Aprecierea comportării diferitelor tipuri de portale are în vedere:

- măsura în care scade forța capabilă II a portalului, ca urmare a comportării postelastice;
- capacitatea de disipare a energiei, evidențiată prin bucle histeresis; influența comportării portalelor asupra stării de eforturi din stâlpii structurii

## I.5.2. PORTALE IN K (portale cu diagonalele centrate în noduri)

Acest tip de portal, (fig. I.5.1.) utilizat pe scară largă atât la noi în țară cât și în lume datorită ușurinței cu care se poate obține rigiditatea dorită și a unei foarte bune comportări în domeniul elastic, are o capacitate de disipare a energiei suficient de bună pe primul ciclu inelastic, după care însă pierderea de capacitate portantă, rigiditate și capacitate de disipare a energiei este substanțială, cu atât mai mare cu cât incursiunea în domeniul postelitic a fost mai lungă. Aceasta este o consecință directă a faptului că în timp ce o bară încovoiată are capacitatea de a păstra forța care a produs articulația plastică, bara comprimată în comportare postelitică pierde apreciabil din valoarea forței critice, rigiditatea scade progresiv de la un ciclu la altul iar capacitatea de disipare a energiei tinde să se stabilizeze la valori mult mai scăzute față de primul ciclu.

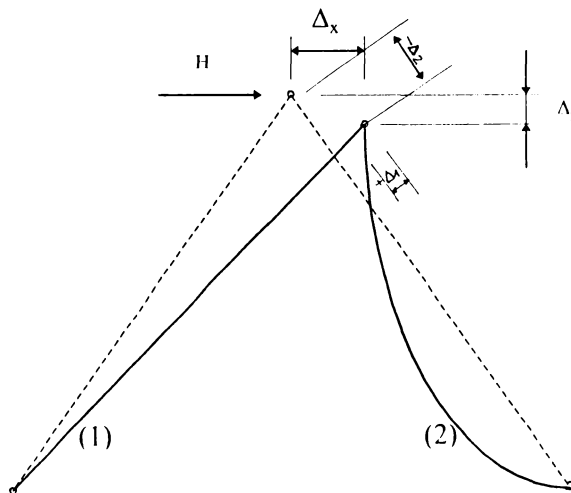


Fig. I.5.1.

Portale în K solicitate în domeniul postelitic la nivel de încărcare care a condus la flambarea diagonalelor se caracterizează prin:

- degradarea forței portante  $H$
- degradarea rigidității

Degradarea este o consecință a flambării (în cazul unor solicitări ciclice) a ambelor diagonale.

Degradarea este foarte mare după ciclul 1 și continuă și la ciclurile următoare cu o tentă de stabilizare la ciclurile  $n > 4-5$  (asupra tendinței de stabilizare mai rapidă sub încărcări ciclice are influență și rigiditatea barei orizontale - cu cât aceasta este mai rigidă, cu atât mai bună este comportarea postelitică a portalului).

624.490/1815



### I.5.3. PORTALE ÎN Z (portale cu diagonalele excentrice în noduri)

Portalele în Z (fig.1.5.2) la care articulațiile plastice în riglă se formează înainte de flambajul diagonalelor, au o comportare în domeniul elasto-plastic de tipul cadrelor, fără degradare nici în portanță, nici în rigiditate .

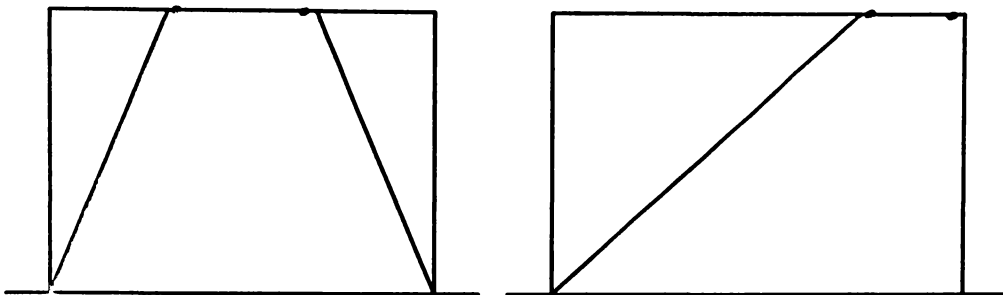


Fig.1.5.2.

PORTALELE CU DIAGONALE EXCENTRICE reduc în parte inconvenientele portalelor în K, în principal datorită faptului că activitatea postelastice se localizează pe riglele orizontale, în articulații plastice produse din încovoiere cu forță tăietoare.(fig.1.5.3.).

Sunt portale suficient de rigide pe domeniul elastic și au o comportare bună în domeniul postelastice, dacă se previne, prin măsuri constructive, cedarea materialului în zona articulațiilor plastice (rupere la număr redus de cicluri, ruperi fragile datorate sudurilor etc.).

SISTEMELE DE CONTRAVÂNTUIRI EXCENTRICE au fost și sunt studiate în lume în contextul utilizării lor în componența structurilor multietajate, cel mai adesea ca parte rigidă a unui sistem dual. Buna lor capacitate de absorbție și disipare de energie pe mai multe cicluri, asociată unei rigidități convenabile recomandă utilizarea acestor tipuri de portale pe scară tot mai largă.

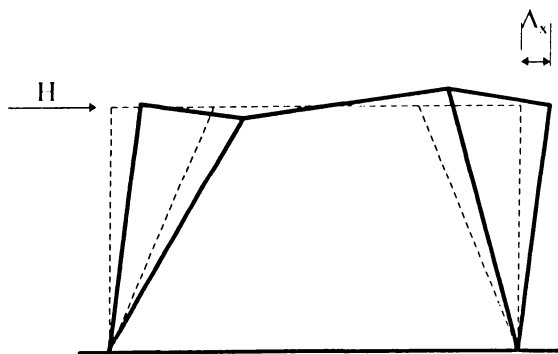


Fig.1.5.3.

La noi în țară, lipsa unor prevederi de proiectare privind calculul și alcătuirea zonelor disipative de pe rigla orizontală îl transformă într-un element structural dificil de utilizat în proiectarea curentă.

## I.5.4. PORTALE ÎN X (fig.1.5.4.a,b)

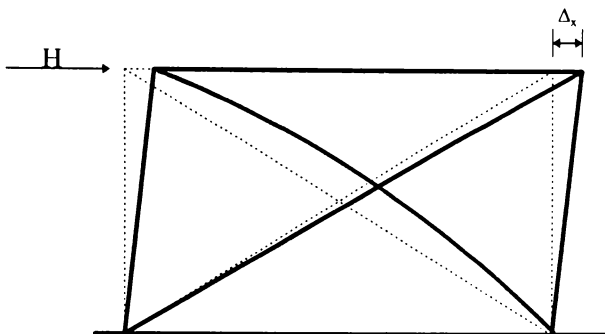


Fig.1.5.4.a

Acest tip de portale este mai puțin indicat în literatura de specialitate, datorită particularității sale de a introduce în stâlpii adiacenți forțe importante de tensiune și respectiv compresiune. În domeniul elastic, cu acest tip de portal se pot obține rigidități mari; în consecință, o parte însemnată din forța orizontală totală indusă în sistemul de stâlpi-portal revine portalului.

Portalele în X se caracterizează în comportarea lor post-elastică prin:

- degradarea rigidității (ca urmare a flambării diagonalelor)
- păstrarea capacității portante (în cazul unor deplasări mari)

ca urmare a faptului că în bara întinsă se poate atinge limita de curgere la întindere  $P=AR$ ; admițând că forța  $S$  este luată numai de bara întinsă, capacitatea portantă este net superioară altor portale având aceeași secțiune de bare, motiv pentru care portalul în X rămâne un portal utilizat în structurile de la care se așteaptă o comportare strict elastică.

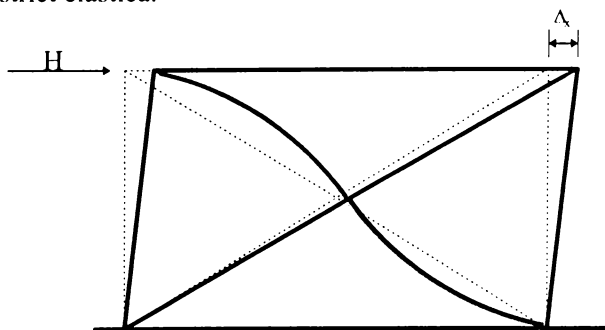


Fig.1.5.4.b

## I.6. CONSIDERAȚII ASUPRA FILOSOFIEI ACTUALE A PROIECTĂRII SISTEMELOR DE CONTRAVÂNTUIRI

Tratarea ansamblului structural având în componența sa portale sau contravântuiri prezintă o serie de probleme insuficient sau deloc abordate de cercetarea și proiectarea românească, dintr-o serie de motive obiective și subiective. Problema portalului metalic care traversează domeniul postelastice în mod repetat, cu disipare importantă de energie și ponderea sa în întregul numit structură este încă embrionară. Analizele de tip *time history* nu se aplică eficient decât cadrelor ortogonale; barele înclinate ale contravântuirilor sunt asimilate destul de grosier cu un perete de forfecare, introducând date de lucru aproximative într-un program de calcul care lucrează cu date exacte pentru celelalte elemente; toate analizele de acest tip întreprinse în țara noastră până în prezent, inclusiv de autorul tezei de doctorat, au un caracter apreciativ, în bună măsură dependent de personalitatea și imaginația tehnică a celui ce efectuează testarea, chiar dacă rezultatele pot fi spectaculoase în unele cazuri.

Contravântuirile sunt calculate în proiectarea curentă pentru a lucra pe domeniul elastic; puțini proiectanți, în special din rândul cadrelor universitare au în vedere și o comportare postelastice a acestuia și iau unele măsuri de conformare.

Situațiile în care contravântuirile depășesc domeniul elastic sunt:

- În structurile etajate metalice în zonele contravântuite se acceptă formarea articulațiilor plastice în barele diagonale sau în link-urile orizontale, în funcție de tipul contravântuirii - acest tip de construcții nu este unul curent pentru țara noastră, dar foarte răspândit în lume; majoritatea studiilor și cercetărilor pe plan mondial fac referire la acest tip de structuri.
- În structurile de hale parter din beton armat, cadrul longitudinal este compus din stâlpi din beton și portal metalic; interacțiunea beton-metal, conformarea nodurilor și îmbinărilor, comportarea ansamblului în situația frecventă când portalul depășește domeniul elastic sunt probleme nerezolvate încă în proiectarea curentă și a constituit de fapt punctul de plecare al cercetărilor întreprinse și la care se face referire în lucrare.
- În structurile metalice, în oricare situație în care solicitările reale depășesc încărcările de calcul și determină pierderea stabilității în barele diagonale din panourile contravântuite, situație neprevăzută de proiectarea curentă.

În fapt, proiectarea curentă din țara noastră se bazează pe prevederile *Normativului pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale*, P100-92, în care se are în vedere un calcul pseudoelastice, static echivalent, bazat pe forța tăietoare de bază indusă în structură de sarcina seismică.

$$S = \alpha_k \beta_1 \psi \epsilon \quad (1.6.1.)$$

influențele fenomenelor de comportare și deformare postelastice, fiind luate în considerație în mod implicit și simplificat. Prevederile constructive din normativ au în vedere asigurarea unei comportări ductile pentru elemente și îmbinări.

*Pentru construcțiile metalice*, Normativul P100-92 prevede o serie de măsuri cu caracter general, cum ar fi:

- dimensionarea la eforturi majorate cu 1,5 a structurilor orizontale rigide (contravântuiri, platelaje)
- Neglijarea aportului diagonalelor comprimate la structurile contravântuite în X; se pune condiție de limitare a zvelteții diagonalelor:

$$\lambda \leq 1,5 \lambda_c \quad \text{în care} \quad \lambda_c = \pi \sqrt{\frac{E}{R_c}}$$

- calculul elastic conform STAS 10108/0-78 pentru diagonalele în V, cu limitarea zvelteții barelor:

$$\lambda = 0,75 \lambda_c$$

ceea ce conduce implicit la o comportare postcritică bună, cu disipare de energie a barelor diagonale, în condițiile în care nodurile acestora sunt corect conformate; nu se fac recomandări privind barele orizontale ale contravântuirii.

- pentru contravântuirile excentrice nu se fac precizări privind calculul și alcătuirea.

*Pentru construcțiile din beton* cu portale metalice, Normativul P100-92 nu cuprinde prevederi specifice privind conlucrarea beton-metal.

În ceea ce privește valoarea coeficientului  $\psi$  de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de ductilitatea structurii, de capacitatea de redistribuire a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul precum și de efectele de amortizare a vibrațiilor - altele decât cele asociate structurii de rezistență -, pentru structuri de hale industriale din beton nu se disting în mod explicit structurile cu portale metalice de cele fără portale; pentru structurile metalice, structurile cu portale în X și cu diagonale excentrice sunt considerate ductile în timp ce structurile cu portale în K sunt considerate de două ori mai neductile.

Situația este similară și în *Eurocode No.8* astfel încât proiectarea în conformitate cu prevederile dar mai ales cu principiile normelor europene deși pare mai sigură lasă în continuare o plajă de interpretare suficientă pentru ca un proiectant de valoare să se poată desfășura dar extrem de

periculoasă pentru proiectarea mediocră. Conceptul de structură non-disipativă, ( $\eta = 1$ ) acceptat pentru zone cu seismicitate slabă, presupune totuși o ductilitate *naturală* a oțelului din structurile metalice datorată încovoierii în apropierea atingerii stării limită. Pentru structurile disipative filosofia este similară cu cea din Normativul P100/92. Structurile în cadre sau cele având contravântuiri excentrice beneficiază de un coeficient  $\eta = 0,2 \dots 0,25$ , în timp ce contravântuirile centrate în nod sunt considerate puțin disipative, cu  $\eta = 0,5 \dots 0,75$ .

Lipsa unor cercetări se reflectă în mod firesc în norme, prin supraevaluarea factorilor de comportare; studiile întreprinse de autor, rezultatele obținute pe structuri cu portale centrice, chiar dacă nu pot fi încă cuantificate în norme dovedesc că, în special pentru cutremure monoșoc, comportarea contravântuirilor centrate în nod este suficient de bună pentru a ajuta construcția să traverseze seismul, cu unele degradări, dar fără colaps. Aceste constatări sunt utilizate de autor în metodologia de intervenție asupra construcțiilor care necesită reparații sau re tehnologizări, prezentată în capitolul VII al lucrării.

În concluzie se poate afirma că în proiectarea curentă, structurile din beton rigidizate în plan longitudinal cu portale (în general în K) sunt considerate structuri ductile în timp ce structurile metalice având același tip de portal sunt considerate de două ori mai neductile, coeficientul  $\Psi$  luat în calculul forței tăietoare de bază S fiind 0,2 în cazul halelor din beton și 0,4 în cazul structurilor metalice.

Trecerea în revistă a celor mai noi norme de proiectare pune în evidență faptul că proiectarea curentă nu dispune pe nici un domeniu (beton, lemn, metal) de instrument de analiză pentru contravântuiri. Astfel *Codul de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat NP007-97* se aplică la construcțiile civile și industriale monolite, prefabricate sau mixte dar nu se referă la cadre care conlucrează cu alte elemente de construcție în sistem dual.

*Ghidul pentru calculul structurilor din lemn* evident nici nu pune problema altfel decât elastic; se simte nevoia unei conformări mai performante a nodurilor, cu atât mai mult cu cât structurile din lemn sunt cele mai contravântuite.

Dintre normele în vigoare, singurul care cuprinde unele prevederi de calcul pentru cadrul longitudinal rigidizat cu portale, întrucât a fost elaborat în bună măsură de prof.dr.ing. Dragoș Georgescu este *Ghidul de proiectare pentru protecție antiseismică a clădirilor industriale parter cu structură metalică - GP003-96*. Se are în vedere un calcul elastic, bazat pe prevederile Normativului P100-92, luându-se în considerare drept încărcare seismică forța tăietoare de bază S dată de relația (1.6.1.) dar sunt prevederi constructive pentru portale astfel încât acestea să aibă o bună comportare în domeniul postelastice.

## I.7. SCOPUL ȘI OBIECTIVELE TEZEI DE DOCTORAT

Scopul principal al tezei de doctorat este aducerea unor contribuții în vederea înțelegerii mai bune a unor fenomene care se manifestă în elementele structurale metalice (portale) din componența structurilor din beton armat, definirea și dezvoltarea unei metodologii de analiză structurală postelastice pentru acest tip de structuri, în vederea obținerii unei protecții seismice mai bune, atât printr-o proiectare mai performantă pentru structurile noi cât și printr-o analiză mai fină a structurilor care au traversat cutremure puternice.

Problematica abordată este originală prin faptul că se referă la un domeniu foarte puțin studiat pe plan mondial, respectiv structurile de hale industriale parter, din beton armat, cu pod rulant având în componență portale metalice; deși de mare actualitate în lume, analiza structurilor contravântuite este concentrată asupra structurilor etajate, care, în mod firesc, au alte probleme particulare.

Cadrele contravântuite sunt intens studiate pe plan mondial; este de precizat că în toate cazurile se au în vedere structuri în cadre etajate, structura parter din beton armat nefiind uzuală în țările dezvoltate, cu economie de piață, condițiile economice diferite (metal ieftin, manopera scumpă, grad mai mare de industrializare, etc.) conducând la alte soluții constructive pentru halele parter, de obicei structuri metalice ușoare care sunt, în mod evident, încărcate cu forțe seismice mici. În mod firesc, atenția cercetătorilor care au studiat contravântuiri s-a orientat spre construcțiile multietajate, acestea fiind pentru ei cazul uzual, cu importanță economică pentru finanțatorii cercetărilor.

Pentru realizarea scopului respectiv, autorul a stabilit următoarele obiective principale ale tezei de doctorat:

1. Să prezinte și să discute filosofia actuală a proiectării antiseismice pe domeniul sus-menționat.
2. Să definească un model de comportare postelastice a elementelor structurale din componența portalelor metalice.
3. Să analizeze influența diferiților parametri (secțiune, zveltețe de bară, calitate oțel etc.) asupra comportării postelastice a barelor din componența portalelor, utilizând modelul teoretic propus.
4. Să verifice pe cale experimentală modelul analitic propus pentru comportarea barei supusă acțiunilor alternante, de mare intensitate, de compresiune-tensiune și să efectueze eventualele corecții.
5. Să definească relațiile de calcul pentru portalul în K, în baza modelului de calcul propus pentru bară.
6. Să analizeze diferiți parametri care influențează capacitatea de absorbție și disipare a energiei atunci când portalul este supus unor încărcări orizontale alternante, de mare intensitate.
7. Să verifice pe cale experimentală justetea modelului de analiză propus pentru portalul în K.

8. Să propună modele de analiză postelastice pentru portale cu capacitate mărită de disipare a energiei induse și să efectueze teste experimentale.
9. Să întreprindă analize energetice în vederea comparării comportării diferitelor tipuri de portale.
10. Să studieze comportarea postelastică a portalelor în interacțiune cu structura din beton corespunzătoare.
11. Să propună o metodologie de analiză a structurilor existente, care au traversat seisme importante.

Pentru atingerea obiectivelor respective, autorul a împărțit teza de doctorat în 6 capitole și 3 anexe.

În capitolul I autorul prezintă și analizează stadiul actual al concepției proiectării antisismice a structurilor contravântuite, cu accent pe domeniul avut în vedere, respectiv structurile de hale industriale din beton armat, cu pod rulant, rigidizate cu portale metalice.

La baza elaborării acestui capitol, în afară de bibliografia studiată stă experiența acumulată de autor în calitate de proiectant. Sunt făcute aprecieri calitative și cantitative care au la bază, deși din economie de spațiu nu sunt explicitate, testări numerice pe structuri de hale industriale parter, analize de tip time-history, proiectare curentă și expertize.

În capitolul II se prezintă modelul matematic propus pentru definirea comportării postelastice a barelor din componența portalelor metalice, supuse la acțiuni axiale alternante de compresiune-întindere; cu ajutorul modelului analitic sunt trasate curbele histereetice forță-deplasare.

Modelul matematic propus a fost verificat de autor prin analiză comparată cu rezultatele experimentale obținute în laboratorul Institutului de Construcții București de către regretatul prof. dr. ing. Dragoș Georgescu, de a cărui generoasă îndrumare a beneficiat pe tot parcursul programului.

În capitolul III sunt definite sistemele de ecuații care descriu comportarea portalelor având în componență bare solicitate axial și se analizează condițiile de comportare ale portalelor, inclusiv cazurile limită.

Experimentările au fost efectuate la INCERC București și INCERC Cluj. La București, împreună cu ing. T. Cărare au fost testate cazurile de la limita domeniului, respectiv portalul în K cu rigla orizontală infinit rigidă și cel cu rigla flexibilă; autorul a proiectat modelele experimentale și a interpretat rezultatele obținute pe cale experimentală și pe cele calculate cu modelul propus, efectuând calibrarea necesară și deschizând direcția cercetărilor ce vor urma, pe care le-a condus în calitate de șef de proiect. Tot la INCERC București și tot în colaborare cu ing. T. Cărare, autorul a testat comportarea nodurilor stâlp din beton armat-bară din oțel a portalului și legăturile grinzilor de rulare din beton pe consola stâlpilor halelor din beton, atrăgând pentru prima oară atenția asupra faptului că aceste noduri nu sunt capabile în destul de multe situații să transporte forțele seismice de la nivelul căii de rulare până la portal, situație în care schema statică luată în calcul este diferită de comportarea reală a structurii halei din beton armat, și a analizat implicațiile acestui fenomen nedorit. La INCERC Cluj au fost experimentate cinci modele de portale proiectate de autor care, în calitate de șef de proiect a propus și programul de încercare, responsabil de temă din partea INCERC Cluj fiind

ing.O.Goşa (care a condus experimentările și a prezentat rezultatele lor), lucrarea desfășurându-se sub consilierea prof.dr.ing.Dragoș Georgescu. Fiecare din cei trei colaboratori a desfășurat ulterior propriul său set de analize comparate, sinteza lor fiind publicată în țară și în străinătate și stă la baza cercetărilor ulterioare. Autorul tezei de doctorat a efectuat studiile comparate între rezultatele experimentale și rezultatele obținute pe cale analitică și a propus teme ce au urmat pe linia halelor parter.

În capitolul IV sunt efectuate interpretări originale pe baza curbelor hysteretice care descriu comportarea postelastice a portalului, trasate utilizând modelul analitic descris anterior. Sunt analizați factorii care influențează comportarea postelastice a sistemelor de bare și se efectuează verificarea și calibrarea pe cale experimentală a metodologiei de calcul propuse.

Sunt prezentate contribuțiile originale ale autorului pe domeniul halelor parter, din beton armat, cu portale metalice.

În capitolul V este prezentat modul de calcul și comportarea diferitelor tipuri de portale uzuale. Aplicând metodologia de calcul propusă, sunt efectuate exemplificări numerice de analiză a comportării postelastice, sub solicitări alternante de mare intensitate, pentru portale cu diferite configurații geometrice și capacități diferite de absorbție și disipare de energie.

Modelele de calcul simplificat au fost realizate în baza cercetărilor analitice, a verificărilor experimentale și a testărilor numerice întreprinse de autor.

Capitolul VI extinde analiza comportării energetice sub încărcări orizontale alternante de la bare și portale asupra a 5 structuri diferite de cadre longitudinale de hale parter, după cum urmează:

- CL1**—stâlpi din beton armat și portale clasice în K
- CL2**—stâlpi din beton armat și portal inferior clasic, portalul superior având geometria modificată în vederea obținerii unei comportări îmbunătățite a portalului inferior
- CL3**—stâlpi din beton armat și portal metalic cu excentricitate, în vederea obținerii disipării de energie prin încovoierea riglei orizontale
- CL4**—aceleași tip structural la care s-a adăugat grinda de rulare în vederea studierii efectelor acesteia asupra comportării portalelor
- CL5**—structură integral metalică, cu portal inferior cu absorbție și disipare mare de energie.

În cadrul acestui set de experimentări autorul, în calitate de șef de proiect a propus și definit tematica, a proiectat modelele experimentale, a stabilit scopul și obiectivele încercărilor și programul de încărcare, participând efectiv la experimentări. Acestea s-au desfășurat la INCERC Cluj, responsabil de temă fiind ing.O.Goşa. În baza rezultatelor experimentale obținute, (prezentate în anexa lucrării) și cu ajutorul diagramelor forță-deplasare obținute experimental, autorul Tezei de Doctorat a efectuat propriul său set de interpretări în baza căruia a verificat modelul de calcul propus, a efectuat analize hysteretice și a definit un model de analiză structurală pentru halele parter din beton armat, cu portale metalice.



În final, în baza experienței acumulate prin cercetări teoretice și verificări experimentale, se propun recomandări pentru proiectare.

În capitolul VII se propune o metodologie de analiză a structurilor de hale industriale parter, cu pod rulant, care au suferit degradări structurale și de intervenție în vederea aducerii construcției în parametrii normați.

Metodologia de analiză a structurilor degradate sau care se aduc în alți parametri de funcționare s-a cristalizat la începutul anilor 90 când autorul lucra la elaborarea cataloagelor cuprinzând măsuri de intervenție, readucere în parametri și consolidare pentru elementele liniare (grinzi și stâlpi) din beton din componența halelor industriale parter. Testarea filozofiei și a analizei propriu-zise s-a realizat pe cazuri concrete, dintre care cele mai importante sunt Expertiza structurii din beton armat a Pavilionului Central ROMEXPO sub conducerea științifică a acad.dr.doc.ing.Dan Mateescu și colaborarea dr.ing.Sandi Horea și ing.Octavian Mănoiu și expertiza Sala Sport Olimpia Bucuresti sub consilierea științifică a regretatului prof.dr.ing.Dragoș Georgescu și colaborarea conf.dr.ing.Marius Gabor, precum și în alte expertize mai puțin reprezentative.

Capitolul VIII trece în revistă problemele principale rezolvate în cadrul tezei de doctorat, în vederea îmbunătățirii performanțelor structurale la acțiunea seismică ale clădirilor industriale parter, rigidizate cu portale metalice.

În anexă, sunt prezentate și comentate pe larg rezultatele experimentale obținute pe modelele de structuri descrise mai sus și un fotodocumentar exemplificativ.

În concluzie se poate afirma că, deși structurile contravantuite sunt intens studiate în lume pe structuri multietajate, cercetările întreprinse de autorul Tezei de Doctorat sunt originale atât din punct de vedere al domeniului de utilizare ( structuri parter grele, din beton armat, cu portale metalice ) care prezintă particularități cu totul deosebite de contextul general, cit și din punct de vedere al aplicabilității (în expertizarea și/sau consolidarea structurilor de hale din beton, existente în număr mare la noi în țară) ceea ce conferă cercetărilor întreprinse perspective de continuare/extindere și o certă importanță economică.

# II

## COMPORTAREA CONTRAVÂNTUIRILOR METALICE LA ACȚIUNI ORIZONTALE DE TIP SEISMIC

### II.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Spre sfârșitul anilor 70, cercetătorii americani au stabilit prin încercări experimentale și dezvoltări teoretice că, în cazul barelor din componența contravântuirilor în  $K$ , atunci când aceste bare sunt supuse unor încărcări statice alternante, monotone, care depășesc valoarea critică de flambaj, se obține o comportare similară, aproape identică (după cum demonstrează E. Popov) cu aceea a barelor supuse unor încărcări dinamice, de tip seismic. A fost un moment deosebit de important în evoluția cercetărilor asupra elementelor din componența structurilor metalice, fiind evident mult mai ușor de obținut forțe monotone pentru încercările de laborator și în același timp s-au putut elabora modele matematice mai simple și mai ușor de procesat cu tehnica de calcul a acelor ani. Ulterior, și în România, în anii 1985-86 s-au efectuat și în IPCT testări numerice cu programe de calcul neliniare, utilizând acceleroграme Vrancea și El Centro, asupra unor tipuri de structuri analizate teoretic cu modelul de calcul propus mai jos și supuse în laborator încărcărilor statice, alternante și monotone, obținându-se răspunsuri structurale apropiate.

În cele ce urmează, acest tip de forțe aplicate barelor și structurilor vor fi numite *acțiuni orizontale de tip seismic*.

Contravântuirile denumite în  $K$  se caracterizează prin faptul că barele componente sunt supuse exclusiv forțelor axiale atunci când asupra portalului acționează forțe orizontale. În situația studiată a contravântuirilor în  $K$  supuse încărcărilor de tip seismic, respectiv forțe orizontale monotone și alternante, aceste forțe laterale aplicate asupra sistemului de bare ce compun portalul, acționează asupra barelor sub formă de forțe axiale de compresiune, respectiv întindere, proporționale cu forțele aplicate sistemului. La valori suficient de mari ale încărcărilor orizontale  $H$ , la bare se atinge forța critică  $P_{cr}$  și apare fenomenul de flambaj în bara comprimată; continuarea încărcării dezvoltă comportarea postcritică a barei. La schimbarea sensului de aplicare al încărcării orizontale, în bare se schimbă sensul forțelor, bara îngenuchiată prin flambaj este tensionată și se îndreaptă, fără a se putea reface însă geometria inițială deoarece la atingerea forței critice cealaltă bară, acum comprimată, va suferi același fenomen de flambaj. În ciclul următor, prima bară va începe să lucreze în compresiune având o deformație inițială relativ mare, efectele de ordinul II vor fi importante și ca urmare forța critică în ciclul 2 va scădea apreciabil. Fenomenul se repetă până la îngenucherea definitivă a portalului.

Este deci evident că pentru studierea fenomenelor care caracterizează comportarea portalului este în primul rând necesară cunoașterea comportării barei din componența sa.

## II.2. DEFINIREA MODELULUI TEORETIC DE COMPORTARE A BAREI SOLICITATĂ LA ÎNCĂRCĂRI CICLICE DE ÎNTINDERE ȘI COMPRESIUNE

### II.2.1. PREMIZE

S-au acceptat următoarele premize:

- bara are o curbura inițială definită prin sinusoida  $Y=c*\sin(\pi x/\ell)$ , care concentrează toate imperfecțiunile geometrice și structurale;
- în toate zonele de comportare elastică, eforturile și deformațiile rezultă dintr-un calcul de ordinul II;
- după atingerea forței critice  $P_{cr}$ , are loc o deformare sub efort constant  $P_{cr}$  până la formarea unei articulații plastice;
- după formarea articulației plastice bara se deformează cinematic;
- după un ciclu compresiune la  $P_{cr}$ -întindere la  $P_{cr}$ , la ciclul următor se ține seama de deformațiile remanente și de efectul Bauschinger prin majorarea săgeții inițiale  $c^*$ ;
- la cicluri încărcare-descărcare-reîncărcare, în zonele elastice se consideră efectul histeretic nul;
- la cicluri descărcare-reîncărcare, în zonele plastice se ia în considerare un efect histeretic în funcție de valorile deformațiilor  $\Delta$  la extremele ciclului.

### II.2.2. RELAȚIA GENERALĂ P-Δ PENTRU BARA CU O CURBURĂ ÎNIȚIALĂ

Se acceptă că bara (fig.II.1) are o deformație inițială dată de funcția

$$Y=c*\sin(\pi x/\ell) \quad (1)$$

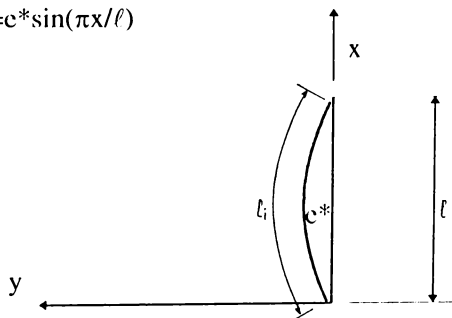


fig.II.1

În toate situațiile când bara nu este încărcată ( $P=0$ ) lungimea barei este egală cu:

$$l_i = l + \Delta, \quad (2)$$

În relația (1)  $\Delta$ , reprezintă diferența dintre arcul  $l_i$  și coarda  $l$  și are valoarea:

$$\Delta_i = l_i - l = \frac{1}{2} \int_{(l)} Y^2 dx = \frac{2e^{*2}}{4l} \quad (2)$$

Sub acțiunea unei forțe axiale +P (fig.II.2) se modifică atât lungimea barei cât și deformata inițială.

Notând cu:  $\Delta_p = \pm P\ell/EA$  (3)

alungirea sub forța +P respectiv scurtarea sub forța -P, lungimea  $\ell_p$  a barei sub acțiunea forței P are valoarea:

$$\ell_p = \ell_i + \Delta_p = \ell + \Delta_i + \Delta_p \quad (4)$$

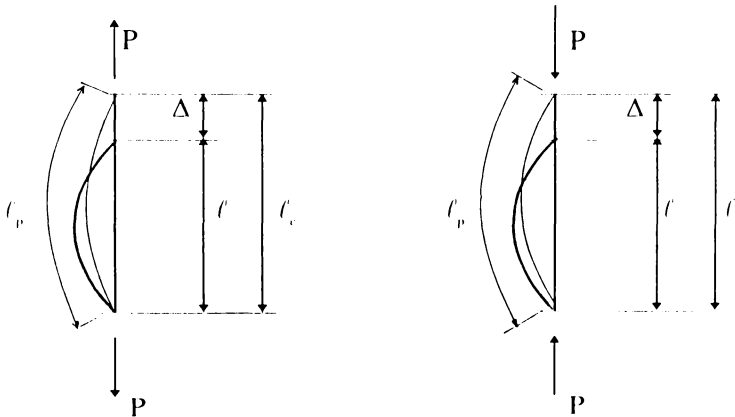


fig.II.2

Notând cu  $\Delta_c$  diferența dintre arcul  $\ell_p$  și coarda  $\ell_c$  (fig.II.3) se obține succesiv:

$$\ell_c = \ell_p - \Delta_c \quad (5)$$

$$\Delta = \ell_c - \ell \quad (6)$$

Introducând în (6) relațiile (5) și (4) se obține mărimea deformației axiale  $\Delta$  egală cu:

$$\Delta = \Delta_i \pm \Delta_p - \Delta_c \quad (7)$$

În relația (7)  $\Delta_p$  trebuie introdusă cu semnul + sau - după cum bara este tensionată, respectiv comprimat.

Marimea  $\Delta_c$  poate fi calculată cu relația:

$$\Delta_c = 1/2 \int_{(l)} Y^2 dx \quad (8)$$

Notând cu  $f_0$  săgeata la mijlocul barei corespunzătoare barei încărcate ( $P=0$ ) și cu  $f$  săgeata sub forța  $P$  (fig.II.3) se obține:

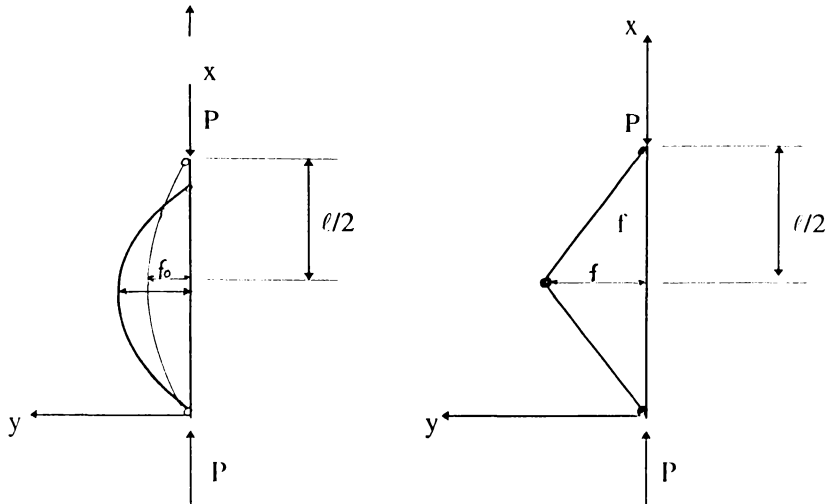


fig.II.3

a) În cazul în care sub încărcare deformata este o sinusoidă (fig.II.3a)

$$f = f_0 \frac{1}{1 \pm \frac{P}{P_E}} \quad (9)$$

$$y = f \sin \frac{\pi x}{l} \quad (10)$$

$$\Delta_c = \frac{1}{2} \int_{(0)}^l y^2 dx = \frac{11}{4l} f^2 \quad (11)$$

în care:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (12)$$

b) În cazul în care sub încărcare deformata este o dreaptă (fig.II.3b)

$$y = \frac{2}{l} f x \quad (13)$$

$$\Delta = \frac{1}{2} \int_{(0)}^l y^2 dx = \frac{2f^2}{l} \quad (14)$$

Introducând în (7) relațiile (2) și (11), respectiv (2), (3) și (14) se obține:

a) în cazul în care deformata sub încărcare este sinusoidă:

$$\Delta = \Delta_i \pm \Delta_p - \Delta_c = \frac{\Pi^2}{-l} e^{*2} \pm \frac{Pl}{EA} - \frac{\Pi^2}{4l} f^2 \quad (15)$$

b) în cazul în care deformata sub încărcare este o dreaptă:

$$\Delta = \Delta_i \pm \Delta_p - \Delta_c = \frac{\Pi^2}{4l} e^{*2} \pm \frac{Pl}{EA} - \frac{2f^2}{l} \quad (16)$$

## II.2.3. TRASAREA DIAGramei P-Δ PENTRU BARA SOLICITATĂ AXIAL CICLIC

### II.2.3.1. Caracteristicile barei (fig.II.1)

Cu valorile  $\Lambda$ ,  $t=i_{\min}$ ,  $i=i_{\min}$ ,  $\lambda=\lambda_{\min}=l/i$  și cu valorile  $\varphi$ , R, conform STAS 10108/0-78, se calculează:

$$M_p = W_p R = 1,12 WR$$

$$P_c = \Lambda R$$

$$P_{cr} = A\varphi R$$

$$P_E = \frac{\Pi^2 EI}{l^2}$$

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A} = \frac{\Pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$\sigma_{cr} = \varphi R$$

### II.2.3.2. Ciclul 0-P<sub>cr</sub>-0-P<sub>c</sub>-0

#### Ciclul 1

Alura diagramei pentru ciclul care începe în compresiune este trasată în fig.II.4.

#### Zona 0-A (fig.II.4)

Se acceptă că bara are o curbură inițială (fig.II.1) definită de sinusoidă dată de relația (1). Valoarea  $e^*$  se calculează astfel încât la atingerea forței critice  $P_{cr}$  în fibra cea mai solicitată să apară curgerea de fibră (fig.II.5)

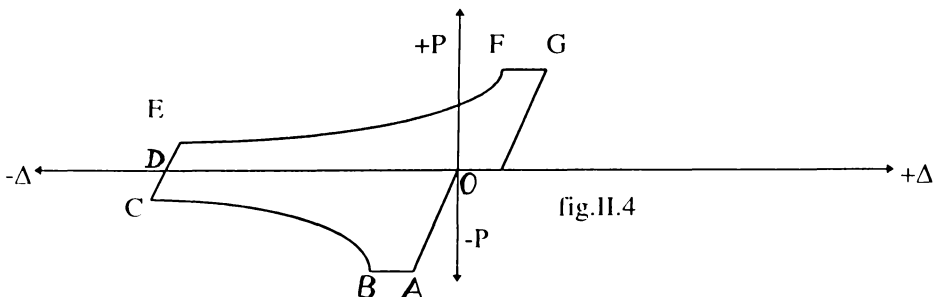


fig.II.4

Se acceptă că bara are o curbură inițială (fig.II.2) definită de sinusoida data de relația (1). Valoarea  $e^*$  se calculează astfel încât la atingerea forței critice  $P_{cr}$  în fibra cea mai solicitată să apară curgerea de fibră (fig.II.5).

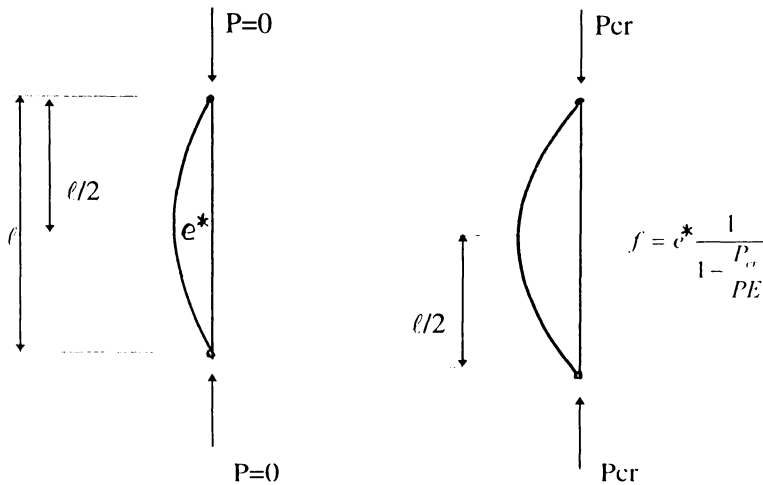


fig.II.5

Cu valoarea săgeții dată de relația (9) în care se ia în considerare  $e^*$  se obține:

$$\frac{P_{cr}}{A} + \frac{P_{cr} f}{W} \left[ 1 + \frac{f l}{W} \right] = \varphi R \left[ 1 + \frac{e^* A}{W \left( 1 - \frac{P_{cr}}{P_E} \right)} \right] = R \quad (17)$$

din care rezultă:

$$e^* = \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \frac{\varphi R}{P_{cr}} \right) \frac{W}{A} \quad (18)$$

cu valoarea  $e^*$  se calculează, în relația (2), valoarea  $\Delta_i$ ; rezultă:

$$\Delta_i = \frac{\Pi^2 e^*}{4l} \quad (2)$$

din relația (15) se obține deformată pe zona OA:

$$\Lambda = \Lambda_i - \frac{Pl}{EA} - \frac{\Pi^2}{4l} f^2 \quad (15)$$

în care:  $f = e^* \frac{1}{1 - \frac{P_{cr}}{P_E}}$

#### ZONA A-B (fig.II.4)

Se acceptă că bara se deformează sub efortul constant  $P_{cr}$  până la formarea unei articulații plastice. Conform normei belgiene NBN B51-00 (1977) se acceptă că o forță  $P$  reduce momentul plastic  $M_{pl}$  la valoarea  $M_{pl}$  dată de relația:

$$M_{pl} = M_{pl}(1,18 - 1,18P/P_c) \quad (19)$$

cu condiția:

$$1,18 - 1,18P/P_c < 1 \quad (20)$$

Din condiția formării articulației plastice:

$$M_{pl} = P \cdot f_p \quad (21)$$

rezultă săgeata  $f_p$  în punctul B

$$f_p = \frac{M_{pl}}{P_{cr}} \quad (22)$$

Din relația (15) rezultă:

$$\Delta = \Delta_i - \frac{P_{cr} l}{EA} - \frac{\Pi^2}{4l} f_p^2 \quad (23)$$

### ZONA B-C (fig.II.4)

Calculul se face în condițiile:

- după forțarea articulației plastice bara se deformează plastic (fig.II.6)
- în tot timpul deformării se păstrează momentul plastic  $M_{pl}$ . În care  $P < P_{cr}$  și  $f > f_p$

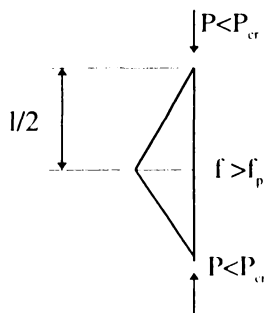


fig.II.6

$$P f = M_{pl} = M_{pl}(1,18 - 1,18P/P_c) \quad (24)$$

rezultă:

$$P = \frac{1,18 M_{pl}}{f + 1,18 \frac{M_{pl}}{P_c}} \quad (25)$$

Relația (25) poate fi scrisă și sub forma:

$$f = \frac{1,18 M_{pl}}{P} - \frac{1,18 M_{pl}}{P_c} \quad (26)$$

Deformată fiind dreaptă, conform relației (16) pe zona B-C se obține:



$$\Delta = \Delta_i - \frac{Pl}{EA} - \frac{2f^2}{l} \quad (27)$$

în care  $f$  se alege arbitrar, rezultând din relația (25) valoarea  $P$  corespunzătoare; pentru trasarea diagramei se poate alege arbitrar o forță  $P$  și din (26) rezultă  $f$ .

### ZONA C-D (fig.II.4)

Se acceptă că descărcarea este elastică; din relația (9) se obține:

$$f_c = f_d \frac{1}{1 - \frac{P_{(C)}}{P_E}} \quad (28)$$

în care  $P_{(C)}$  este forța corespunzătoare punctului C.

$$\text{Rezultă: } f_d = f_c (1 - P_{(C)}/P_E) \quad (29)$$

Cunoscând  $f_A$ , săgeata în oricare punct K pe traseul  $\Delta$ -C se calculează relația:

$$f_k = f_d \frac{1}{1 - \frac{P_{(K)}}{P_E}} \quad (30)$$

Din relația (16) se obține:

$$\Lambda_k = \Lambda_i - \frac{P_{(K)}l}{EA} - \frac{2f_k^2}{l} \quad (31)$$

$$\Delta_D = \Delta_i - \frac{2f_D^2}{l} \quad (32)$$

### ZONA D-E (fig.II.4)

În zona D-E se consideră încărcarea elastică extinsă până la formarea unei noi articulații plastice în sens opus celei din zona comprimată B-C, zonă plastică ce se extinde pe traseul E-F.

Forța  $P$  în punctul E rezultă din relația:

$$Pf = M_p = M_p (1,18 - 1,18P/P_c) \quad (33)$$

În relația (33) se introduce:

$$f = f_D \frac{1}{1 + \frac{P}{P_E}} \quad (34)$$

Rezultă:

$$P f_D \frac{1}{1 + \frac{P}{P_E}} = M_p \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{P_c} \right) \quad (35)$$

Din (35) se obține ecuația:

$$P \cdot \frac{1,18 P_c}{P} + \left[ f_D + \frac{1,18}{P} - \frac{M_p}{P_c} \right] - 1,18 M_p = 0 \quad (36)$$

din care rezultă valoarea forței P în punctul E.

Din relația (16) rezultă:

$$\Delta = \Delta_i + \frac{Pl}{EA} - \frac{2f^2}{l} \quad (37)$$

cu care se calculează deformațiile pe traseul D-E; în relația (37) f se calculează cu relația (34).

### ZONA E-F (fig.II.4)

În această zonă comportarea plastică este caracterizată de relația (24)

$$P f = M_p (1,18 - 1,18 P/P_c) \quad (24)$$

din care rezultă relațiile (25), respectiv (26)

$$P = \frac{1,18 M_p}{f + \frac{1,18 M_p}{P_c}} \quad (25)$$

$$f = \frac{1,18 M_p}{P} - \frac{1,18 M_p}{P_c} \quad (25)$$

Din relația (16) se obține:

$$\Delta = \Delta_i + \frac{Pl}{EA} - \frac{2f^2}{l} \quad (38)$$

### ZONA F-G (fig.II.4)

Se consideră o autoconsolidare de 4% la bara adusă la curgere în tensiune. Deplasarea  $\Delta$  se calculează cu relația:

$$\Delta = \Delta_i + \Delta_{pl} \quad (39)$$

în care  $\Delta_{pl}$  este deformare plastică în timp.

### ZONA G-H (fig.II.4)

Descărcarea se consideră elastică. Deplasarea remanentă  $O_{II}$  se calculează cu relația:

$$\Delta_n = \Delta_G - \frac{P_{(G)}l}{EA} \quad (40)$$

### II.2.3.3. CICLUL 2 ȘI CELELALTE

În literatura (1) (3) se menționează că experiențele efectuate au arătat că, chiar după aducerea barei la curgere prin tensiune, la descărcare se păstrează o curbare remanentă care împreună cu efectul Bauschinger au ca efect o reducere a forței critice la ciclurile următoare. De acest fenomen, în modelul de față se ține seama tot printr-o săgeată inițială, luată egală cu  $2e^*$  la ciclul 2, cu  $3e^*$  la ciclul 3 și așa mai departe până la stabilizarea forței critice considerată a avea loc când între două cicluri consecutive diferența dintre forțele critice este mai mică de 10%, ceea ce se realizează la ciclul  $n$  (în general ciclul 5-8) pentru o săgeată inițială egală cu  $ne^*$ , după care în continuare toate ciclurile următoare se repetă identic luând pentru toate săgeata inițială egală cu  $ne^*$ .

Ca urmare, ciclul 2 și următoarele se deosebesc de ciclul 1 numai în zona OAB; în rest se repetă traseul BCDEF. Este de observat că fiecare ciclu nou începe din punctul nul 0 al ciclului anterior.

Cum la fiecare ciclu bara păstrează o alungire remanentă, punctul de începere al fiecărui ciclu nou este decalat față de ciclul anterior (fig.II.7) și se extinde până la  $1,04P_c$  considerând autoconsolidarea din primul ciclu ca o limită de curgere constantă pentru ciclul 2 și următoarele.

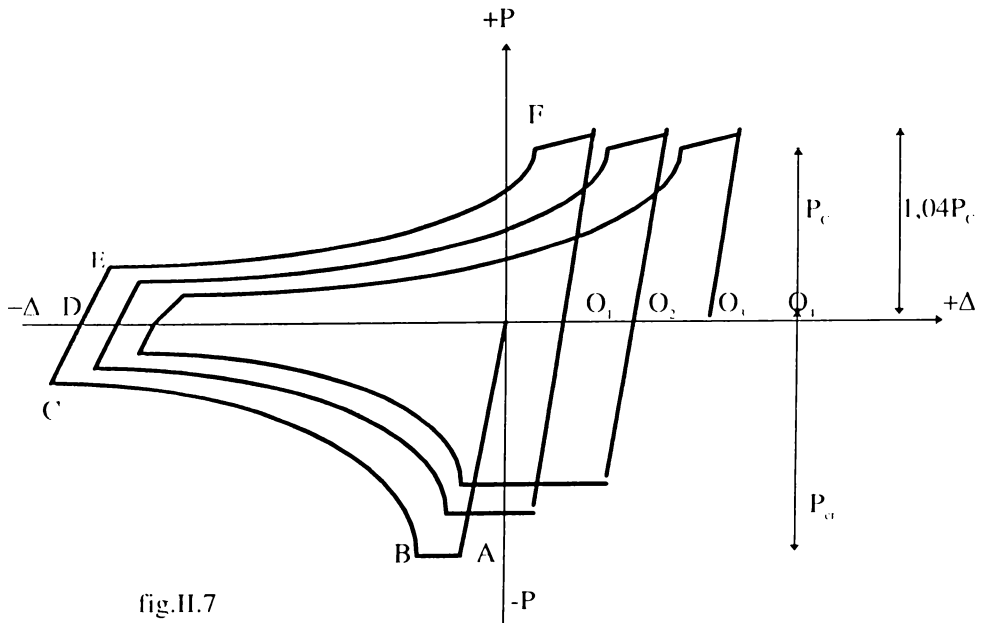


fig.II.7

Este de asemenea de observat că se modifică valoarea  $\Delta_i$  dată de relația (2) care devine:

$$\Delta_i = \frac{\Pi^2}{4l} (ne^*)^2 \quad (41)$$

în care "n" este numărul ciclului.

Ca urmare a modificării valorii  $e^*$  în  $ne^*$  apar modificări și în zonele OA și AB.

### ZONA O-A

Valoarea  $P_{cr}$  a ciclului "n" se calculează din condiția:

$$\frac{P_{cr}}{A} + \frac{P_{cr} f_A}{W} = R \quad (42)$$

în care:

$$f_A = ne^* \frac{1}{1 - \frac{P_{cr}}{P}} \quad (43)$$

Introducând  $f_A$  din (43) în (42) rezultă ecuația:

$$P_{cr}^2 + P_{cr} \left[ P \left( 1 + \frac{A ne^*}{W} \right) + AR \right] - ARP = 0 \quad (44)$$

din care rezultă  $P_{cr}$  și

$$\Delta_1 = \Delta_1 - \frac{P_{cr} l}{EA} - \frac{\Pi^2}{4l} f_A^2 \quad (45)$$

### ZONA A-B

Din condiția:

$$P_{cr} f = M_p = M_p (1,18 - 1,18 P/P_{cr}) \quad (46)$$

se obține:

$$f_p = M_p / P_{cr} \quad (\text{săgeata din punctul B}) \quad (47)$$

$$\Delta_B = \Delta_1 - \frac{P_{cr} l}{EA} - \frac{\Pi^2}{4l} f_p^2 \quad (48)$$

### CICLUL O-P<sub>c</sub>-O-P<sub>cr</sub>-O

Alura diagramei pentru primul ciclu care începe în tensiune este trasată în fig.11.8.

### ZONA O-F (fig.11.8)

Comportarea barei este elastică. Din relația (9) se obține:

$$f = e^* \frac{1}{1 + \frac{P_{cr}}{P}} \quad (49)$$

Din relația (15) se obține:

$$\Delta = \Delta_1 + \frac{Pl}{EA} - \frac{\Pi^2}{4l} f^2 \quad (50)$$

în care se introduce "f" din relația (49).

### ZONA F-G (fig.II.8)

Comportarea barei este plastică. Se consideră o autoconsolidare de 4%. Alungirea  $\Delta$  se calculează cu relația:

$$\Delta = \Delta_f + \Delta_{pl} \quad (39)$$

în care  $\Delta_{pl}$  este funcție de timpul cât bara este ținută pe palierul de curgere în deformare plastică.

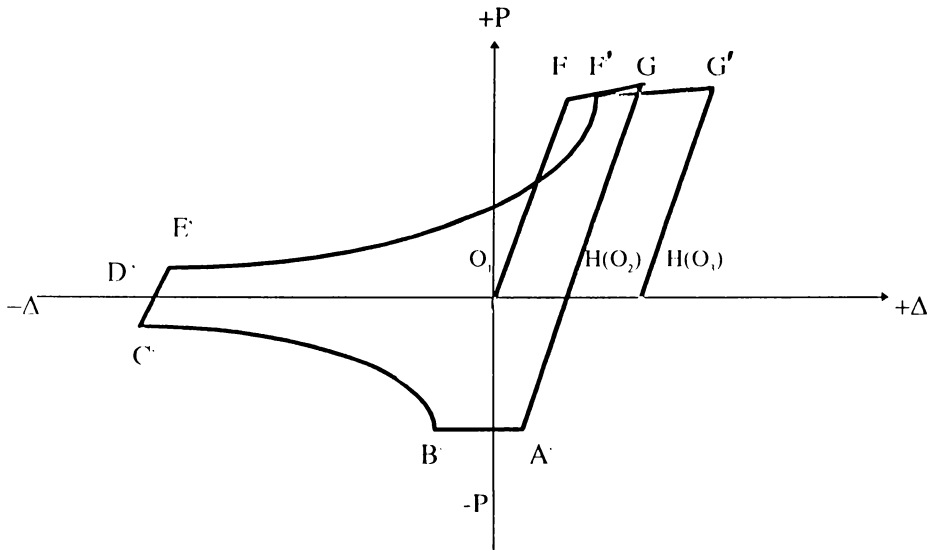


fig.II.8

### ZONA G-H

Descărcarea se consideră elastică. Alungirea remanentă  $O_1H$  se calculează cu relația:

$$\Delta_H = \Delta_G + \frac{P_{cr} I}{EA} \quad (40)$$

În continuare, diagrama se continuă începând din punctul  $H(O_2)$  așa cum s-a arătat anterior, pentru ciclul care începe în compresiune, cu observația că se începe cu ciclul 2 de compresiune, deci cu săgeata inițială egală cu  $2\epsilon^*$  (fig.II.8).

### II.2.3.4. DESCARCARI ȘI ÎNCĂRCĂRI PE PARCURSUL CICLURILOR

#### a) ÎN ZONA ELASTICĂ

Cicluri de descărcare-reîncărcare se fac fără histererezis, ca de exemplu OA-AO-OA-etc. (fig.II.9).

## b) ÎN ZONA PLASTICĂ

Când descărcarea se face (fig.II.9) din compresiune, se calculează  $f_0$  (cunoscând din calculele anterioare  $f_j$  și  $P_{(j)}$ ) din relația:

$$f_i = f_0 \frac{1}{1 - \frac{P_{(i)}}{P}} \quad (51)$$

Rezultă:

- în zona comprimată O-J (descărcare)

$$f_k = f_0 \frac{1}{1 - \frac{P_{(k)}}{P}} \quad (52)$$

$$\Delta_k = \Delta_i + \frac{Pl}{EA} - \frac{2f_{(k)}^2}{l} \quad (53)$$

- în zona tensionată 0-m (încărcare)

$$f_l = f_0 \frac{1}{1 - \frac{P_{(l)}}{P_E}} \quad (54)$$

$$\Delta_l = \Delta_i + \frac{P_{(l)}l}{EA} - \frac{2f_{(l)}^2}{l} \quad (55)$$

- reîncărcarea se face cu histerezis; ținând seama de rezultatele experimentale publicate în literatura de specialitate (1), se acceptă un histerezis egal cu:

$$0,20(\Delta_j - \Delta_0) \quad (56)$$

în care  $\Delta_j$  și  $\Delta_0$  sunt deformațiile la extremele ciclului.

Se poate lua o funcție sinusoidală sau mai simplu o linie frântă cu valorile  $0,20(\Delta_j - \Delta_0)$  la jumătatea intervalului de încărcare  $(P_j + P_m)/2$  și cu mărimea  $0,14(\Delta_j - \Delta_0)$  la sfertul intervalului de încărcare.

Când descărcarea se face din tensiune se calculează săgeata  $f_0$ , corespunzătoare barei fără efort ( $P = 0$ ) din relația:

$$f_m = f_0 \frac{1}{1 - \frac{P_{(m)}}{P_E}} \quad (57)$$

în care  $f_m$  și  $P_m$  se cunosc.

În continuare se procedează ca la descărcare din compresiune, acceptând la reîncărcare un histerezis egal cu  $0,20(\Delta_j - \Delta_0)$  (fig.II.9).

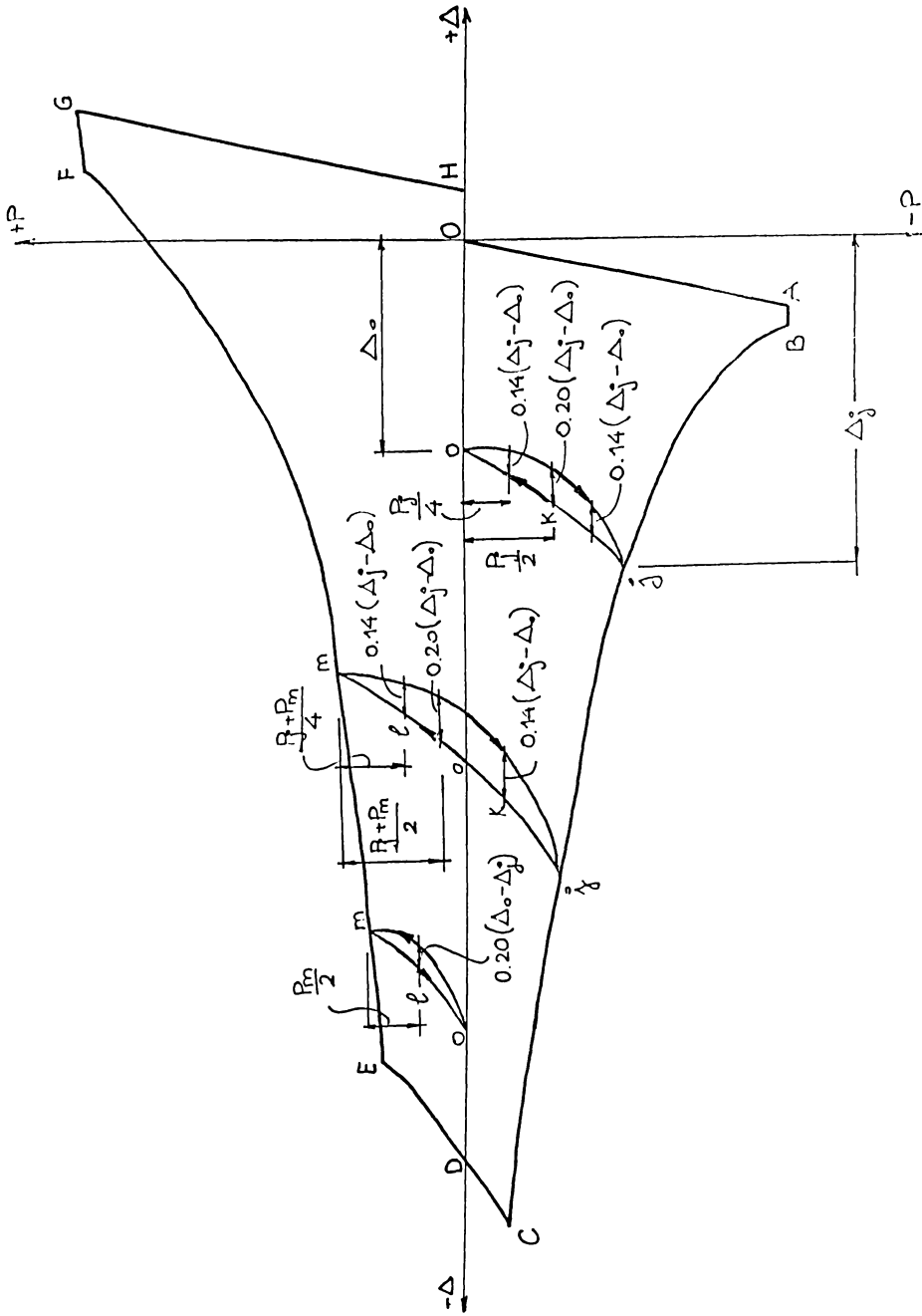


fig.11.9

### II.2.3.5. REZUMATUL RELAȚIILOR DE CALCUL AL DIAGramei P-Δ

- Se calculează caracteristicile barei trecute în fig.II.10.
- Relațiile de calcul P-Δ pentru ciclul nr. 1 care începe în compresiune sunt date în fig.II.11. S-a renunțat la consolidarea de 4% care practic are efect foarte mic.
- Relațiile de calcul P-Δ pentru ciclul 2 și următoarele, în continuare la ciclul nr. 1 care începe în compresiune, sunt date în fig.II.12.
- Relațiile de calcul P-Δ pentru ciclul 1 și următoarele care încep în tensiune sunt date în fig.II.13.

#### VALORI DE CALCUL

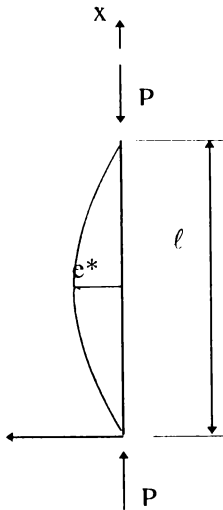


fig.II.10

Cu valorile  $A$ ,  $I=I_{\min}$ ,  $W=W_{\min}$ ,  $i=i_{\min}$   
 $\lambda=\lambda_{\min} = l/i$  și cu valorile  $R$  și  $\varphi$  luate conform STAS  
 10108/0-78, se calculează următoarele:

$$M_p = W_p R = 1,12WR \quad P_c = AR$$

$$P_{cr} = A\varphi R$$

$$P_E = \frac{\Pi^2 EI}{l^2}$$

$$\sigma_E = \frac{\Pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$M_p = M_p (1,18 - 1,18P/P_c)$$

$$e^* = (1/\varphi - 1) (1 - \varphi R/\sigma_E) W/A$$

$$\Delta_r = \frac{\Pi^2}{4l} e^{*2}$$



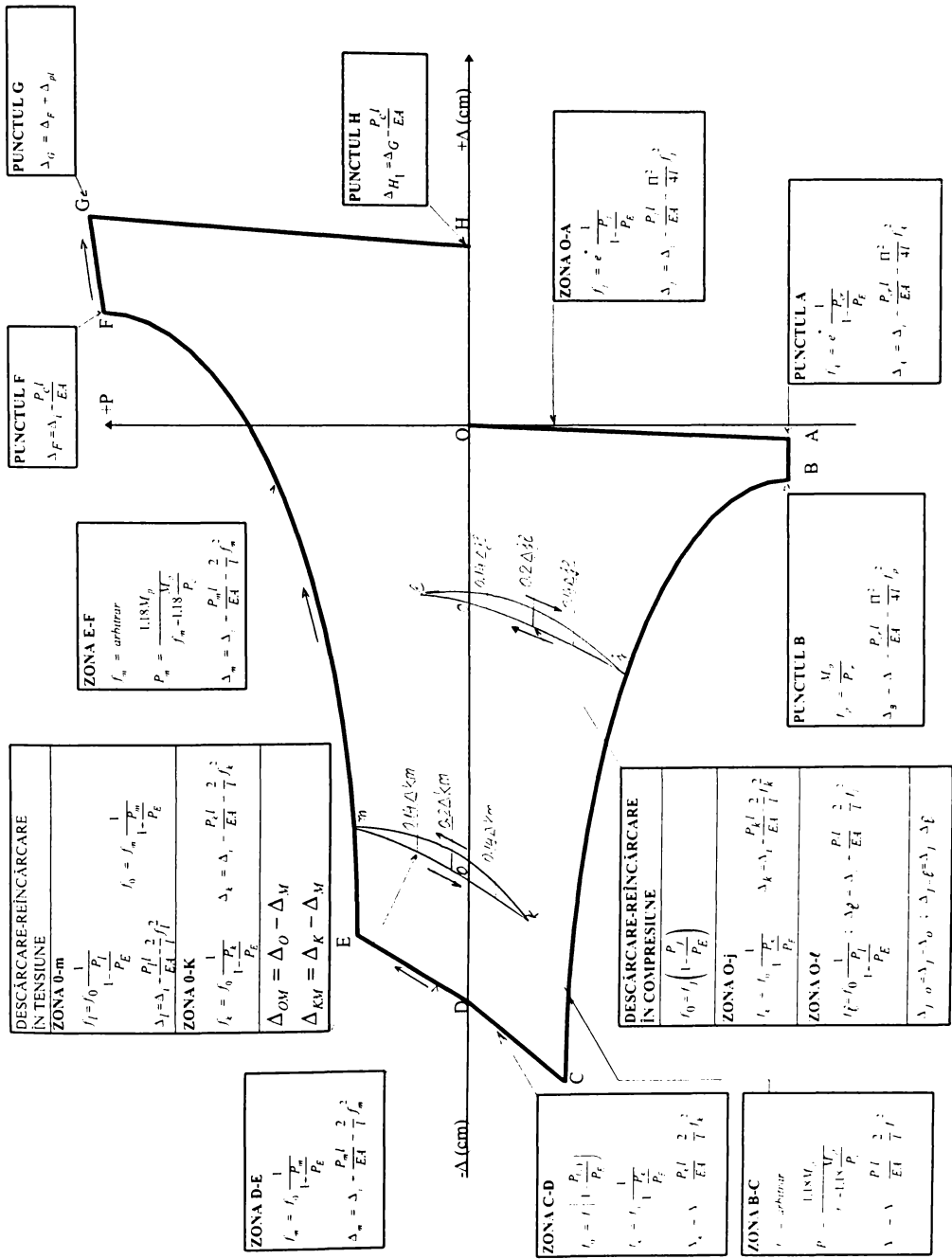


Fig.II.11

## CICLUL 2 ȘI URMĂTOARELE ÎN COMPRESIUNE

1. Ciclul 2 este continuarea la ciclul 1 și începe în  $H_1$  unde se închide ciclul 1

$$2. \Delta_1 = \frac{\Pi^2}{4l} (ne^*)^2$$

3. în relații n este numărul ciclului (2, 3...n)

4. în relații se schimbă n la fiecare ciclu nou până când

$$\frac{P_{cr,n} - P_{cr,n-1}}{P_{cr,n-1}} \leq 10\%$$

după care n se păstrează constant pentru toate ciclurile următoare.

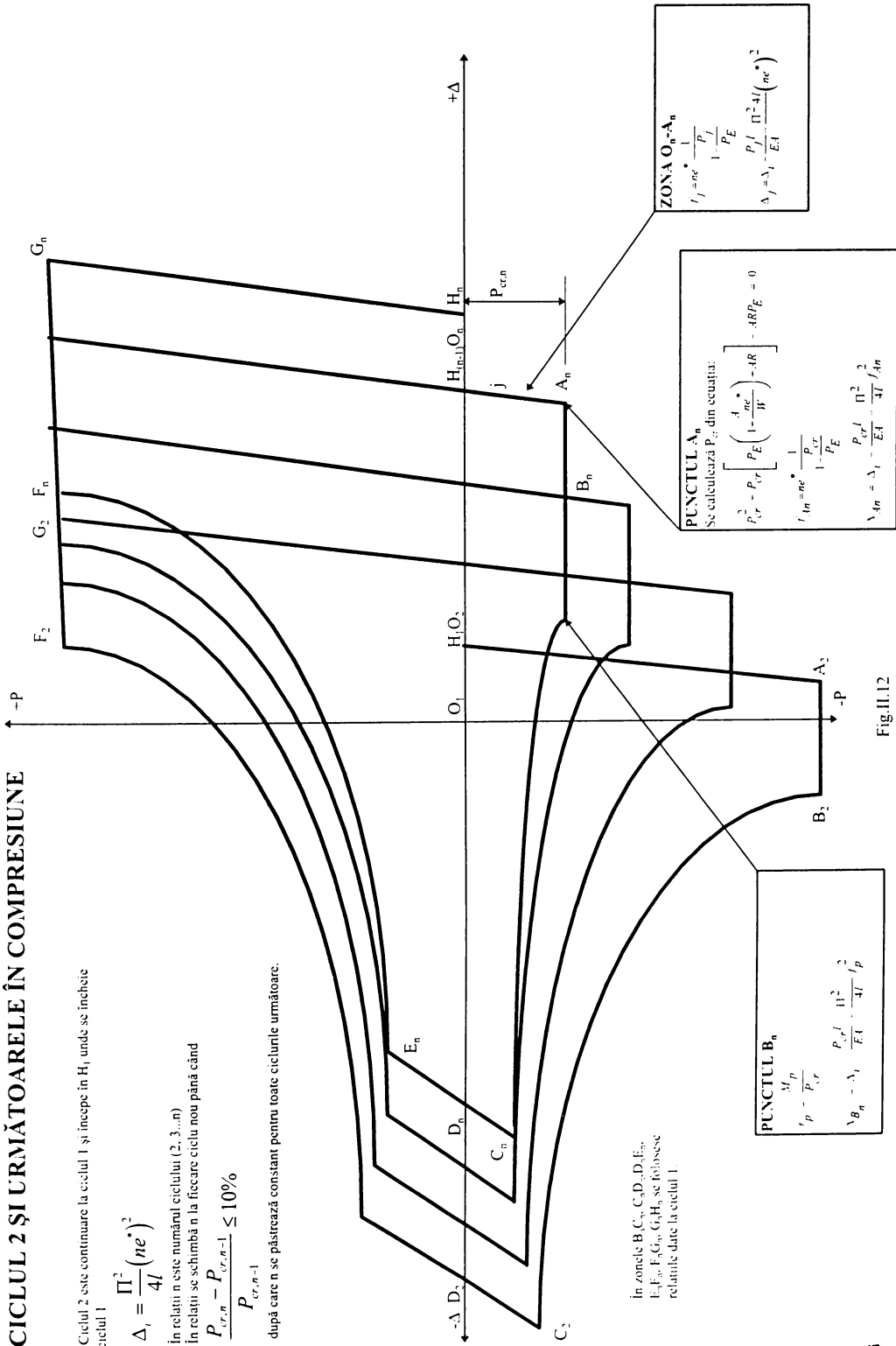


Fig.II.12

CICLUL 1 SI URMATOARELE IN TENSIUNE

<b>ZONA 0-F</b>	
$f_1 = e^*$	$\frac{1}{1+P/P_E}$
$\Delta_1 = \Delta_1 +$	$\frac{P_1 \ell}{EA} \cdot \frac{\pi^2}{4 \ell}$

<b>PUNCTUL G</b>	
$\Delta_G = \Delta_F + \Delta_{pl}$	
<b>PUNCTUL H<sub>1</sub></b>	
$\Delta_{H1} = \Delta_G - \frac{P_c \ell}{EA}$	

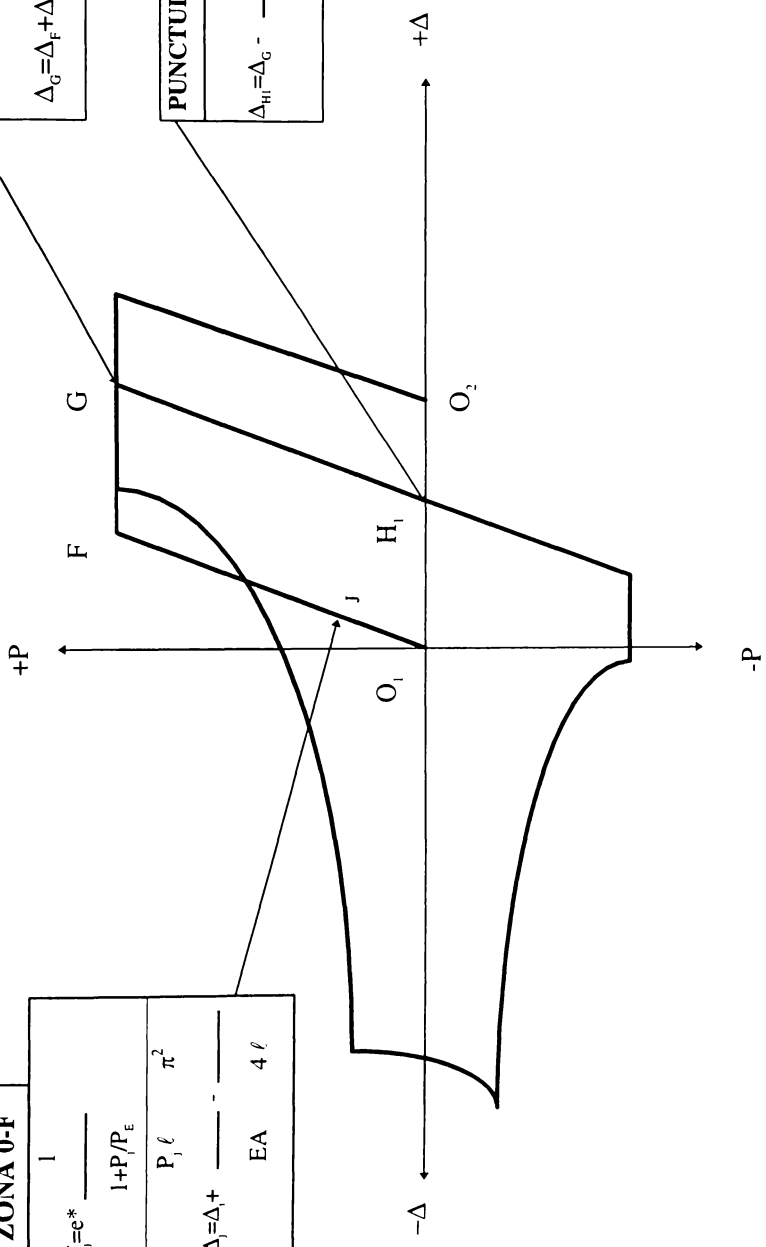


fig.II.13

## II.2.4. CALCULUL EFECTIV AL CURBELOR HISTERETICE CARE DESCRIU COMPORTAREA POSTCRITICĂ A BAREI SUPUSE ÎNCĂRCĂRILOR ALTERNANTE DE COMPRESIUNE-ÎNTINDERE DE MARE INTENSITATE. CALCULUL ELEMENTELOR DE BAZĂ PENTRU DIAGRAMA P- $\delta$ A DIAGONALELOR PORTALULUI P1

### II.2.4.1. Date generale

Elementele de bază pentru diagrama P- $\delta$  a diagonalelor portalului P1 încercat experimental s-au calculat pe baza modelului matematic descris în capitolele anterioare.

Calculul s-a făcut pe baza schemei din fig.II.14.

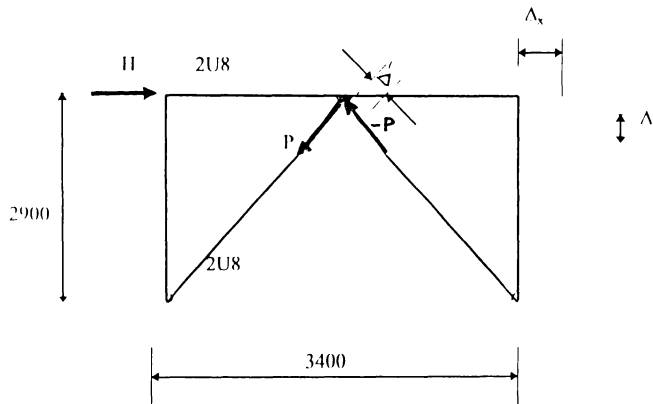


fig. 14

S-au luat în calcul trei tipuri de bare și anume:

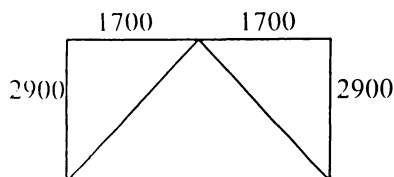
- bara articulată la ambele capete cu lungimea de  $l=0,8l_b$  conform STAS 10108/0-78;
- bara dublu încastrată la ambele capete cu lungime  $l=l_b$ ;
- bara dublu încastrată la ambele capete cu lungimea de  $l=0,68l_b$ , adică încastrată la marginea gusecelor de la capetele barelor.

S-au calculat ramurile comprimate și tensionate precum și încărcările și descărcările din dreapta diagramei, pe patru cicluri.

Partea stângă a diagramei se determină la calculul diagramei P- $\delta$  pe bară și P- $\Delta$  pe portal.

### II.2.4.2. Calculul barei dublu articulate ( $l=0,68l_b$ )

Diagrama este dată pe cicluri în planșele 3,4,5,6, iar curba teoretică pe patru cicluri în planșa 1.



## Calculul curbelor teoretice

$$l = 336,2 \text{ cm}$$

$$2U8 (2 \times 80 \times 45 \times 6)$$

$$\lambda = \frac{0,8l}{i_x} = \frac{0,8 \times 336,2}{3,1} = 86,76$$

$$\text{“B”} \longrightarrow \varphi = 0,384 = \underline{\varphi}$$

01.44

$$A = 11 \times 22 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 3,1 \text{ cm}$$

$$W_d = 26,5 \times 2 = 53 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_c = 2800 \text{ daN/cm}^2 = 2,8 \text{ t/cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 106 = 212 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 1,21 W_d = 1,21 \times 53 = 64,13 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} = W_{pl} \sigma_c = 64,13 \times 2,8 = 179,56 \text{ tcm}$$

$$P_c = \Lambda R = 22 \times 2,8 = 61,6 \text{ t}$$

$$P_{cr} = \Lambda \varphi R = 22 \times 0,384 \times 2,8 = 35,97 \text{ t}$$

$$P_r = \frac{\Pi^2 E}{\lambda^2} A = \frac{\Pi^2 \times 2,1 \times 10^4}{86,76^2} 22 = 60,87 \text{ t}$$

$$\frac{l}{EA} = \frac{268,96 \times 10^3}{21,0 \times 10^5 \times 22} = 0,0058$$

## Ciclul I

ZONA OA - încărcare elastică

$$\sigma_E = \frac{\Pi^2 EI}{l^2 A} = \frac{\Pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 212}{268,96^2 \times 22} = 2,76 \text{ t/cm}$$

$$e^* = \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \frac{\varphi R}{\sigma_E} \right) \frac{W_d}{A} = \left( \frac{1}{0,384} - 1 \right) \left( 1 - \frac{0,384 \times 2,8}{2,76} \right) \frac{53}{22} = 0,699 \text{ cm}$$

$$\Delta_c = \frac{\Pi^2 e^{*2}}{4l} = \frac{\Pi^2 \times 0,699^2}{4 \times 268,96} = 0,0044$$

$$\Lambda_p = \frac{P_c l}{E A} = 35,97 \times 0,0058 = 0,208$$

$$f = e^* \frac{1}{1 - \frac{P_c}{P_E}} = 0,699 \frac{1}{1 - \frac{35,97}{60,57}} = 1,72 \text{ cm}$$

$$\Delta_i = \frac{\Pi^2 f^2}{4l} = \frac{\Pi^2 \times 1,72^2}{4 \times 268,96} = 0,027$$

• punctul A  $\left\{ \begin{array}{l} f=1,72\text{cm} \\ \Delta = \Delta_i - \Delta_p - \Delta_c = 0,0044 - 0,208 - 0,027 = -0,230 \\ P = 35,97\text{t} \end{array} \right.$

**ZONA AB - deformăție sub efort constant**

$$\bar{M}_p = M_p \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{P_c} \right) = 179,56 \left( 1,18 - 1,18 \frac{35,97}{61,6} \right) = 88,15\text{tcm}$$

$$f_p = \frac{M_p}{P_{cr}} = \frac{88,15}{35,97} = 2,45\text{cm}$$

$$\Delta_i = \frac{\Pi^2 \times 2,45^2}{4 \times 268,96} = 0,055\text{cm}$$

• punctul B  $\left\{ \begin{array}{l} f=2,45\text{cm} \\ \Delta = \Delta_i - \Delta_p - \Delta_c = 0,0044 - 0,208 - 0,055 = -0,258 \\ P = 35,97\text{t} \end{array} \right.$

**ZONA BC - comportare plastică**

$$P_f = M_p = M_p \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{P_c} \right)$$

$$P = \frac{1,18 M_p}{f + 1,18 \frac{M_p}{M_i}} = \frac{1,18 \times 179,56}{f + 1,18 \frac{179,56}{61,6}} = \frac{211,88}{f + 3,44}$$

PUNCT	f (cm)	P (t)	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_p$ (cm)	$\Delta_c = 2f^2/l$ (cm)	$\Delta = \Delta_i - \Delta_p - \Delta_c$
8	2,45	35,970	0,0044	0,208	0,044	-0,247
1	5,00	25,100		0,145	0,185	-0,325
2	6,00	22,440		0,130	0,267	-0,392
3	8,00	18,520		0,107	0,475	-0,577
4	10,00	15,760		0,091	0,734	-0,820
5	15,00	11,490		0,066	1,673	-1,734
6	20,00	9,039		0,052	2,974	-3,021
7	25,00	7,450		0,043	4,647	-4,685
C	30,00	6,336		0,036	6,692	-6,723

**ZONA CD - descărcare elastică**

$$f_c = f_n \frac{1}{1 + \frac{P}{P_E}} \rightarrow f_D = f_c \left( 1 - \frac{P}{P_E} \right) = 30 \left( 1 - \frac{6,336}{60,57} \right) = 26,86 \text{ cm}$$

$$\Delta_p = \frac{p l^4}{EA} = 0 \quad (P=0)$$

$$\Delta_c = \frac{2 f^2}{l} = \frac{2 \times 26,86^2}{268,96} = 5,36 \text{ cm}$$

• punctul **D**  $\left\{ \begin{array}{l} f=26,86 \text{ cm} \\ \Delta - \Delta_1 - \Delta_c = 0,0044 - 5,36 = -5,356 \\ P=0 \text{ t} \end{array} \right.$

**ZONA DE - încărcare elastică**

$$P f = M_p = M_p \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{P_c} \right)$$

$$f = f_D \frac{1}{1 + \frac{P}{P_E}} = 26,86 \frac{1}{1 + \frac{P}{60,57}}$$

$$P \times 26,86 \frac{1}{1 + \frac{P}{60,57}} = 179,56 \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{61,6} \right) \Rightarrow P = 7,80 \text{ t}$$

$$f = 26,86 \frac{1}{1 + \frac{7,80}{60,57}} = 23,79 \text{ cm}$$

$$\Delta_p = p \frac{l^4}{EA} = 7,8 \times 0,0058 = 0,045$$

$$\Delta_c = \frac{2 f^2}{R} = 4,208$$

• punctul **E**  $\left\{ \begin{array}{l} f=23,79 \text{ cm} \\ \Delta = -4,159 \\ P=7,8 \text{ t} \end{array} \right.$

**ZONA EF - încărcare elastică**

$$P \frac{1,18 M_p}{f + 1,18 \frac{M_p}{P_c}} = \frac{1,18 \times 179,56}{f + 1,18 \frac{179,56}{61,6}} = \frac{211,88}{f + 3,43}$$

PUNCT	f (cm)	P (t)	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_p$ (cm)	$\Delta_c=2f^2/l$ (cm)	$\Delta=\Delta_i-\Delta_p-\Delta_c$
E	23,79	7,80	0,0044	0,045	4,208	-4,158
1	20,00	9,04		0,052	2,974	-2,917
2	15,00	11,49		0,066	1,673	-1,602
3	10,00	15,77		0,091	0,743	-0,647
4	5,00	25,13		0,145	0,185	-0,035
F	2,46	35,97		0,208	0,044	+0,168

### ZONA EG - încărcare elastică

$$f_G = f_G \frac{1}{1 + \frac{P_F}{P_E}} \rightarrow f_G = f_F \left( 1 + \frac{P_F}{P_E} \right) = 2,46 \left( 1 + \frac{35,97}{60,57} \right) = 3,92$$

$$\Delta_G = \Delta_i + \Delta_p - \Delta_c = 0,0044 - \frac{2 \times 3,92^2}{268,96} = -0,109 \text{ cm}$$

Pentru celelalte trei cicluri teoretice,  $P_{cr}$  s-a determinat punând condiția  $f_G = \hat{c}$  pentru ciclul următor, de unde rezultă  $\varphi$ ,  $P_{cr} = A\varphi R$ . Rezultatele obținute sunt trecute în planșa 1.

#### II.2.4.3. Calculul pentru bara dublu încastrată cu $l$ și cu 0,68 $l$

(valorile din paranteză sunt pentru 0,68 $l$  încastrare)

$$\lambda - \left( \frac{l}{i_x} \right) \frac{1}{2} = 54,22 \rightarrow \varphi = 0,832$$

(37,00)      (0,925)

#### II.2.4.4. Calculul diagramei P- $\delta$ pentru bara dublu încastrată ( $l = l_b$ )

$$\Lambda = 2 \times 11,00 = 22 \text{ cm}^2$$

$$W_{ef} = 2 \times 26,5 = 53 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 3,10 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

$$W_p = 1,21 W_{ef} = 64,13 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 106 \times 2 = 212 \text{ cm}^4$$

$$M_{pl} = W_{pl} \sigma_c = 179,56$$

$$P_c = \Lambda \sigma_c = 61,6 \text{ t}$$

$$P_{cr} = \Lambda \varphi \sigma_c = 51,25 \text{ t}$$

$$P_F = \frac{\Pi^2 E}{\lambda^2} A = 155,1 \quad (328,61)$$



$$\frac{l}{EA} = 0,0072 \quad (0,004)$$

$$\lambda \left( \frac{l}{i_v} \right)^2 = 54,22 > \varphi = 0,832 \quad (0,925)$$

**ZONA OA - încărcare elastică**

$$\sigma_r = 7,05t/cm^2 \quad (14,93)$$

$$e^* = 2 \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \frac{\varphi R}{\sigma E} \right) \frac{W_{el}}{A} = 0,65cm \quad (0,32)$$

$$\Delta_r = \frac{\Pi^2 e^{*2}}{4l} = 0,0031 \quad (0,001)$$

$$f = e^* \frac{1}{1 - \frac{P_r}{P_c}} = 0,65 \frac{1}{1 - \frac{51,25}{155,1}} = 0,97 \quad (0,38)$$

$$\Delta_c = \frac{\Pi^2 f^2}{4l} = 0,0069cm \quad (0,0015)$$

$$\Delta_p = \frac{pl}{EA} = 51,25 \times 0,0072 = 0,369cm \quad (0,228)$$

• punctul **A**  $\left\{ \begin{array}{l} f=0,97cm \quad (0,38) \\ \Delta \Delta_r - \Delta_p - \Delta_c = -0,0031 - 0,369 - 0,0069 = -0,372 \text{ cm} \quad (-0,228) \\ P=51,25t \quad (57) \end{array} \right.$

**ZONA AB - deformație sub efort constant**

$$M_p = M_r \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{P_c} \right) = 179,56 \left( 1,18 - 1,18 \frac{51,25}{61,6} \right) = 35,6t/cm \quad (15,82)$$

$$\frac{f_p}{2} = \frac{M_p}{P_r} = \frac{35,6}{51,25} \Rightarrow f_p = 2 \times \frac{35,6}{51,25} = 1,38cm \quad (0,55)$$

$$\Delta_c = \frac{\Pi^2 f^2}{4l} = \frac{\Pi^2 \times 1,38^2}{4 \times 336,2} = 0,0139cm \quad (0,003)$$

• punctul **B**  $\left\{ \begin{array}{l} f=1,38cm \quad (0,55) \\ \Delta \Delta_r - \Delta_p - \Delta_c = 0,0031 - 0,370 - 0,0139 = -0,380 \text{ cm} \quad (0,552) \\ P=51,25t \quad (57) \end{array} \right.$

**ZONA BC - comportare plastică**

$$Pf \frac{1}{2} = M_p = M_r \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{P_c} \right)$$

$$P = \frac{1,18M_p}{2f + 1,18 \frac{M_p}{P_c}} = \frac{1,18 \times 179,56}{2 \times 179,56 + 1,18 \times \frac{179,56}{61,6}} = \frac{211,88}{0,5f + 3,43}$$

PUNCT	f (cm)	P (t)	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_p$ (cm)	$\Delta_c = 2f^2/l$ (cm)	$\Delta = \Delta_i - \Delta_p - \Delta_c$
B	1,38 (0,55)	51,25 (57)	0,0031 (0,001)	0,370	0,0139	0,380 (-0,552)
1	2	47,82		0,344	0,023	-0,363 (-0,222)
2	4	39,02		0,280	0,095	-0,371 (-0,283)
3	6	32,95		0,287	0,214	-0,447 (-0,418)
4	8	28,51		0,205	0,380	-0,581 (-0,418)
5	10	25,13		0,180	0,594	-0,770 (-0,899)
6	15	19,38		0,139	1,338	-1,470 (-1,870)
7	20	15,77		0,113	2,370	-2,470 (-3,260)
8	25	13,0		0,095	3,710	-3,800 (-5,050)
C	30	11,49		0,08 (0,045)	5,350 (7,860)	-5,420 (-7,900)

ZONA CD - descărcare elastică

$$f_c = f_D \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} > f_D \left( 1 - \frac{P}{P_E} \right) = 30 \left( 1 - \frac{11,49}{155,1} \right) = 2,777 \text{ cm}$$

$$\Delta_p = 0$$

$$\Delta_c = \frac{2f^2}{l} = \frac{2 \times 27,7^2}{336,2} = -4,58$$

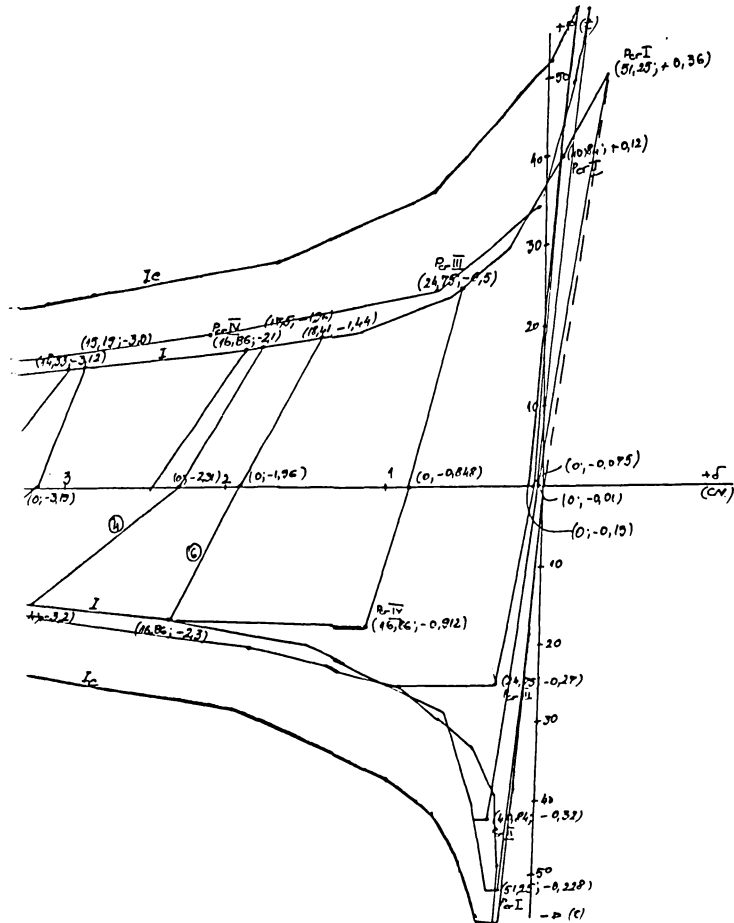
- punctul **D** 
 f=27,77cm  
 Δ=-4,570  
 P=0t

**TRASAREA DIAGRAMEI P - Δ ( FORȚĂ AXIALĂ - DEPLASARE PE DIRECȚIA FORȚEI)  
PE BAZA METODOLOGIEI DE CALCUL PROPUȘĂ, CONSIDERÂND SUCCESIV:**

$\hat{I}_C$  = barele diagonale încastrate la marginea guseului, cu autoconsolidare

$\hat{I}_{(0,68)}$  = barele încastrate la 0,68 l

$\hat{I}$  = barele încastrate la nivelul axelor



planșa 1

**II.2.4.5. Concluzii**

Din examinarea curbelor forță-deplasare trasate pentru bara portalului (planșa 1) se constată:  
 între diagramele barei articulate și a celor două diagrame ale barelor încastrate sunt diferențe apreciable;  
 între cele două diagrame pentru bare încastrate calculate pentru ciclul I, diferențele sunt relativ mici.

În consecință, în continuare se lucrează cu bara articulată notată cu  $\Lambda$  ( $l=0,8b$ ) și cu bara încastrată notată cu  $\hat{I}$  ( $l=l_b$ ).

## II.2.5. CALCULUL DIAGramei P-Δ PENTRU BARA DIAGONALEI PORTALULUI P1

### II.2.5.1. Date generale

Pentru evitarea confuziilor și pentru urmărirea mai ușoară a diagramelor s-au folosit simbolul  $\Delta$  pentru diagramele trasate pe cale analitică și simbolul  $\delta$  pentru diagramele obținute pe cale experimentală, ambele simboluri semnificând același lucru și anume deplasarea pe direcția forței axiale.

Diagrama P-Δ s-a trasat astfel:

Pentru ciclul I s-a urmărit în încărcarea la compresiune diagrama teoretică de la 0 la  $P_{cr}$  și în continuare până la valoarea  $\delta$  l-a care s-a făcut descărcarea experimentală. S-a trecut în zona tensionată și s-a urmat diagrama teoretică pînă la  $\delta$  experimental după care s-a făcut descărcarea la 0 și s-a calculat valoarea nouă  $e^*$ .

Cu noua valoare  $e^*$  s-a calculat teoretic o nouă forță critică în ciclul II, cu trecerea pe diagrama teoretică și în continuare s-a procedat ca la primul ciclu cu descărcare la valori  $\delta$  dictate de experiment.

#### ZONA DE - încărcare elastică

$$P \frac{f}{2} = M_p = M_p \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{P_c} \right)$$

$$f = f_D \frac{1}{1 + \frac{P}{P_c}} = 27,77 \frac{1}{1 + \frac{P}{155,1}} = \frac{27,77 \times 155,1}{155,1 + P}$$

$$P = 12,04t$$

$$f_E = 27,77 \frac{1}{1 + \frac{12,04}{155,1}} = 25,76cm$$

$$\Delta_c = 3,94 \quad \Delta_p = \frac{pl}{EA} = 0,086cm$$

- punctul E  $\left\{ \begin{array}{l} f = 25,76cm \\ \Delta = \Delta_p + \Delta_p - \Delta_c = 0,0031 + 0,086 - 3,94 = -3,85 \\ P = 12,04t \end{array} \right.$

#### ZONA DE - încărcare elastică

$$P = \frac{211,88}{0,5f + 3,42}$$

PUNCT	f (cm)	P (t)	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_p$ (cm)	$\Delta_c$ (cm)	$\Delta = \Delta_i + \Delta_p - \Delta_c$
E	27,76	12,04	0,0031  0,0010	0,086	3,940	-3,35 (-5,25)
1	25,00	13,30		0,095	3,710	-3,61 (-4,94)
2	20,00	15,77		0,113	2,370	-2,25 (-3,13)
3	15,00	19,38		0,139	1,330	-1,18 (-1,70)
4	10,00	25,13		0,180	0,590	-0,40 (-0,69)
5	5,00	35,73		0,257	0,148	+0,11 (-0,056)
F	1,40	51,25		0,369	0,011	+0,36 (+0,19)

### ZONA FG - descărcare elastică

$$f_G = f_E \left( 1 + \frac{P_E}{P_E} \right) = 1,86 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = \Delta_i - \Delta_c = -0,01 \text{ cm}$$

Valorile lui  $P_{\text{crit,III,IV}}$  sunt trecute în planșa 2.

### II.2.5.2. Calculul diagramei P- $\Delta$ pentru bare dublu articulată ( $l=0,8l_b$ )

#### Ciclul 1

#### ZONA CD și DE

$$\Delta_{\text{exp}} = 4,07 \text{ cm}$$

$$P = 8t$$

$$-4,07 = 0,0044 \cdot 8 \times 0,0058 \cdot \Delta_c$$

$$\Delta_c = 4,028$$

$$\Delta_c = \frac{2f^2}{l} \rightarrow f^2 = \frac{4 \times 0,28 \times 268,96}{2} = 541,68$$

$$f = 23,27$$

- punctul C f=23,27cm  
 $\Delta$ =4,07cm  
P=8t

$$f_D = f_c \left( 1 - \frac{P}{P_E} \right) = 23,1 \left( 1 - \frac{8}{60,57} \right) = 20,2 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,0044 - \frac{2 \times 20,2^2}{268,96} = -3,09$$

$$\bullet \text{ punctul D } \begin{cases} f=20,20\text{cm} \\ \Delta=-3,09\text{cm} \\ P=0\text{t} \end{cases}$$

$$f_E = 20,2 \frac{1}{1 + \frac{10,13}{60,57}} = 17,47 \text{ cm}$$

$$\Delta_E = \Delta_i + \Delta_p - \Delta_c = 0,0044 + 10,13 \times 0,0058 - \frac{2 \times 17,47^2}{268,96} = -2,207$$

$$\bullet \text{ punctul E } \begin{cases} f=17,47\text{cm} \\ \Delta=-2,207\text{cm} \\ P=10,13\text{t} \end{cases}$$

## ZONA FG

$$\Delta_{\text{exp}} = 0,59 \text{ cm} \rightarrow P = 18,4 \text{ t}$$

$$0,5 = 0,0044 + 18,4 \times 0,0058 - \Delta_c \rightarrow \Delta_c = 0,611$$

$$\Delta_c = \frac{2f^2}{l} \rightarrow f = 9,06 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ punctul F } \begin{cases} f=9,06\text{cm} \\ \Delta=-0,5\text{cm} \\ P=18,4\text{t} \end{cases}$$

$$f_G = f_F \left( 1 + \frac{P_F}{P_E} \right) = 9,06 \left( 1 + \frac{18,4}{60,57} \right) = 11,81 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = 0,0044 - \frac{2 \times 9,06^2}{268,96} = -0,606 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ punctul G } \begin{cases} f=11,81\text{cm} \\ \Delta=-0,606\text{cm} \\ P=0\text{t} \end{cases}$$

## CICLUL 2

$$f_{G_i} = e^* = 11,81 \text{ cm}$$

$$e^* = \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \frac{\varphi R}{\sigma E} \right) \frac{W_{el}}{A} = 11,81$$

$$11,81 = \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \varphi \frac{2,8}{2,76} \right) \frac{53}{22} \Rightarrow \varphi = 0,147$$

$$P_{crn} = A\varphi R = 22 \times 0,147 \times 2,8 = 9,0552t$$

$$\Delta_p = P_{crn} \frac{l}{EA} = 9,055 \times 0,0058 = 0,0525cm$$

$$f = e \cdot \frac{1}{1 - \frac{P_{cr}}{P_E}} = 11,81 \frac{1}{1 - \frac{9,055}{60,57}} = 13,88cm$$

$$\Delta_c = \frac{\Pi^2 f^2}{4l} = \frac{\Pi^2 \times 13,88^2}{4 \times 268,96} = 1,768cm$$

- punctul A  $\left\{ \begin{array}{l} f=13,88cm \\ \Delta=\Delta_i-\Delta_p-\Delta_c=0,004-0,0525-1,768=-1,816 \\ P=9,055t \end{array} \right.$

ZONA BC

$$\Delta_{exp}=4,81cm$$

$$P=7,2t$$

$$-4,81=0,0044-7,2 \times 0,0058 - \Delta_c$$

$$\Delta_c=4,172 \rightarrow f=25,33cm$$

- punctul C  $\left\{ \begin{array}{l} f=25,33cm \\ \Delta=-4,81cm \\ P=7,2t \end{array} \right.$

ZONA CD

$$f_D = f_C \left( 1 - \frac{P}{P_E} \right) = 25,33 \left( 1 - \frac{7,2}{60,57} \right) = 22,32cm$$

$$\Delta = 0,0044 - \frac{2 \times 22,32^2}{268,96} = -3,7cm$$

- punctul D  $\left\{ \begin{array}{l} f=22,32cm \\ \Delta=-3,7cm \\ P=0t \end{array} \right.$

ZONA DE

$$P \times 22,32 \frac{1}{1 + \frac{P}{60,57}} = 179,56 \left( 1,18 - 1,18 \frac{P}{61,6} \right) \Rightarrow P = 9,3t$$

$$f_E = 22,32 \frac{1}{1 + \frac{9,3}{60,57}} = 19,35 \text{ cm}$$

$$\Delta = \Delta_i + \Delta_p - \Delta_c = 0,0044 + 9,3 \times 0,0058 - \frac{2 \times 19,35^2}{268,96} = -2,725 \text{ cm}$$

### ZONA EF

$$\Delta_t = \Delta_{\text{exp}} = 2 \text{ cm}$$

$$P = 10 \text{ t}$$

$$-2 = 0,0044 + 10 \times 0,0058 - \Delta_c \rightarrow \Delta_c = 2,0624 \rightarrow f = 16,65 \text{ cm}$$

- punctul F 

f=16,65cm
Δ=-2cm
P=10t

### ZONA FG

$$f_G = f_E \left( 1 + \frac{P}{P_E} \right) = 16,65 \left( 1 + \frac{10}{60,57} \right) = 19,398 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = 0,0044 - \frac{2 \times 19,4^2}{268,96} = -2,974 \text{ cm}$$

- punctul G 

f=19,4cm
Δ=-2,794cm
P=0t

### CICLUL 3

$$f_{G_n} = e' = 19,4 \text{ cm} = \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \varphi \frac{R}{\sigma E} \right) \frac{W_{cl}}{A}$$

$$19,4 = \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \varphi \frac{2,8}{2,76} \right) \frac{53}{22} \rightarrow \varphi = 0,1003$$

$$P_{crn} = A \varphi R = 22 \times 0,1 \times 2,8 = 6,18 \text{ t}$$

$$\Delta_p = 0,035 \text{ cm}$$

$$f = 21,6 \text{ cm}$$

$$\Delta_c = 3,47 \text{ cm}$$

- punctul A 

f=21,6cm
Δ=-0,0044-0,035-3,47=-3,49cm
P=6,18t



**ZONA** CD și DE

$$\Delta_{\text{exp}} = 4,8 \text{ cm}$$

$$P = 6,18 \text{ t}$$

$$-4,8 = 0,0044 - 6,18 \times 0,0058 - \Delta_c$$

$$\Delta_c = 4,768 = \frac{2f^2}{l}$$

$$f = 25,32$$

$$f_D = f_C \left( 1 - \frac{P}{P_E} \right) = 25,32 \left( 1 - \frac{7,2}{60,57} \right) = 22,32 \text{ cm}$$

$$\Delta = -3,7 \text{ cm}$$

- punctul **D**  $\left\{ \begin{array}{l} f=22,32 \text{ cm} \\ \Delta=-3,7 \text{ cm} \\ P=0 \text{ t} \end{array} \right.$

- punctul **E**  $\left\{ \begin{array}{l} f=19,35 \text{ cm} \\ \Delta=-2,725 \text{ cm} \\ P=9,3 \text{ t} \end{array} \right.$

**ZONA** EF

$$\Delta_{\text{exp}} = 2,2 \text{ cm}$$

$$P = 10,4 \text{ t}$$

$$-2,2 = 0,0044 + 10,4 \times 0,0058 - \Delta_c \rightarrow \Delta_c = 2,264 \text{ cm} \rightarrow f = 17,45 \text{ cm}$$

- punctul **F**  $\left\{ \begin{array}{l} f=17,45 \text{ cm} \\ \Delta=-2,2 \text{ cm} \\ P=10,4 \text{ t} \end{array} \right.$

**ZONA** FG

$$f_G = f_F \left( 1 + \frac{P}{P_E} \right) = 17,45 \left( 1 + \frac{10,4}{60,57} \right) = 20,4 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = 0,0044 - \frac{2 \times 20,44^2}{268,96} = -3,104 \text{ cm}$$

**Ciclul 4**

$$f_G = e^* = 20,44 \text{ cm}$$

$$20,44 = \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \varphi \frac{2,8}{2,76} \right) \frac{53}{22}$$

$$\varphi = 0,092$$

$$P_{cr} = A\varphi R = 22 \times 0,092 \times 2,8 = 5,68t$$

$$\Delta_p = 0,033$$

$$f = 20,44 \frac{1}{1 - \frac{5,68}{60,57}} = 22,55cm$$

$$\Delta_c = 3,78cm$$

$$\bullet \text{ punctul A } \left\{ \begin{array}{l} f=22,55cm \\ \Delta=-0,0044-0,033-3,78=-3,81cm \\ P=5,68t \end{array} \right.$$

### ZONA CD

$$\Delta_{exp} = 6,16cm$$

$$P = 5,68t$$

$$-6,16 = 0,0044 - 5,68 \times 0,0058 - \Delta_c \rightarrow \Delta_c = 6,13cm \rightarrow f = 28,71cm$$

$$\bullet \text{ punctul C } \left\{ \begin{array}{l} f=28,71cm \\ \Delta=-6,16cm \\ P=5,68t \end{array} \right.$$

$$f_D = f_C \left( 1 - \frac{P}{P_E} \right) = 28,71 \left( 1 - \frac{5,68}{60,57} \right) = 26,01cm$$

$$\Delta = 0,0044 - \frac{2 \times 26,01^2}{268,96} = -5,03cm$$

$$\bullet \text{ punctul D } \left\{ \begin{array}{l} f=26,01cm \\ \Delta=-5,03cm \\ P=0t \end{array} \right.$$

$$26,01P = 211,88 - 3,429P + 3,496 - 0,0565P^2$$

$$P = 8,05t$$

$$f_E = 26,01 \frac{1}{1 + \frac{8,05}{60,57}} = 22,95cm$$

$$\Delta = 0,0044 + 8,05 \times 0,0058 - \frac{2 \times 22,95^2}{268,96} = -3,86$$

$$\bullet \text{ punctul E } \left\{ \begin{array}{l} f=22,95cm \\ \Delta=-3,86cm \\ P=8,05t \end{array} \right.$$

### ZONA FG

$$\Delta_{exp} = -2,44cm$$

$$P = 10t$$

$$-2,44 = 0,0044 + 10 \times 0,0058 - \Delta_c \rightarrow \Delta_c = 2,502cm$$

$$f_f = 18,34cm$$

$$\bullet \text{ punctul F } \left\{ \begin{array}{l} f=18,34cm \\ \Delta=-2,44cm \\ P=10t \end{array} \right.$$

$$f_G = f_f \left( 1 + \frac{P}{P_E} \right) = 18,34 \left( 1 + \frac{10}{60,57} \right) = 21,36cm$$

$$\Delta_G = 0,0044 - \frac{2 \times 21,36^2}{268,96} = -3,39cm$$

$$\bullet \text{ punctul G } \left\{ \begin{array}{l} f=21,36cm \\ \Delta=-3,39cm \\ P=0t \end{array} \right.$$

### II.2.5.3. Calculul diagramei P-Δ pentru bara dublu încastrată ( $f=f_b$ )

#### Ciclul 1

##### • punctul C

$$\Delta_{exp} = 4,07cm$$

$$P = 12,8t$$

$$4,07 = 0,003 - 0,007 \times 12,8t - 0,006f^2 \rightarrow f_c = 26,32cm$$

$$f_D = 26,32 \left( 1 - \frac{12,8}{155,1} \right) = 24,13cm$$

##### • punctul D

$$\Delta_D = \Delta_i - \Delta_c = -3,49cm$$

##### • punctul E

$$\frac{21,13 \times 155,1P}{2(155,1 + P)} = 211,88 - 3,43P$$

$$P = 14,8t$$

$$f_E = 24,13 - \frac{1}{2 + \frac{14,8}{155,1}} = 22,02cm$$

$$\Delta_E = -2,80cm$$

##### • punctul E

$$P_F = 24t$$

$$f_F = 10,79cm$$

$$f_G = 10,79 \left( 1 + \frac{24}{155,1} \right) = 12,45 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = 0,003 - 0,006 \times 12,45^2 = -0,92 \text{ cm}$$

## **Ciclul 2**

$$f_{G_i} = 12,45 \text{ cm} \rightarrow \dot{c}_{ii} = 2 \left( \frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left( 1 - \varphi \times \frac{2,8}{7,05} \right) \frac{53}{22} \rightarrow \varphi = 0,258$$

$$P_{c_{ii}} = 22 \times 0,258 \times 2,8 = 15,92 \text{ t}$$

$$f = 12,45 \frac{1}{1 - \frac{15,92}{155,1}} = 13,86 \text{ cm}$$

$$\Delta_A = 0,003 - 0,007 \times 18,94 - 0,006 f^2 = -1,46 \text{ cm}$$

### **• punctul C**

$$\Delta_{\text{exp}} = 4,81 \text{ cm}$$

$$P = 12 \text{ t}$$

$$\Delta_{\text{exp}} = 0,0031 - 0,007 \times 12 - 0,006 f_C^2$$

$$f_C = 28,58 \text{ cm}$$

### **• punctul D**

$$f_D = 28,58 \left( 1 - \frac{12}{155,1} \right) = 26,36 \text{ cm}$$

$$\Delta_D = 0,0031 - 0,006 \times 26,36^2 = -4,16 \text{ cm}$$

### **• punctul E**

$$\frac{26,36 \times 155,1 P}{2(155,1 + P)} = 211,88 - 3,34 P$$

$$P = 13,62 \text{ t}$$

$$f_E = 26,36 \frac{1}{1 + \frac{13,62}{155,1}} = 24,23$$

$$\Delta_E = 0,0031 + 0,007 \times 13,62 - 0,006 \times 24,23^2 = -3,39$$

### **• punctul F**

$$P_F = 16,4 \text{ t} \rightarrow f_F = 18,97 \text{ cm}$$

$$f_G = 18,97 \left( 1 + \frac{16,4}{155,1} \right) = 20,98 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = 0,0031 - 0,006 \times 20,98^2 = -2,63 \text{ cm}$$

### Ciclul 3

$$f_{G_m} = 20,98 = e^*$$

$$4,81(1 - \varphi)(1 - 0,39\varphi) = 20,98\varphi \rightarrow \varphi = 0,173$$

$$P_{cr_m} = A\varphi R = 10,7t$$

$$f = 20,98 \frac{1}{1 - \frac{10,7}{155,1}} = 22,53cm$$

$$\Delta_A = 0,0031 - 0,007 \times 10,7 - 0,006f^2 = -3,11cm$$

**ZONA**  CD și  DE analog ciclul II din zona  CD și  DE

#### • punctul F

$$P_F = 16t$$

$$f_F = 19,62cm$$

$$f_G = 19,62 \left( 1 + \frac{16}{155,1} \right) = 21,64cm$$

$$\Delta_G = 0,0031 - 0,006 \times 30,65^2 = -2,8cm$$

### Ciclul 4

$$f_{G_m} = 21,64 = e^*$$

$$0,39\varphi^2 - 5,88\varphi + 1 = 0 \rightarrow \varphi = 0,160$$

$$P = A\varphi R = 9,85t$$

$$f_A = 21,64 \frac{1}{1 - \frac{9,85}{155,1}} = 23,10$$

$$\Delta_A = 0,0031 - 0,006 \times 23,10^2 - 0,007 \times 9,85 = -3,20$$

#### • punctul C

$$\Delta_{exp} = 61,6mm$$

$$P = 9,6t$$

$$6,16 = 0,0031 - 0,007 \times 9,6 - 0,006f^2 \rightarrow f_C = 32,2cm$$

#### • punctul D

$$f_D = 32,2 \left( 1 - \frac{9,6}{155,1} \right) = 30,2cm$$

$$\Delta_D = 0,003 - 0,006 \times 30,2^2 = -5,4cm$$

$$3,43P^2 + 2662,12P - 32862,58 = 0 \rightarrow P = 12,15t$$

• punctul E

$$f_E = 30,2 \frac{1}{1 + \frac{12,15}{155,1}} = 28 \text{ cm}$$

$$\Delta_E = -4,61 \text{ cm}$$

• punctul F

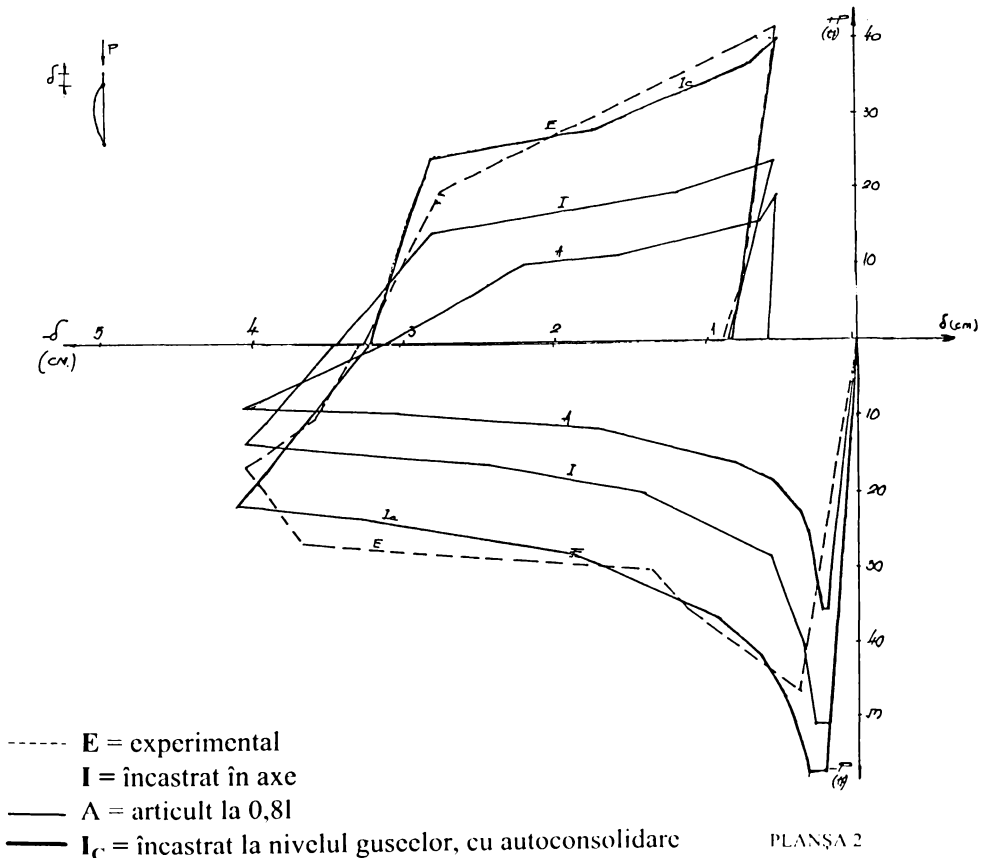
$$P_F = 12,8 \text{ t}$$

$$f_F = 26,24 \text{ cm}$$

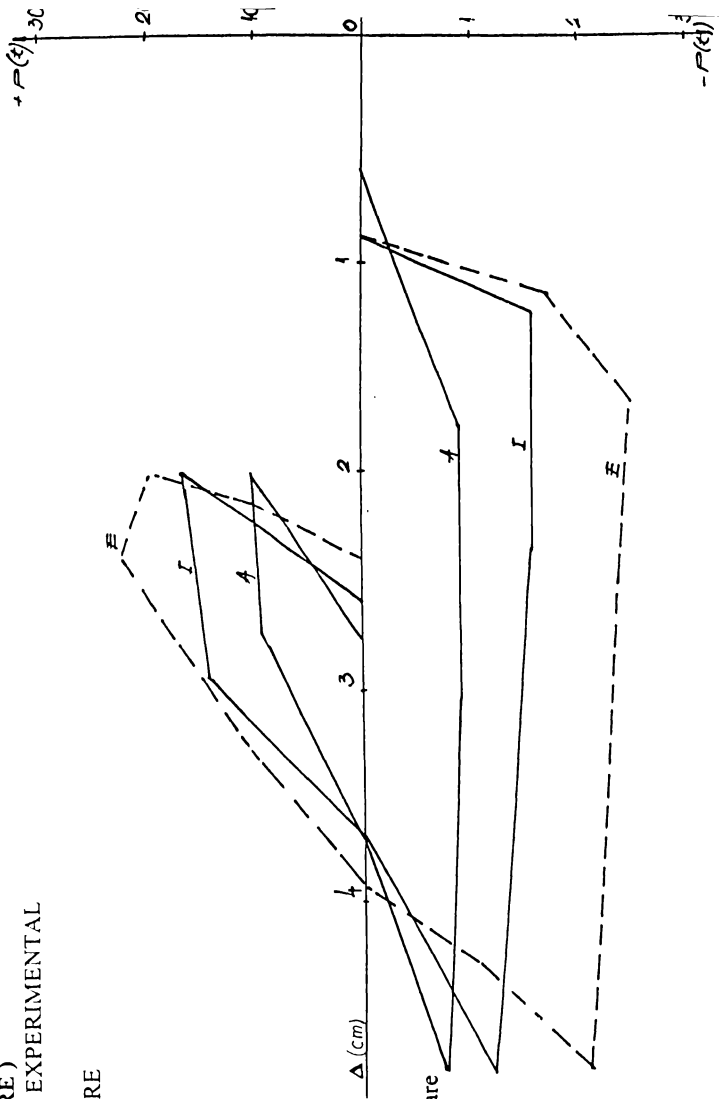
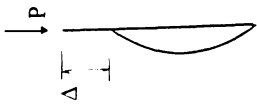
$$f_G = 26,24 \left( 1 + \frac{12,8}{155,1} \right) = 28,41 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = -4,84 \text{ cm}$$

DIAGramele P- $\Delta$  OBȚINUTE PE CALE ANALITICĂ ȘI CELE TRASATE ÎN URMA ÎNCERCĂRIILOR DE LABORATOR PENTRU ACEEȘI BARĂ ȘI ACEEȘI ISTORIE DE ÎNCĂRCARE



DIAGrame P- $\Delta$  (FORTĂ - DEPLASARE)  
 TRASATE PE CALE ANALITICĂ ȘI OBTINUTE EXPERIMENTAL  
 PENTRU BARA PORTALULUI P1  
 CICLUL 2 DE ÎNCĂRCARE - DESCĂRCARE



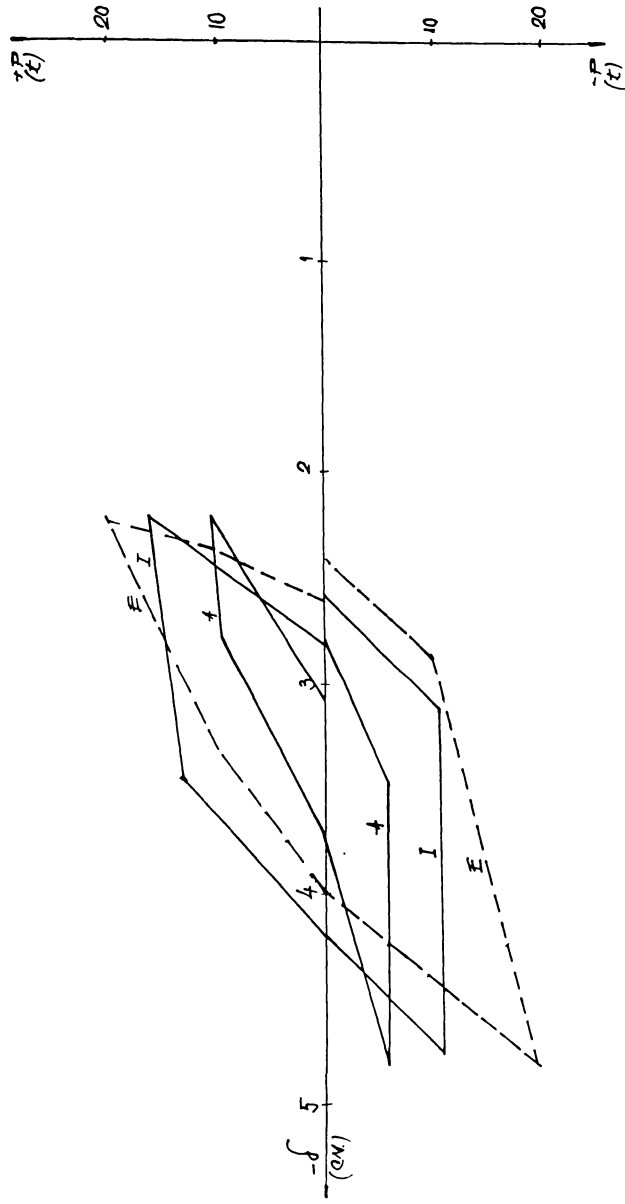
E = experimental  
 $I_c$  = încastrat la marginea guseelor cu autoconsolidare  
 I = încastrat în axe  
 A = articulată la 0,8f

### II.2.5.4. Concluzii

1. Alura diagramelor P- $\Delta$  trasate cu modelul analitic propus corespunde cu diagramele obținute experimental (planșele 2,3,4 și5)
  2. Pe domeniul elastic și în ciclul I de încărcare este acoperitoare numai ipoteza barei dublu articulate.(planșa 2)
  3. Pe parcursul ciclurilor următoare.(planșele3,4 și5) ipoteza de lucru cu bara articulată la capete rămâne în continuare cea valabilă.
  4. Experimental pune în evidență, după primul ciclu, formarea de articulații plastice și la capetele barei; ipoteza barei dublu articulate este corectă.
- Între cele trei articulații plastice (cele două de la capete și cea centrală) segmentele de bară sunt rectilinii

PLANSA 3

**DIAGrame P - Δ (FORTĂ - DEPLASARE )**  
 TRASATE PE CALE ANALITICĂ ȘI OBȚINUTE EXPERIMENTAL  
 PENTRU BARA PORTALULUI P1  
 CICLUL 3 DE ÎNCĂRCARE - DESCĂRCARE

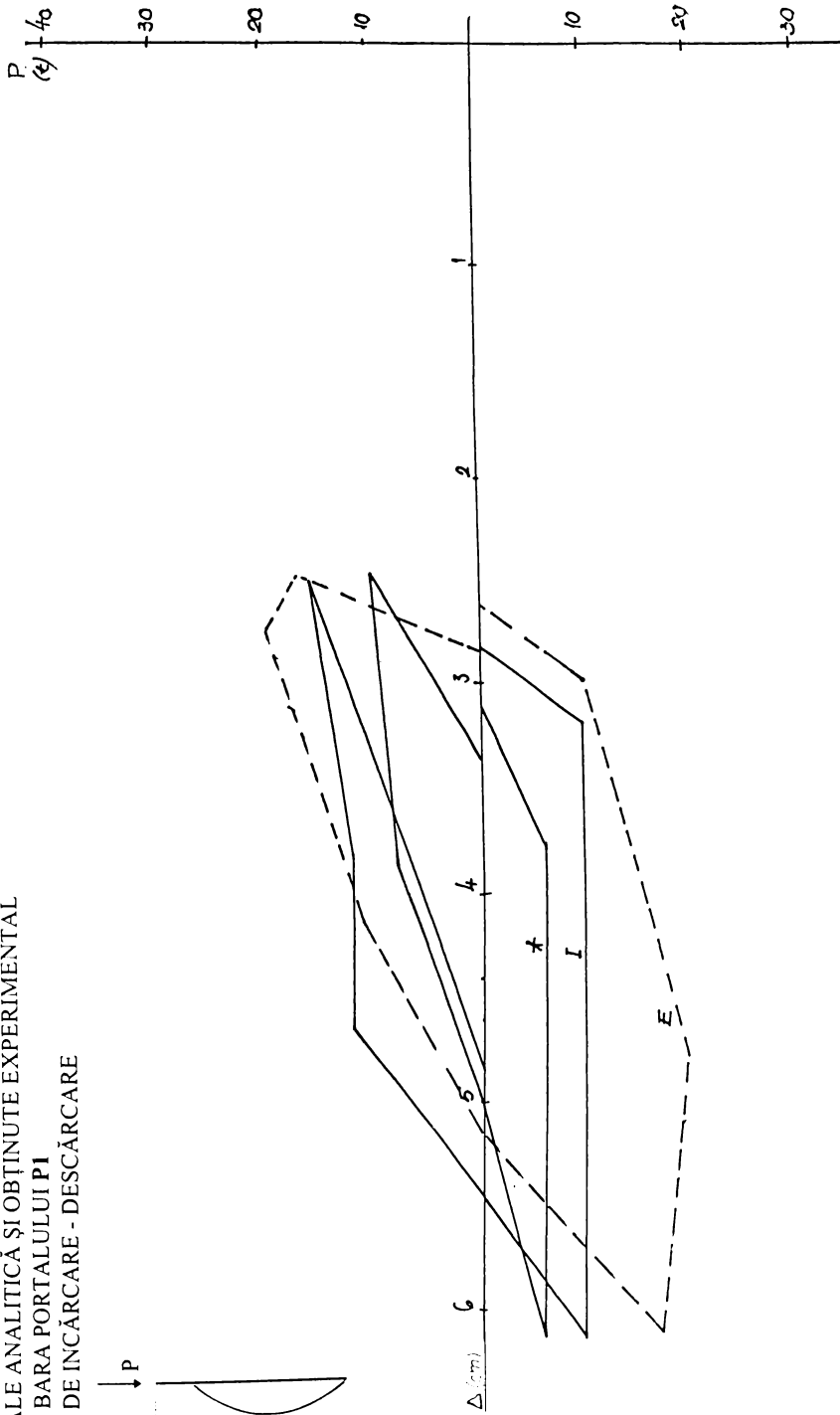


E = experimental  
 I<sub>c</sub> = încastrat la marginea guseelor cu autoconsolidare  
 I = încastrat în axe  
 A = articulat la 0.8l

PLANSĂ 4



**DIAGrame P -  $\Delta$  (FORTĂ - DEPLASARE )**  
**TRASATE PE CALE ANALITICĂ ȘI OBȚINUTE EXPERIMENTAL**  
**PENTRU BARA PORTALULUI P1**  
**CICLUL 4 DE ÎNCĂRCARE - DESCĂRCARE**



E = experimental  
 $l_c$  = încastrat la marginea guseelor cu autoconsolidare  
 I = încastrat în axe  
 A = articulată la 0.8/

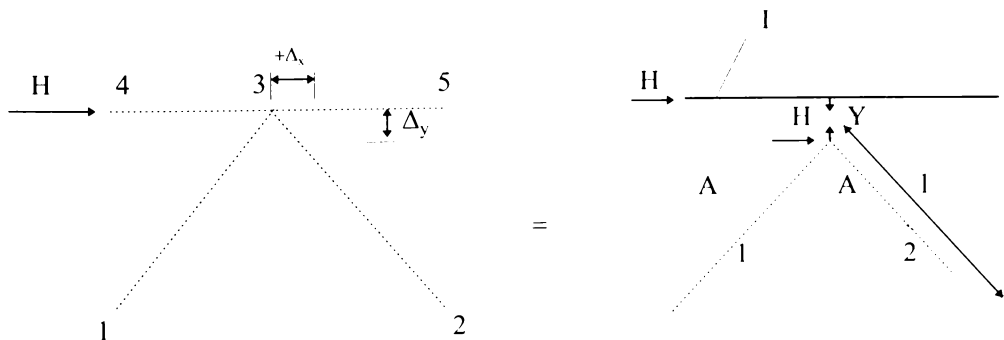
PLANSA 5

# III. COMPORTAREA CONTRAVÂNTUIRILOR METALICE SUPUSE LA ACȚIUNI ORIZONTALE ALTERNANTE DE TIP SEISMIC. PORTALE ÎN K.

## III.1. TRASAREA DIAGramei FORȚĂ - DEPLASARE ( $H_x - \Delta_x$ ) PENTRU PORTALELE ȘI CONTRAVÂNTUIRILE ÎN K SUPUSE ÎNCĂRCĂRILOR ALTERNANTE DE TIP SEISMIC

Forța orizontală care acționează asupra portalului în K este transportată prin bara orizontală până în nodul central, unde este descompusă pe cele două direcții ale barelor diagonale; o bară este tensionată, celaltă comprimată. Notăm convențional cu 1 bara care începe ciclul în tensiune și cu 2 bara care începe ciclul în compresiune. Când forța orizontală  $H$  schimbă semnul, barele se decompun și apoi se încarcă în cealaltă direcție. Rezultă că utilizând modelul de calcul propus pentru studierea comportării barelor supuse la acțiuni axiale alternante, se poate descrie comportarea portalului în K. Pentru bara 1 se aplică relațiile de calcul și se trasează diagrama pentru bare care încep ciclul în tensiune iar pentru bara 2 se aplică modelul pentru bara care începe ciclul în compresiune. Aceste relații, în corelare cu relația de echilibru pe direcție verticală în nodul central formează un sistem de 7 ecuații cu 8 necunoscute ( $H$ ,  $Y$ ,  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $\Delta_x$ ,  $\Delta_y$ ,  $\Delta_1$  și  $\Delta_2$ ). Rezolvarea sistemului descrie comportarea portalului cu bare centrate în noduri.

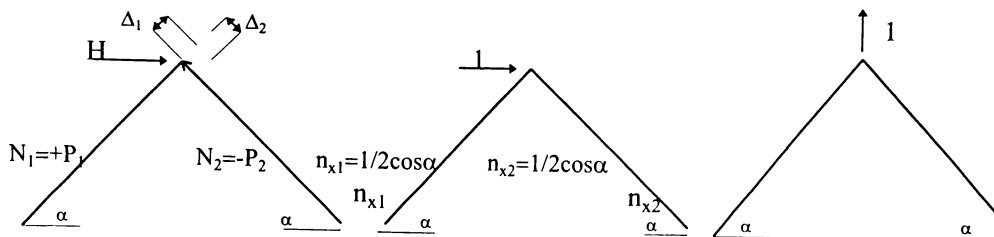
Comportarea postcritică a contravântuirii în K (fig.III.1.a) poate fi descrisă de modelul următor:



a. SUB ÎNCĂRCAREA ORIZONTALĂ  $H$ , BARA COMPRIMATĂ A PORTALULUI DEPĂȘEȘTE DOMENIUL ELASTIC. LA CENTRUL BAREI ȘI LA CAPETE SE FORMEAZĂ ARTICULAȚII PLASTICE. DEPLASĂRILE CREȘC, ARE LOC DISIPARE DE ENERGIE

b. ECHILIBRUL DE FORȚE PE NODUL CENTRAL 3

fig.III.1



FORȚE ÎN SISTEMUL REAL

FORȚE UNITARE PE DIRECȚIILE X ȘI Y

fig.III.1.c.

Se scrie sistemul de ecuații:

$$P_1 \cos \alpha + P_2 \cos \alpha = H \quad (1)$$

$$P_1 \sin \alpha - P_2 \sin \alpha = Y \quad (2)$$

$$\Delta_1 = \Delta_i + \frac{P_1 l}{EA} - \Delta_{c1} \quad (3)$$

$$\Delta_2 = \Delta_i + \frac{P_2 f}{EA} - \Delta_{c2} \quad (4)$$

$$\Delta_x = \frac{N_j n_{sj}}{EA_j} l_j = \sum \Delta_j n_{sj} = (\Delta_1 + \Delta_2) \frac{1}{2 \cos \alpha} \quad (5)$$

$$\Delta_y = \sum \Delta_j n_{sj} = (\Delta_1 - \Delta_2) \frac{1}{2 \sin \alpha} \quad (6)$$

$$Y \delta_{11} + \Delta_y = 0 \quad (7)$$

Introducând ecuația (1) în ecuația (6) rezultă:

$$P_1 = P_2 + \frac{\Delta_2}{2\delta_{11} \sin^2 \alpha} - \frac{\Delta_1}{2\delta_{11} \sin^2 \alpha} \quad (8)$$

Prin alegerea arbitrara a unei perechi  $P_2 - \Delta_2$  și introducând în ecuația (8), rezultă  $P_1$  și  $\Delta_1$ .  
Diagramele  $H - \Delta_x$  și  $Y - \Delta_y$  pot fi trasate în baza valorilor obținute.

Barele care compun portalul au o comportare postelastă descrisă de către diagramele  $P - \Delta$  trasate conform modelului de calcul propus în capitolul II al prezentei lucrări.

Trasarea diagramei  $H - \Delta$  (forță orizontală - deplasare pe direcția forței) (fig.III.3) se obține prin compunerea diagramei berelor, (fig.III.2.a și b), punct cu punct, după o lege descrisă de către sistemul de ecuații de mai sus (ecuațiile 1-8 = opt ecuații cu opt necunoscute:  $H, Y, \Delta_x, \Delta_y, P_1, P_2, \Delta_1, \Delta_2$ ).

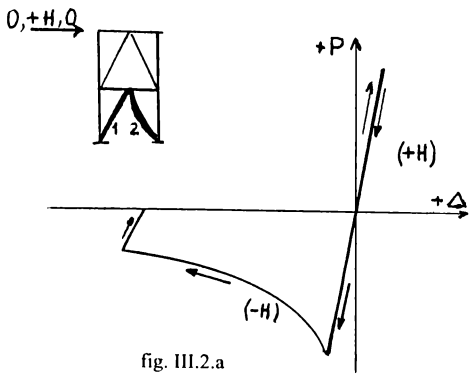


fig. III.2.a

Diagrama  $P - \Delta$  trasată pentru bara 1 care începe primul ciclu în întindere

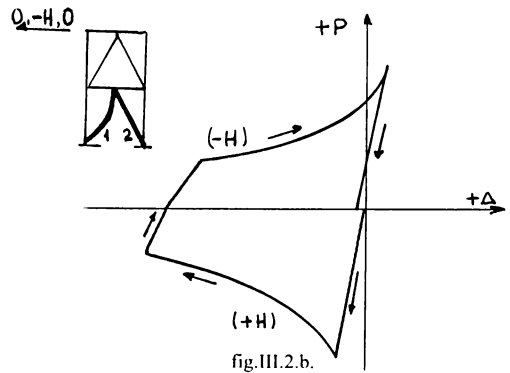


fig. III.2.b.

Diagrama  $P - \Delta$  trasată pentru bara 2 care începe primul ciclu în compresiune

DIAGRAMA  $H - \Delta_x$  TRASATĂ PE CALE ANALITICĂ, ÎN URMA REZOLVĂRII SISTEMULUI DE ECUAȚII (1) - (8)

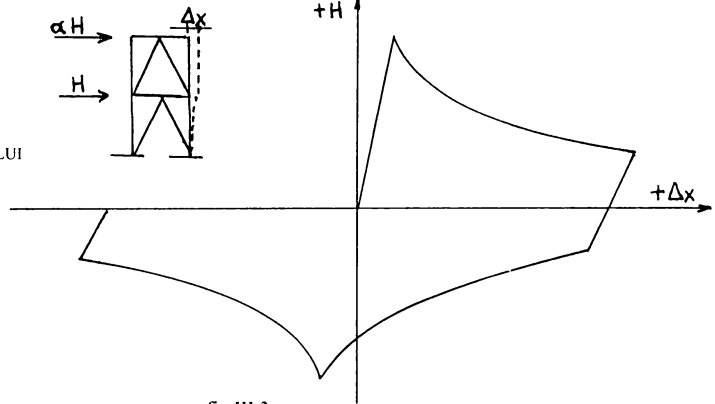


fig. III.3

O rezolvare grafică se obține alegând pe diagrama  $P_2 - \Delta_2$  a barei (2) comprimate (fig. III.2.b), o pereche de valori  $P_2 - \Delta_2$ . În aceste condiții ecuația (8) devine ecuația unei drepte care, intersectată cu diagrama  $P - \Delta$  a barei (1) tensionate determină perechi de valori  $P_1 - \Delta_1$  (fig. III.4)

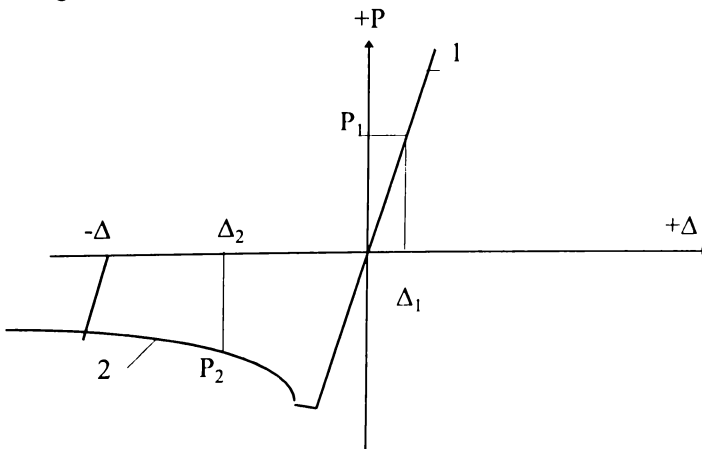


fig. III.4

Cunoscând  $P_1 - \Delta_1$  și  $P_2 - \Delta_2$  se pot calcula cu relațiile (1), (2), (5), (6)  $H, \Delta_x, Y$  și  $\Delta_y$  și se pot trasa diagramele  $H - \Delta_x$  și  $Y - \Delta_y$ .

## III.2. CALCULUL DIAGramei $H-\Delta_x$ PENTRU PORTALUL P<sub>1</sub>

### 3.2.1. Elemente generale

Cu privire la modul de trasare a diagramei  $H-\Delta_x$  se precizează:

- Ținând seama că la portalul P<sub>1</sub>, grinda orizontală a cadrului are o rigiditate foarte mică și că la baza cadrului format din stâlpi și riglă este articulat, rigiditatea cadrului este neglijabilă în raport cu rigiditatea portalului, astfel încât în calcul a fost neglijat.
- Calculul s-a făcut luând în considerare numai portalul folosind relația:

$$\Delta_{\xi} = (\delta_1 + \delta_2)v_{\xi}$$

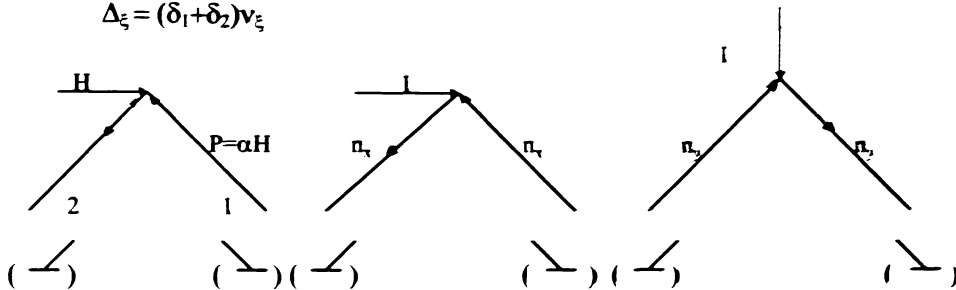


fig.III.5

în care  $\delta_1$  și  $\delta_2$  se citesc pe diagramele  $P-\delta$  pentru o anumită valoare a forțelor  $P$ , deci implicit corespunzător unei valori  $H=P/\alpha$ .

- Cu relația arătată s-a calculat ciclul I până la  $\Delta$  experimental maxim, la care s-a procedat în sens invers, adică cunoscând  $\Delta$  s-a găsit valoarea  $P$  cu care s-a calculat valoarea  $\Delta_0$  pentru  $P=0$ .
- Ciclul II s-a calculat tot pe diagramele  $P-\delta$  teoretice, cu observația că s-a încărcat portalul cu forța  $Pcr_1 = 51,25t$  (față de 42,5 în experiment) pentru a putea duce în flambaj și bara care la ciclul I lucrase în tensiune.
- Ciclurile următoare s-au calculat tot pe diagramele  $P-\delta$  teoretice cu descărcări la  $\Delta_{\text{experimental}}$ .
- Valorile obținute din descărcări la  $\Delta_{\text{exp}}$  s-au trecut în planșele 1 și 2 corespunzător celor două tipuri de bară, numerotate în ordinea necesară calculului pe portal.
- Punctele 1...10, 12...26, 28...41, 42...51 sunt alese în funcție de pasul de integrare considerat necesar. Punctele de intersecție ale curbelor cu axele de coordonate sunt puncte impuse.

### 3.2.2. Calculul diagramei $H-\Delta_x$ si $H-\Delta_y$ pentru portalul cu diagonale articulate la nod

Diagrama	Punct	P	$\Delta_1$ (cm)	$\Delta_2$ (cm)	$\Delta_x - 0,99x$ ( $\Delta_1 - \Delta_2$ )	$\Delta_y - 0,58x$ ( $\Delta_1 + \Delta_2$ )	H-1,018
0	1	2	3	4	5	6	7
	0	0,000	0,000	0,000	+0,000	0,000	0,000
	1	35,970	0,168	-0,230	+0,394	0,036	36,320
	2	35,970	0,168	-0,258	+0,421	0,092	36,320
	3	25,100	0,120	-0,325	+0,440	0,118	25,350
	4	22,440	0,110	-0,392	+0,496	0,163	22,660
	5	18,520	0,100	-0,577	+0,670	0,276	18,700
	6	15,760	0,080	-0,820	+0,891	0,437	15,910
	7	11,190	0,060	-1,734	+1,776	0,970	11,300
	8	9,039	0,056	-3,021	+3,077	1,710	9,120
	9	7,450	0,042	-4,685	+4,727	2,690	7,520
	10	6,240	0,040	-6,200	+6,170	3,570	6,300
(11)	(0,000)	(0,000)	(-4,900)	(+4,907)	(2,800)	(0,000)	
	12	8,080	-0,050	-3,810	+3,722	2,230	8,060
	13	10,130	-0,060	-2,207	+2,125	1,310	10,230
	14	11,490	-0,080	-1,602	+1,506	0,970	11,600
	15	15,770	-0,090	-0,647	+0,551	0,420	15,920
	16	25,130	-0,140	-0,035	-0,104	0,100	25,380
	17	35,970	-0,230	+0,168	-0,394	0,030	36,320
	18	35,970	-0,258	+0,168	-0,421	0,052	36,320
	19	25,10	-0,325	+0,080	-0,400	0,142	25,350
	20	22,440	-0,392	+0,060	-0,447	0,192	22,660
	21	18,520	-0,577	+0,040	-0,610	0,311	18,700
	22	15,760	-0,820	+0,020	-0,830	0,464	15,910
	23	11,190	-1,734	-0,020	-1,696	1,610	11,300
	24	9,030	-3,021	-0,040	-2,950	1,770	9,120
	25	7,450	-4,680	-0,050	-4,580	2,740	7,520
	26	7,200	-4,800	-0,056	-4,740	2,840	7,270
	(27)	(0,000)	(-3,700)	(-0,100)	(-3,500)	(2,220)	(0,000)
		28	8,670	-2,803	-0,220	-2,583	1,750
29		10,130	-2,207	-0,256	-1,930	1,430	10,230
30		11,490	-1,602	-0,280	-1,308	1,090	11,60
31		15,770	-0,647	-0,214	-0,330	0,550	15,920
32		18,450	-0,530	-0,390	-0,130	0,530	18,630
33		18,450	-0,530	-0,585	-0,054	0,646	18,630
34		25,130	-0,035		-0,034		25,380
35		35,970	+0,168		+0,166		36,320
36		35,970	+0,168		+0,166		36,320
37		15,760	+0,020	-0,820	+0,831	0,460	15,910
38		11,190	-0,020	-1,734	+1,696	1,010	11300
39		9,039	-0,036	-3,021	+2,950	1,770	9,120
40		8,400	-0,040	-3,900	+3,86	2,280	8,480
41		0,000	-0,109	-2,855	+2,718	1,710	0,000

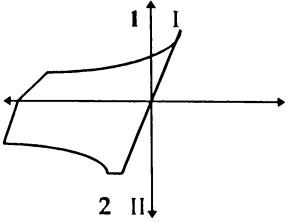
0	1	2	3	4	5	6	7
	42	10,520	-0,260	-2,01	+1,732	1,310	10,620
	43	11,490	-0,270	-1,602	+1,318	1,080	11,600
	44	15,770	0,280	-0,647	+0,363	0,530	15,920
	45	18,450	-0,390	-0,530	+0,138	0,530	18,630
	46	18,450	-0,584	-0,530	-0,053	0,640	18,630
	47	15,760	0,820	-0,536	-0,281	0,780	15,910
	48	11,190	-1,734	-0,550	-1,720	1,320	11,300
	49	9,039	-3,021	-0,560	-2,436	2,070	9,129
	50	5120	-3,200	-0,570	-2,603	2,180	5,170
	51	0,000	-2,650	-0,606	-2,024	1,880	0,000

### 3.2.3. Calculul diagramei $H-\Delta_x$ pentru portalul P1 (varianta dublu încadrat, $l=l_b$ )

Diagrama	Punct	$N_1 \times N_2$	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\Delta_x - 0,99x$ ( $\Delta_1 - \Delta_2$ )	$\Delta_x - 0,58x$ ( $\Delta_1 + \Delta_2$ )	$H=1,01N$
0	1	2	3	4	5	6	7
	1	51,250	+0,360	-0,228	-0,582	-0,076	51,760
	2	51,250	+0,360	-0,386	-0,732	+0,206	51,760
	3	47,820	+0,350	-0,363	+0,705	+0,007	48,290
	4	39,620	+0,300	-0,371	+0,660	+0,040	40,010
	5	30,950	+0,240	-0,447	+0,680	+0,120	31,250
	6	28,510	+0,210	-0,581	+0,780	+0,215	28,790
	7	25,130	+0,180	-0,770	+0,940	+0,342	25,380
	8	19,380	+0,140	-0,147	+1,590	+0,770	19,570
	9	15,770	+0,120	-2,470	+2,56	+1,360	15,920
	10	13,300	+0,110	-3,800	+3,87	+2,140	13,430
	11	10,040	+0,060	-6,200	+3,560	+3,560	10,140

0	1	2	3	4	5	6	7
	12	0,000	0,000	-5,990	+5,930	-3,470	0,000
	13	11,790	-0,040	-5,090	+4,990	+2,970	11,900
	14	12,040	-0,050	-3,850	+3,760	+2,260	12,160
	15	13,300	-0,060	-3,610	+3,510	+2,120	13,430
	16	15,770	-0,060	-2,250	+2,160	+1,330	15,920
	17	19,380	-0,070	-1,180	+1,090	+0,725	19,570
	18	25,130	-0,100	-0,400	+0,290	+0,290	25,380
	19	35,730	-0,140	+0,110	+0,240	+0,017	36,080
	20	51,250	-0,228	+0,360	-0,582	-0,076	51,760
	21	47,820	-0,363	+0,350	-0,705	+0,007	48,290
	22	39,620	-0,371	+0,300	-0,664	+0,041	40,010
23	32,950	-0,447	+0,240	-0,680	+0,120	33,270	
24	28,510	-0,581	+0,210	-0,783	+0,215	28,790	
25	25,130	-0,770	+0,180	-0,940	+0,340	25,380	
26	19,380	-1,470	+0,120	-1,570	+0,780	19,570	
27	15,770	-2,470	+0,100	-2,540	+1,370	15,920	
28	13,300	-3,800	+0,080	-3,840	+2,150	13,430	
29	11,800	-4,850	+0,060	-4,860	+2,770	11,910	
30	0,000	-4,320	+0,010	-4,280	+2,490	0,000	
	31	13,430	-3,750	-0,120	-3,590	+2,240	13,560
	32	15,770	-2,250	-0,130	-2,090	+1,380	15,920
	33	19,380	-1,180	-0,160	-1,000	+0,770	19,580
	34	25,130	-0,400	-0,200	-0,198	+0,340	25,380
	35	35,730	+0,110	-0,260	+0,366	+0,080	36,060
	36	40,840	+0,300	-0,320	+0,610	+0,080	41,240
	37	40,840	+0,300	-0,380	+0,673	+0,010	41,240
	38	39,620	+0,280	-0,371	+0,644	+0,040	40,010
	39	32,950	+0,220	-0,447	+0,660	+0,050	33,270
	40	28,510	+0,210	-0,581	+0,783	+0,130	28,790
	41	25,130	+0,200	-0,770	+0,960	+0,210	25,380
42	19,380	+0,140	-1,470	+1,590	+0,330	19,570	
43	15,770	+0,100	-2,470	+2,540	+0,770	15,920	
44	13,700	+0,060	-0,390	+3,920	+1,370	13,830	
45	0,000	-0,010	-3,190	+3,140	+2,220	0,000	
	46	15,190	-0,120	-3,000	+2,850	+1,850	15,340
	47	19,380	-0,180	-1,180	+0,990	+1,800	19,570
	48	25,130	-0,200	-0,400	+0,190	+0,340	25,380
	49	35,730	-0,260	+0,110	-0,366	+0,080	36,080
	50	40,800	-0,320	+0,120	-0,435	+0,110	41,200
	51	39,620	-0,371	+0,080	-0,446	+0,160	40,010
	52	32,950	-0,447	+0,070	-0,511	+0,210	33,270
	53	28,010	-0,581	+0,040	-0,614	+0,313	28,790
	54	25,130	-0,770	+0,030	-0,792	+0,420	25,380
	55	19,380	-1,470	+0,020	-1,475	+0,840	19,570



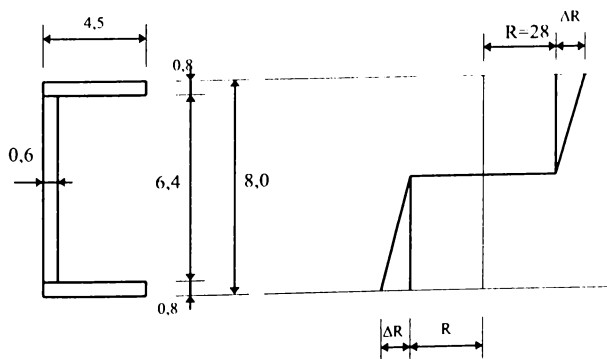
0	1	2	3	4	5	6	7
	56	15,770	-2,470	0,000	-2,445	+1,430	15,920
	57	14,400	-3,200	-0,020	-3,148	+1,840	14,540
	58	0,000	-21,310	-0,075	-2,212	+1,380	0,000
	59	17,500	-1,960	-0,250	-1,693	+1,280	17,670
	60	19,380	-1,470	-0,260	-1,197	+1,000	19,570
	61	24,750	+0,180	-0,220	+0,445	+0,050	24,990
	62	19,380	+0,140	-1,470	+1,148	+0,460	19,570
	63	15,770	0,000	-2,470	+1,593	+1,430	15,920
	64	14,400	-9,000	-3,200	+2,443	+2,370	14,540
	65	0,000	-0,075	-2,310	+2,210	+1,380	0,000
	66						

### III.2.4. CALCULUL DIAGRAMEI H- $\Delta_y$ PENTRU PORTALUL P<sub>1</sub>

Calculul s-a făcut ținând seama de cele arătate la diagrama H- $\Delta_x$  și folosind relația:  
 $\Delta_y = (\delta_1 - \delta_2)n_y$ . Valorile sunt trecute în tabele anterioare.

### III.2.5. CALCULUL DIAGRAMELEOR P- $\Delta$ ȘI H- $\Delta_x$ CU AUTOCONSOLIDARE

#### III.2.5.1. Calculul caracteristicilor plastice ale secțiunii



$$A = 2 \times 4,5 \times 0,8 + 6,4 \times 0,6 = 11,04 \text{ cm}^2 \approx 11,0$$

$$W_p = 25 = 2 \times \left( 4,5 \times 0,8 \times 3,6 + 0,6 \times 3,2 \times \frac{3,2}{2} \right) = 32,06 \text{ cm}^3$$

$$\eta = \frac{32,06}{26,5} = 1,21$$

$$M_p = 2W_p R = 32,06 \times 2,8 = 179,56$$

$$\Delta \bar{M}_p = 2\Delta R \left[ 0,6 \times 4 \frac{1}{2} + (4,5 - 0,6) 0,8 \times 3,6 \right] = 27,26 \Delta R$$

$$\Delta M_p = 2\Delta \bar{M}_p = 2 \times 27,26 = 54,53 \Delta R$$

$$P_c = AR = 2 \times 11 \times 2,8 = 61,6$$

$$\Delta P_c = 2\Delta R \left( 6,4 \frac{0,6}{2} + 2 \times 4,5 + 0,8 \right) = 18,24 \Delta R$$

Se ia  $\Delta R = 1,5 t / cm^2$

$$M_p = 179,56 + 54,53 \times 1,5 = 261,35$$

$$P_c = 61,6 + 18,24 + 1,5 = 88,96$$

$$P = \frac{1,18 M_p}{\frac{1}{2} f + \frac{1,18 M}{P_c}} = \frac{308,37}{\frac{1}{2} f + 3,47}$$

### III.2.5.2. Calculul diagramei P-Δ pentru bara dublu încastrată ( $f=0,68l_p$ )

#### Ciclul 1

ZONA OA - încărcare elastică

• punctul A

$f=0,38cm$
$\Delta=-0,228cm$
$P=57t$

ZONA AB deformație sub efort constant

• punctul B

$f=3,88cm$
$\Delta=-0,347cm$
$P=56,37t$

ZONA BC comportare plastică

$$P = \frac{308,37}{\frac{1}{2} f + 3,47}$$

Punct	f (cm)	P (t)	$\Delta$ (cm)	$\Delta_r = \frac{Pl}{EA}$ (cm)	$\Delta_c = \frac{2f^2}{l}$ (cm)	$\Delta = \Delta_r - \Delta_p - \Delta_c$ (cm)
<b>B</b>	3,880	57,000	0,001	0,228	0,120	-0,347
<b>1</b>	4,000	56,370		0,225	0,128	-0,352
<b>2</b>	6,000	47,660		0,190	0,288	-0,477
<b>3</b>	8,000	41,280		0,165	0,512	-0,676
<b>4</b>	10,000	36,400		0,145	0,800	-0,944
<b>5</b>	15,000	28,110		0,112	1,800	-1,911
<b>6</b>	20,000	22,890		0,091	3,200	-3,290
<b>7</b>	25,000	19,300		0,077	5,000	-5,076
<b>C</b>	30,000	16,690		0,066	7,200	-7,265

### ZONA CD descărcare elastică

$$\Delta_T = \Delta_{\text{exp}} = -4,07\text{cm}$$

$$P = 21,2 \rightarrow \Delta_p = \frac{Pl}{EA} = 0,0848$$

$$-4,070 = 0,001 - 0,0848 - \Delta_c \rightarrow \Delta_c = -3,98 = \frac{2f^2}{l} \rightarrow f = 21,36\text{cm}$$

$$f_D = f_C \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) = 21,36 \left(1 - \frac{21,2}{328,6}\right) = 19,98\text{cm}$$

$$\Delta = 0,001 - 3,191 = -3,19\text{cm}$$

### ZONA DE încărcare elastică

$$Pf = M_p \left(1,18 - 1,18 \frac{P}{P_0}\right)$$

$$\frac{19,98 \times 328,6P}{2(328,6 + P)} = 308,37 - 3,47P$$

$$6,94P^2 + 8682,63P - 202660,76 = 0 \rightarrow P = 22,92\text{t}$$

$$f_E = f_D \frac{1}{1 + \frac{P}{P_E}} = 19,98 \frac{1}{1 + \frac{22,9}{328,6}} = 18,67\text{cm}$$

$$\Delta = 0,001 + 0,004 \times 22,9 - 0,008 \times 18,67^2 = -2,69\text{cm}$$

- punctul **E**  $\left\{ \begin{array}{l} f=18,67\text{cm} \\ \Delta=-2,69\text{cm} \\ P=22,92\text{t} \end{array} \right.$

**ZONA EF**

Punct	f (cm)	P (t)	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_p = P\ell/EA$ (cm)	$\Delta_c = 2f^2/\ell$ (cm)	$\Delta = \Delta_i + \Delta_p - \Delta_c$ (cm)
E	25,760	18,860	0,001	0,075	5,308	-5,232
1	25,000	19,310		0,077	5,000	-4,922
2	20,000	22,890		0,091	3,200	-3,108
3	15,000	28,110		0,112	1,800	-1,687
4	10,000	36,400		0,145	0,800	-0,654
5	5,000	51,650		0,206	0,200	-0,007
F	3,800	57,000		0,228	0,120	+0,109

**ZONA FG**

$$f_G = f_p \left( 1 + \frac{P}{P_E} \right) = 3,88 \left( 1 + \frac{57}{328,6} \right) = 4,45 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = \Delta_i - \Delta_c = 0,001 - 0,008 \times 4,45^2 = -0,15 \text{ cm}$$

**ZONA FG descărcare în funcție de  $\Delta_{exp}$**

$$\Delta_T = \Delta_{exp} = 0,59 \text{ cm} \rightarrow P = 40 \text{ t} \rightarrow \Delta_p = 0,16 \text{ cm}$$

$$-0,59 = 0,001 + 0,16 - \Delta_c \rightarrow \Delta_c = -0,751 \rightarrow f = 9,27 \text{ cm}$$

$$f_G = f_p \left( 1 + \frac{P}{P_E} \right) = 9,27 \left( 1 + \frac{40}{328,6} \right) = 10,39 \text{ cm}$$

$$\Delta_G = 0,001 - 0,008 \times 10,39^2 = -0,86 \text{ cm}$$

• punctul F

$$\left. \begin{array}{l} f=9,27 \text{ cm} \\ \Delta=-0,59 \text{ cm} \\ P=40 \text{ t} \end{array} \right\}$$

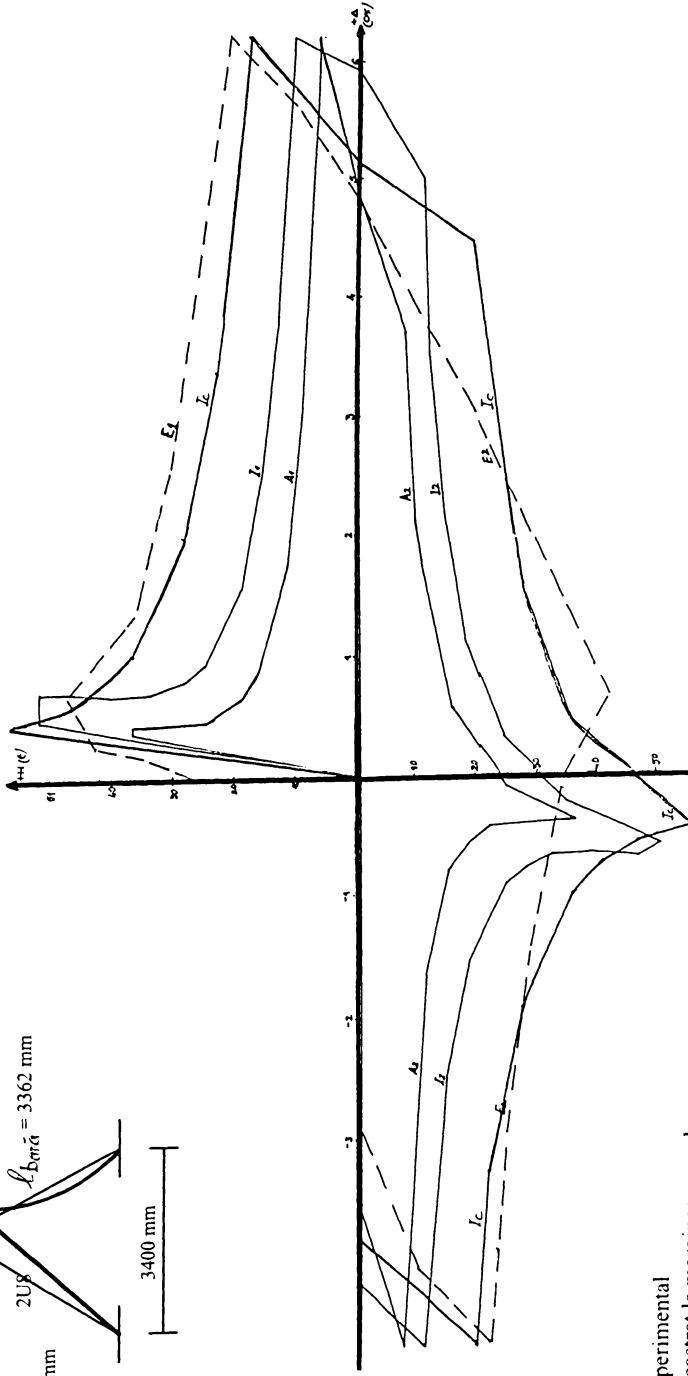
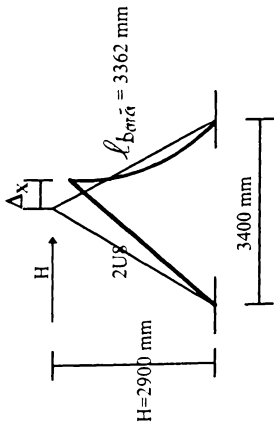
• punctul G

$$\left. \begin{array}{l} f=10,39 \text{ cm} \\ \Delta=-0,86 \text{ cm} \\ P=0 \text{ t} \end{array} \right\}$$

### III.2.5.3. Calculul diagramei H- $\Delta_x$

Diagrama	Punct	H (t)	$\Delta_1$ (cm)	$\Delta_2$ (cm)	$\Delta_x=0,99(\Delta_1-\Delta_2)$ (cm)
	1	57,000	+0,109	-0,347	+0,454
	2	56,370	+0,105	-0,352	+0,455
	3	47,660	+0,100	-0,477	+0,576
	4	41,280	+0,090	-0,676	+0,765
	5	36,400	+0,080	-0,944	+1,013
	6	28,110	+0,060	-1,911	+1,975
	7	22,890	+0,050	-3,290	+3,337
	8	19,300	+0,040	-5,076	+5,115
	9	18,000	+0,030	-6,200	+6,129
	10	0,000	0,000	-5,130	+5,130
	11	29,520	-0,130	-4,200	+4,071
	12	36,400	-0,180	-0,654	+0,475
	13	51,650	-0,240	+0,007	-0,244
	14	57,000	-0,347	+0,109	-0,452
	15	56,370	-0,352	+0,405	-0,453
	16	47,660	-0,477	+0,100	-0,572
	17	41,280	-0,676	+0,090	-0,760
	18	36,400	-0,944	+0,088	-1,014
	19	28,110	-1,910	+0,050	-1,940
	20	22,890	-3,290	+0,040	-3,297
	21	20,000	-4,850	+0,030	-4,831
	22	0,000	-3,920	-0,010	-3,070

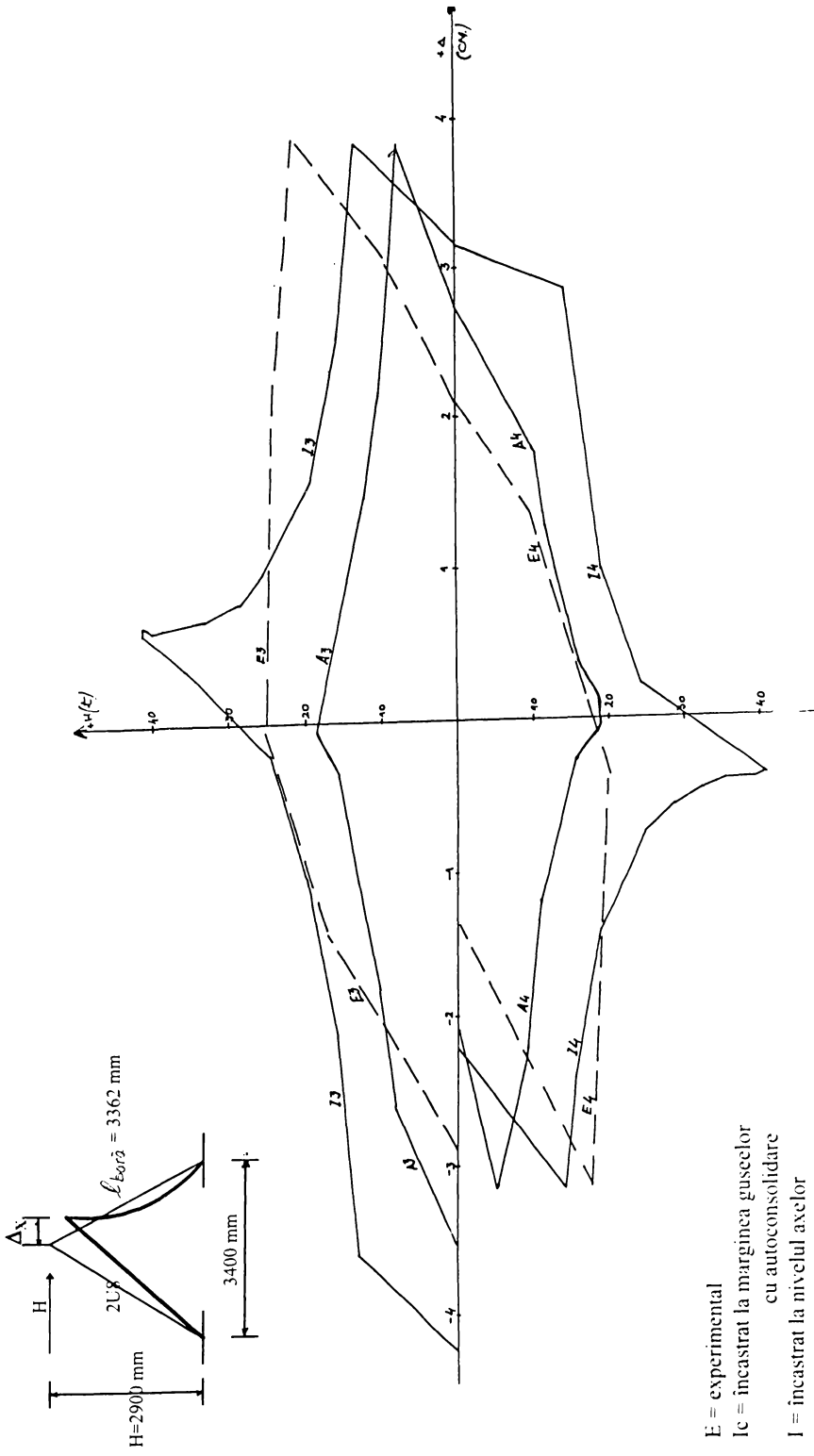
**DIAGrame H -  $\Delta_x$  (FORTĂ ORIZONTALĂ - DEPLASARE PE DIRECȚIA FORȚEI)  
 TRASATE PE CALE ANALITICĂ ȘI OBTINUTE EXPERIMENTAL PENTRU PORTALUL P1  
 CICLURILE 1 ȘI 2 DE ÎNCĂRCARE - DESCĂRCARE**



E = experimental  
 Ic = încastrat la marginea guseelor  
 cu autoconsolidare  
 I = încastrat la nivelul axelor  
 A = articulată la 0,8 /

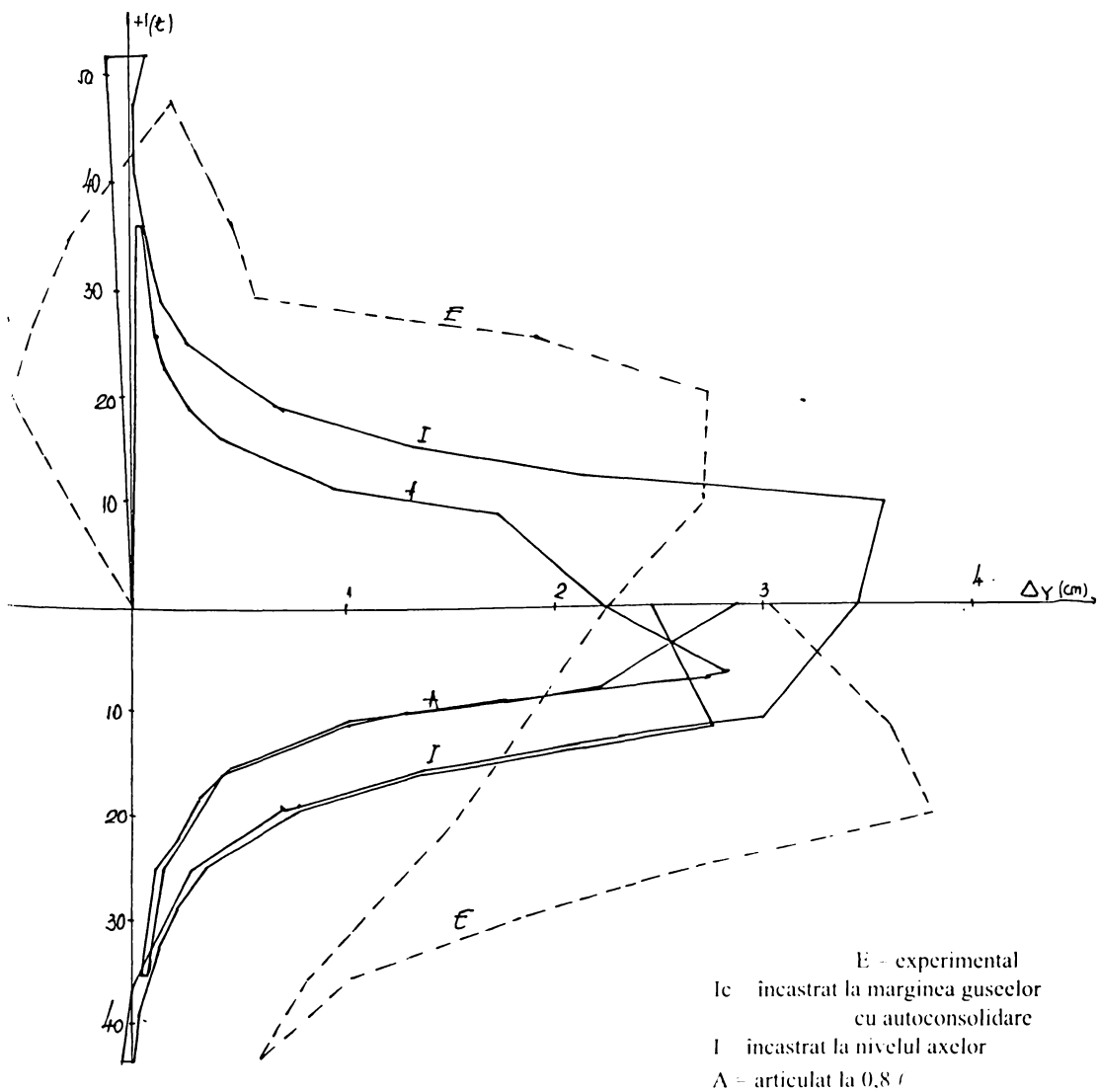
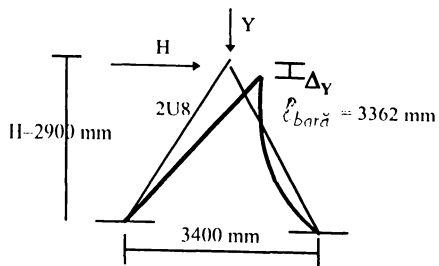
PLANȘA 6.

**DIAGrame H -  $\Delta_x$  (FORTĂ ORIZONTALĂ - DEPLASARE PE DIRECȚIA FORȚEI)**  
 TRASATE PE CALE ANALITICĂ ȘI OBTINUTE EXPERIMENTAL PENTRU PORTALUL P1  
 CICLURILE 3 ȘI 4 DE ÎNCĂRCARE - DESCĂRCARE



E = experimental  
 Ic = încastrat la marginea guscelor  
 cu autoconsolidare  
 I = încastrat la nivelul axelor  
 A = articulat la 0,8 /

**DIAGrame H -  $\Delta_V$  (FORȚĂ ORIZONTALĂ - DEPLASARE PE DIRECȚIA VERTICALĂ)**  
 TRASATE PE CALE ANALITICĂ ȘI OBTINUTE EXPERIMENTAL PENTRU PORTALUL P1  
 CICLURILE 1 ȘI 2



E - experimental  
 Ic - încadrat la marginea guscilor  
 cu autoconsolidare  
 I - încadrat la nivelul axelor  
 A - articulat la 0,8 l



### III.3. CAZURILE EXTREME

#### III.3.1. PORTALUL CU BARA ORIZONTALĂ DE RIGIDITATE NULĂ

O situație limită o constituie cazul curent întâlnit în practică în care rigiditatea barei orizontale 4-5 poate fi neglijată. În aceste condiții  $Y=0$  și din relația (2)  $P_1=P_2=P$ . Alegând valori  $P_1=P_2=P$  se citesc pe diagramele  $P-\Delta$  valorile  $\Delta_1$  și  $\Delta_2$  și cu relațiile (5) și (6) se calculează  $\Delta_x$ , respectiv  $\Delta_y$ . În figura III.6 se arată diagrama  $H-\Delta_x$  care prezintă o degradare atât în forță cât și în rigiditate.

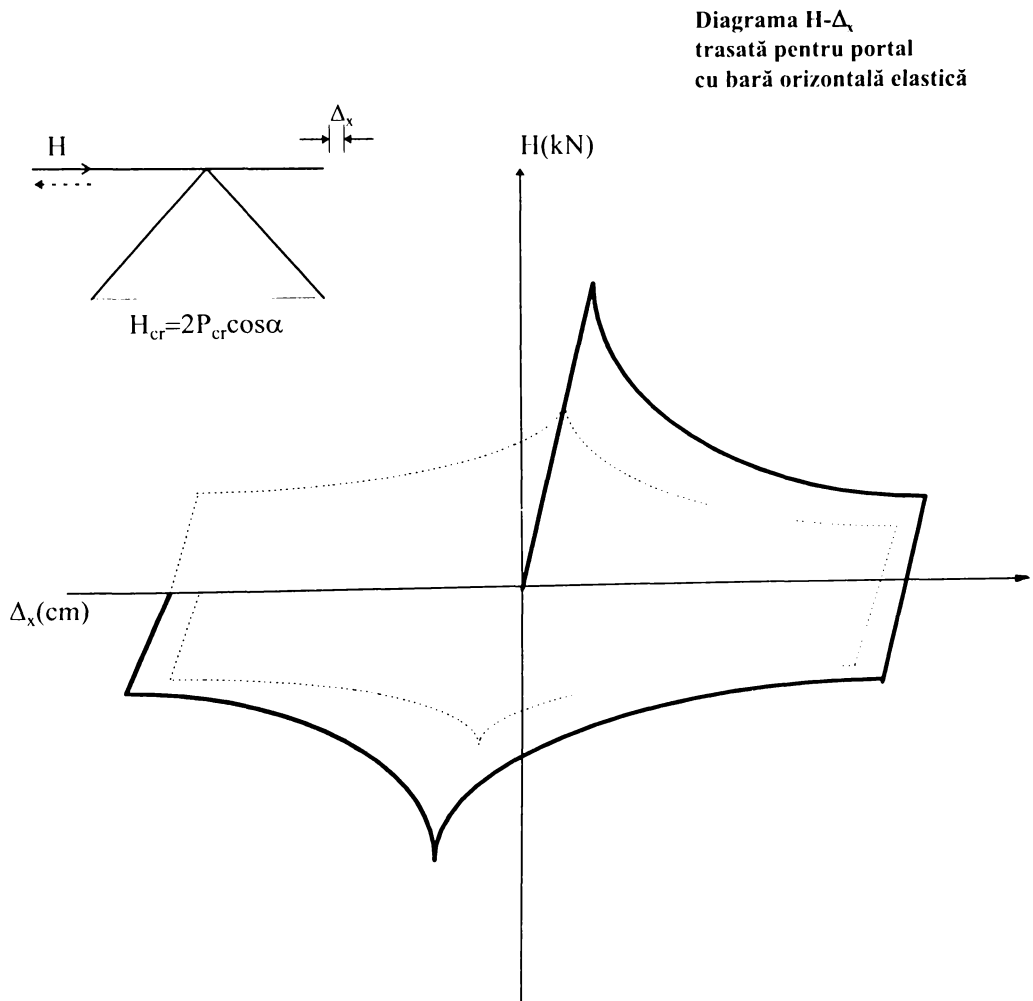
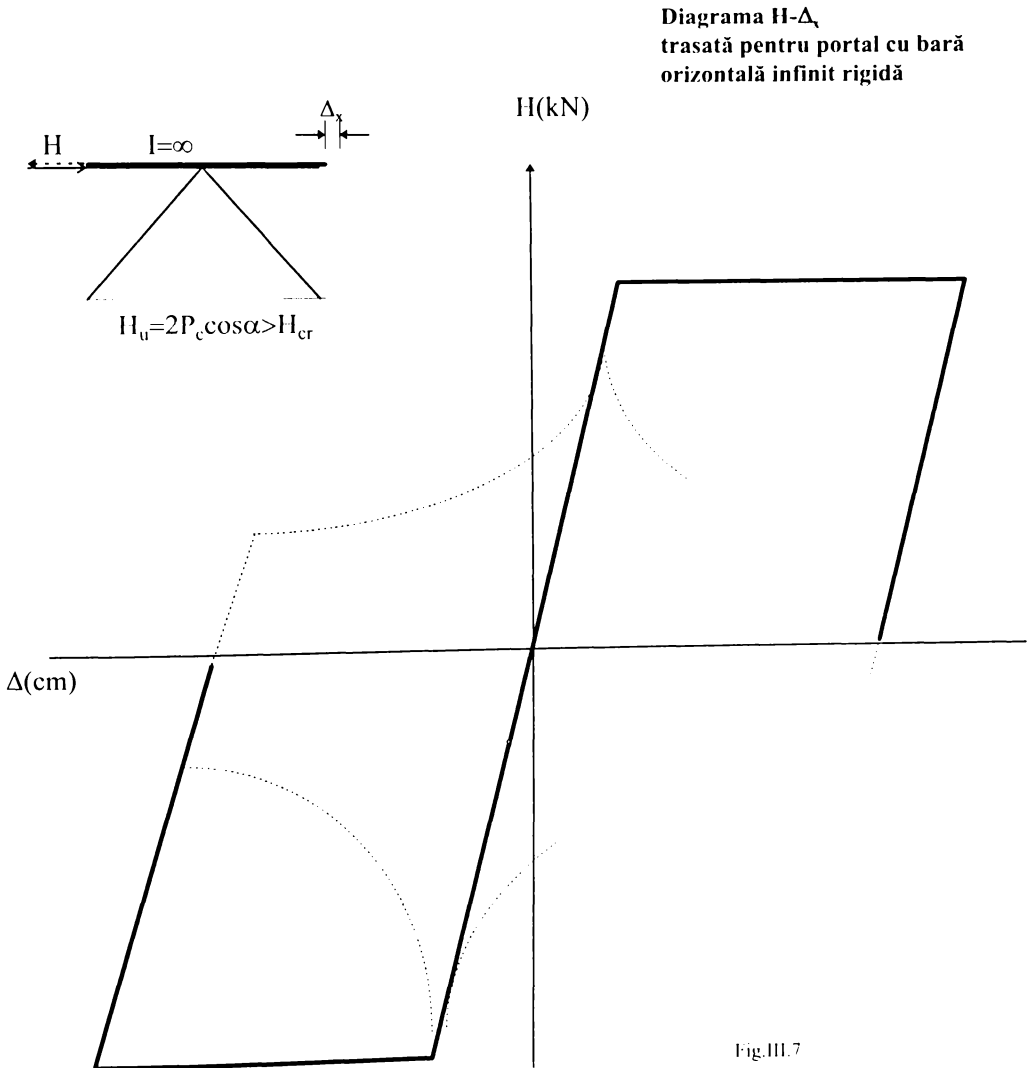


Fig.III.6

### III.3.2. PORTAL CU BARA ORIZONTALĂ INFINIT RIGIDĂ

Cealaltă situație limită o constituie cazul în care rigiditatea barei orizontale 4-5 este infinită. În aceste condiții  $\Delta_y=0$  și din relația (66) rezultă  $\Delta_1=\Delta_2$ . Alegând o pereche de valori pe diagrama  $P_1-\Delta_1$  din condiția  $\Delta_2=\Delta_1$  rezultă pe diagrama  $P_2-\Delta_2$ , valoarea  $P_2$ ; în continuare cu relațiile (65) și (66) se calculează  $\Delta_x$  respectiv  $\Delta_y$ . În figură este dată diagrama  $H-\Delta_x$  care arată o degradare numai în rigiditate.



# IV

## ANALIZA, PE BAZA CURBELOR HISTERETICE, A DEGRADĂRILOR STRUCTURALE ÎN CAZUL CADRELOR LONGITUDINALE PARTER AVÂND ÎN COMPONENTA LOR PORTALE METALICE

### IV.1. GENERALITĂȚI

Orice deformare ireversibilă suferită de o construcție sau un element de construcție - datorită acțiunii exterioare - implică existența unor procese de disipare și absorbție de energie, prin disipare înțelegând o transformare a energiei mecanice induse în alte forme de energie, iar prin absorbție o mărire a energiei interne. Spre deosebire de deformarea perfect elastică în cazul deformării ireversibile, lucrul mecanic al câmpurilor exterioare este diferit de zero.

Absorbiția de energie implică modificarea progresivă a structurii interne a materiei solide, respectiv degradarea legăturilor interne inițiale.

Degradarea este un fenomen cumulativ, indiferent dacă ea este localizată într-o anumită zonă sau este generalizată pe întreaga structură.

În evoluția ei, degradarea reduce progresiv legăturile nedeterminărilor statice. Structura se adaptează la diferite stadii de echilibru, având loc în același timp deformații elastice, plastice și zone complet degradate; când procesele de plastificare și degradare nu tind spre o limită finită (spre stabilizare), se declanșează fenomenul de colaps. În esență, degradarea seismică este elementul primar, celelalte modificări care definesc fenomenologia avariei construcțiilor sunt elemente derivate. Prin degradare, rezistența și rigiditatea scad, deformabilitatea crește iar procesele energetice fluctuează, modelând în fiecare moment intensitatea răspunsului.

Reprezentând într-un sistem de axe *variabila geometrică* - *variabila mecanică* relația celor două variabile (figură), principalele tipuri de energii care intervin în timpul unui proces sunt:

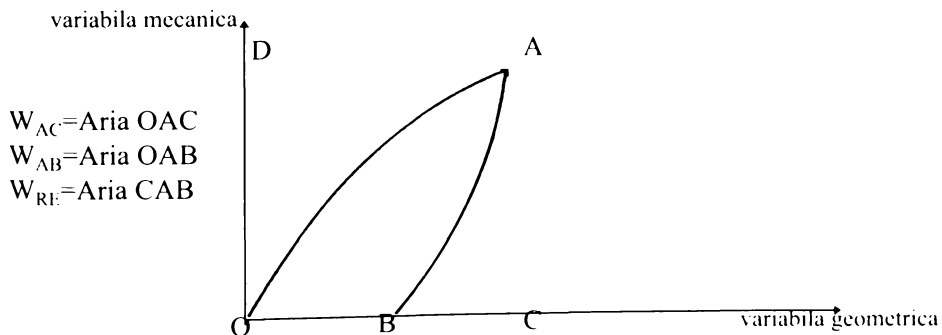


Fig. IV.1

- Energia acumulată ( $W_{AC} = \text{Aria OAC}$ )

Croșterea acestei energii caracterizează procesele de încărcare.

- Energia restituită ( $W_{RE} = \text{Aria ABC}$ )

Este o energie care acoperă revenirea elastică a elementului și caracterizează procesele de descărcare.

- Energia absorbită ( $W_{AB} = \text{Aria OAB}$ )

Schimbarea entropiei sistemului (degradarea) este acoperită de această energie nerecuperabilă.

- Energia complementară (Aria OAD)

- Energia totală ( $W_T = \text{Aria ODAC}$ )

Este suma energiilor acumulate și complementare

Orucare proces alternant complex poate fi descompus în semibuclă (half-loops) chiar dacă în definiția sa intervin mai multe variabile.

O semibuclă este o secvență a procesului histeretic cuprinsă între două stări succesive de energie totală nulă.

Pentru analiza energetică, semibuclă este considerată *unitatea energetică*. Ea constituie o secvență a degradării.

Aplicată asupra unei serii de elemente diferite supuse aceluiași load history analiza energetică a comportării elementelor structurale efectuată prin interpretarea curbelor de histeresis permite optimizarea secțiunilor și geometriilor cu un grad de finețe mai mare decât în celelalte criterii consacrate (38).

Modelarea corectă a degradării seismice este cheia analizelor dinamice directe. În practica curentă sunt cunoscute două procedee diferite de abordare a problemei și anume:

- modelare analitică
- modelare geometrică (biliniară, triliniară)

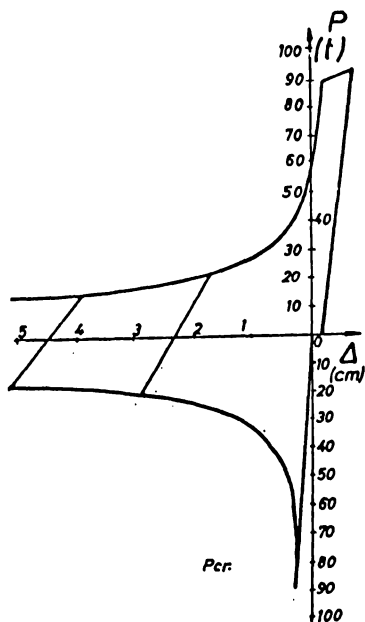
În urma dezvoltării cercetărilor analitice asupra barelor independente supuse încărcărilor ciclice de compresie-întindere și a contavinturilor, îndeosebi a celor având barele centrate în noduri, s-au efectuat o serie de lucrări de laborator în vederea confirmării pe cale experimentală a modelelor teoretice propuse.

Experimentările s-au desfășurat în laboratorul Institutului de Construcții București (pentru bare cu secțiune omogenă), INCERC București (portale scara 1:5 și îmbinări sc.1:1), INCERC Cluj (bare, portale și structuri la scară naturală).

Compararea diagramelor forță-deplasare obținute pe cale experimentală cu cele trasate în baza modelului analitic propus au pus în evidență o serie de aspecte pe care ne propunem să le analizăm în cele ce urmează.

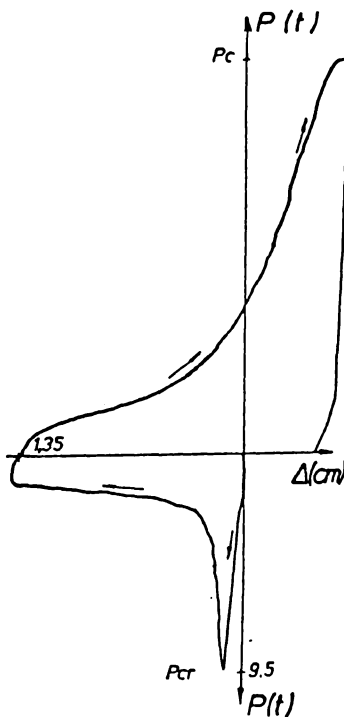
## IV.2. VERIFICAREA ȘI CALIBRAREA PE CALE EXPERIMENTALĂ A MODELULUI DE CALCUL PROPUȘ PENTRU TRASAREA CURBELOR DE HYSTERESIS A BAREI SUPUSĂ LA ACȚIUNI ALTERNANTE DE COMPRESIUNE - ÎNTINDERE

Încercările experimentale efectuate au avut drept scop o verificare a modelului teoretic care descrie comportarea post-critică a unei bare comprimate.



(fig.IV.1.a)

CURBE HISTERETICE TRASATE ANALITIC



(fig.IV.1.b)

ȘI OBTINUTE PE CALE EXPERIMENTALĂ

SE REMARCĂ BUNA CORESPONDENȚĂ A ALURII CURBELOR HISTERETICE TRASATE ÎN SISTEMUL DE COORDONATE: FORȚĂ AXIALĂ - DEPLASARE PE DIRECȚIA FORȚEI

Încercările pe diferite tipuri de bare, efectuate în laboratorul de metal al Facultății de Construcții Civile, Industriale și Agricole sub conducerea prof.dr.ing. Dragoș Georgescu, au pus în evidență o serie de aspecte privind comportarea acestora la încărcări alternante de întindere-compresiune.

Buna corespondență între diagramele P-D teoretice (fig.IV.1.a) și cele trasate în timpul experimentărilor (fig.IV.1.b.) confirmă ipoteza din modelul teoretic potrivit căreia, în

condițiile în care nu intervine autoconsolidarea, echilibrul barei este determinat de comportarea în articulație plastică.

Diferențele între valorile  $\Delta$  măsurate și calculate, dacă eliminăm alunecările constatate în bacurile preseii, se pot explica prin deosebirile între bara teoretică cu articulație plastică punctuală și bara reală cu zonă de deformare plastică. Mulajele au pus în evidență că între zona cu comportare plastică și capetele barei deformata este practic o dreaptă. Ținând seama că zona elasto-plastică este mică în mărime absolută, diferențele de valori  $\Delta$  sunt mai mari la bare cu lungimi mici, de ordinul a 30 cm, cum au fost barele experimentale și sensibil mai mici la barele reale cu lungimi mari.

Experimentările care confirmă modelul teoretic adoptat au arătat că, de la un ciclu la altul de solicitare în compresiune, se constată o degradare a forței critice; această degradare este foarte mare la trecerea de la ciclul 1 la ciclul 2, constatându-se o tendință de stabilizare după ciclurile 3-4 (fig.IV.2.). Se constată deasemenea o degradare în  $\Delta$  îndecosebi în sensul că la încheierea unui ciclu complet bara păstrează o deformație remanentă în tensiune, deci o creștere a lungimii ei față de lungimea inițială.

### DIAGRAMA P- $\Delta$

RAPORTAT LA ZERO ENERGETIC  
 OBTINUTĂ PRIN PRELUCRAREA DIAGramei  
 TRASATĂ PE CALE EXPERIMENTALĂ.

SE POATE REMARCA SUPRAPUNEREA APROAPE PERFECTĂ  
 A DIAGrameLOR DE LA UN CICLU LA ALTUL ȘI MODUL ÎN  
 CARE SE DEGRADEAZĂ DE LA UN CICLU LA URMĂTORUL  
 FORȚA CRITICĂ PE LA CARE SE OBTINE CEDAREA ÎN  
 COMPRESIUNE (FENOMENUL DE FLAMBAJ)

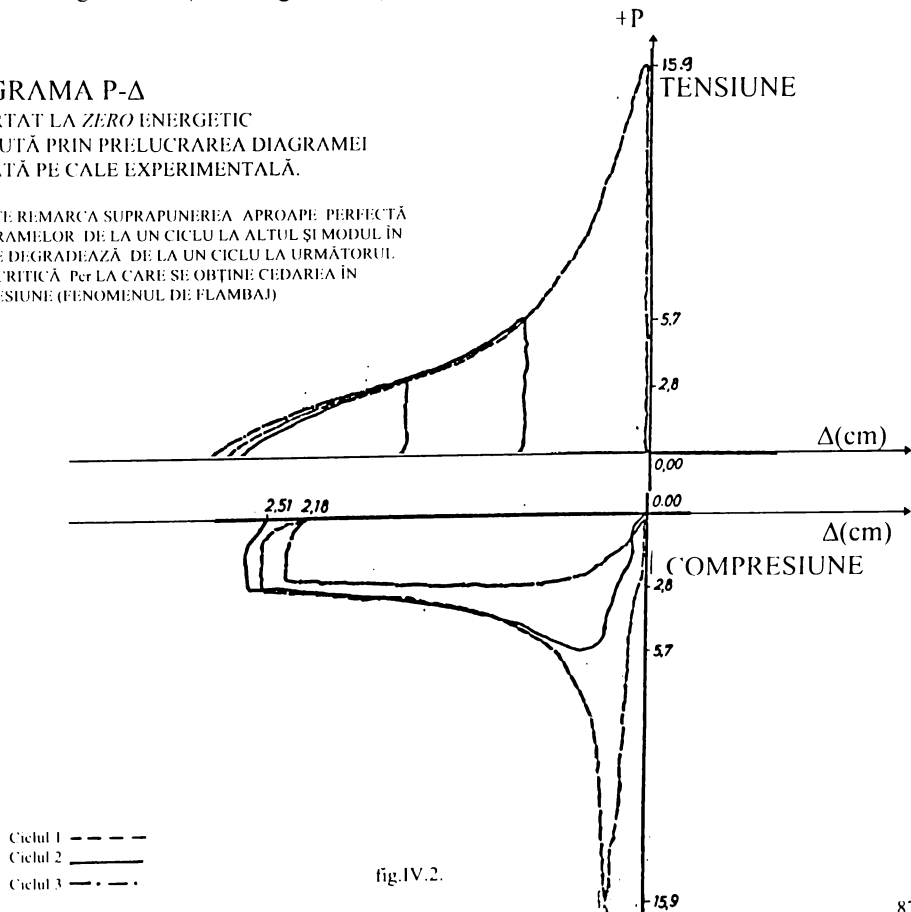
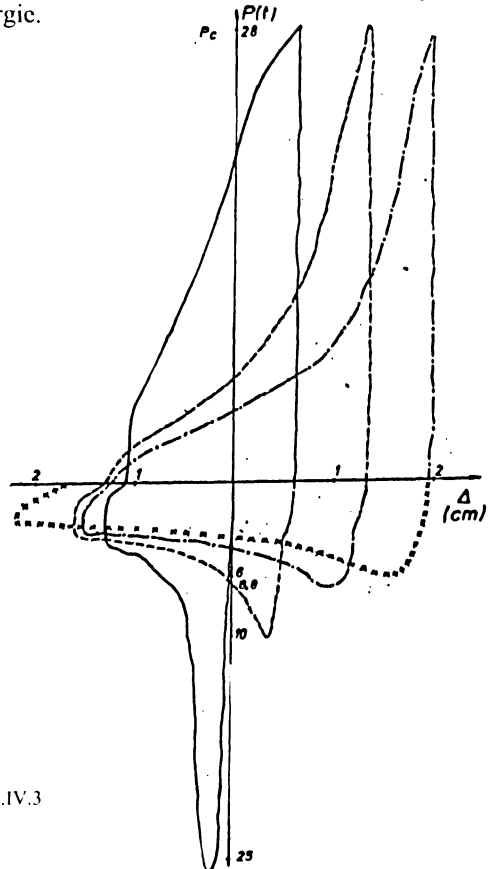


fig.IV.2.

Interpretând energetic diagramele P- $\Delta$  în sensul comparării ariilor descrise de relația P- $\Delta$  pentru diferite cicluri (vezi fig.IV.3.), se constată că degradarea de energie de la un ciclu la altul este mai mică decât degradarea în forța critică, astfel încât, dacă incursiunea în plastic este suficient de lungă, bara comprimată, deși pierde mult din capacitatea sa portantă, păstrează o anumită capacitate de a disipa energie.

DIAGRAMA P -  $\Delta$   
 TRASATĂ PE CALE EXPERIMENTALĂ  
 PENTRU O EPRUVETĂ AVÂND  $\lambda = 75$ ,

BARA ÎNCEPE PRIMUL CICLU ÎN COMPRESIUNE ȘI  
 ESTE ÎNCĂRCATĂ ÎN ÎNTINDERE PÂNĂ LA VALOAREA  
 $P_c$  (valoarea la care se obține curgerea)



Ciclul 1 —————  
 Ciclul 2 .....  
 Ciclul 3 - - - - -  
 Ciclul 4 xxxxxxxxxxxx

fig.IV.3

### IV.3. FACTORI CARE INFLUENȚEAZĂ COMPORTAREA HISTERETICĂ A BAREI SUPUSE LA ACȚIUNI ALTERNANTE ÎNTINDERE-COMPRESIUNE

Pentru halele din beton cu poduri rulante și pentru halele cu structura metalică, în proiectele IPCT-ului s-au adoptat portale metalice în K (fig.IV.4.), având barele cu zvelteți cuprinse între 50 și 110.

Elementele componente ale portalelor au secțiuni compuse din profile de catalog (folosindu-se toată gama între 12 și 24), distanța între ramuri variind de la caz la caz: solidarizarea ramurilor s-a realizat cu plăcuțe, zăbrelețe sau chiar prin sudarea directă a profilelor U. Majoritatea portalelor au contraflize pentru micșorarea lungimii de flambaj a ramurilor (vezi tabelul 1).

# PORTAL I.P.C.T

PORTAL TIP I.P.C.T. (fig.IV.4)

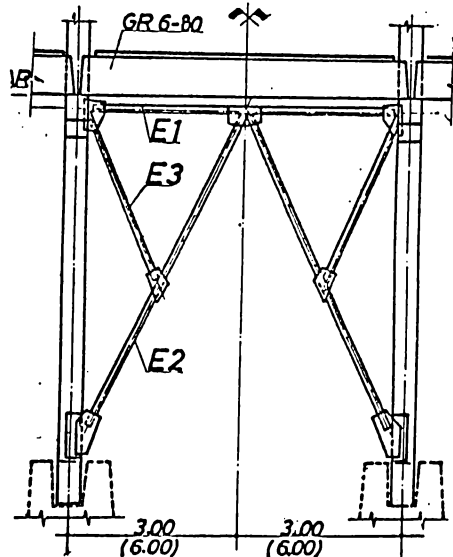


fig.IV.4.

Varietatea soluțiilor constructive au dus la o gamă mare de tipuri de bare în portale, pentru care s-au stabilit relațiile P- $\Delta$  și s-au trasat diagrame histeretice.

Tabelul 1

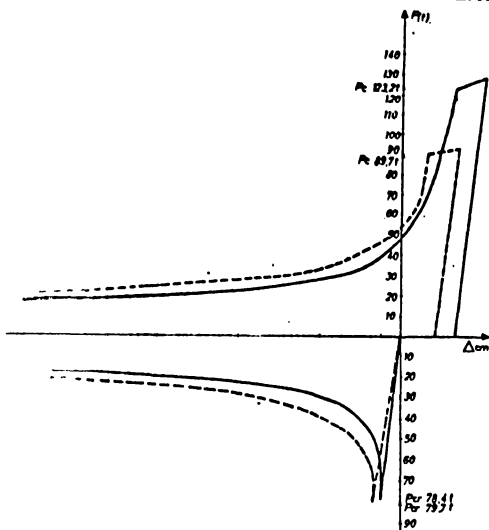
Nr. crt.	MODUL TIP DE HALA	PROIECT IPCT	PROFILE UTILIZATE	CU CONTRAFISE	$\lambda$
1	6 X 12	4002/1B	U12, U14	DA	45-75
2	6 X 15	4001/4B; 4002/2B		DA	
3	6 X 18	4002/3B		DA	
4	6 X 18	4001/5B	U14, U16	NU	90-120
5	6 X 21	4002/4B	U18, U20	NU	75-100
6	6 X 24	4002/5B	U24	NU	60-85
7	12 X 18	4001/9B	U24, U12	DA	50-92
8	12 X 30	4005/5471/A	U14, U16, U20	DA	75-115
		4006		DA	80-100
		408/12B		DA	75-90

Diagramele P- $\Delta$  trasate pentru barele alcătuite din profile cu secțiune mare (U16 și U24) închid o arie mai mare decât diagramele P- $\Delta$  corespunzătoare barelor cu secțiune mică (12, 14), deci din punct de vedere al absorbției de energie apare mai avantajoasă folosirea profilelor mari.

În fig.IV.5 se prezintă o comparație între diagramele P- $\Delta$  pentru bare cu secțiuni diferite având aceeași capacitate portantă în compresiune. Se observă că, în domeniul inelastic, bara cu secțiune mai mare închide o arie mai mare, deci are o comportare posterică mai favorabilă decât bara cu secțiune mică.



# DIAGramele P - Δ TRASATE PENTRU BARELE A DOUĂ PORTALE TIP IPCT BARELE PORTALELOR AU ACEEAȘI CAPACITATE PORTANTĂ ÎN COMPRESIUNE OBTINUTĂ CU ARII DIFERITE ȘI ZVELTEȚI DE BARĂ CORESPUNZĂTOARE



	A (cm <sup>2</sup> )	P <sub>cr</sub> (t)	Portal cu contra-fișă	
—	40,8	78,4	52	DA
-----	56	79,71	86,4	NU

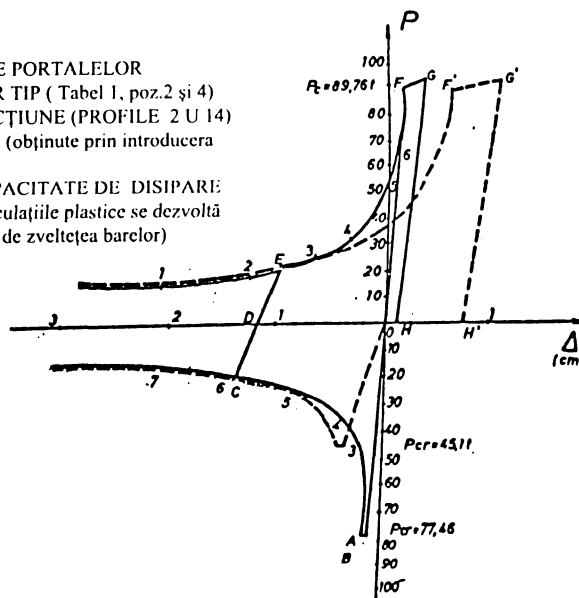
CAPACITATEA DE ABSORBȚIE ȘI DISIPARE A ENERGIEI PRIN ACTIVITATEA ÎN ARTICULAȚIILE PLASTICE ESTE SUPERIOARĂ LA PORTALUL CU BARE DIN PROFILE LAMINATE MAI MARI. (Deși performanțele postcritice ale celor două portale diferă, conform normelor actuale ele pot fi folosite în prezent în aceleași situații de proiectare, conform Normativ P100, iar analiza de mai sus a fost efectuată pe cazuri reale de hale parter de catalog)

fig.IV.5.

Din analiza comparată a diagramelor P-Δ pentru diferite zvelteți ale barelor portalului având aceeași secțiune, rezultă că energia absorbită în primul ciclu de forțe alternante nu variază prea mult în funcție de λ, deoarece, deși forța axială critică poate fi cu mult mai mare la barele cu zveltețe scăzută față de cele cu zveltețe mare, vârful curbei histeretice închide o arie mai mică.

## DIAGrame P - Δ

TRASATE ANALITIC PENTRU BARE LE PORTALELOR  
DIN COMPONENTA HALELOR PARTER TIP ( Tabel 1, poz.2 și 4 )  
S-AU ALES BARE AVÂND ACEEȘI SECȚIUNE (PROFILE 2 U 14)  
DAR LUNGIMI DE FLAMBAJ DIFERITE (obținute prin introducerea  
contrafișelor la unul dintre portale) .  
SE POATE CONSTATA PRACTIC O CAPACITATE DE DISIPARE  
A ENERGIEI APROAPE IDENTICĂ (articulațiile plastice se dezvoltă  
pe profile identice iar evoluția ei nu depinde de zveltețea barelor)



A (cm <sup>2</sup> )	Calitate oțel	λ
40,8	OL37	54
40,8	OL37	108,8

Se poate afirma că volumul energiei absorbite nu depinde sensibil de zveltețe. În ciclurile următoare, dacă în primul ciclu a avut loc o activitate postcritică, valoarea forței axiale critice

$P_{cr}^n$  scade mult, curba tinzând să se aplatizeze, astfel încât absorbția de energie nu mai depinde de zveltețea inițială a barei.

Diagramele P- $\Delta$  trasate pentru bare formate din aceleași tipuri de profile, dar având lungimi de flambaj diferite, relevă o arie mai mare la barele cu  $\lambda$  mai mare, fără a depăși domeniul recomandat,  $\lambda < 100$ .

În ecuațiile care descriu curbele P- $\Delta$ :

1) pentru compresiune

$$\Delta = \Delta_i - \frac{Pl}{EA} = \frac{2}{e} \left( \frac{1,18M_p}{P} - \frac{1,18M_p}{P_c} \right)^2$$

2) pentru tensiune

$$\Delta = \Delta_i + \frac{Pl}{EA} = \frac{2}{e} \left( \frac{1,18M_p}{P} - \frac{1,18M_p}{P_c} \right)^2$$

în care:  $\Delta_i = \text{constant}$  (deformație inițială).

$1/EA = \text{constant}$  pentru o secțiune dată.

$$2 \left( \frac{1,18M_p}{P} - \frac{1,18M_p}{P_c} \right)^2 = \text{constant}$$

Pentru o secțiune dată la o anumită valoare a forței P, rezultă:

$$\Delta = m \pm nl - \frac{k}{l} \text{ pentru un anumit } P.$$

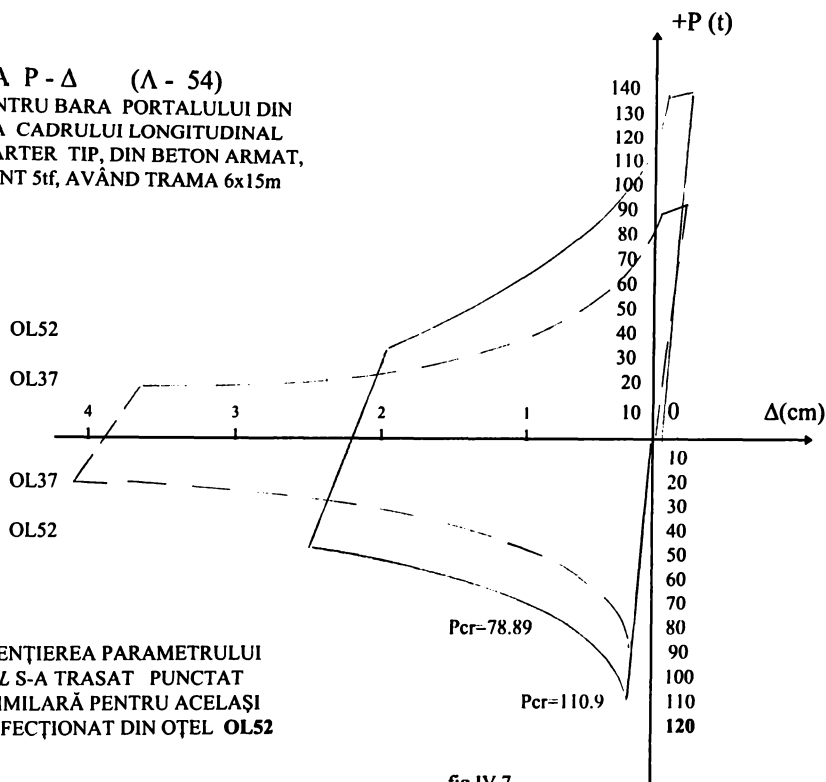
Deoarece pentru valori suficient de mari ale săgeții  $f$  ( $f=15$  cm) termenul  $k/l$  este determinat, rezultă o arie mai mare în cazul barelor cu  $\lambda$  mai mare, în studiul postcritic al barelor portale (vezi fig.IV.7).

În același timp însă, faptul că la un nivel relativ scăzut al accelerației (corespunzătoare unui grad seismic  $< 6$ ) portalul poate depăși stadiul elastic atrage după sine necesitatea dimensionării portalului, astfel încât să se reducă riscul începerii activității inelastice la cutremure de mică intensitate, care au o probabilitate ridicată de a avea loc de mai multe ori în viața structurii.

La portalele alcătuite din profile cu secțiune mică U12, U14 cu contrafișe pentru micșorarea lungimii de flambaj, care duce la valori  $\lambda$  pentru ramurile înclinate foarte apropiate de valorile barelor orizontale (ex. 60,6 față de 61,3;  $P_{cr}=59t$  față de 61t), apare riscul ca activitatea inelastică să înceapă în bara orizontală, situație dezavantajoasă pentru comportarea generală a portalului.

Analiza comparată a diagramei P- $\Delta$  pentru barele cu aceleași caracteristici geometrice (secțiune, zveltețe) dar aclătuite din oțeluri de calitate diferite (fig.IV.7.) relevă pentru barele din oțel superior, pe lângă o creștere substanțială a forței axiale capabile (fără importanță energetică, dat fiind aria mică închisă de vârful curbei) și o comportare bună în domeniul elastic.

DIAGRAMA P -  $\Delta$  ( $\Lambda$  - 54)  
 TRASATĂ PENTRU BARA PORTALULUI DIN  
 COMPONENTA CADRULUI LONGITUDINAL  
 AL HALEI PARTER TIP, DIN BETON ARMAT,  
 CU POD RULANT 5tf, AVÂND TRAMA 6x15m



Deși diagrama P- $\Delta$  trasată pentru bare din oțel superior este mai depărtată de axa C- $\Delta$ , capacitatea de absorbție a energiei nu apare mai mare decât în cazul barelor din OL37, deoarece din cauza ductilității mai scăzute, aria închisă de curbe este limitată (deplasarea  $\Delta$ , respectiv săgeata  $f$  la mijlocul barei flambate nu poate atinge valori prea mari).

În acest sens, ar fi necesare încercări de laborator pentru determinarea valorilor limită pentru  $f$  și  $\Delta$  din modelul teoretic.

Față de cele expuse mai sus apare mai indicată folosirea profilelor cu secțiuni mari (U16, U24) deoarece acestea au o capacitate sporită de absorbție a energiei în domeniul inelastic ( $\Lambda$  mare,  $\lambda$  mare) și totodată se pot obține valori suficient de mari ale forței axiale critice pentru a nu fi atinse la seisme de mică intensitate. Din analiza la nivel de bară, domeniul recomandat al zvelteței în zone seismice apare a fi 50-100.

Portalele proiectate de IPCT, deși au fost calculate în domeniul elastic, au în general o bună capacitate de disipare a energiei la nivel de bară.

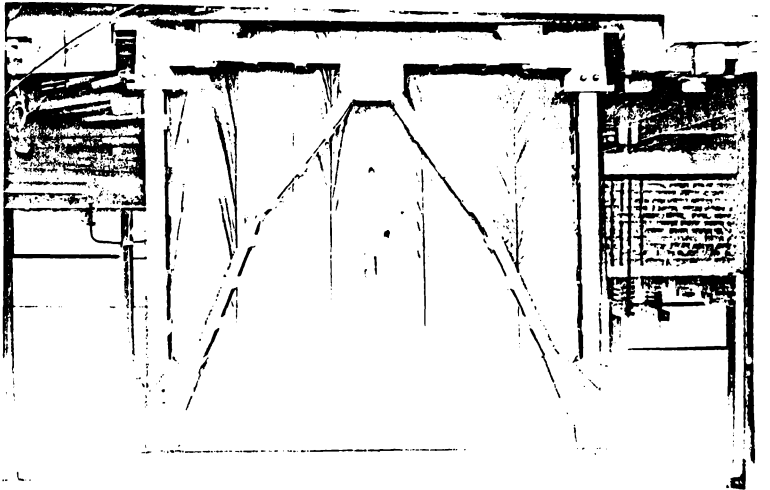


foto 1

### MODEL DE PORTAL P1, LA ÎNCHEIEREA EXPERIMENTĂRII.

se pot observa articulațiile plastice la mijlocul și la capetele barelor diagonale localizate între două plăcuțe de solidarizare; între ele bara este perfect rectilinie



foto 2

### ARTICULAȚIA PLASTICĂ DE LA MIJLOCUL BAREI PORTALULUI.

se observă deformarea puternică a secțiunii profilelor laminate; noua geometrie a secțiunii conferă caracteristici secționale ( $I, W$ ) inferioare, care amplifică scăderea valorii  $M_{pl}$  (ciclul n) datorate degradării materialului din zona articulației plastice.

## **IV.4. PORTALE ȘI CONTRAVÂNTUIRI CU BARE CENTRATE ÎN NODURI -DE TIP K- SUPUSE LA ACȚIUNI ORIZONTALE ALTERNANTE DE TIP SEISMIC**

### **IV.4.1. CONSIDERAȚII GENERALE**

Într-o structură în cadre, portalul (contravântuirea) joacă un rol foarte important în ceea ce privește protecția antisismică, răspunsul său fiind determinat de soluția constructivă adoptată. În mod curent, la noi în țară sunt uzuale portale în K și uneori în X. Se mai folosesc portale cu excentricitate (Italia, SUA) sau portale cu absorbantți (în țările fostei URSS). Proiectarea pe bază de normativ a acestor subansamble de construcție se efectuează în domeniul elastic. Este cunoscut faptul că în timpul unei activități seismice puternice, o parte din barele componente ale portalelor și contravântuirilor lucrează în domeniul postelastice dar nu se dispune de un instrument de calcul suficient de simplu și de cuprinzător pentru a fi uzual, tot așa după cum nu este unanim acceptată o anumită concepție constructivă a acestora în vederea unei comportări neliniare corespușzătoare.

În subcapitolul de față s-a efectuat o analiză multicriterială între patru tipuri de portale. Portalele au fost proiectate de autorul tezei de doctorat (în baza studiilor analitice efectuate în anii anteriori) care a stabilit și programul de testare. Primul portal - P1 - este portalul standard din proiectele tip și a fost experimentat la INCERC Cluj. Prin întărirea riglei superioare a portalului P1 s-a obținut portalul P2. La portalul P2 s-a urmărit o comportare îmbunătățită față de P1 din punct de vedere al capacității de absorbție și disipare de energie în ciclurile avansate, lucru stabilit pe cale analitică în studii anterioare experimentărilor și verificat practic prin încercările la INCERC București a portalelor MP1 și MP2 care reprezintă cazurile extreme ( portalul MP1 reprezintă extensia modelului de portal cu riglă orizontală având rigiditate practic infinită față de celelalte elemente, iar MP2 modelul de portal cu rigla orizontală de rigiditate nulă).

### **IV.4.2. VERIFICAREA PE CALE EXPERIMENTALĂ A METODEI DE CALCUL PROPUȘ PENTRU TRASAREA CURBELOR HYSTERETICE A PORTALELOR ÎN K SUPUSE LA ACȚIUNI CICLICE, DE TIP SEISMIC**

În urma aplicării unei istorii de încărcare (load history) adecvate, compusă din cicluri alternante, monoton crescătoare până la atingerea forței critice în domeniul elastic și apoi până la atingerea unei deplasări limită, s-au constat următoarele:

- Alura diagramelor trasate pe baza datelor experimentale reproduce în condiții foarte bune alura diagramei trasate pe baza modelului analitic propus.
- Între alura diagramelor trasate prin metoda propusă și obținute pe modelele testate de portale în K pe de o parte și alura diagramelor publicate în literatura de specialitate pe de altă parte, este o bună corespondență sub aspect calitativ.
- Între primul și al doilea ciclu apare o scădere în valoarea forței critice de 47% iar între ciclul 2 și următoarele 5-6 o diferență de 34%. În publicațiile străine (ex.: Eight World Conference on Earthquake Engineering - San Francisco 1984) diferența între primul ciclu și următoarele este de 30-50%.

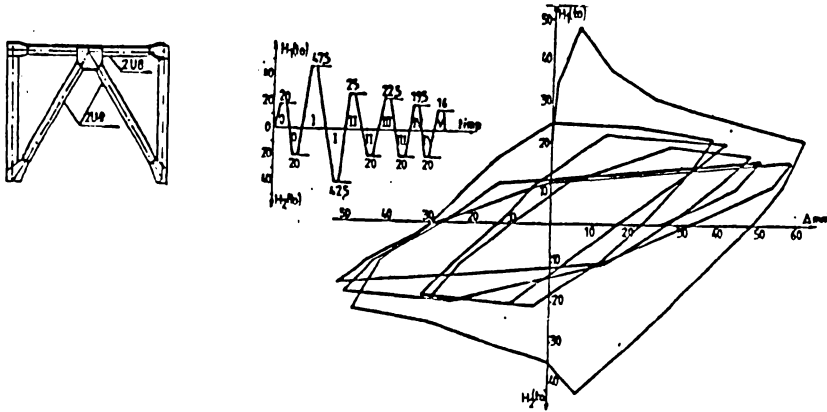


fig.IV.1.a

### PORTAL P1 - DIAGRAMA $H-\Delta_x$ .

Curbele  $H-\Delta$  obținute în urma experimentării portalului, cu incursiuni postelastice importante confirmă modelul analitic propus ( a se vedea cap.III.2.) Se constată degradarea importantă atât în forță orizontal- capabilă cât și în rigiditate de la ciclul 1 la ciclul 2, datorate evoluției articulațiilor plastice pe cele două diagonale. În stadiile avansate de lucru se remarcă tendința de stabilizare a curbelor în ciclurile 5-6. *Faptul că acest tip de portal poate prelua forțe importante și și poate absorbi și disipa o cantitate apreciabilă din energia indusă în sistem în primul ciclu, poate fi o explicație pentru comportarea neașteptat de bună întimpul cutremurului din 1977 (după cum rezultă din rapoartele tehnice ale specialiștilor din IPCT care au analizat halele industriale parter după seism) având în vedere că portalele au fost proiectate strict elastic.*

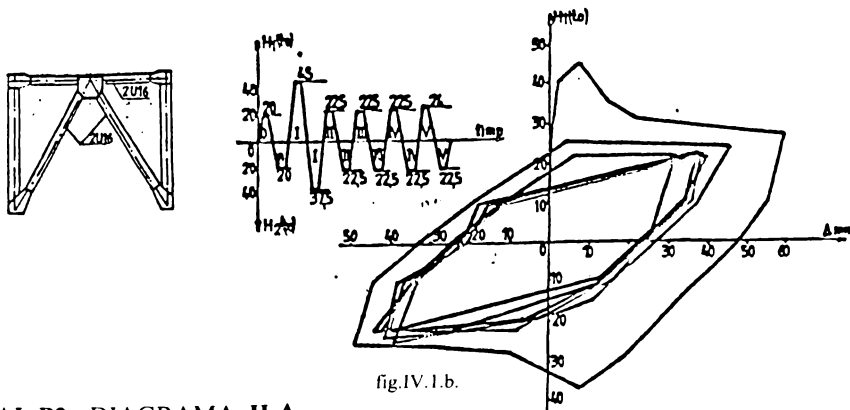


fig.IV.1.b.

### PORTAL P2 - DIAGRAMA $H-\Delta_x$

Curbele  $H-\Delta$  obținute în urma experimentării portalului, căruia i s-a aplicat aceeași istorie de încărcare ca și portalului P1, cu incursiuni postelastice importante confirmă modelul analitic propus anterior.( a se vedea cap.III.2.) Se constată degradarea importantă atât în forță orizontal capabilă cât și în rigiditate de la ciclul 1 la ciclul 2, datorate evoluției articulațiilor plastice pe cele două diagonale. În stadiile avansate de lucru se remarcă tendința de stabilizare a curbelor în ciclurile 4-6. Stabilizarea mai rapidă a curbelor decât la portalul P1 este datorată riglei orizontale mai rigide, după cum s-a arătat în capitoul anterior.

Portalul P1 este portalul curent din proiectele IPCT de hale parter cu pod rulant. O constatare interesantă este aceea că proiectele IPCT, IPROLAM și IPROMET de hale metalice cu pod rulant au în componența lor portale de tip P2, adică cu rigla orizontală mai rigidă decât barele diagonale.

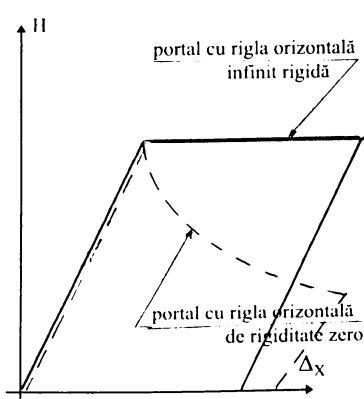
- Comportarea reală pune în evidență faptul că la prinderea barei în nod apare un grad de încastrare mai mare la barele cu secțiune mică și mai mic la barele cu secțiune mare (U14 și peste).
- S-au constatat forțe critice mai mari decât cele calculate și aceasta se explică prin diferența de limită de curgere ( $R_{c_{exp}}=2670-2840\text{daN/cm}^2$  față de  $R_{c_{teoretic}}=2400\text{daN/cm}^2$  și prin legăturile de la capetele barelor.
- Aspectul deformatelor barelor comprimate confirmă ipoteza de bază a modelului matematic și anume că în comportarea postcritică deformația barei are comportare cinematică dictată de articulațiile plastice la centrul și la capetele barei, legate între ele prin segmente drepte, cu comportare elastică. (foto 1 și 2)
- Toate tipurile de bare diagonale care au o activitate postelastice în compresiune, cu formarea articulațiilor plastice la mijlocul barei și la capete la marginea gusecelor își pierd din capacitate portantă și din rigiditate de la un ciclu la următorul. Fenomenul este general, ireversibil, și se datorează distrugerilor progresive a legăturilor intime din structura materialului. Se poate spune că materialul, bara, structura au memoria articulațiilor plastice și acesta este un lucru foarte important, de care trebuie să se țină seama la expertizarea structurilor care au trecut printr-un seism important.
- Pierderea în forță de compresiune capabilă a barei de la un ciclu postelastice la altul se regăsește în pierderea de forță orizontală capabilă a portalului. Fenomenul este cu atât mai accentuat cu cât deplasarea pe domeniul postelastice a fost mai mare și se explică prin faptul că datorită echilibrului de forțe în nodul central tensiunea din bara întinsă nu poate depăși forța critică care produce flambajul barei comprimate și deci nu este suficient de mare pentru a îndrepta bara și a o aduce la forma pe care o avea la începutul ciclului. Creșterea progresivă, de la un ciclu la altul a săgeților barelor amplifică efectele de ordinul 2 care devin rapid dominante.
- Degradarea în forță capabilă și rigiditate este diferită de la un portal la altul în funcție de geometria axelor și de secțiunea (formă și dimensiuni) barei. S-au experimentat bare de portal cu secțiune dreptunghiulară, profile laminate dublu T (profilele) și secțiuni compuse din profile U depărtate, solidarizate prin plăcuțe sudate.
- La barele portalelor aflate curent în uz, respectiv bare cu secțiune din profile laminate U solidarizate, articulația plastică se produce pe intervalul dintre două plăcuțe (foto 2.).
- Experimentul arată că plăcuțele de solidarizare între ramurile barei limitează posibilitatea de deformare a barei în zona articulației plastice. Modificarea formei secțiunii în zona articulației plastice conduce la scăderea momentului de inerție în zona respectivă, deci și a capacității portante. Fenomenul se manifestă printr-o deformație de tip voalare, accentuat la tălpi și redus pe inimă. Acest fenomen nu a fost observat la bare laminate dintr-un singur profil; la acestea deformația din zona plastică este liberă.

- Încercările au pus în evidență aplatizarea curbelor histeretice față de ciclul 1, cu tendință de stabilizare la ciclurile 5-6, în condițiile în care deformațiile maxime se limitează.

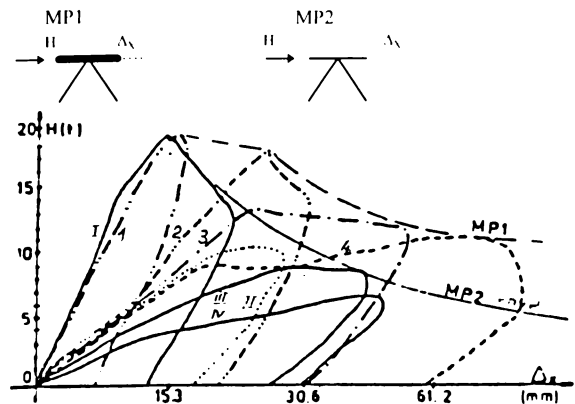
#### IV.4.2. INFLUENȚA BAREI ORIZONTALE A PORTELELOR ÎN K ASUPRA CAPACITĂȚII ACESTORA DE ABSORBȚIE ȘI DISIPARE A ENERGIEI INDUSĂ ÎN SISTEM ÎN TIMPUL MIȘCĂRILOR SEISMICE IMPORTANTE

În fig. IV.2.a. sunt prezentate diagramele histeretice teoretice pentru 2 portale având rigla orizontală la cele două extreme: rigla infinit rigidă și rigla cu rigiditate nulă. În fig.IV.2.b. sunt trasate diagramele obținute în timpul experimentării a două modele de portal, MP1 având rigla orizontală practic infinit de rigidă în comparație cu celelalte bare din alcătuirea portalului iar MP2 cu rigla orizontală de rigiditate zero ( de fapt aceasta există dar condițiile de rezemare în stand au fost astfel proiectate încât rigla să se poată mișca liber și să nu introducă nici un efect asupra comportării barelor diagonale.

Prin trasarea înfășurătoarei curbelor forță-deplasare reduce în origine pentru portalele experimentate s-a urmărit evidențierea faptului că, portalul cu rigla orizontală extrem de rigidă în comparație cu barele diagonale are o comportare postelastice mult mai bună decât portalul cu rigla orizontală flexibilă, capacitatea de absorbție a energiei induse în sistem fiind cu 25-30% mai mare. De asemenea rigiditatea sistemului cu bara rigidă scade de la ciclu la ciclu mai puțin decât în cazul portalului flexibil. În ceea ce privește forța orizontală (aplicată portalului) care produce flambajul barelor diagonale, dacă în primul ciclu este în mod evident aceeași ( pentru bare identice, articulația plastică se formează la aceeași valoare a forței de compresiune aplicată barelor ) , la ciclurile următoare rigla orizontală rigidă contribuie la deformarea mai puțin accentuată a diagonalelor, efectul de ordinul II este mai redus la barele portalului cu rigla rigidă, săgeata inițială a barei comprimate fiind mai mică și forțele la care se produce flambajul pe fiecare ciclu în parte sunt sensibil mai mari decât în cazul portalului cu rigla flexibilă.



DIAGrame TRASATE ANALITIC  
Fig.IV.2.a.



DIAGrame OBTINUTE LA PLOTER ÎN TIMPUL ÎNCERCĂRII  
Fig.IV.2.b



Experimentările au pus în evidență, pentru portalele în K, o capacitate de absorbție a energiei corespunzătoare la acțiuni de tip seismic. În vederea creerii unor bune condiții de comportare a acestui tip de subansambluri de construcție, încercări de laborator efectuate la INCERC București la propunerea și pe modelele propuse de autorul tezei de doctorat au arătat că este recomandabil utilizarea unor gusee groase, cu rigidizări locale.

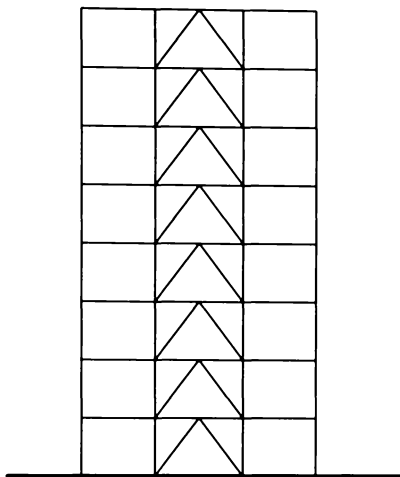
În ceea ce privește fixarea guseelor pe plăcile înglobate și a pieselor înglobate în stâlpul din beton, soluțiile studiate și propuse de autor și experimentate tot la INCERC București asigură portalului un mod de lucru corect din punct de vedere al absorbției și disipării de energie.

Întărirea (rigidizarea) barei orizontale; utilizarea pentru diagonale a unor secțiuni mai mari este mai avantajoasă din punct de vedere energetic decât rigidizarea obținută prin introducerea unor contrafise la profile cu secțiune mai mică.

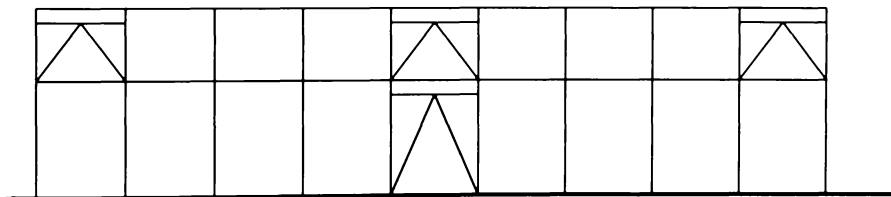
Experimentările au confirmat ipotezele modelului matematic și totodată au oferit constatări și concluzii utile studiilor teoretice și practicii de proiectare.

# V. APRECIERI ASUPRA COMPORTĂRII DIFERITELOR TIPURI DE PORTALE SUPUSE ACȚIUNILOR ORIZONTALE, ALTERNANTE, DE TIP SEISMIC

## V.1. PORTALE IN K (portale cu diagonalele centrate în noduri) (fig.V.1.)



a. în alcătuirea structurilor etajate



b. în componența halelor industriale parter, cu pod rulant.

Fig.V.1.

Portale în K solicitate în domeniul postelastic la nivel de încărcare care a condus la flambarea diagonalelor (fig.2.3) se caracterizează prin:

- degradarea forței portante  $H$
- degradarea rigidității

Degradarea este o consecință a flambării (în cazul unor sollicitări ciclice) a ambelor diagonale.

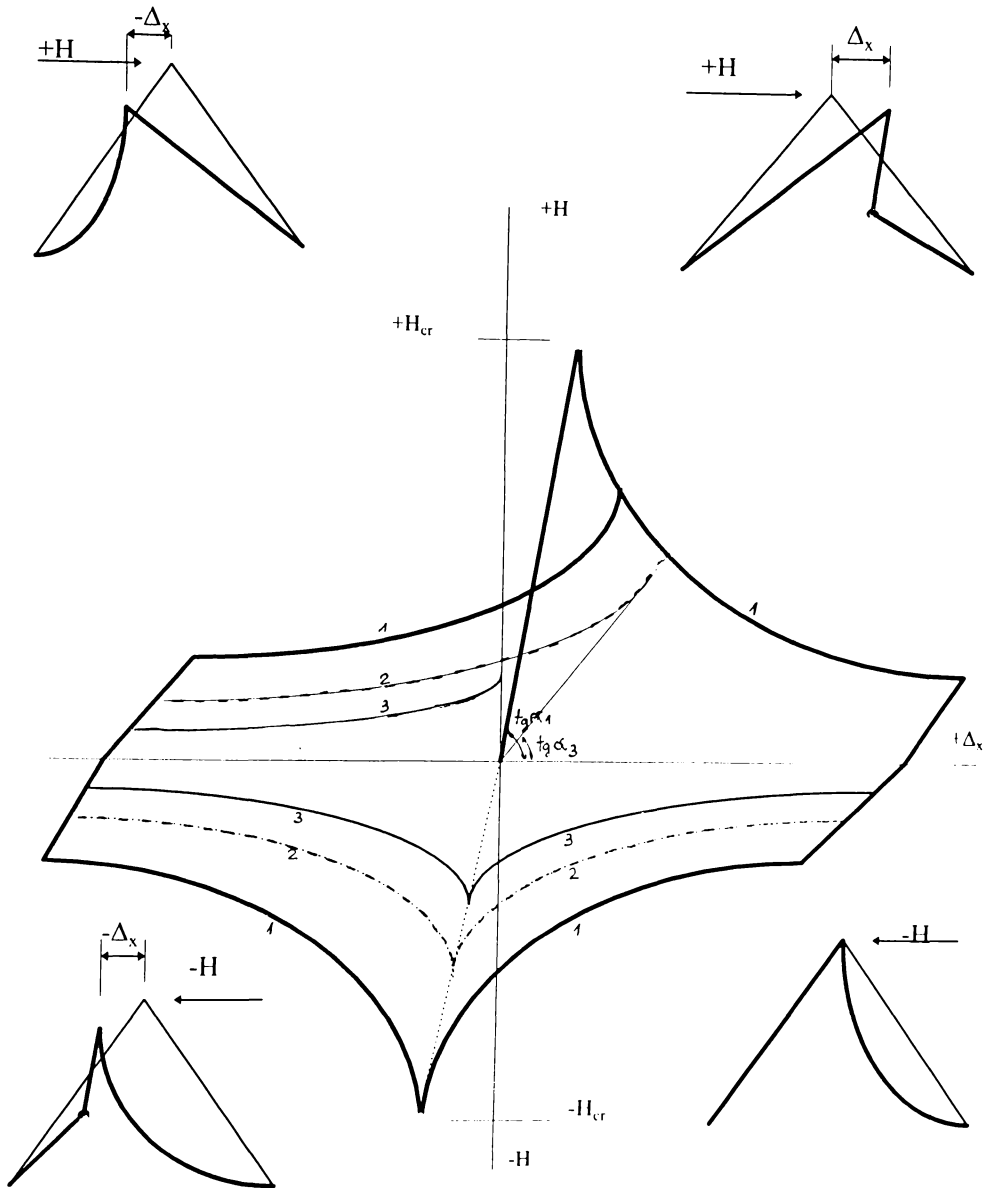


Fig. V.2

Degradarea este foarte mare după ciclul 1 și continuă și la ciclurile următoare cu o tentă de stabilizare la ciclurile  $n > 4-5$  (asupra tendinței de stabilizare mai rapidă sub încărcări ciclice are influență și rigiditatea barei orizontale - cu cât aceasta este mai rigidă, cu atât mai bună este comportarea postcritică a portalului).

Trasarea simplificată a diagramei H - Δ (fig.V.3) urmărește modelul descris de portalul în K, cu mărirea capacității portante.

Pentru siguranță și simplificare:

- se degradează și capacitatea portantă care se plafonează la  $0,3 S_p$ .
- rigiditatea degradată se raportează la  $2\Delta p$ , în care:

$$\Delta_p = \frac{P_c \times l_d}{EA_d} \times \frac{1}{\cos \alpha}$$

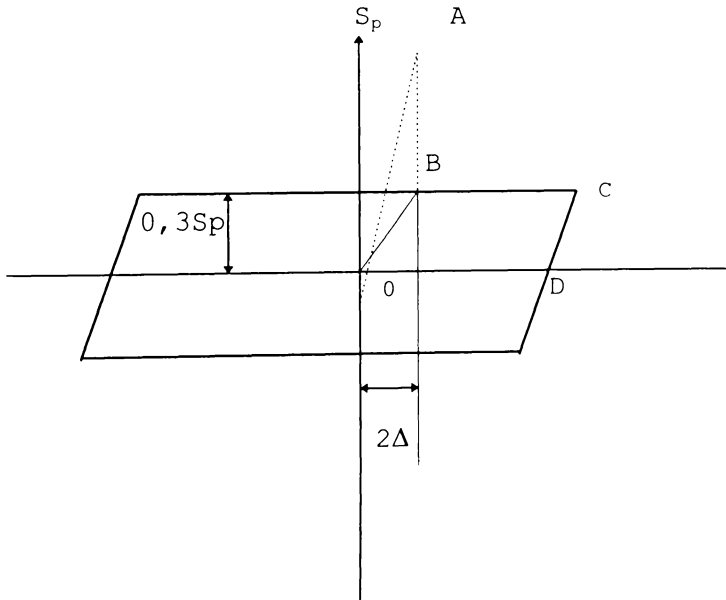


Fig.V.3.

## V.2. PORTALE ÎN K EXCENTRICE (ÎN Z) (fig.V.4.)

Portalele în Z la care articulațiile plastice în riglă se formează înainte de flambajul diagonalcelor, au o comportare în domeniul elasto-plastic de tipul cadrelor, fără degradare nici în portanță, nici în rigiditate .

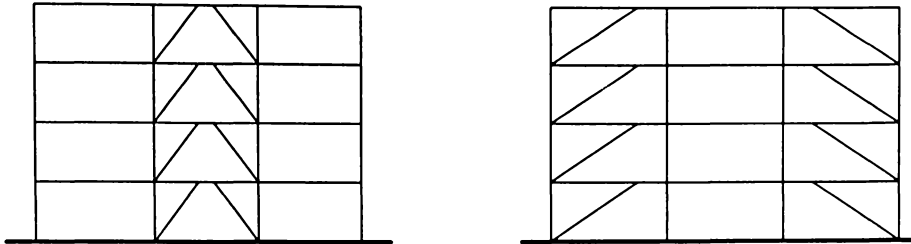
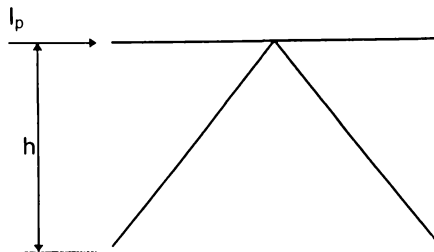


Fig.V.4.

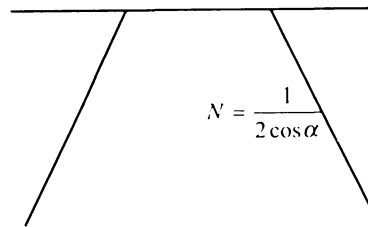
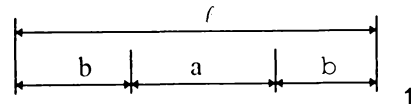
Calculul simplificat al diagramei S -  $\Delta$  se poate face astfel:

- se acceptă că eforturile în diagonale sunt egale cu cele corespunzătoare portalelor în K centrice (ipoteza poate fi acceptată pentru valori ale lui  $\alpha$  relativ mici), rezultă:

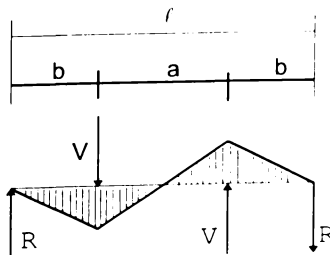
$$N = \frac{l}{\cos \alpha}$$



a.



b.



$$m = Rb$$

c.

fig.V.5.

- cu valorile P se calculează (fig. V.5. c):

$$V = n \sin \alpha = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha \quad (9)$$

$$R = \frac{Va}{l} \operatorname{tg} \alpha \quad (10)$$

$$m = Rb \quad (11)$$

- se calculează deplasarea unitară  $\delta_{11}$  care ține seama atât de efectele din diagonale cât și din rigla încovoiată:

$$\delta_{11} = \frac{2}{EI} \frac{m^2}{3} b + \frac{a}{2} \frac{2}{Ea_d} n^2 l_d \quad (12)$$

- pentru încărcarea cu forța S rezultă (fig.V.6)

$$p = \frac{S}{2 \cos \alpha} \quad (13)$$

$$M = \frac{S a}{2 l} b \operatorname{tg} \alpha \quad (14)$$

$$\Delta = S \delta_{11} \quad (15)$$

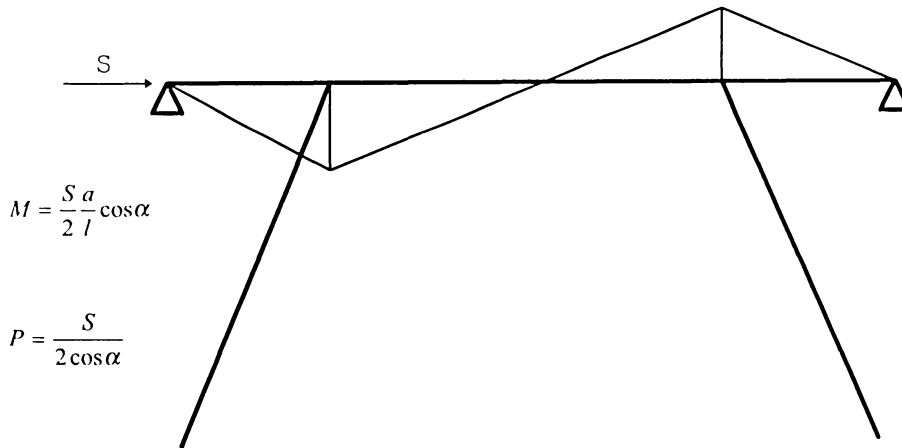


Fig.V.6.

- formarea articulațiilor plastice corespunde încărcării cu forța S care rezultă din condiția:

$$S_{\text{critic}} = \frac{2M_{pl}}{ab \operatorname{tg} \alpha} \quad (16)$$

### V.3. PORTALE ÎN X (fig.V.7)

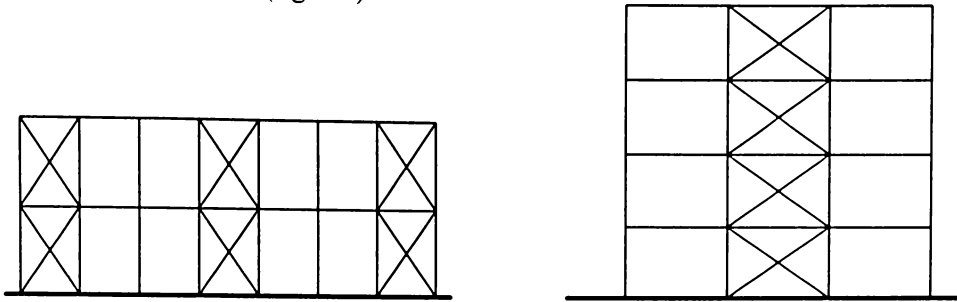


Fig.V.7.

Portalele în X se caracterizează în comportarea lor postelasică (fig.V.8) prin:

- degradarea rigidității (ca urmare a flambării diagonalelor)
- păstrarea capacității portante (în cazul unor deplasări mari)

ca urmare a faptului că în bara întinsă se poate atinge limita de curgere la întindere  $P=AR$ ; admițând că forța  $S$  este luată numai de bara întinsă, capacitatea portantă este:

$$S_p = A_d R \cos \alpha \quad (17)$$

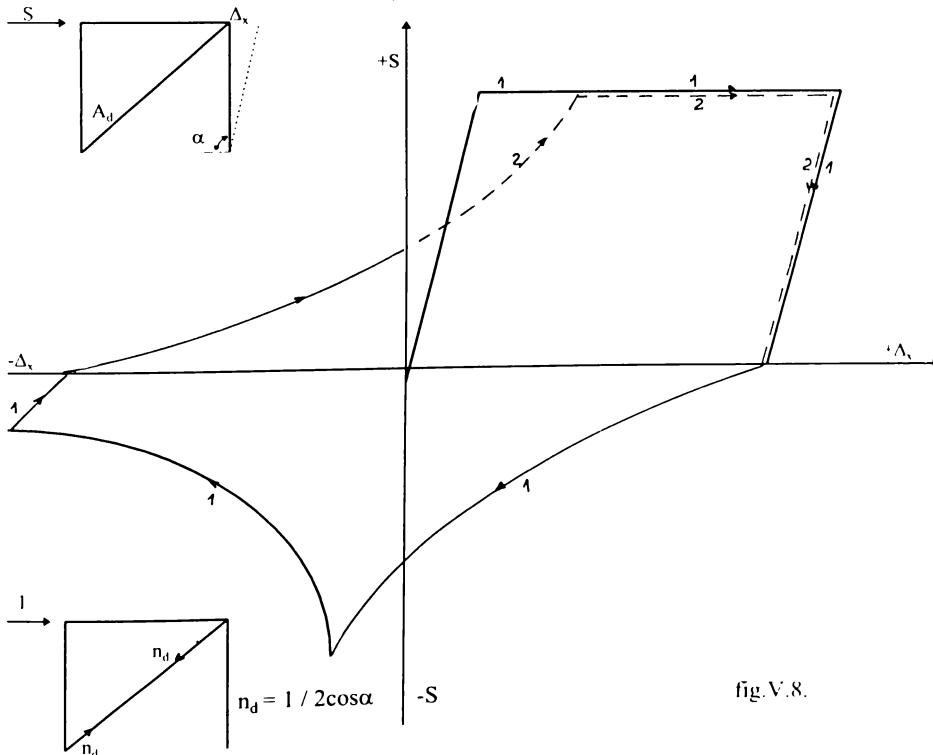


fig.V.8.

# VI.

## CONTRIBUȚII PRIVIND STUDIUL INTERACȚIUNII PORTAL METALIC-STĂLP DIN BETON ARMAT DIN COMPONENTA HALELOR INDUSTRIALE AVÂND STRUCTURA DIN BETON ARMAT SAU MIXTE, CU POD RULANT, AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

### VI.1. CERCETĂRI ANALITICE ȘI EXPERIMENTALE ASUPRA STRUCTURILOR LA SCARĂ NATURALĂ. CONSIDERAȚII GENERALE

Una dintre problemele mai puțin studiate o constituie interacțiunea și modul de conlucrare dintre stâlpii din componenta cadrului longitudinal și portalele metalice atunci când, supuse unei acțiuni orizontale care depășește capacitatea elastică a sistemului, portalul intră în lucru pe domeniul postelastice. Fenomenele care însoțesc această depășire de capacitate portantă sunt:

- Portalul pierde din rigiditate și forțele orizontale se redistribuie în sistemul portal-sâlpi proporțional cu noul raport de rigiditate. Studiile parametrice pe un număr de cazuri de hale parter cu structura din beton armat, cu pod rulant, cu trama 6 x 12 m, studiate în IPCT de către autorul tezei de doctorat în colaborare cu colectivul de informatică condus de dr.ing. Dan Căpățână și în special cu ing. Tiberiu Cornea a pus în evidență faptul că în cazul stâlpilor din beton și portale metalice în K, raportul 60-70% portal — 40-30% stâlpi poate ajunge după un număr de 4-6 cicluri postelastice până la 40% portal — 60% stâlpi, situație în care stâlpii, la rândul lor, pot forma articulații plastice la bază.

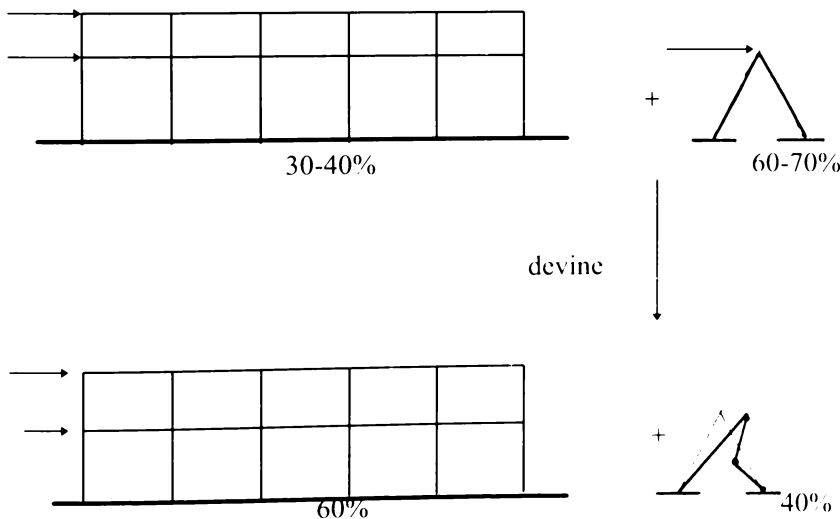


Fig.VI.1.

În cazul stâlpilor din metal, pentru halele IPCT având trama 12 x 24 m situația poate fi și mai drastică, deoarece raportul de rigiditate elastic stâlpi-portal poate fi 20-30% stâlpi — 70-80% portal.



- Deplasările cresc, cu absorbție și restituire de energie pentru componentele elastice ale sistemului și cu disipare de energie în articulațiile plastice de pe portal.

a) în primul ciclu

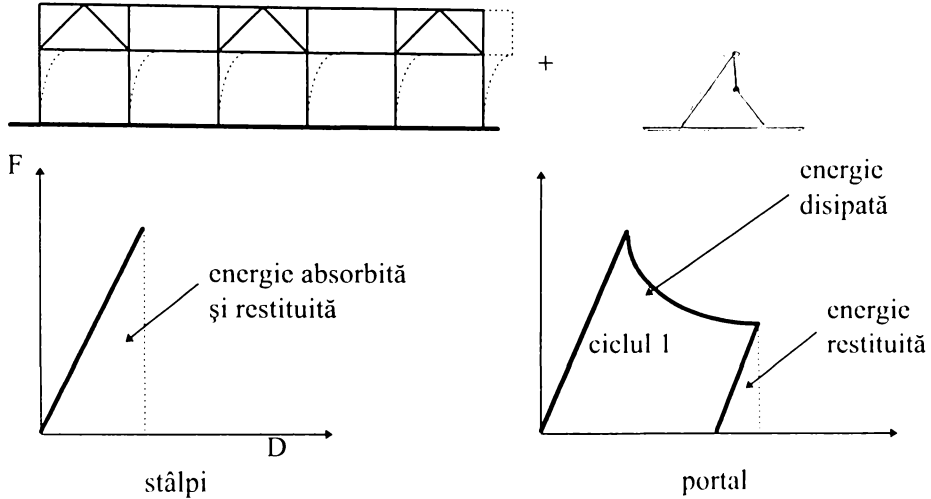


Fig.VI.2.

b) după un număr de cicluri, degradarea accentuată a portalului în rigiditate și rezistență poate atrage formarea unor articulații plastice pe stâlpi.

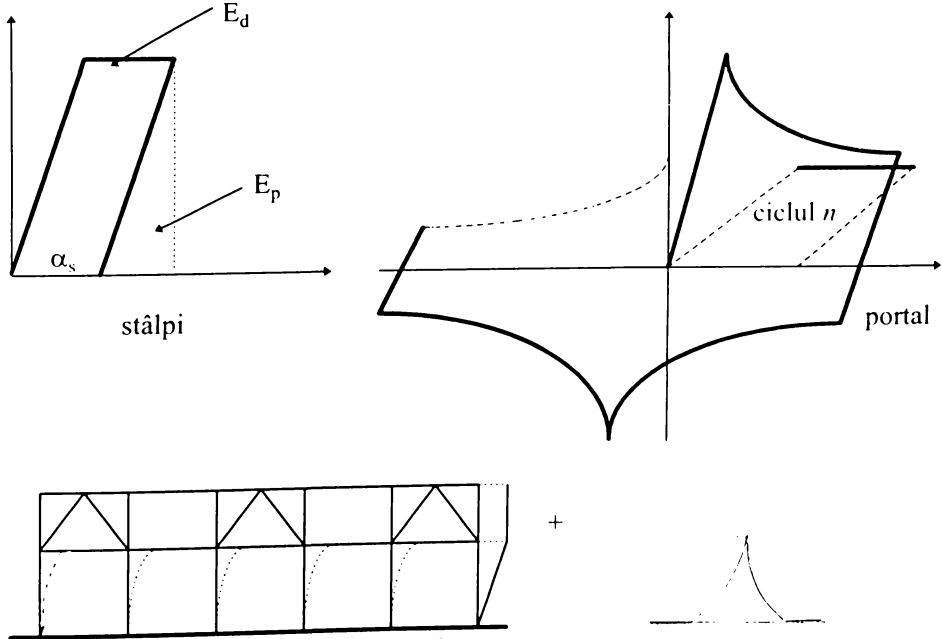


Fig.6.3.

Situația economică pentru ansamblul structural este aceea în care numai portalul parcurge domeniul postelastice, stâlpii (din beton armat sau metal) rămânând pe domeniul elastic, deoarece portalul este relativ ușor de înlocuit față de consolidarea stâlpilor care ar suferi articulații plastice în urma unui cutremur sever.

Expertizele efectuate de autor în urma cutremurelor de pământ asupra structurilor de hale parter din beton armat și portale metalice (ICH Ciurel, zona Câmpina), corelate cu expertizele efectuate de alți specialiști din IPCT, au pus în evidență, într-un număr de cazuri, degradarea la baza stâlpilor adiacenți portalelor. Se disting mai multe situații în care acești stâlpi pot fi afectați:

- dezaxarea portalului astfel încât forțele de compresiune din bare introduc în stâlpi forțe neluate în calcul.
- incorecta ancorare a plăcii metalice înglobate în beton, situație în care portalul lovește stâlpul; în același timp portalul nu se încarcă suficient, stâlpii fiind nevoiți să preia sarcini mai mari decât cele de calcul.
- portalele în X introduc forțe verticale în stâlpi, forțe care, neluate în calcul, conduc la depășirea capacității portante a stâlpilor adiacenți.

## **VI.2. STUDII ASUPRA STRUCTURILOR DE HALE INDUSTRIALE PARTER CU STÂLPI DIN BETON ARMAT ȘI PORTALE METALICE CU BARELE CENTRATE ÎN NODURI— ÎN K**

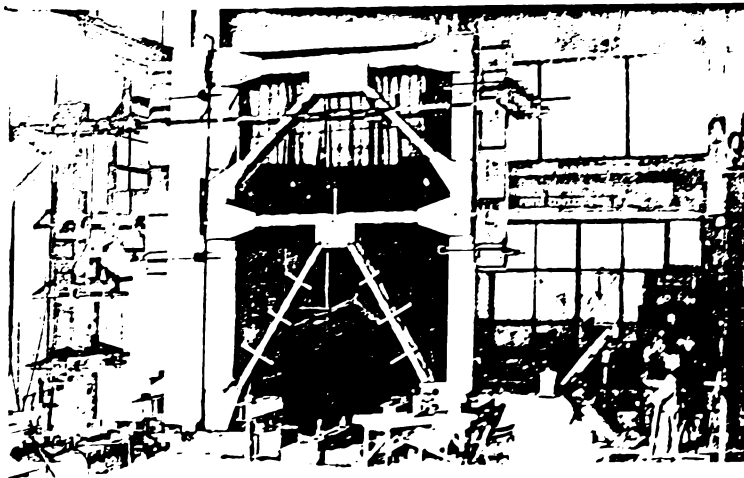
În situația în care modelarea la scară redusă a structurilor prezintă o serie de inconveniente dintre care menționez utilizarea unor microbetoane cu proprietăți diferite de betoanele normale, a unor armături subțiri și etrieri din sârmă, având alte calități de oțel și/sau alt mod de lucru în interiorul betonului, portale din profile îndoit la rece, care prin ecrisarea colțurilor obțin rezistențe superioare profilelor laminate și care având pereți subțiri pot fi arse la noduri, s-a căutat efectuarea unor testări pe modele la scară naturală.

Modelarea la scară naturală prezintă la rândul său o serie de inconveniente, dintre care dimensiunile prea mari pentru standurile existente și necesitatea unor forțe de ordinul sutelor de tone, greu de aplicat în condiții de control strict al deplasărilor, costul important al lucrării, sunt doar o parte dintre ele.

În vederea verificării pe cale experimentală a modelului de analiză propus pentru structurile longitudinale ale halelor parter cu pod rulant, s-au efectuat o serie de testări experimentale pe modele la scară naturală.

Principiul modelării poate fi discutat și discutabil, dar în condițiile date (scară naturală, standuri, costuri) și având scopul declarat de verificare a metodologiei de calcul prezentată în lucrare, elementele structurale și structurile echivalente au fost calculate după cum urmează:

- Portalcele sunt realizate la scara 1:1, barele portalcelor fiind compuse din profile U laminate și solidarizate cu plăcuțe, întocmai ca un portal oarecare din componența halelor industriale existente.
- Pentru evitarea efectelor parazite, îmbinările portalului cu stâlpii sunt supradimensionate astfel încât să lucreze numai în elastic și să nu existe cedări în suduri sau gusee.
- Contravântuirile dintre calea de rulare și acoperiș sunt concentrate într-o singură contravântuire având rigiditate și capacitate portantă egală cu aceea a celor trei contravântuiri tradiționale ale unei structuri obișnuite.
- Raportul rigidităților șir de stâlpi—portal este același ca în cazul unei hale obișnuite.
- Șirul de stâlpi a fost concentrat în trei stâlpi astfel: stâlpii adiacenți portalului sunt normali, al treilea stâlp concentrând rigiditatea și momentul capabil echivalent tuturor celorlalți stâlpi. În acest fel nu se mai poate urmări fenomenul de evoluție (biografie) a articulațiilor plastice pe șirul de stâlpi dar se câștigă acuratețe în urmărirea fenomenelor pe stâlpii adiacenți portalului și interacțiunea acestuia cu portalul.
- Prin testarea unui șir de stâlpi cu portal se pierde efectul torsiunii aferent unei hale reale.
- Masele sunt concentrate la nivelul real al stâlpilor și sunt cele reale, astfel încât forțele axiale în stâlpi să fie unele reale.
- Forțele orizontale sunt aplicate la nivelul grinzii de rulare și la nivelul grinzii de acoperiș. Între aceste forțe proporția este aceea din cazul unei structuri reale, fiind respectat efectul greutateaților de la fiecare nivel atunci când acționează mișcarea de tip seismic.
- Forțele aplicate sunt monotone și alternante, controlul deplasărilor și eforturilor în bare fiind foarte strict urmărit.



MODEL LA SCARĂ NATURALĂ DE STRUCTURĂ DIN BETON ARMAT CU PORTALE METALICE  
FOTO 3

## VI.2.1. REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE PE MODELE DE STRUCTURĂ CU STÎLPI DIN BETON ARMAT ȘI PORTALE ÎN K

a. Structură *clasică* cu portal in K - model CL1 (Foto 4.)

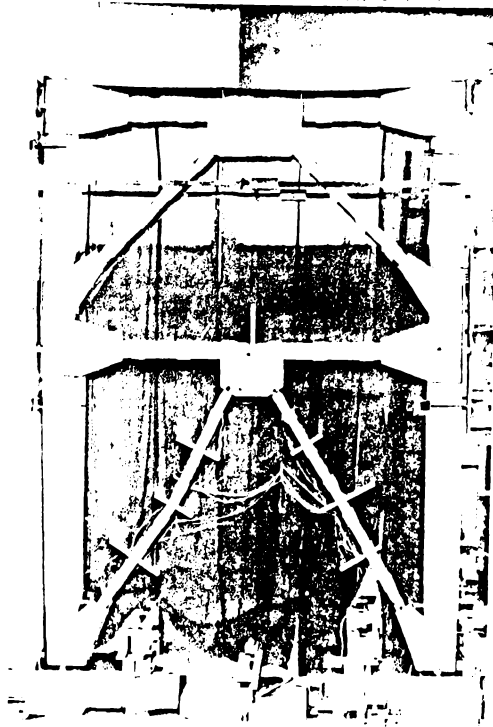


Foto 4

Modelarea unui cadru longitudinal curent din componența halelor industriale parter ridică o serie de probleme legate atât de gabaritul modelului care trebuie să încapă pe stand cât și de încărcările capabile ale modelului pentru ca acesta să poată fi încărcat până la cedare cu presele de care se dispune. Scara de modelare este extrem de importantă; trebuie să fie suficient de mică pentru a evidenția fenomenele care sunt în atenție, eliminarea influențelor utilizării altui material decât cel original (microbetoane, sârme sau armături prea subțiri, profile îndoite la rece care prezintă ecrusări etc.) fiind importantă. Proiectarea modelului experimental ridică de asemenea probleme legate de faptul că o parte din legăturile dintre elemente pot fi diferite ca valoare forță și/sau moment capabile comparativ cu celelalte elemente structurale, punct de aplicare, etc., dar și pentru că practic este dificil să se modeleze toate încărcările gravitaționale și din exploatare și să fie aplicate astfel încât să nu distorsioneze fenomenele care au loc în timpul încercărilor.

Prin adoptarea unui model liniar s-a renunțat în mod deliberat la efectul torsiunii care apare la o hală reală, urmărindu-se conclucrarea postelastica a șirului de stâlpi cu portalele aferente.

În proiectarea modelelor experimentale care sunt prezentate în continuare, autorul tezei de doctorat a avut în vedere următoarele aspecte:

- Alegerea unui tip de structură care să acopere o gamă cât mai largă dintre structurile de hale parter, cu pod rulant, existente în România la data efectuării încercărilor.
- Modelarea la o scară naturală pentru eliminarea efectelor parazite ale reducerii la scară a elementelor de construcție și mai ales a materialelor din care acestea au fost executate.
- Dimensionarea stâlpilor și a portalelor astfel încât să se păstreze rapoartele de rigiditate, intrare în domeniul postelastice, capacitate de deformație plastică și stadiu ultim care există în realitate între șirul de stâlpi și portal.
- În proiectarea îmbinărilor s-a avut în vedere o comportare perfect elastică și eliminarea cedărilor premature prin conformarea lor după metodologia autorului, majorarea forțelor capabile cu 50% și prin introducerea unor elemente de rigidizare.
- Aplicarea corectă a încărcărilor verticale pe stâlpi și aplicarea forțelor horizontale la nivelul și în raportul real dat de raportul greutateașilor la nivelul acoperișului și la nivelul grinzii de rulare.
- Încercările s-au desfășurat la INCERC Cluj, care a proiectat prinderile în stand, dispozitivele de aplicare a forțelor stabilite și montarea dispozitivelor de înregistrare și control în conformitate cu cerințele experimentării; programul de încercare s-a stabilit de comun acord de către prof. dr. ing. Dragoș Georgescu, consilierul științific al programului, șeful de proiect ing. Ciprian Toma, proiectantul modelului și ing. Octavian Goșa, conducătorul experimentărilor din partea INCERC Cluj.

**DIAGramele FORȚĂ - DEPLASARE**  
**OBȚINUTE PE CALE EXPERIMENTALĂ**  
**PENTRU CADRUL LONGITUDINAL CLI**

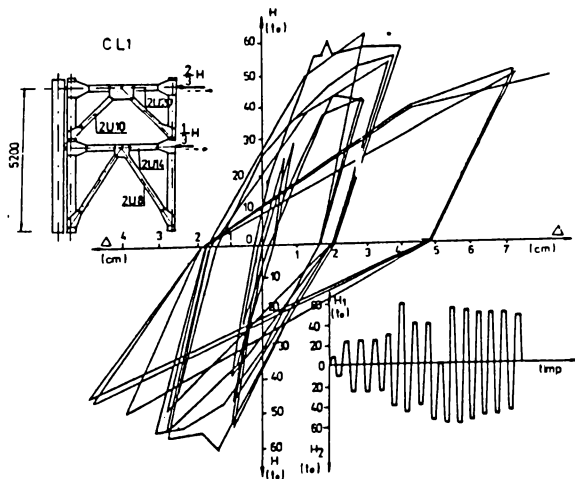


Fig. VI.4.

MODELUL DE CADRU LONGITUDINAL CL2 (Foto 5) (Fig.VI.5)

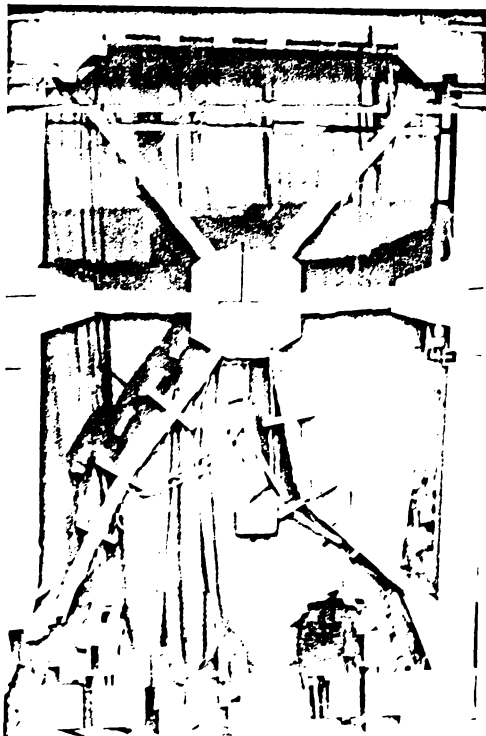
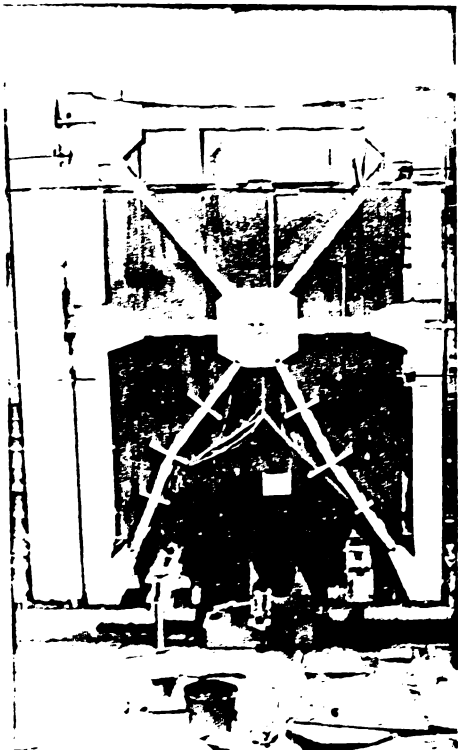


FOTO 5

DIAGrameLE FORȚĂ - DEPLASARE  
 OBTINUTE PE CALE EXPERIMENTALĂ  
 PENTRU CADRU LONGITUDINAL CL2

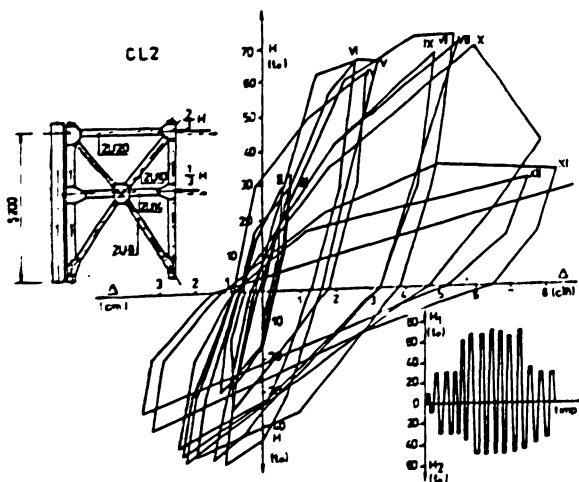


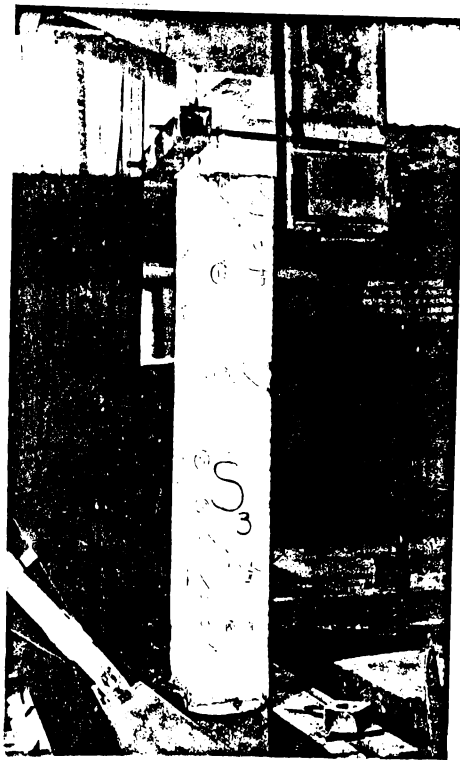
Fig. VI.5.

La acest model experimental s-a avut în vedere o structură în care, prin inversarea portalului superior, s-a urmărit împiedicarea încovoierii riglei orizontale a portalului în K; se poate observa că pentru același program experimental cu deplasări impuse, pe primele 10 cicluri de încărcare forța orizontală cu care se încarcă structura este superioară față de soluția clasică, confirmând ipoteza teoretică a comportării superioare a portalelor în K având rigla orizontală mai rigidă. În stadii avansate de lucru și după un număr suficient de mare de cicluri degradările structurale de ansamblu anulează avantajele inițiale.

Diagramele curbelor histeretice forță orizontală-deplasare pe direcția forței obținute pe cale experimentală pentru modelele de cadru longitudinal cu stâlpi din beton armat și portale metalice în K, atunci când acestea sunt supuse unor încărcări orizontale de mare intensitate și de lungă durată, cu incursiuni postelastice importante la fiecare ciclu și cu deplasări orizontale semnificative, (fig.VI.4. și VI.5.) deci supuse unor condiții dure de lucru, pun în evidență o comportare suficient de bună pentru cadrele încercate.

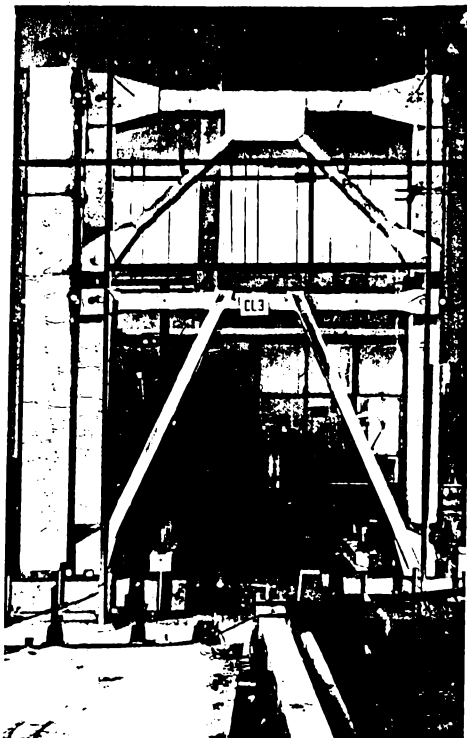
- Pe primul ciclu postelastic al modelului de cadru *clasic* se poate observa vârful urmat de o scădere care are loc în momentul formării articulației plastice și flambajul barei comprimate a portalului, adică momentul în care are loc transferul unei părți din forță de la portalul care începe să se descarce către stâlpii din beton armat. Modelarea fenomenului cu ajutorul diagramelor teoretice forță-deplasare, trasate pentru portal și șirul de stâlpi și aplicarea practică în activitatea de expertizare și proiectare se prezintă în cadrul capitoului următor. În continuare curbele histeretice evoluează normal, vârful și transferul brusc fiind o caracteristică a primului ciclu cu flambaj de bară.(fig.VI.4.)
- Următoarele trei cicluri prezintă o stabilitate semnificativă, cu o scădere ușoară de la un ciclu la următorul atât ca valoare a forței orizontale care produce incursiunea în postelastic a sistemului, cât și ca rigiditate, mai mică decât la primul ciclu dar suficient de apropiată de rigiditatea inițială. Din punct de vedere al analizei biografice a structurii, articulațiile plastice se formează și închid alternativ pe barele portalului, în funcție de sensul forțelor orizontale, stâlpii din beton fiind în continuare pe palierul elastic. Sistemul portal cu barele puternic deformat - stâlpi din beton încărcăți aproape de starea limită funcționează cu degradări progresive de la un ciclu la altul, dar are încă o capacitate portantă suficientă să îi asigure supraviețuirea o perioadă după încetarea cutremurului până la recondiționarea sistemului, refacere care constă doar în înlocuirea portalului. Acesta este stadiul structural corespunzător *nivelului 2* din metodologia de calcul propusă de autor în capitoul următor.
- Încărcarea în continuare a modelului longitudinal conduce la apariția articulațiilor plastice pe stâlpii adiacenți portalului, o scădere pronunțată de rigiditate și de forță orizontală capabilă. De la un ciclu la următorul articulațiile plastice pe stâlpi încep să se deschidă progresiv, portalul fiind ieșit din lucru (de fapt portalul preia 25-30% din forța orizontală indusă în sistem, dar atenția este îndreptată spre șirul de stâlpi care se îndreaptă, cu fiecare nouă articulație plastică ce se deschide, către colaps. Acest nivel, în care structura este puternic afectată, fără să se fi atins încă colapsul structural este denumit de autor, în metodologia de analiză propusă, *nivelul 3*.

foto 6.



**IV.2.2. REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE PE MODELE DE STRUCTURĂ CU STÂLPI DIN BETON ARMAT ȘI PORTALE CU DIAGONALE EXCENTRICE PE RIGLA ORIZONTALĂ - ÎN Z (Foto 7.)**

Foto 7





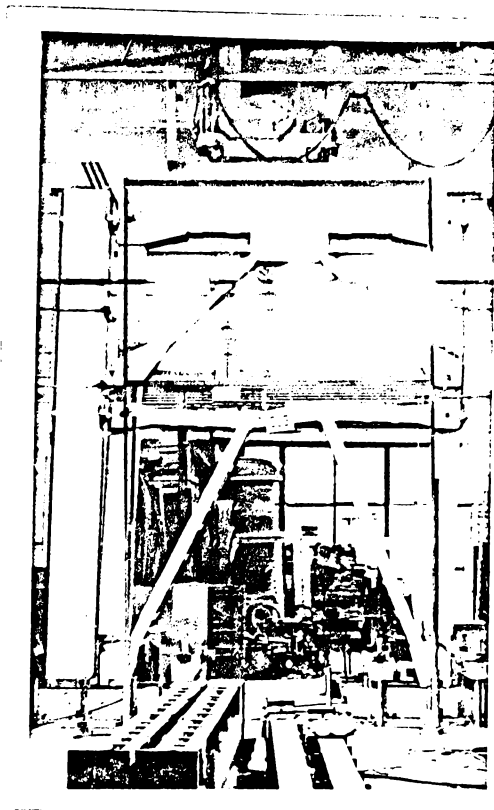


Foto 8.

Modelul de cadru longitudinal cu stâlpi din beton armat și portal inferior cu barele diagonale excentrice pe rigla orizontală aflat în stadii avansate de lucru. Se observă deformarea accentuată a riglei orizontale (Foto 8) pe care s-a format mecanismul postelastice de absorbție și disipare de energie. În Foto 9 sunt evidențiate articulațiile plastice; profilele laminate care compun bara în lucru sunt puternic deformată, iar în zona influențată termic de sudură este inițiată ruperea. În mod deliberat acest model nu a fost prevăzut cu rigidizări suplimentare pe zona puternic forfecată pentru a putea fi evaluată influența acestora asupra comportării modelului următor.

Ca și la celelalte modele de cadru longitudinal, portalul superior are nodurile supradimensionate pentru a nu avea fenomene parazite de cedări în prinderi, lucru posibil la o structură reală puternic încărcată și având deplasări mari ca urmare a cedării unor elemente structurale.

Este de asemenea de precizat că toate modelele sunt perfect încastrate în fundație iar aceasta este infinit rigidă față de structură. Acest fapt influențează în mod pozitiv comportarea structurilor testate

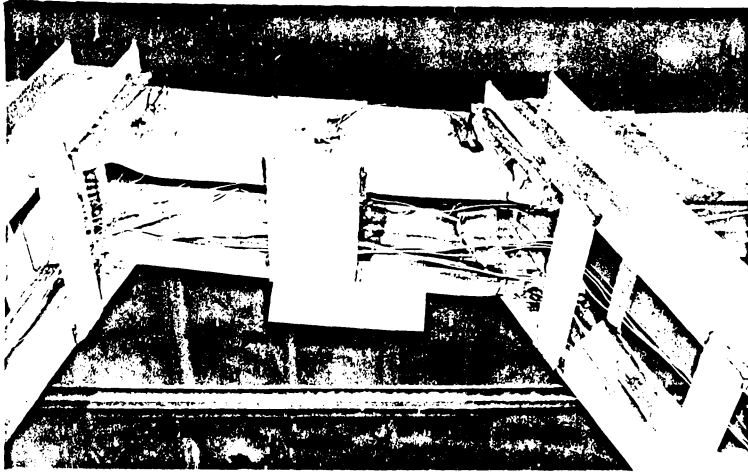


Foto 9



Foto 10

Diagramele forță orizontală - deplasare pe direcția forței la nivelul căii de rulare obținute prin testarea modelului de cadru longitudinal (fig.VI.6) confirmă comportarea postelastică de tip *cadru*, comportare în care palierul de curgere este practic orizontal, pentru 11 cicluri de încărcare-descărcare, caracteristică unui mecanism cu articulații plastice pe riglă încovoaiată. Degradarea în rigiditate care avansează de la ciclu la ciclu se datorează atât sfâșierii secțiunii grinzii în articulația plastică, în zona influențată termic de suduri (foto 10) cât și avansării procesului de fisurare al stălpilor din beton armat.

**DIAGrameLE FORȚĂ - DEPLASARE**  
**OBȚINUTE PE CALE EXPERIMENTALĂ**  
**PENTRU CADRUL LONGITUDINAL CL2**

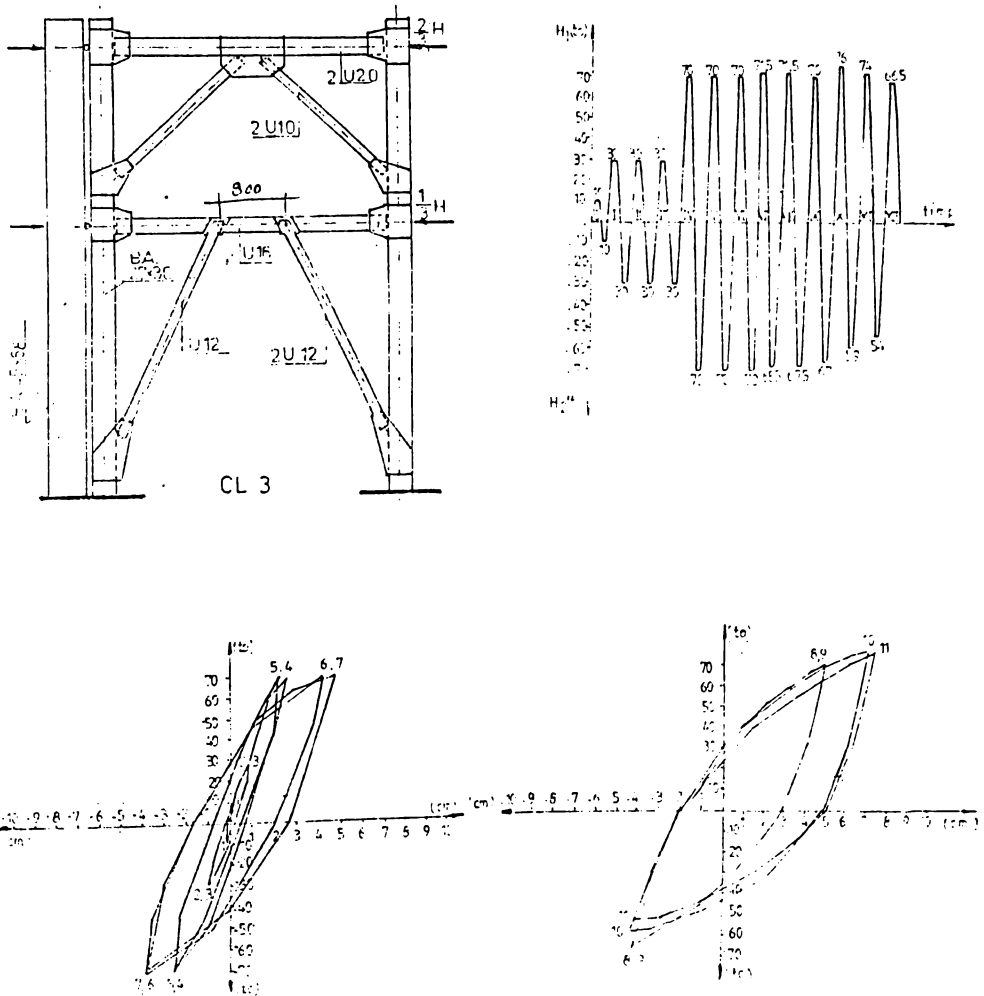


Fig.VI.6.

### MODELUL DE CADRU LONGITUDINAL CL4 (Foto 11...14)

Spre deosebire de CL3, la această structură a fost modelată și introdusă în subansamblu și grinda de rulare; prinderile grinzii de rulare pe consola stâlpului au fost modelate de asemenea. Prin încercarea acestui model s-a urmărit culegerea de date suplimentare privind influența grinzii de rulare asupra comportării generale a structurii supuse la aceeași istoric de încărcare ca și structura fără grindă de rulare.

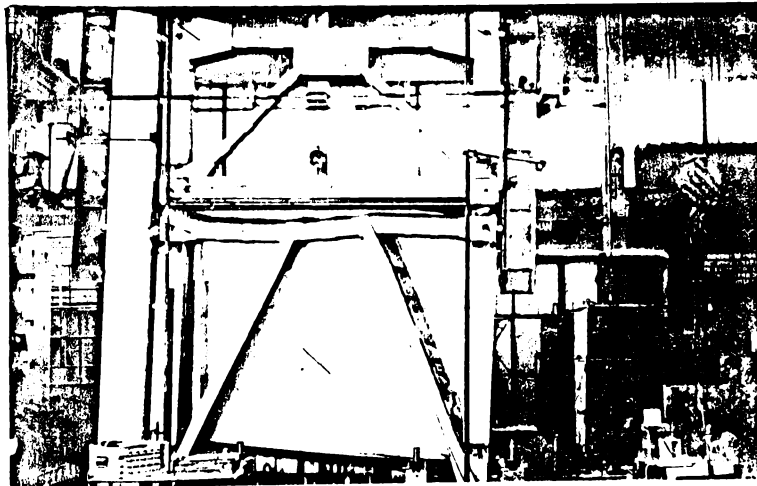


Foto 11

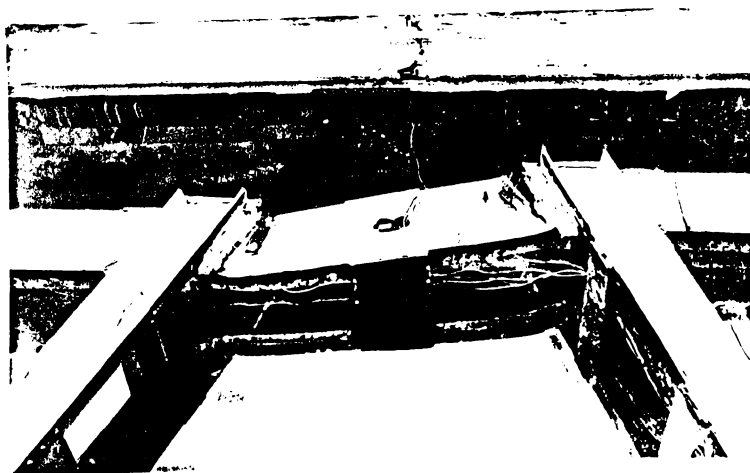


Foto 12

Comportarea elastică și postelastică a cadrului longitudinal CL4 este similară cu aceea a cadrului CL3, concluzia fiind că grinda de rulare nu influențează în mod semnificativ comportarea inelastică a sistemului stâlpi din beton - portale metalice. Se poate aprecia că rolul grinzii de rulare în seism este în principal acela de a transporta în traveea portalului forțele orizontale de la nivelul său. Este de precizat că în unele dintre situațiile analizate de autor grinzile de rulare din beton armat de 6 m lungime și secțiune T, care ca element în sine erau capabile să transporte forțe mult mai mari decât cele rezultate din calculul la gruparea specială, aveau detaliile de prinderile grindă de rulare - stâlp insuficient dimensionate pentru nivelul forțelor orizontale din traveea vecină travei cu portal (se are în vedere detaliul clasic în care grinda prefabricată este sudată la partea inferioară pe placa metalică din consolă (sudura este insuficientă, consola fiind prea îngustă) iar la partea superioară este asigurată la răsturnare prin mustăți din stâlp care se ancorează în monolitizarea dintre grinzi.

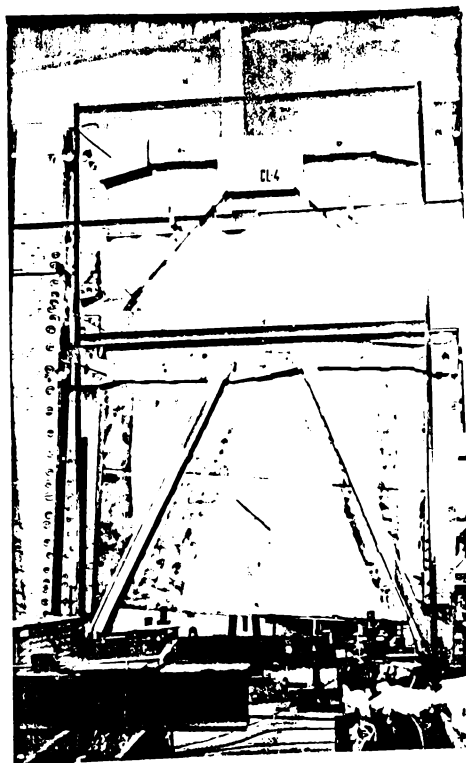


Foto 13.  
Cadrul CL4 în stadiu avansat de lucru

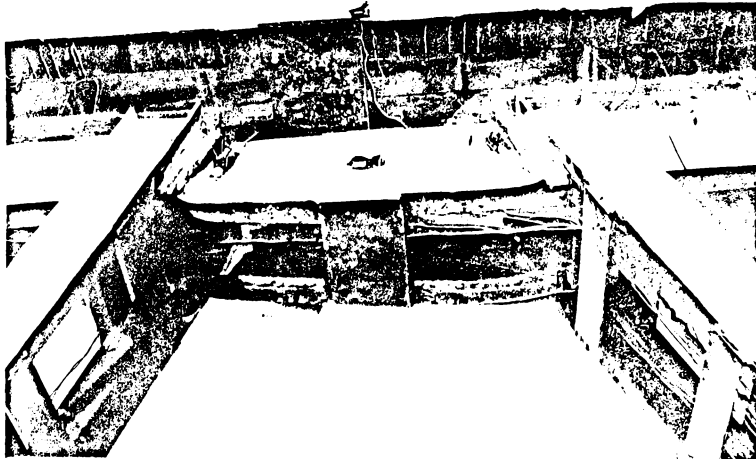


Foto 14

Riglele orizontale ale portalelor din componența cadrelor CL3 și CL4 sunt solicitate predominant de forța tăietoare, sunt de tipul *forfecat*; autorul a ales acest tip pentru încercări deoarece așa cum rezultă din literatura de specialitate (Ghorborah și Ramadan 1990) acesta este cel mai eficient sistem; în altă ordine de idei, preocuparea autorului fiind orientată spre halele parter cu pod rulant, cerințele de exploatare sunt în sensul unui portal rigid, ceea ce nu este cazul unui portal cu rigla orizontală cu distanță mare între diagonale, care lucrează predominant în încovoiere.

Sistemele constructive cu contravântuiri excentrice au fost și sunt în atenția cercetătorilor din întreaga lume datorită capacității de a acumula și disipa energie având un mod de comportare *de tip cadru*, adică fără degradare pronunțată după primul ciclu inelastic cum se întâmplă cu portalele în K. Asigurând și o rigiditate suficientă, acest tip de contravântuire este cel mai potrivit pentru structurile etajate amplasate în zone seismice și sunt într-adevăr studiate pentru a fi utilizate în această direcție. (Fujimoto 1972, Roeder și Popov 1977, Popov 1983, 1988, 1989, Ghorbarach și Ramadan 1990, Mazzolani 1995, 1998, Georgescu 1988 1996, sunt doar câteva repere.)

În ceea ce privește utilizarea acestui tip de portale la rigidizare cadrelor longitudinale din componența halelor parter este necesară analiza fiecărui caz în parte. La halele metalice cu acoperișuri ușoare și poduri grele gruparea specială nu este aceea care dimensionează structura deci utilizarea portalelor excentrice nu se impune decât dacă există cerințe tehnologice de flux sau circulație în traveea respectivă, dar acestea sunt cazuri particulare. Pentru halele din beton cu poduri rulante se pune de asemenea problema asigurării unei rigidități suficiente pentru condițiile de exploatare, deci pe domeniul elastic; portalele excentrice sunt mai puțin rigide decât portalele cu bare centrate în noduri iar la halele cu poduri grele sunt necesare rigidități mari. Halele industriale din beton au în general travee de 6 m pe care portalele cu excentricitate se pot conforma corect; pe dimensiuni mai mici sau pe înălțimi peste 8 m la grinda de rulare este dificil din punct de vedere geometric să se introducă portal excentric. Fără să excludă portalele în K, portalele cu bara orizontală forfecată prezintă o comportare postelastice net superioară și se recomandă utilizarea lor acolo unde este posibil.

Trecând peste situațiile particulare se poate concluziona că este numai la aprecierea proiectantului alegerea unui anumit tip de portal.

## VI.3. PROPUNERI ȘI RECOMANDĂRI PENTRU PROIECTARE

Experimentele au confirmat ipotezele modelului matematic și totodată au oferit constatări și concluzii utile studiilor teoretice. În același timp s-au putut obține nemijlocit o serie de informații utile privind modul de lucru al materialului, al elementelor și al subsansamblelor care, analizate și completate cu alte testări numerice și experimentări efectuate de autorul tezei (lucrările care au doar tangențial legătură cu subiectul tezei de doctorat nu sunt prezentate în materialul de față) și corelate cu rezultatele unor cercetări efectuate pe plan mondial, au stat la baza recomandărilor de proiectare de mai jos.

### VI.3.1. CONCLUZII ȘI RECOMANDĂRI PRIVIND PROIECTAREA PORTALELOR ÎN K DIN COMPONENTA STRUCTURILOR AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

- Experimentările au pus în evidență, pentru portalele în K, o capacitate de absorbție a energiei corespunzătoare la acțiuni de tip seismic. În vederea creerii unor bune condiții de comportare a acestui tip de subsansambluri de construcție, experiențele au arătat că este recomandabil utilizarea unor gusee groase, cu rigidizări locale, întărirea (rigidizarea) barei orizontale; utilizarea pentru diagonale a unor secțiuni mai mari este mai avantajoasă din punct de vedere energetic decât rigidizarea obținută prin introducerea unor contrafise la profilele cu secțiune mai mică.
- Testările numerice de tip *time history* efectuate în IPCT cu programul Anelise pe o modelare structurală propusă de autor au pus în evidență o foarte bună comportare a structurilor de hale parter cu portale în K la accelerograme de tip Vrancea, dar mai puțin bună la accelerograme monotone (a se vedea și cap.VII).
- Diagramele forță-deplasare trasate utilizând modelul de calcul propus arată, pentru mai multe cicluri de încărcare-descărcare, o degradare în rezistență și rigiditate progresivă. În diagramele obținute pe cale experimentală, pentru același portal se constată o degradare similară, mai accentuată de la primul ciclu de încărcare la al doilea și o tendință de stabilizare a curbelor de la un anumit ciclu. Tendința de stabilizare diferă de la un portal la altul, în funcție de alcătuirea geometrică și secțională. Se poate constata că portalele cu riglă orizontală având o secțiune mai puternică au tendința de a se stabili mai rapid decât portalele cu rigla orizontală mai flexibilă. Rezultă atât analitic cât și experimental că, deși comportarea elastică și postcritică pe ciclul I sunt practic identice, începând din ciclul al II-lea influența riglei orizontale se face simțită în sensul stabilizării curbelor de hysteresis, cu atât mai rapid și la un nivel al forței capabile în ciclu cu atât mai mare cu cât bara orizontală este mai rigidă. Se poate aprecia - și testările numerice o confirmă - că, supuse unor cutremure monoșoc, portalele în K din structuri se încarcă și disipă în primele cicluri suficientă energie pentru a proteja structura din beton.

- La limita domeniului, pentru bara infinit rigidă, diagramele trasate pe cale analitică sunt descoperitoare, în sensul că nu se poate obține un mod de comportare de tip *încovoiere*, întrucât bara comprimată își pierde stabilitatea în condiții de incompatibilitate geometrică. Acest lucru este pus în evidență și experimental, cu aceeași observație că portalul cu rigla orizontală extrem de rigidă comparativ cu diagonalele stabilizează rapid curbele de degradare în forță și rigiditate și la un nivel dublu față de portalul având rigla orizontală de rigiditate zero. O riglă orizontală foarte rigidă conferă portalului, respectiv structurii halei, o comportare mai bună și la mișcări seismice de tip sinusoidal deoarece chiar și după primele cicluri păstrează o capacitate de absorbție și disipare a energiei, chiar dacă la sfârșitul cutremurului portalul este distrus.
- În urma efectuării experimentărilor pe portale s-a putut constata formarea articulațiilor plastice la capetele barelor, la marginea guseelor, care se produc puțin înainte de formarea articulației plastice centrale (genunchiul barei), justificând astfel ipoteza barei articulate la capete. Comportarea diagramelor forță-deplasare pentru bare considerând trei ipoteze de legătură la capete și anume bara încastrată la marginea guseelor, cu autoconsolidare, bara încastrată în ax și bara articulată la 0,8 din lungimea interax (vezi calculul și diagramele din cap. II și III) cu diagramele experimentale arată că singura variantă acoperitoare în toate ciclurile este ipoteza barei articulate.
- Diagramele histeretice trasate pentru bara și portalul cu bare considerate încastrate depășesc în rigiditate, forță capabilă și arie (absorbție de energie) comportarea reală a barei și conduc la situații descoperitoare, periculoase în proiectare.
- Încercările efectuate atât pe bare cât și pe portal pun în evidență ( se poate constata în toate fotografiile prezentate în lucrare) faptul că bara între articulațiile plastice este rectilinie, confirmându-se astfel ipoteza deplasărilor pe schema cinematică în domeniul postcritic.
- Articulațiile plastice sunt localizate strict pe spațiul dintre două plăcuțe de solidarizare. Modificarea secțiunii transversale a profilului laminat în articulația plastică conduce la scăderea progresivă a momentului plastic capabil odată cu creșterea deformațiilor. De fapt - și cercetările efectuate în laboratorul UTCB de prof.dr.ing. Dragoș Georgescu o dovedesc - chiar și pentru barele cu secțiune omogenă (cpruvete dreptunghiulare) articulațiile plastice sunt punctuale iar scăderea de forță capabilă în compresiune ( $P_{cr}$ ) se produce de la un ciclu la altul chiar dacă bara este adusă la forma inițială, deoarece degradările care au loc în structura intimă a materialului din articulația plastică sunt ireversibile și cumulative.
- Cercetările analitice și experimentale întreprinse au pus în evidență o serie de probleme legate de conformarea corectă a sistemelor de contravântuiri în ansamblul structural. Dezvoltările ulterioare permit o serie de recomandări pentru proiectarea cureniă, în spiritul aceluiași principiu din Normativul P100-92, adică o dimensionare rezultată dintr-un calcul elastic dar care să țină seama de comportarea postelastice a portalclor.



## VI.3.2.RECOMANDĂRI PENTRU CONFORMAREA PORTALELOR ÎN K

### VI.3.2.1. RECOMANDĂRI PRIVIND ALEGEREA BARELOR DIAGONALE DIN COMPONENTA PORTALELOR METALICE ÎN K

În proiectarea portalelor în K pentru orice tip de structură este mai indicată folosirea profilelor cu secțiuni mari (U16... U24) deoarece acestea au o capacitate sporită de absorbție a energiei în domeniul inelastic ( $A$  mare,  $\lambda$  mare) și totodată se pot obține valori suficient de mari ale forței axiale critice pentru a nu fi atinse la seisme de mică intensitate. Din analiza la nivel de bară, domeniul recomandat al zvelteții în zone seismice apare a fi 50-100.

Este de precizat că testările numerice, studiile de caz și modelările pentru experimentare au fost făcute de autor pe portale proiectate în IPCT pentru halele tip care, la ora actuală, există în toată țara în număr mare. Toate aceste hale vor trebui expertizate și eventual consolidate după următorul cutremur important și de aici rezultă și importanța economică a cercetărilor întreprinse.

Portalele proiectate de IPCT (care se găsesc la un număr mare de structuri industriale), deși au fost calculate în domeniul elastic, au în general o bună capacitate de disipare a energiei la nivel de bară.

Pentru proiectarea portalelor în K sunt de precizat câteva aspecte:

- Calitatea de *ductilitate* este influențată de flambajul lateral și/sau flambajul local.
- Evitarea flambajului lateral prin asigurarea distanței între rigidizări și urmărirea efectului elementelor adiacente.
- Evitarea flambajului local prin respectarea rapoartelor lățime/grosime prescrise pentru secțiuni și folosirea profilelor laminate.
- Interacțiunea între fenomenul de instabilitate locală și globală conduce la diminuarea capacității portante.

### VI.3.2.2.RECOMANDĂRI PENTRU BARA ORIZONTALĂ

Bara orizontală, așa cum s-a menționat și la punctul anterior, conferă mai multă capacitate de absorbție și disipare pe ciclurile postelastice. Este în orice caz recomandabilă o riglă orizontală cât mai puternică.

Avându-se în vedere că în economia generală a construcției creșterea dimensiunilor și implicit a consumurilor pe un element punctual cum este bara orizontală este nesemnificativă, singura recomandare este aceea de a proiecta o riglă pe cât posibil mai rigidă și să se respecte prevederile referitoare la solidarizarea ramurilor. Gusele, sudurile și prinderile în stâlp se calculează la forța capabilă a grinzii, majorată cu 2.5 și se prevăd rigidizări.

Este o greșală conceptuală înglobarea grinzii de rulare în portal, în locul riglei orizontale a acestuia. Săgeata grinzii de rulare, oricât de mică, reduce foarte mult capacitatea portantă a portalului, putând duce chiar la flambaj

### VI.3.2.3. RECOMANDĂRI PENTRU PROIECTAREA ÎMBINĂRILOR

Proiectarea corectă a îmbinărilor între barele portalului și portal-stâlp reprezintă condiții esențiale în conformarea antiseismică a portalelor. Se are în vedere:

- gradul de ductilitate al îmbinărilor
- capacitatea îmbinărilor să fie suficientă pentru a asigura deformația plastică a barelor portalului și redistribuirea forței orizontale după ce au avut loc deformații plastice în toate portalele.
- Se atrage atenția că cedarea îmbinărilor portalelor poate fi sursa prăbușirii ansamblului structural.
- Natura îmbinărilor determină răspunsul seismic.
- Îmbinările sunt supuse la încărcări repetate, nu numai din cutremur ci și din combinații de încărcări, în condiții de exploatare.
- Este imperativ ca îmbinarea să fie capabilă să reziste cel puțin o singură supraîncărcare pe fiecare direcție.
- Este corectă și suficientă prevederea din Normatiul P100-92 prin care îmbinările se dimensionează la o sarcină majorată cu coeficientul 2,5.
- Aceeași prevedere se aplică și la calculul pieselor înglobate în beton pentru evitarea desprinderii portalului de stâlp, care ar conduce la pierderea de sub control a modului de lucru pentru întreg ansamblul, supraîncărcarea stâlpilor și aplicarea de șocuri stâlpilor adiacenți de către portalul eliberat din structură.
- Se recomandă executarea sudurilor barelor pe gusee pe contur (suduri de colț) pentru evitarea fenomenului de cedare progresivă (tip *fermoar*) a acestora.
- Praznurile pieselor înglobate se sudează pe placă pe conturul lor. Este preferabilă utilizarea soluției *gaură*.
- Este recomandată și folosirea gujoanclor

### VI.3.2.4. RECOMANDĂRI PENTRU PROIECTAREA STRUCTURILOR

În practica de proiectare a structurilor, portalele și contravântuirile metalice sunt utilizate pentru asigurarea unui plus de rigiditate necesar pentru asigurarea unei comportări favorabile la încărcările orizontale care acționează asupra construcției. În mod evident, nu întotdeauna și nu pentru toate tipurile structurale forțele seismice sunt cele care dimensionează contravântuirile. Aplicarea mecanică și fără discernământ a coeficienților  $\Psi$  de cod poate conduce la situații periculoase. Desigur, norma este normă și trebuie aplicată, însă trebuie avut în vedere următorul fenomen: când încărcările din vânt spre exemplu sunt mai mari (dar nu cu foarte mult) decât încărcările seismice calculate (spre exemplu cu un  $\Psi=0,2$  conform

codului), dimensionarea contravântuirilor se face la forțele din vânt și se pot alege contravântuiri cu o capacitate de disipare redusă.

Orice structură se încarcă sub acțiunea seismului cu o forță proporțională cu rigiditatea sa. Pe domeniul de comportare elastică nu poate fi vorba de disipare de energie, deci structura se încarcă - absoarbe întreaga energie seismică. Însă dacă se face o dimensionare de tip elastic, atunci este evident că nu se mai poate considera coeficientul de reducere al forțelor seismice, ținând seama de disiparea de energie, adică  $\Psi$  egală cu valoarea dată de cod. În această situație valoarea coeficientului  $\Psi$  trebuie să fie mai mare și recalculând forța seismică cu un coeficient  $\Psi$  majorat este posibil ca seismul să devină mai mare decât încărcările din vânt și să diminueze structura. Dealtfel și în EUROCODE se precizează că în situația în care gruparea de încărcări din greutate proprie și vânt dau eforturi mai mari decât gruparea specială de încărcări (cu seism), atunci calculul structurii la seism se face aplicând coeficienți de majorare care conduc la un  $\Psi \approx 0,65$ .

Se recomandă o atenție deosebită la proiectarea prinderilor guseelor metalice de stâlpi din beton armat prin intermediul plăcilor metalice înglobate. Nerespectarea unor ancorări corespunzătoare praznurilor în beton sau nesudarea corectă a acestora de plăcile metalice poate distruge conlucrarea portal-stâlp la valori mai mari ale forței orizontale longitudinale, fapt ce diminuează mult capacitatea structurii în ansamblul ei, așa cum s-a demonstrat în cazul modelului CL2. Tot în acest sens se preferă o manșonare perimetrală a stâlpilor, în zona nodurilor, manșonare realizată cu plăci metalice sudate pe muchie în vederea măririi rigidității nodurilor. (Fig.VI.7.)

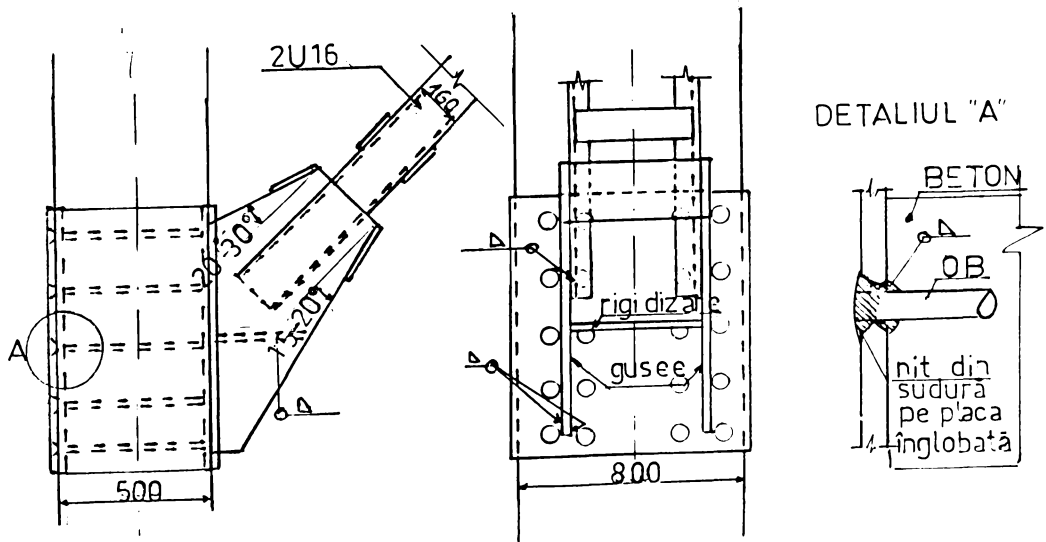


Fig.VI.7.

DETALII RECOMANDATE PENTRU NODURILE PORTAL METALIC-STÂLP DIN BETON ARMAT

# VII. *METODOLOGIE DE ANALIZĂ ȘI CALCUL PENTRU ADUCEREA ÎN PARAMETRII CERUȚI PRIN NORMELE ACTUALE A STRUCTURILOR DE HALE INDUSTRIALE PARTER EXISTENTE ȘI PROIECTAREA CONSTRUCȚIILOR NOI*

## VII.1. APRECIEREA NIVELULUI DE PROTECȚIE ANTISEISMICĂ

În literatura modernă și în coduri se distinge în ultimii ani ideea că protecția antiseismică a construcțiilor să aibă la bază conceptul nivelurilor de protecție, precizând ce se asigură în cadrul fiecărui nivel și condițiile tehnice corespunzătoare acestui material. O schemă generală a acestei concepții propusă de autor pentru proiectarea construcțiilor noi și evaluarea celor existente este prezentată în tabelul 1, cu observația că aceasta are numai un caracter exemplificativ al concepției (conținutul asigurării și condițiile tehnice variază foarte mult de la un autor la altul).

În acest concept nou, la nivelul 1 calculul se face la un seism moderat, cu intensitate mai mică decât seismul de cod, dar care se poate repeta la 3-5 ani, seism care are un sens fizic. Ca urmare, două construcții vecine au același nivel de asigurare indiferent de faptul că ductilitatea lor poate fi diferită, în funcție de caracteristicile fiecăreia.

Seismul moderat nu conduce la depășirea domeniului elastic, nu produce degradări structurale și nu necesită intervenții asupra construcției.

Seismul moderat este considerat ca oricare altă încărcare variabilă (de ex. vântul). Acest concept este introdus în norma japoneză care asigură nivelul 1 și nivelul 3.

Acest concept care are în vedere nivelele 1 și 2 este încă în vigoare în multe norme de prestigiu și de largă circulație cum este de exemplu norma din SUA.

Nivelul 2 este nivelul de cod, așa cum este el definit în P100/92.

În țara noastră, cu privire la norma de proiectare antiseismică P100-92 sunt de precizat următoarele (cu privire la cadrele longitudinale ale halelor industriale parter):

a) Verificarea de rezistență (corespunzătoare nivelului 2 = seism de cod) se face la seismul convențional

$$S_{\text{conv}} = \Psi S_{\text{max}} \quad (\text{VII.1})$$

În care pentru structuri de hale industriale parter, din beton armat, cadrele longitudinale rigidizate cu portale având diagonale în K se prevede  $\Psi = 0,4$ ; rezultă:

$$S_{\text{conv}} = 0,4 S_{\text{max}} \quad (\text{VII.2})$$

Un calcul în conceptul nou al unui seism moderat cu o intensitate redusă față de seismul maxim al zonei, corespunzătoare nivelului 1, conduce la valoarea:

$$S_{\text{moderat}} = 0,16 / 0,2 S_{\text{max}} \quad (\text{VII.3})$$

exemplul este dat pentru București, unde  $k_x = 0,2$  pentru seismul de cod (zona C) iar pentru seismul moderat  $k_x = 0,16$  (zona D).

b) Verificarea de rigiditate la nivelul 2 se face cu relația:

$$\Delta_{\text{max}} = \Delta_{\alpha} = h / 100 \quad (\text{VII.4})$$

În relația (VII.4)  $h$  este înălțimea halei la nivelul acoperișului, iar deplasarea  $\Delta_{\text{max}}$  produsă de seismul maxim  $S_{\text{max}}$  se calculează cu relația:

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{1}{\Psi} \Delta_{cl} \quad (\text{VII.5})$$

În practica de proiectare curentă din țara noastră se procedează astfel:

a) Verificarea la acțiunea seismului convențional  $S_{\text{conv}} = S_{\text{max}}$  (fig.VII.1.) se face considerând că această forță este preluată integral numai de portal.

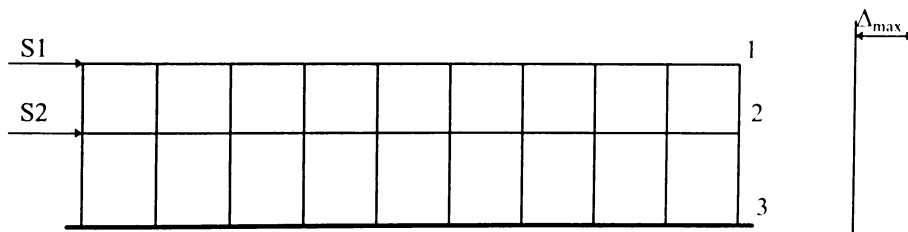


fig.VII.1.

b) Deplasarea  $\Delta_{\text{max}}$  se calculează cu relația (VII.5) în care  $\Delta_{cl}$  este deplasarea la nivelul 2 calculată cu forța convențională dată de relația (VII.2).

Față de această practică prezenta lucrare aduce următoarele elemente noi:

- ia în considerare aportul șirului de stâlpi la preluarea forței  $S_{\text{conv}}$ , ceea ce este avantajos la verificarea unei construcții existente în cazul în care din calculul simplificat care ia în considerare numai portalul ar rezulta că acesta nu poate prelua singur forța  $S_{\text{conv}}$ ;
- permite un calcul mai exact al deplasării maxime  $\Delta_{\text{max}}$  (în cazul portalului în K relația (5) poate conduce la erori mari în sensul că deplasările maxime pot fi de 2-3 ori mai mari decât cele care rezultă din aplicarea relației (VII.5), aceasta deoarece la acțiunea unui seism maxim diagonalele portalului pot flamba ceea ce are ca efect o sensibilă micșorare a rigidității structurii cât și a capacității portante.

**APRECIEREA NIVELULUI DE PROTECȚIE A STRUCTURILOR DE HALE INDUSTRIALE PARTER  
AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE**

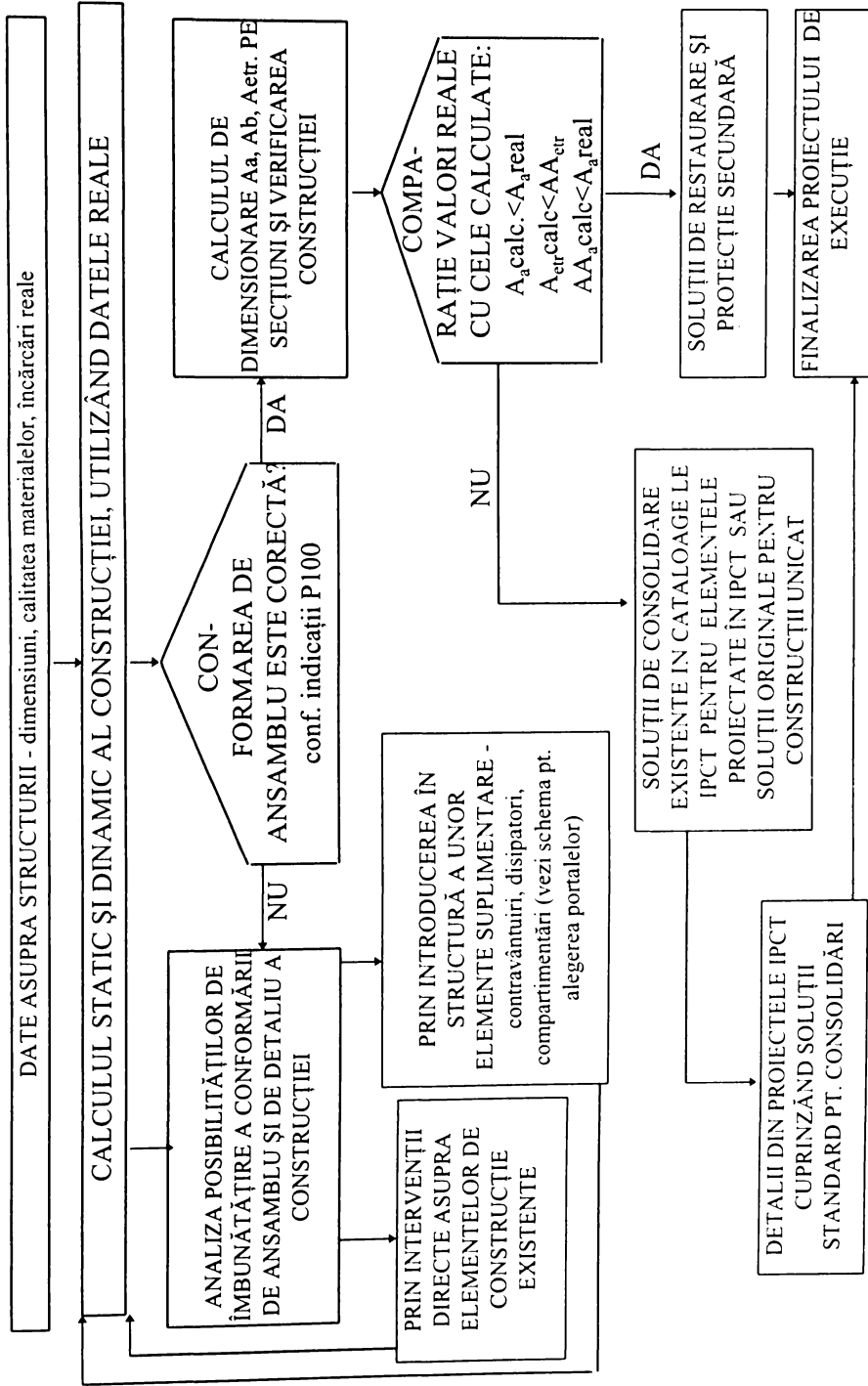
	NIVELELE I	NIVELUL II	NIVELUL III
1	Nivele de asigurare la solicitări seismice	Verificare la seismul de cod al locului	Verificare la seism excepțional (o dată în viața construcției)
2	Dimensionare la seism moderat (cu grad mare de repetabilitate) Condiții de exploatare	Nivelul de cod (NC)	Nivelul de cod majorat
3	Valoarea coeficientului $k_s$ luat în calcul (NC=nivel de cod)		Se consideră $k_s$ de la zona anterioară ( $k_s$ mai mare) (NC+1)
4	Perioada de revenire	30-50 ani	>50 ani (durata până la reparația cap)
5	Comportarea structurii în cadrul nivelului de protecție	<ul style="list-style-type: none"> <li>Restricții de exploatare sau întreruperea pe timp limitat a exploatării</li> <li>Degradări structurale și nestructurale care pot fi reparate</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Este evitat colapsul general al structurii</li> <li>După seism apar degradări structurale și nestructurale importante în funcție de care se decide fie repararea fie dezafectarea construcției</li> </ul>
6	Condițiile tehnice necesare pentru realizarea protecției	Se acceptă unele incursiuni în domeniul elasto-plastic respectând condiția $\Delta_{\text{nivel}} < \Delta_{\text{admis}}$	Sunt utilizate reperle plastice și se cere ca structura să aibă ductilitatea necesară respectării condiției $\Delta_{\text{max}} < \Delta_{\text{cedare}}$

## VII.2. CONDIȚII CARE DEGRADEAZĂ RIGIDITATEA ȘI CAPACITATEA PORTANTĂ A CADRULUI LONGITUDINAL

Sunt situații diverse în care rigiditatea și capacitatea portantă a cadrului longitudinal se pot degrada în timp, ca de exemplu:

- Proiectarea structurilor de hale cu ani în urmă, când nivelul prevederilor de protecție antiscismică era diferit de cel de astăzi. Construcțiile aflate în această situație au avut în viața lor cel puțin un seism important; numai o expertizare detaliată și competentă poate stabili capacitatea lor reală de preluare a încărcărilor seismice viitoare.
- Alegerea și dimensionarea contravântuirilor verticale fără a ține seama de comportarea lor postcritică (care a început să fie studiată în anii '80).
- Proiectarea unor detalii (noduri, îmbinări metal-beton) insuficient de ductile sau insuficient dimensionate în raport cu capacitatea portantă reală a elementelor de construcție adiacente.
- Greșeli de execuție (înlocuiri incorecte de armături, materiale de calitate inferioară față de proiect, nerespectarea proiectului de execuție etc.).
- Încărcări reale mai mari decât cele din proiect.
- Elemente structurale degradate accidental (șocuri mecanice accidentale în timpul exploatării, șocuri chimice etc.).
- Agresivitatea mediului (chimică, fizică, biologică).
- Condiții de exploatare reale diferite de cele estimate în proiect.
- Intervenții neadecvate asupra elementelor structurale sau nestructurale, efectuate de către beneficiar în timp, ca urmare a proceselor de modernizare, rețehnologizare etc.
- Uzura naturală în timp a construcției.

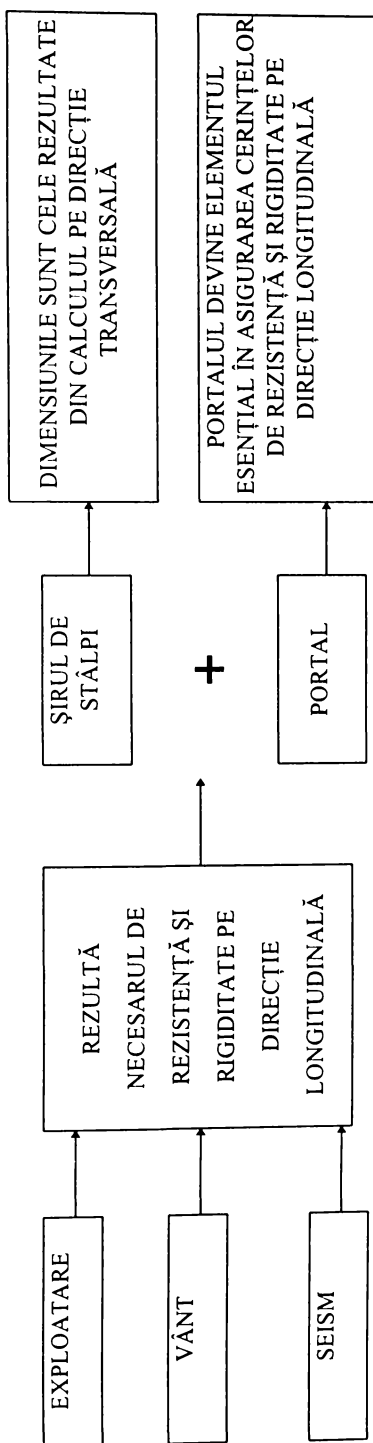
### VII.3. ANALIZA STRUCTURILOR DIN BETON ARMAT PENTRU HALE INDUSTRIALE PARTER EXISTENTE



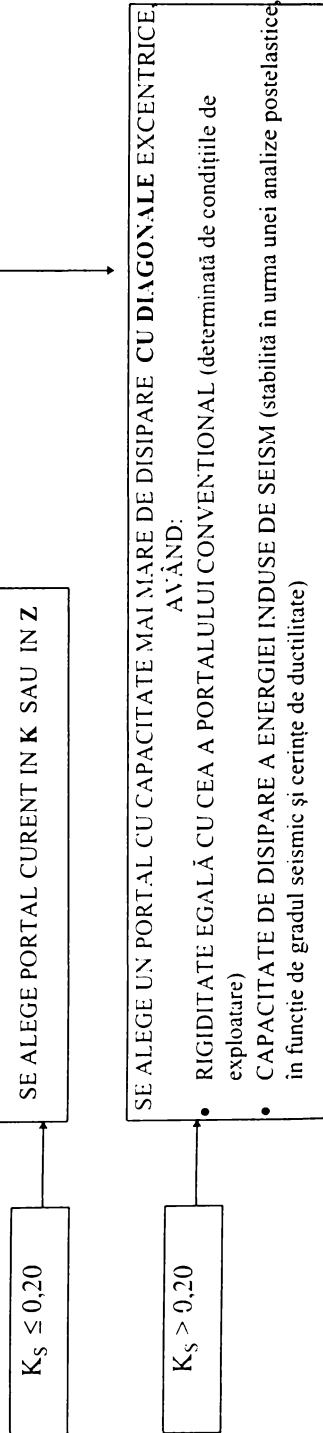


## VII.4. ALEGEREA TIPULUI DE PORTAL UTILIZAT ȘI STABILIREA CARACTERISTICILOR SALE POSTCRITICE

DATE DE TEMĂ



CONDITII DE AMPLASAMENT  
IN ZONA SEISMICĂ



## VII.5. TESTĂRI NUMERICE CU PROGRAME DE CALCUL NELINIARE

### VII.5.1. PROCEDEUL DE ANALIZA DINAMICĂ NELINIARĂ ADOPTAT

Pentru o apreciere mai apropiată de realitate a răspunsului seismic este necesară utilizarea unor programe de analiză complexe, care să permită considerarea comportării dinamice și neliniare ale stâlpilor și portalcelor.

Testările numerice s-au efectuat cu programul ANELISE 3 de analiză dinamică neliniară. Dintre simplificările admise, cu repercursiuni directe asupra răspunsului seismic al structurilor în cadre din beton armat având poduri rulante, se menționează:

- structura este un cadru plan ortogonal;
- nu se introduce efectul conlucrării spațiale și al torsiunii generale a ansamblului;
- se neglijează contribuția elementelor nestructurale și al îmbinărilor cu frecare asupra amortizării vibrațiilor;
- nu se introduc diferențiat caracteristicile de amortizare ale portalului și ale elementelor din beton;
- nu se introduce efectul componentei verticale a mișcării seismice.

În principiu, programul ANELISE 3 nu introduce riguros modelul degradabil complex de comportare al portalului pornind de la curbe histeretice experimentale sau analitice.

Sunt de specificat următoarele:

- se adoptă un pas de integrare de 0,02 secunde și o durată de acțiune și de mediere a răspunsului seismic de 10 secunde;
- fracțiunile de amortizare critică sunt considerate 0,05;
- ductilitățile necesare de rotație sunt obținute după un procedeu propus de Clough;
- ductilitatea absolută de translație obținută prin program are un caracter convențional, ea reprezentând raportul dintre deplasarea maximă a structurii și deplasarea structurii în momentul formării primei articulații plastice în stâlpi.

Testările numerice efectuate cu programul ANELISE au avut în vedere obținerea de date privind comportarea biografică a structurii atunci când este supusă unor încărcări seismice de mare intensitate, care depășesc nivelul de cod.

S-a adoptat modelul cadrului longitudinal la care portalul a fost simulat printr-un stâlp cu rigiditate și moment de plastificare echivalente portalului real (Fig.VII.4.), aplicând modelarea biliniară propusă de autor pentru portalul în K. Această modelare presupune o componentă elastică, degradabilă, pentru domeniul elastic și o componentă perfect plastică, nedegradabilă, corespunzătoare domeniului pe care curbele histeretice corespunzătoare portalului se stabilizează după un număr suficient de mare de cicluri (Cap.V.1.)

Analiza dinamică s-a efectuat pentru accelerograme VRANCEA N-S aplicate halei cu pod rulant din proiect tip 4006/12a, hala având următoarele caracteristici:

- 2 deschideri de 30,0 m
- 10 travei de 12,0 m
- 2 poduri de 50 tf
- șarpantă metalică
- grinzi de rulare metalice
- portale superioare și portal inferior metalice dimensionate la 2.5 S cod
- stâlpi din beton armat.

Testările numerice s-au efectuat pentru cadrul longitudinal central.

**Schema statică (Fig. VII.2.)**

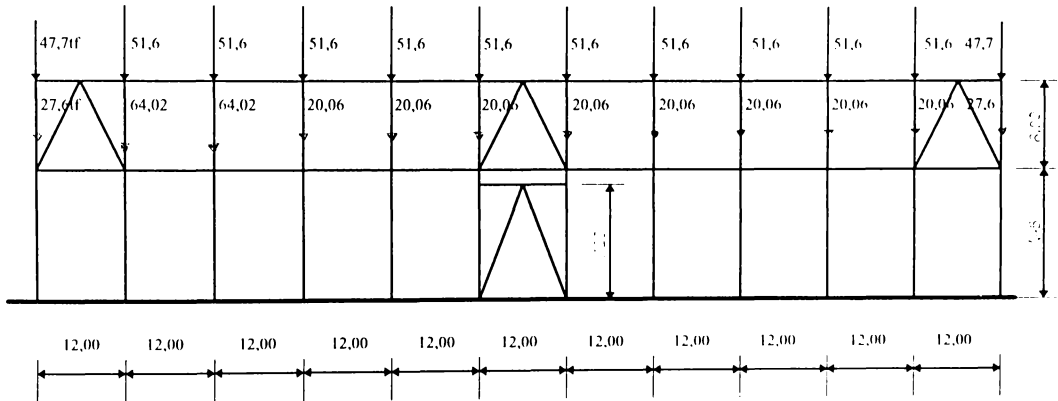


Fig. VII.2.

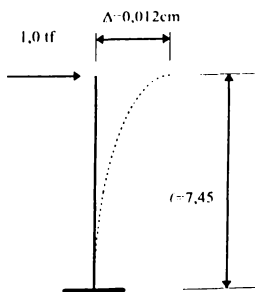
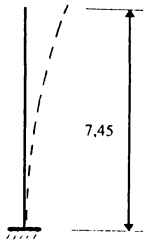


Fig. VII.3.

Din diagrama H- $\Delta$  s-a renunțat la valorile de vârf și s-a ales valoarea  $H_p=15tf$  corespunzătoare stabilizării curbei histeretice

$$M_p = H_p \cdot l = 112tfm.$$

Portalul inferior s-a modelat conform figurii VII.4.



$$EI = 11,486 \times 10^{12} \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$M_p = 112 \text{ tfm}$$

Fig.VII.4.

Testări numerice anterioare cu programele SECON 2 și CAPLAN au pus în evidență faptul că prezența contravântuirilor superioare reduc deplasările relative de nivel la etaj la valori suficient de mici pentru a putea fi considerat practic indeformabil în comparație cu parterul. În această ipoteză, structura se poate modela, fără riscul unor erori, sub forma unui șir de stâlpi pe nivelul parterului + portalul inferior.

În urma modelării portalului conform fig.VII.4.și în lumina celor prezentate în paragraful anterior, calculul cu programul ANELISE s-a efectuat pentru structura de mai jos (Fig.VII.5):

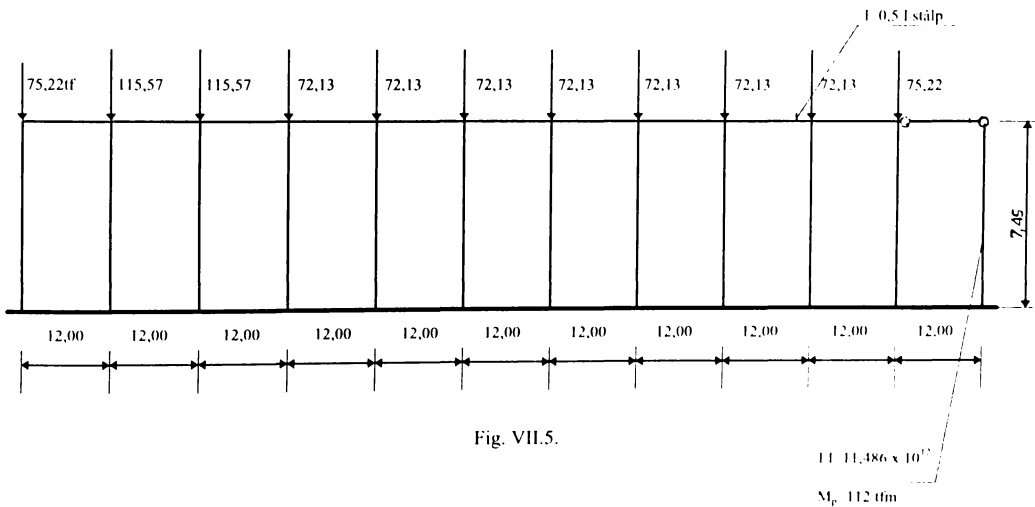


Fig. VII.5.

În vederea aprecierii aportului portalului metalic în ansamblul structural supus încărcărilor seismice de foarte mare intensitate, s-au analizat două cazuri:

- Structura **B1** = cadru longitudinal central cu portal
- Structura **B2** = cadru longitudinal central fără portal.

Rezultatele obținute au caracter calitativ.

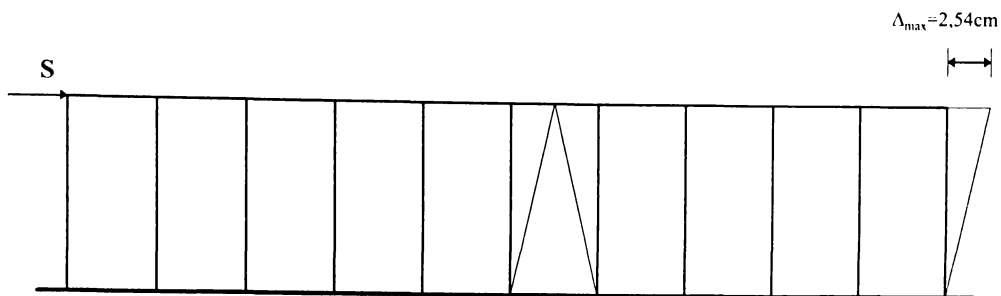


Fig. VII.6.

	COD	IPCT	TIME HISTORY
S	53	132,5	345,2
C	6%	15%	39,1%

unde:

$$S_{IPCT} = 2,5 S_{COD}$$

$$C = \frac{S}{\Sigma Q} 100$$

$\Sigma Q = 883,4$  tf (din care  $q_2$  poduri 50 tf = 86,88 tf)

ELEMENT	$M_{max}$ (tfm) TIME HISTORY	$M_{cap}$ (tfm)
PORTAL	1579,6	909,5
STĂLP	57,5	55,6

### Concluzii:

- Pentru mișcarea seismică adoptată, structura nu poate fi menținută în domeniul elastic deoarece accelerația seismică ce este imprimată structurii este de 0,4 g ceea ce conduce la depășiri ale momentelor capabile ale stâlpilor și al portalului.
- În domeniul elastic, portalul preia 80% din forța seismică.
- Portalul reduce perioada fundamentală de la  $T=0,83$  sec (pentru structura **B2** fără portal) la  $T=0,51$  sec.

## VII.5.2. ANALIZA DINAMICĂ PENTRU ACCELEROGRAMA FRANCEA N-S

### VII.5.2.1. Structura **B1** (Fig.VII.7.)

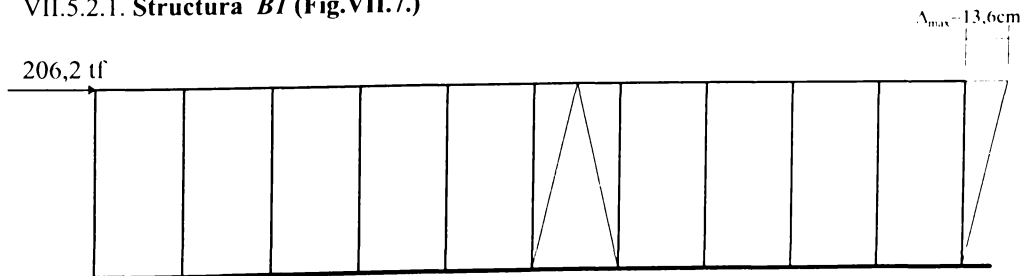


Fig.VII.7.

$$C = \frac{206,2}{883,4} 100 = 23,3\%$$

ELEMENT	$M_{\max}$ (tfm)	$M_{pl}$ (tfm)
PORTAL	230,5	112
STĂLP	64,5	55,6

$$\Delta_{\max} = 13,6\text{cm} < \Delta_{\text{cap}} = 15,34\text{cm}$$

### Apariția și evoluția articulațiilor plastice - structura B1

(numerele indică ordinea de apariție a articulațiilor plastice)

**Formarea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=1,16 \text{ sec} \div t_5=1,4 \text{ sec}$  (Fig.VII.8.)**

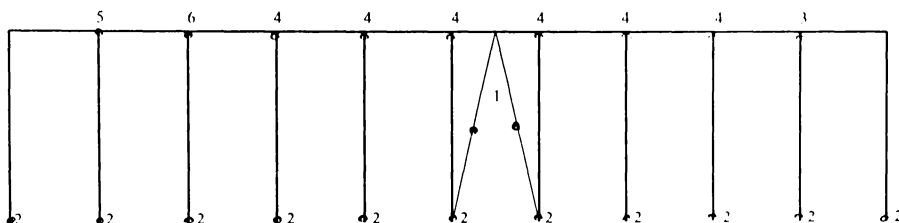


Fig. VII.8.

La timpul  $t_1=1,16 \text{ sec}$ , portalul se deformează plastic.

**Închiderea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=1,68 \text{ sec} \div t_2=1,70 \text{ sec}$  (Fig.VII.9.)**

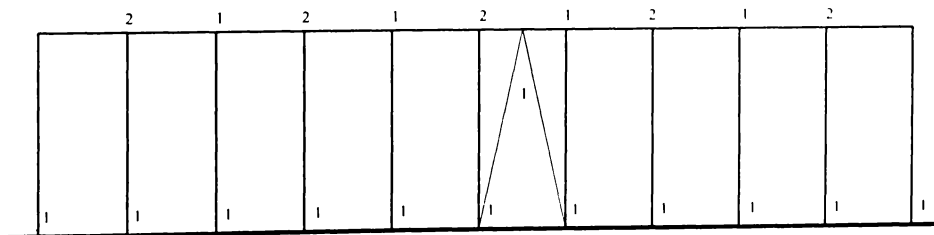


Fig. VII.9.

**Formarea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=1,8 \text{ sec} \div t=2,2 \text{ sec}$  (Fig.VII.10.)**

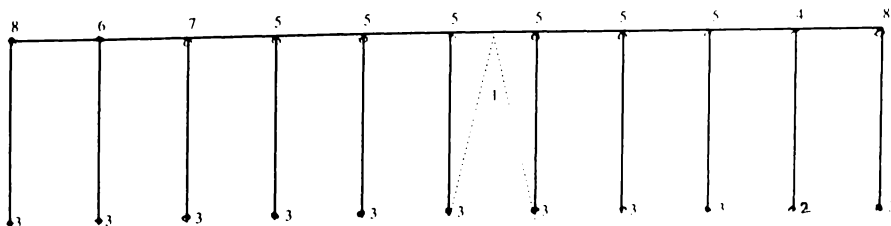


Fig. VII.10

**Mecanism plastic de nivel în intervalul  $2,20 \text{ sec} \div 2,44 \text{ sec}$**

**Închiderea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=2,46$  sec  $\div$   $t_2=2,48$  sec (Fig.VII.11.)**

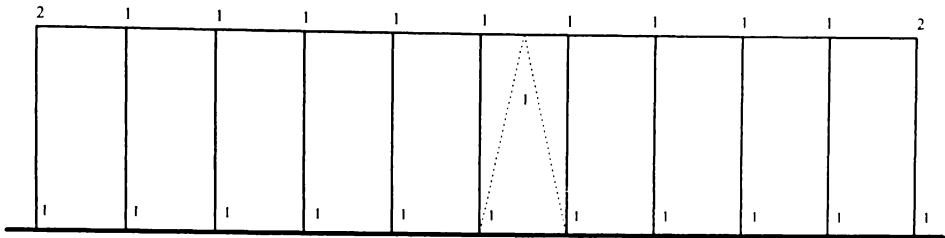


Fig. VII.11.

**Structura B1 la momentul  $t=10$  sec (10 sec=durata mișcării seismice) Fig.VII.12**

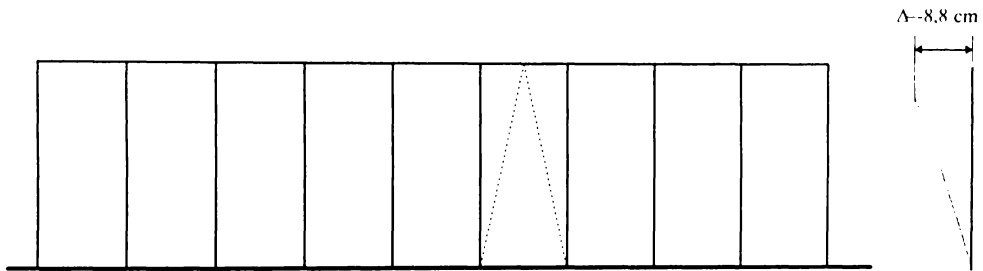


Fig. VII.12.

**OBSERVAȚII:**

*Portalul a ieșit din lucru.*

*Într-un interval de timp de 0,24secunde structura a trecut prin stadiul de mecanism plastic.*

*Deplasarea remanentă la încheierea celor 10 secunde caracteristice este:  $\Delta_{t=10\text{ sec}} = 8,8$  cm*

**VII.5.2.2. STRUCTURA B2 (fig.VII.13.)**

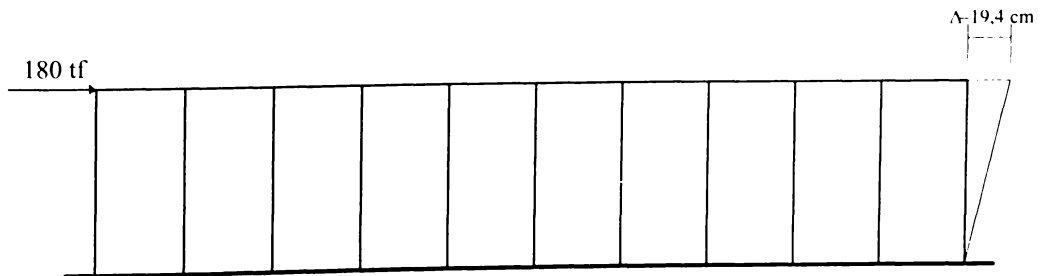


Fig. VII.13.

ELEMENT	$M_{\max}$ (tfm)	$M_{pl}$ (tfm)
STĂLP	62,8	55,6

$$\Delta_{\max} = 19,6\text{cm} > \Delta_{\text{cap}} = 15,34\text{cm}$$

**Apariția și evoluția articulațiilor plastice:**

**Formarea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=1,24 \text{ sec} \div t_8=1,50 \text{ sec}$  (Fig.VII.14.)**

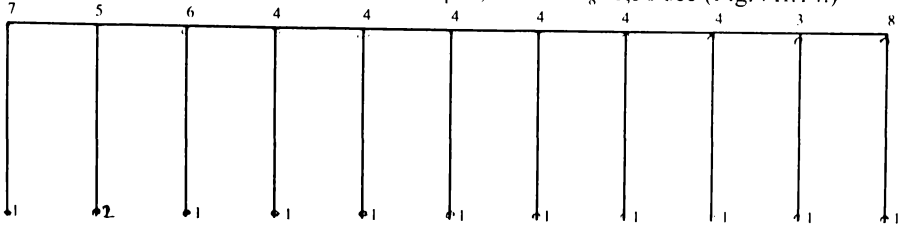


Fig. VII.14

**Mecanism plastic de nivel în intervalul  $1,54 \text{ sec} \div 1,72 \text{ sec}$ .**

**Închiderea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=1,74 \text{ sec} \div t_3=1,78 \text{ sec}$  (Fig.VII.15)**

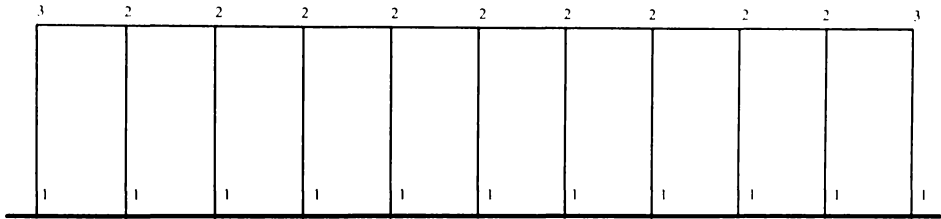


Fig. VII.15.

**Formarea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=2,04 \text{ sec} \div t_7=2,26 \text{ sec}$  (Fig.VII.16)**

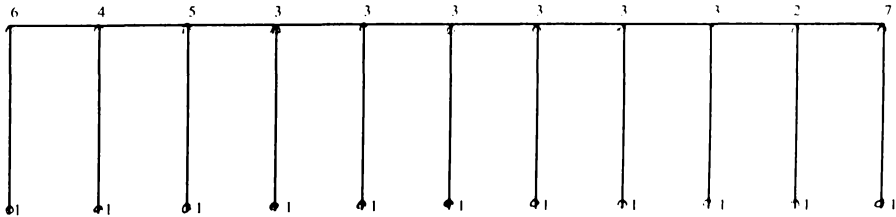


Fig. VII.16.

**Mecanism plastic de nivel în intervalul  $t=2,26 \text{ sec} \div t_3=2,56 \text{ sec}$**

**Închiderea articulațiilor plastice în intervalul  $t_1=2,58 \text{ sec} \div t_3=2,62 \text{ sec}$  (Fig.VII.17)**

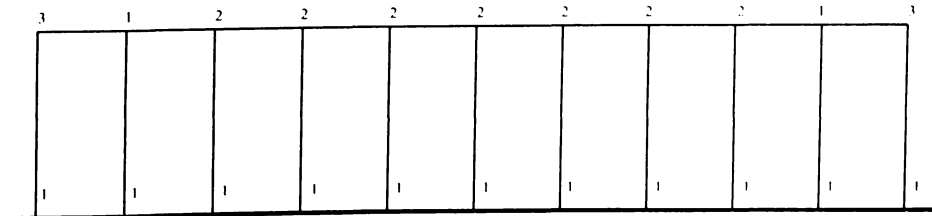


Fig. VII.17



**Structura B2 la momentul  $t=10$  sec (10 sec = durata mișcării seismice) (Fig.VII.18.)**

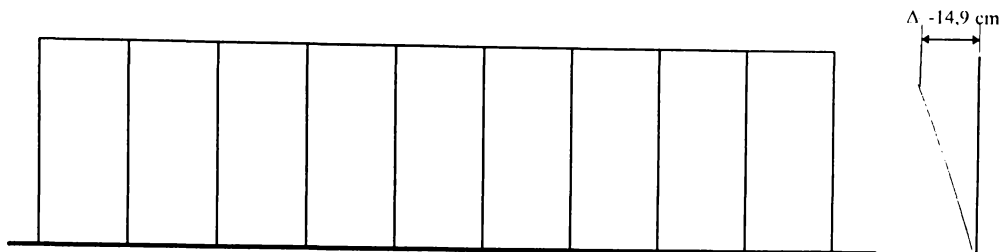


Fig. VII.18

**OBSERVAȚII:**

*Portalul a ieșit din lucru.*

*Structura a trecut prin stadiul de mecanism plastic de două ori, în intervale de timp de 0,18 secunde și 0,30 secunde.*

*Deplasarea remanentă la încheierea celor 10 secunde caracteristice este:  $\Delta_{t=10\text{ sec}} = 14,9$  cm*

Exemplul prezentat mai sus face parte din programul de testări numerice efectuate de autorul tezei de doctorat asupra structurilor de hale industriale parter, cu pod rulant, având structura din beton armat sau integral metalice proiectate în IPCT în anii 80 și care sunt construite în întreaga țară. S-a avut în vedere, printre altele, evaluarea comportării fondului de construcții existent, executate după proiectele tip și la nivelul de proiectare de la începutul anilor 80, în cazul producerii unor cutremure de intensitate mai mare decât cea de cod (nivelul 3 de asigurare seismică - vezi cap.VII.1.)

**CONCLUZII FINALE:**

Structura proiectată la gradul 7 seismic, în conformitate cu prevederile normativului în vigoare la data proiectării, respectiv P100/78, a fost testată cu o accelerogramă Vrancea N-S cu intensitatea 0,4g, care să inducă în sistemul structural forțe seismice superioare celor capabile, în scopul obținerii de date biografice privind evoluția articulațiilor plastice în vecinătatea colapsului.

Pentru mișcarea seismică adoptată, structura fără portal are deplasări mai mari decât cea capabilă ( $\Delta_{\text{max}}=19,6$  cm > 15,3 cm) în timp ce pentru structura cu portal nu se depășește deplasarea capabilă ( $\Delta_{\text{max}}=13,6$  cm < 15,3 cm).

Ambele structuri trec prin faza de mecanism plastic; structura cu portal - o singură dată timp de 0,24 sec în timp ce structura fără portal - de două ori: 0,18 sec. și 0,30 sec

Este de precizat că în condițiile legislației actuale care prevede expertizarea construcțiilor după fiecare seism important, metodologia de analiză structurală propusă de autorul tezei de doctorat poate fi un instrument util.

# VIII. *PROBLEME REZOLVATE ÎN CADRUL TEZEI DE DOCTORAT*

Teza de doctorat cuprinde sinteza activității științifice a autorului în domeniul comportării structurilor de hale industriale parter amplasate în zone seismice și are la bază un amplu program de cercetări analitice și experimentale pe un domeniu foarte puțin studiat în lume și complet virgin în țara noastră la data începerii sale: comportarea postteritică a barelor și elementelor metalice din componența cadrelor longitudinale din beton armat a structurilor din beton armat cu acoperiș greu, supuse încărcărilor orizontale care depășesc capacitatea elastică a sistemului beton-metal.

Importanța lucrărilor efectuate este dată de numărul mare de structuri de acest tip existente în toată țara (acestea fiind promovate prin proiecte tip) și de rezultatele obținute, care pun la dispoziția experților un instrument de analiză fină a acestor structuri, care aproape fără excepție au traversat cel puțin un seism notabil și au suferit degradări mai mult sau mai puțin importante și care trebuie aduse în parametrii care să permită supraviețuirea structurală în fața cutremurelor care vor urma.

În același timp s-a obținut înțelegerea fenomenelor care au loc în situația interacțiunii beton-metal și prin extinderea cercetărilor asupra unor tipuri de contravântuiri mai performante (criteriul performanță postelastice al acestor elemente este propus proiectării) și datorită unor soluții constructive noi, în curs de brevetare, pentru structurile integral metalice, acestea fiind o altă extensie a cercetărilor.

Progresele realizate în domeniul sus-menționat sunt în primul rând de ordin conceptual și al analizei structurale, cu extensie în proiectarea curentă și expertizare, după cum urmează:

1. Definierea modelului teoretic și verificarea sa pe cale experimentală pentru comportarea postelastice a barei metalice (cu secțiune simplă sau compusă) supuse acțiunilor axiale de mare intensitate (încărcare-descărcare în compresiune și întindere) care depășesc valoarea critică.
2. Analize energetice efectuate asupra comportării barelor în domeniul postteritic în vederea stabilirii parametrilor ce trebuie avuți în vedere la proiectarea sistemelor de bare.
3. Efectuarea de testări numerice, aplicând modelul de calcul propus pentru bară în vederea stabilirii gradului de acuratețe al ipotezelor de calcul, prin compararea cu rezultatele încercărilor de laborator.

4. Definierea modelului analitic și verificarea experimentală a acestuia pentru contravântuirile metalice încărcate cu forțe orizontale alternante, de tip seismic, care depășesc capacitatea portantă elastică a portalului și produc importante incursiuni în domeniul postelastic.
5. Calculul curbelor de interacțiune *forță - deplasare* pentru portalele în K, aplicând metoda proprie de rezolvare a ecuațiilor care descriu fenomenul și proiectarea în această bază a portalelor care au fost încercate în cadrul programului experimental și stabilirea istoriei de încărcare.
6. Analize energetice asupra comportării diferitelor tipuri de portale din componența structurilor de hale industriale parter amplasate în zone seismice și definirea unor criterii de performanță necesare proiectării și expertizării acestor structuri.
7. Propunerea unor recomandări privind proiectarea portalelor în K și a structurilor parter din beton armat cu portale metalice în vederea obținerii unui răspuns seismic îmbunătățit.
8. Elaborarea unei metodologii de analiză a structurilor din beton armat rigidizate cu portale metalice care au traversat seisme severe ce au condus la depășirea capacității portante a acestora și propunerea unor soluții de intervenție în vederea consolidării.
9. Discutarea și analizarea filosofiei actuale a proiectării structurilor având în componența lor cadre contravântuite.
10. Identificarea și analiza tipurilor de contravântuiri în funcție de răspunsul acestora la acțiunea încărcărilor orizontale de tip seismic.
11. Identificarea domeniului de aplicativitate al contravântuirilor în K și asortarea diferitelor tipuri de contravântuiri cu structurile longitudinale în care efectul energetic al contravântuirilor este optim.
12. Estimarea cerințelor seismice inelastice impuse sistemelor structurale contravântuite în timpul răspunsului seismic elasto-plastic; obținerea de date prețioase asupra efectului de interacțiune între stâlpii din beton armat și portalele metalice din construcțiile industriale parter, cu pod rulant.
13. Elaborarea unei abordări a proiectării antiseismice *pe trei nivele* cu stabilirea criteriilor pe fiecare nivel de degradare controlată și definirea nivelelor de intervenție în vederea reducerii în parametrii normativi a structurilor care au traversat seisme.
14. Prin teza de doctorat, autorul aduce noi informații asupra răspunsului seismic al structurilor contravântuite în general și al structurilor parter din beton armat rigidizate cu portale metalice în particular; din acest punct de vedere, prezenta lucrare constituie o bază de date noi.

# IX. BIBLIOGRAFIE

1. Dragoş Georgescu, Octavian Mănoiu, Ciprian Toma - Comportarea subsansamblelor de portale metalice a halelor parter prevăzute cu poduri rulante la acţiuni seismice. Buletin IPCT, România, nr.2/1995
2. Dragoş Georgescu, Mioara Dabija, Octavian Mănoiu, Ciprian Toma - Comportarea post-elastică a structurilor cu contravântuiri metalice în K solicitate ciclic. Conferinţa de inginerie seismică, IP Gheorghe Asachi - Iaşi, 1987.
3. Dragoş Georgescu, Dorin Fulca, Octavian Goşa, Octavian Mănoiu, Ciprian Toma - Seismic response of braced steel frames used to stiffen one floor industrial halls. Atti del XV Convegno Nazionale dell' Associazione Italiana per l'Analisi delle Sollecitazioni. Pisa, 1987.
4. Dragoş Georgescu, Ciprian Toma, Octavian Goşa - Post-critical Behaviour of K Braced Frames. Journal of Construction Steel Research nr.21/1992.
5. Georgescu, D. Creţu, D. - 15 storey eccentrically braced steel structure - EUROCODE 8 - Worked examples, 1987
6. Proiect IPCT nr. 5677/a-1981 - Studiu privind evaluarea cerinţelor de rigiditate şi ductilitate ale stâlpilor pentru hale cu poduri rulante. a) cu acoperişuri din beton.
7. Proiect IPCT nr. 5774-1982 - Studiu privind răspunsul seismic la portalele şi contravântuirile metalice utilizate la rigidizarea halelor tipizate cu structură din beton.
8. Proiect IPCT nr. 5774/1-1983 - Studiu privind răspunsul seismic al portalelor metalice utilizate la rigidizarea halelor tipizate cu structură din beton.
9. Proiect IPCT nr. 8628/a,b,c,-1984 - Studiu experimental privind comportarea subsansamblurilor de construcţii metalice la acţiuni de tip seismic. a) bare supuse la eforturi axiale. b) îmbinări ale elementelor metalice. c) evaluarea ductilităţii capabile a subsansamblurilor de portale.
10. Proiect IPCT nr. 8681-1985 - Studiu privind subsansamble de stâlpi şi portal pentru hale industriale parter cu poduri rulante. Proiect prototip.
11. Proiect IPCT nr. 8698/a,b-1986 - Studii privind cerinţele de rezistenţă şi ductilitate ale structurilor pentru hale industriale cu poduri rulante. a) experimentări pe noi tipuri de portale metalice. b) experimentări la acţiuni dinamice privind interacţiunea cadru-portal.
12. Comisia de Stabilitate a Structurilor Metalice Fil. Timişoara - Academia Română- Dan Mateescu: *Calculul elementelor din oţel - STAS 10103/EC-93*
13. Aurel A Beleş : *Cutremurul şi construcţiile* - Buletinul Societăţii Politehnice - oct. şi nov. 1941
14. Victor Popescu - *Construcţii metalice industriale* - Editura Tehnică, 1977
15. Catedra C-ţii Beton Armat - Radu Agent, C-tin Pavel, Daniela Stănescu - *Studiu privind evaluarea cerinţelor de rigiditate şi ductilitate ale stâlpilor pentru hale industriale cu poduri rulante*, 1990
16. Catedra C-ţii Beton Armat - *Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat*
17. Dan Mateescu : *Clădiri înalte cu schelet din oţel* - Editura Academiei, 1997

19. Thomas Paulay, Hugo Bachman, Konrad Moser: *Proiectarea structurilor din beton armat la acțiuni seismice* - Editura Tehnică, 1997
20. Jacques Rondal, Dan Dubină, Victor Gioncu: *Coupled instabilities in metal structures CIMS 96*
21. Mihail Ifrim: *Dinamica structurilor și inginerie seismică* - Editura Didactică și Pedagogică, 1984
22. Sanda Hangan, Liviu Crainic: *Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor* - Editura Academiei, 1980
- 23.- Mihai Ursăchescu, Ciprian Toma, Gabriel Dumitrescu: *Instrucțiuni tehnice pentru lucrări de intervenție la elementele de structură ale halelor parter din beton.* 1981
24. EUROCODE 3 - 1992
25. EUROCODE 8 - 1988
26. UNIFORM BUILDING CODE - 1994
27. STAS 10108/0-78: Construcții metalice
28. Normativ pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale - P100-92; P-100-78
29. Jain, S.C. Goel - Seismic Behaviour of Inelastic Members of Braced Frame Structure
30. Georgescu, D. - Recent developments in theoretical and experimental results on steel structures. Seismic resistant braced frames. - *Costruzioni Metalliche* no 1 - anno XLVIII, 1996
31. Kasai, K. Popov, E. - General Behaviour of WF Steel Shear Link Beams - *Journal of Structural Engineering* no 2, 1986
32. Maison, P. Popov, E. - Cyclic Response Prediction for Braced Steel Frames
33. Wakabayashi, C. Matsui, I. Mitani - Cyclic Behavior of a Restrained Steel Brace Under Axial Loading - *Conference AIJ*, 1972
34. Gugerli, S.C. Goel - Large Scale Tests for the Hysteresis Behaviour of Inclined Bracing Members
35. Jain, A. Goel, S. Hanson, R. - Hysteretic Cycles of Axially Loaded Steel Members - *Journal of The Structural Division* no 9, 1979
36. Yamada, B. Tsuji, S. Nakamishi - Elasto-plastic Behaviour of Braced Frames Under Cyclic Horizontal Loading
37. Records of the 1995 great Hanshin-Awaji earthquake disaster - *Japan Society of Civil Engineers*, 1995
38. Kahn, R.D. Hanson - Inelastic Cycles of Axially Loaded Steel Members
39. Popov, E - Eccentric Seismic Bracing of Steel Frames - *The 50th Regional Conference*, Los Angeles, 1988
40. XXX - Research in Progress on Eccentrically Braced Frames
41. Wakabayashi, T. Nakamura, M. Shibata, N. Yoshida, H. Masuda - Hysteretic Behaviour of Steel Braced Subjected to Horizontal Load Due to Earthquake
42. de Martino - Comportamento delle strutture portanti di acciaio sotto l'azione di scosse sismiche - *Costruzioni Metalliche* no 2 - anno XLIV, 1992
43. Cișmigiu, L.C. Dogaru - Prezențe românești în ingineria seismică - *Revista Arhitectura*, 1981
44. Anderson - Seismic Behaviour of K Braced Framing Systems

# ANEXĂ. *REZULTATE EXPERIMENTALE OBȚINUTE PE MODELE DE CADRE LONGITUDINALE ȘI DIFERITE TIPURI DE PORTALE METALICE*

Structurile din zonele cu seismicitate mare trebuie să satisfacă două cerințe de bază. Structura trebuie să fie suficient de rigidă pentru a rămâne în lucru în timpul cutremurelor moderate și frecvente și să aibă ductilitate suficientă pentru a rezista la deformări inelastice importante fără să ducă la cedarea structurii în cazul unui cutremur sever. Prin proiectare și în urma încercărilor experimentale efectuate pe tipuri de cadru parțial - CL1...CL5 - s-a urmărit ca acestea să îndeplinească aceste condiții în mod corespunzător.

Obiectivele urmărite au cuprins determinarea modului de comportare a modelelor de cadru longitudinal de hală industrială parter la cicluri alternante de tip seismic, urmărindu-se și conlucrarea între portalul metalic și stâlpii din beton armat.

Pentru încercări s-a folosit standul cu zid de reacțiune din dotarea filialei INCERC Cluj, cu dispozitivele aferente.

## **A.1. Cadre longitudinale cu portale în K**

Pentru experimentare au fost alese două modele diferite de cadru longitudinal, CL1 și CL2, ele prezentând caracteristici întâlnite la halele cu acoperiș din metal.

Pentru asigurarea corelării cu studiile și cercetările experimentale efectuate anterior, portalul metalic inferior este ales similar cu unul din portalele experimentale, respectiv portalul în K cu conformare optimă (portal P2).

Stâlpii adiacenți portalului sunt astfel proiectați încât există o corelare cu portalele atât în domeniul elastic cât și în domeniul postelastice, luându-se ca punct de referință pentru CL1 modelul tip IPCT de 12 x 24 m cu acoperiș metalic (proiect 4006/12a). CL2 reprezintă o variantă nouă față de soluțiile existente.

Obiectivele urmărite prin experimentare au cuprins, în principal, determinarea modului de comportare a celor două variante încercate, la cicluri alternative de încărcare-descărcare, în vederea comparării rezultatelor experimentale cu datele determinate prin metode analitice.

În vederea eliminării efectelor parazite (cedări în gusee, în noduri, cedarea prematură a portalului superior etc.) s-au supradimensionat anumite zone în care comportarea trebuie să fie perfect elastică, scopul declarat fiind urmărirea comportării ansamblului stâlpi-portal în diferite stadii de lucru.

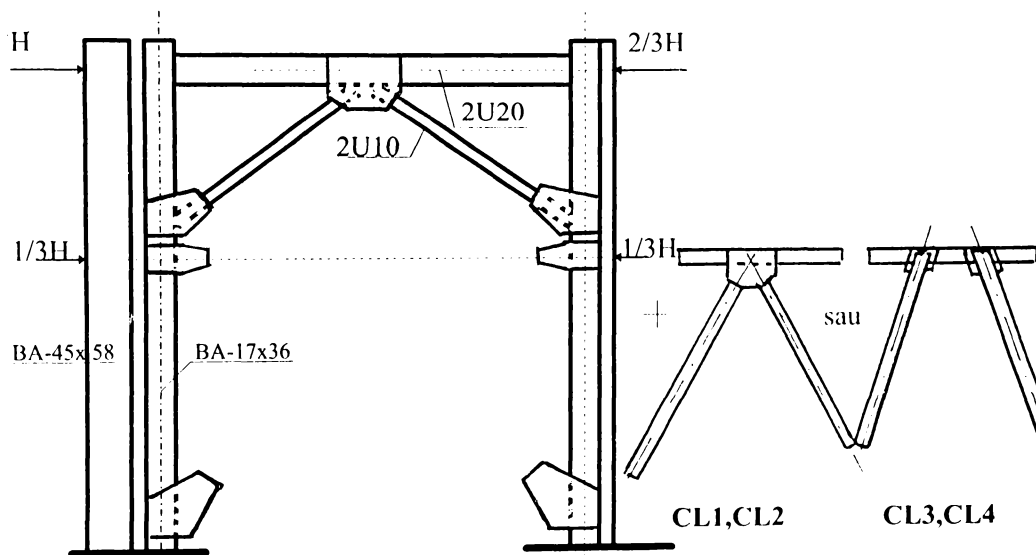
### Caracteristicile elementelor experimentate

Modelele sunt executate aproximativ la scara 1:2 față de structura reală.

## Caracteristici de alcătuire

Partea din beton armat, de clasă Bc20, este alcătuită din doi stâlpi curenți (S1) cu dimensiuni 27x30x554 cm adiacenți portalelor și un stâlp echivalent S2 (al restului de stâlpi din cadrul longitudinal studiat) având dimensiunile 45x58x544 cm.

Partea metalică este alcătuită din două portale suprapuse. La ambele modele, portalul inferior este identic și este alcătuit din elemente compuse din profile laminare (2U14 - elementul E1 și 2U8 - elementul E2) solidarizate prin plăcuțe. Portalul superior este identic constituit pentru ambele modele (2U20 - elementul E3 și 2U10 - elementul E4) dar geometria este diversă: la modelul CL1, diagonalele sunt dispuse în același sens cu portalul inferior iar modelul CL2, în sens invers. Alcătuirea componentelor metalice a celor două modele experimentale este ilustrată în foto 3...5 (pag.108..111).



În stâlpii de beton armat s-a utilizat oțel :

- PC52 D=22 mm
- PC60 D=20mm

În portalele metalice s-au utilizat profile laminare uzuale din oțel OL37, de tip U8, U10, U14, U20.

## Rezultatele încercărilor pe structuri cu portale în K

### Modelul CL1

- În ciclurile 0-III întreaga structură s-a comportat în limite elastice (până la 25t în ambele sensuri). Tensiunea maximă în oțel - 1207kg/cm<sup>2</sup>. În ciclul IV, la valoarea de 30t dreapta au apărut primele fisuri. În stâlpul mare (S1) fisura a avut deschiderea de 0.6mm și l=8cm.

iar în stâlpii mai mici (S2 și S3) valori cuprinse între 0,02-0,2mm, cuprinzând întreaga înălțime a secțiunii. Fisurile au evoluat continuu, funcție de mărimea și sensul forței II. În ciclul VI, la valoarea forței de 43tf *dreapta*, au apărut în stâlpul mic (S2) fisuri înclinate dezvoltate spre baza stâlpului.

- Flambajul diagonalei D2 a survenit în ciclul V, începând de la valoarea de 55tf *dreapta*.
- În ciclurile VI și VII (cu deplasări horizontale impuse de 3cm)degradarea structurii, în ansamblul ei, nu a fost semnificativă.
- Flambajul diagonalei D1 s-a produs în ciclul VIII, fenomenul fiind semnalat tot începând cu valoarea de 55tf *stânga*.
- Ciclurile consecutive (cu deplasări impuse de 6 și 9 cm) respectiv ciclurile IX-XIV, au condus la o anumită degradare a structurii, fenomen pus în evidență atât de scăderea ușoară a forței, cât și la creșterea semnificativă a deplasărilor horizontale.
- Cedarea s-a produs la o forță orizontală *stânga* de 60tf, deplasările crescând foarte mult.

## Modelul CL2

- Similar modelului anterior, în ciclurile 0-III structura s-a comportat în limite elastice (până la 30t în ambele sensuri). De remarcat valorile mici ale tensiunilor din oțel - până la 300kg/cm<sup>2</sup>. Fisurile au apărut relativ timpuriu (comparativ cu CL1) dar s-au semnalat numai în stâlpii mici (S1 și S2) la ciclul II (valoare forță=30tf *stânga*). Fisurile au cuprins întreaga înălțime a stâlpilor, mărimea deschiderii =0,02mm. Fisurile au evoluat în continuare funcție de mărimea și sensul forței II.
- Flambajul diagonale D2 s-a observat la ciclul IV la valoarea de 63tf *dreapta*.
- Ciclurile V și VI, cu deplasări horizontale impuse de 3cm, au produs degradări evolutive a elementelor structurii.
- În felul acesta, la ciclul V s-a produs flambajul diagonalei D1 la o valoare a forței orizontale de 52tf *stânga*.
- Ciclurile de deplasări impuse de 6cm, 9cm (ciclurile VII-XII) au produs degradări importante structurii, puse convingător în evidență în diagonale (vezi foto).
- Începând cu ciclul VII, s-au observat fisuri și la stâlpul mare (S1).
- Cedarea s-a produs la ciclul XIII prin creșterea rapidă a deplasărilor horizontale sub forță mult diminuată.
- S-au semnalat, de la ciclul X, rotiri ale plăcilor metalice de care au fost sudate guseele riglelor, cauzate de ruperea praznurilor de ancorare în beton (mai exact a sudurii dintre praznuri și plăcile metalice). Acest fenomen a alterat conlucrarea între portalul metalic și stâlpii din beton armat, ceea ce a condus la grăbirea procesului de cedare.
- Din analiza datelor prelucrate pentru timbrele electro-rezistive dispuse pe metal, în cazul ambelor modele, se constată că mare parte din ele indică valori eronate în ciclurile post-elastice datorită deformațiilor mari ale metalului (nu din forță ci din deplasări).
- Analizarea datelor prelucrate pentru cele două modele experimentale au condus la următoarele valori cuprinse sintetic în tabelul de mai jos, care pot furniza aprecieri asupra modului de comportare a modelelor, pe etape caracteristice.



	Flambaj diagonale				Rupere	
	D1		D2		D2	
	H -tf-	$\Delta x$ -mm-	H -tf-	$\Delta x$ -mm-	H -tf-	$\Delta x$ -mm-
Model CL1	-55	-12,89	55	15,00	60	135,0
Model CL2	-52	-11,05	63	29,59	31	108,9

#### Pe palierul elastic:

- Structura din beton armat a prezentat un mod diferențiat de manifestare sub aspectul fisurării: pentru modelul CL1 fisurarea s-a produs începând cu valoarea forței orizontale de 30tf, în toți stâlpii, cu valori relativ mari pentru faza respectivă (până la 0,2mm) pe când la modelul CL2, la aceeași forță orizontală (30tf), fisurile au avut o deschidere la limita vizualității și numai la stâlpi mici. Explicația fisurării mai lente la cel de al doilea model rezultă din modul diferit de alcătuire constructivă, diferența de rezistență din beton având o influență mai redusă ( $CL1=219\text{kg/cm}^2$  iar  $CL2=263\text{kg/cm}^2$ ).
- Tensiunile în oțel sunt net diferențiate la valori apropiate ale forței H (25, respectiv 30 tf) și anume circa  $1200\text{kgf/cm}^2$  pentru CL1 și numai max.  $300\text{kgf/cm}^2$  pentru CL2. Aceasta s-ar putea explica, parțial, prin modul particular de lucru al celor două modele datorită conformării geometrice diferite.
- Valorile deplasărilor orizontale ale nodului central indică valori apropiate pentru cele două modele pe direcția *dreapta*, în schimb valori mult mai mari pe direcția *stânga* pentru modelul CL2 (trebuie remarcat însă faptul că pentru modelul CL1 forța era de 25tf iar la CL2 de 30tf)

#### Pe palierul postelastic:

- Sub aspectul fisurării, se remarcă abia în această fază o apropiere a aspectelor cantitative și calitative între cele două modele.
- Forțele care au produs flambajul în cele două diagonale au prezentat valori relativ apropiate în cazul ambelor modele (mai ales în cazul diagonalei D1 unde și deplasările orizontale sunt apropiate ca valoare).
- Cedarea s-a manifestat în mod diferit: modelul CL1 la o forță relativ mare (60tf) și o deplasare orizontală mare de 13,5cm, iar modelul CL2 la o forță mult redusă (31tf) și o deplasare orizontală de 10,9cm (datorate și deteriorării mai rapide a prinderilor la structură).

În urma experimentărilor efectuate se desprind următoarele concluzii:

- Ambele variante ale modelelor experimentate s-au dovedit corecte atât sub aspectul conformării geometrice cât și a tipodimensiunilor de laminate utilizate.
- Modelele au demonstrat o bună capacitate de absorbție a energiei la încărcările alternative de tip seismic. S-a constatat o corectă conlucrare între elementele constitutive ale modelului de cadru longitudinal (stâlpii din beton armat și portalul metalic) până la valori apropiate

de cedare. Spre această fază, atât datorită diminuării rigidității stâlpilor cât și a slăbirii prinderilor, conlucrarea s-a diminuat sensibil.

## **A.2. Cadre longitudinale cu portale în Z (cu disipare de energie în rigla orizontală)**

Experimentările au continuat pe două tipuri diferite de cadru longitudinal cu portal CL3 și CL4 având portalul inferior cu diagonalele prinse excentric pe riglă -foto 7-14 (pag.113 -119)

### Caracteristicile elementelor experimentate

#### Caracteristici de alcătuire

În vederea corelării cu studiile anterioare, portalul superior și structura din beton armat sunt similare cu cele experimentate anterior în cadrul proiectului IPCT nr. 8783/a. Portalul inferior are diagonalele prinse excentric pe riglă, modelul CL4 având în plus modelată și grinda de rulare, pentru a putea urmări influențele acestuia în ansamblul structural.

Structura din beton armat de clasă Bc20 este alcătuită din doi stâlpi S1, cu dimensiuni 27x30x544 cm adiacenți portalcelor și un stâlp echivalent S2 (de rigiditate echivalentă cu a restului de stâlpi) cu dimensiuni de 45x58x544 cm.

Portalul metalic inferior are diagonalele din 2U12 prinse excentric prin intermediul unor plăcuțe de rigla orizontală alcătuită din 2U16 solidarizată prin plăcuțe.

Portalul metalic superior este de tip K având diagonalele din 2U10 și rigla orizontală din 2U20 solidarizate cu plăcuțe. Modelul CL4 are modelată grinda de rulare din 2U30 prinsă articulată de stâlpii S1.

Elementul de bază - portalul inferior - diferă de un portal convențional în K prin faptul că axa de simetrie a diagonalelor nu se intersectează în centrul riglei orizontale ci este deplasată orizontal față de centru (portale în Z). Această configurație geometrică asigură portalului o rigiditate suficientă pentru lucrul pe domeniul elastic corespunzător forțelor orizontale de exploatare.

Odată cu creșterea forțelor orizontale peste limita de exploatare, portalul împreună cu ansamblul structural suferă deplasări orizontale mari.

Deplasarea axelor diagonalelor față de centrul riglei produce forțe de forfecare și un moment încovoietor suficient de mare pentru a induce un mecanism de lucru postelastice prin formarea de articulații plastice în rigla orizontală. Rigla orizontală constituie astfel un mecanism de absorbție și disipare a energiei putând să suporte deformări inelastice semnificative.

### Sortimentul de oțel beton și profile metalice

În stâlpii din beton armat s-a utilizat oțel:

- PC60 D=22 mm în stâlpul S2
- PC52 D=22 mm în stâlpul S1

Pentru portalele metalice s-au utilizat profile laminate uzuale, din oțel OL37, de tip U10, U12, U16, U20.

## **Rezultatele încercărilor**

### **Cadrul portal CL3:**

- Intre ciclurile I-IV întreaga structură s-a comportat în limite elastice până la 30t în ambele sensuri. Tensiunile maxime în portal au fost în jurul valorii de 1100daN/cm<sup>2</sup>. În ciclul II de de încercare la 20t *dreapta* au apărut primele fisuri în stâlpul S2 iar la stâlpii S1 la trapta de 30t *dreapta*, deschiderea fisurilor fiind de 0,05mm. Cu creșterea numărului de cicluri de încercare și creșterea forței orizontale fisurile au evoluat continuu cuprinzând întreaga înălțime a secțiunii stâlpilor. În jurul valorii de 40t *dreapta*, în ciclul V au survenit plastifieri în tălpile grinzii orizontale a portalului inferior. La 70t *dreapta* apar plastifieri și în inima grinzii orizontale în apropierea sudurii guseului diagonalei comprimate.
- Deformarea din încovoiere a grinzii orizontale a portalului inferior devine evidentă doar după trei cicluri la 70t *stânga-dreapta*.
- Tălpile profilului U16 în zona intersecției cu diagonalele au suferit un proces de voalare. Incepând cu cilcurile de deplasări orizontale impuse de 9cm, inima grinzii orizontale a fisurat în apropierea guseului diagonalei. Procesul de rupere s-a transferat dinspre inimă spre tălpi la forța de 76t *dreapta* și 9cm deplasare la nivelul grinzii orizontale.
- Desfacerea puternică a fisurii din profilul U16 s-a produs la al treilea ciclu de 9cm, ambele ramuri ale profilului rupându-se.
- Structura în ansamblu a preluat și în continuare încărcări semnificative în jurul valorii de 65tf, dar pentru a recupera portalul superior, structura s-a considerat ruptă după ruperea completă a grinzii orizontale a portalului inferior. Redistribuirea eforturilor s-a făcut spre stâlpii de beton armat și portalul superior.
- Eforturile în diagonalele portalului superior ajungând în jurul valorilor de 2200daN/cm<sup>2</sup>.
- Cedarea s-a produs la o forță orizontală de 66,5cmși o deplasare de 12cm.

### **Cadrul portal CL4**

- Structura a avut o comportare elastică în ciclurile I-IV (forță orizontală de 30t) în ambele sensuri. Fisurile în stâlpul S2 au apărut la 30t *dreapta* în ciclul al doilea de încercare, având deschiderea de 0,02mm. La ciclul al doilea, la forța de 20t *stânga* au apărut fisuri și în stâlpii S1 în ciclul al cincilea la 40t *dreapta*. Tălpile profilului U16 au intrat în palierul de curgere. Mecanismul de disipare a energiei din grinda orizontală a funcționat fără fisuri în trei cicluri de 70tf.
- La ciclurile de deplasări impuse de 6cm apar tensiuni mai mari în grinda orizontală - prin retransmiterea eforturilor din structură. În ciclul al XII-lea la deplasări impuse de 9cm apar fisuri înclinate evidente în stâlpii S1 în zona aferentă portalului superior PS.

- La ciclul al XIV-lea, având deplasări impuse de 9cm apar fisuri în inima riglei orizontale RO a portalului inferior PI. Fisura de pe inima profilului U16 se transmite pe talpa superioară. Talpa inferioară cedând în procesul de încărcare alternativ, fisura din stânga se închide și se deschide fisura din dreapta și invers (vezi foto).
- Conlucrarea dintre portal și stâlpii din beton armat s-a menținut și la deplasări mai mari fără a se desprinde plăcile înglobate în beton.

### Analiza rezultatelor

- Atât la structura CL3 cât și la cadrul portal CL4, portalul inferior a avut rolul principal în preluarea forțelor orizontale.
- Diagonalele portalului inferior s-au menținut în domeniul elastic fără apariția flambajului.
- Rigla orizontală s-a deformat în treimea mijlocie, această zonă având rolul de disipare a energiei. După cedarea completă a riglei, cadrul portal a preluat în continuare încărcări, distribuirea eforturilor făcându-se spre portalul superior și stâlpii de beton armat la CL3 iar la CL4 parte din efort s-a redistribuit spre grinda articulată, portal și stâlpi.
- În zona mediană pe riglă s-au format articulații plastice. Ruperea s-a produs în această zonă influențată termic de prinderea cu sudură de inima profilului U16, a diagonalelor.
- Pentru cadrul portal CL3, structura din beton armat a fisurat la valori ale forței orizontale de 20t pentru stâlpul mare S2 și 25t pentru stâlpii S1. La cadrul portal CL4, fisurarea stâlpilor de beton armat s-a produs la valori ale forței orizontale de 30t.
- În diagonalele portalului superior, pentru CL3, la forțe de 30t *stânga-dreapta*, tensiunile în oțel au fost în jurul valorii de  $1180 \text{ daN/cm}^2$ .
- Diagonalele portalului inferior la cadrul CL3 au prezentat tensiuni în oțel de  $1110 \text{ daN/cm}^2$  iar pe inima profilului U16 - grinda orizontală de  $840 \text{ daN/cm}^2$  la treapta de 30t.
- La cadrul portal CL4, tensiunea în diagonalele portalului inferior au fost de  $650 \text{ daN/cm}^2$  iar în grinda orizontală din U16 pe talpa profilului  $1640 \text{ daN/cm}^2$ , iar pe inimă  $400 \text{ daN/cm}^2$  - grinda articulată având tensiuni de  $150 \text{ daN/cm}^2$ .
- Începutul ruperii grinzii orizontale din U16 s-a produs la un nivel al forței orizontale de 52,5t și o deplasare de 7cm.

### Concluzii

1. Grinda orizontală a portalului inferior se poate proiecta ca și mecanism de absorbție și disipare a energiei. Acest dispozitiv de disipare a energiei trebuie să cuprindă o rețea de rigidizare la forfecare (rigidizări pe inimă și tălpile profilului pentru a împiedica ruperea din forță tăietoare). Aceste rigidizări se vor poziționa la intersecția diagonalei portalului cu grinda orizontală. Deasemenea se vor poziționa rigidizări la distanța maximă egală cu înălțimea profilului și pe zona dintre cele două diagonale tot pe grinda orizontală. Vezi planșa nr. 10.
2. Pentru o bună conlucrare portal-stâlpi de beton armat până la stadiul ultim de plastifiere, se vor folosi praznuri speciale ce prind plăcile metalice în beton.

3. Pentru a se evita cedarea la forță tăietoare a stâlpilor de beton armat, se recomandă ca în zona plăcilor metalice, etrierii să fie mai deși - de la 10cm la 7cm. Fenomenul de cedare la forță tăietoare fiind observat în special în zona de stâlp aferentă portalului superior.
4. Aportul grinzii de rulare asupra structurii CL4 se observă la deplasări mari - ductilitatea ansamblului fiind îmbunătățită. Tensiunile în grindă sunt în jurul valorii de  $400 \text{ daN/cm}^2$  în stadiul elasto-plastic al portalului.
5. Se poate considera că după 10=13 cicluri severe de încărcare, grinda metalică supusă la cicluri repetate cu stare de tensiuni complexă din moment încovoietor și forță tăietoare, cedează - numărul acesta de cicluri putând fi considerat un criteriu de rupere pentru astfel de secțiune compusă.
6. Se observă că față de structurile cu portale în K, CL1 și CL2, degradarea structurii este mai mică la același nivel de încărcare, ceea ce confirmă faptul că fenomenul de încovoiere în bară este mai favorabil decât fenomenul de flambaj de la portalul în K, dar trebuie luate măsuri pentru a preveni apariția cedării premature din forța tăietoare.

### **Experimentări pe ansambluri de structură integral metalică, CL5**

Prototipul de cadru longitudinal cu portal metalic are stâlpii metalici cu secțiune compusă, similar unei structuri de hală industrială parter, cu pod rulant.

#### **Caracteristici de alcătuire**

Structura cadrului longitudinal tip CL5 este alcătuită din stâlpi metalici S1 și S2 și portale metalice. Stâlpul S1 cu secțiunea compusă din 2U20 la partea inferioară și 2U14 la partea superioară modelează stâlpul curent aferent portalului. Stâlpul tip S2, stâlp de rigiditate echivalentă cu a restului de stâlpi dintre două travei prevăzute cu portale metalice, este format din I30 la partea inferioară și U20 la partea superioară.

Portalul inferior este de tip Z cu diagonale excentrice din U12 și rigla din U16. Pentru portalul inferior care preia majoritatea acțiunilor orizontale s-au prevăzut pe rigla orizontală din U16 rigidizări la distanță mai mică decât înălțimea profilului. Se renunță la sudură pe inima profilului U16 (zonă influențată termic în care se amorsează ruperea). Fixarea diagonalelor de rigla orizontală se realizează prin intermediul gusecelor sudate numai la partea superioară și inferioară și rigidizate.

Elementul de bază - portalul inferior diferă de un portal convențional de tip K prin faptul că axa de simetrie a diagonalelor nu se intersectează în centrul riglei orizontale ci este deplasată orizontal față de centru. Când această deplasare (dezaxare) nu este prea mare, portalul are rigiditate suficientă pentru a prelua încărcările de exploatare. Această deplasare a axelor diagonalelor față de centrul riglei produce forțe de forfecare și un moment încovoietor suficient de mare pentru a induce cedarea la moment încovoietor în rigla orizontală.

Rigla orizontală constituie astfel un mecanism de absorbție a energiei putând să suporte deformări inelastice semnificative.

Portalul metalic superior este de tip K având diagonalele din 2U10 și rigla orizontală din 2U20, solidarizate cu plăcuțe.

### Condiții de execuție

#### Sortimentele de oțel și profile metalice

Portalele metalice și sălpii metalici ai cadrului longitudinal tip CL5 sunt executate din OL37-2n, utilizându-se profile laminate uzuale U10, U12, U14, U16, U20, I30.

Momentul capabil al riglei orizontale din U16 este  $M_{cap}=8,14\text{tm}$  corespunzător unei forțe orizontale în cadrul portalului  $H=23,8\text{tf}$ . Cu creșterea numărului de cicluri de încercare și creșterea forței orizontale, tensiunile din teruri au crescut continuu în diagonalele portalului inferior.  $\sigma = 1500 \text{ daN/cm}^2$  iar plastifierea zonei de îmbinare a riglei orizontale se accentuează producându-se deformarea acesteia.

Deformarea din încovoire a grinzii orizontale a portalului inferior survine la 62tf după efectuarea cilurilor de 50tf.

La al treilea ciclu de 50tf a început un proces de rupere la cusătura sudurii de guseu a diagonalelor.

În urma încercărilor pe material s-a constatat că tabla guseului având  $R_{rupere}=8477\text{daN/cm}^2$  corespunde unui oțel OL70 - sau  $41M_0C_{11}$  oțeluri cu durități mari și sudabilitate redusă. Pentru a împiedica fenomenul s-a consolidat zona cu rigidizări ce legau guseul de diagonală.

La ciclurile de 60tf, procesul de desprindere al sudurilor nu s-a mai produs în zona consolidată ci pe fața opusă la prinderea guseului de grinda orizontală. Procesul de rupere al sudurii a fost casant dar ruperea nu a antrenat decât câte o ramură de diagonală.

La deplasări mari conlucrarea dintre portal și stâlpii metalici a fost bună, fără desprinderi de sudură sau ruperi de material.

### Analiza rezultatelor

- Structurile CL3, CL4 cu stâlpi de beton armat și CL5 cu stâlpi metalici au în comun structura asemănătoare a portalului inferior, prinderea la diagonale fiind modificată.
- Din compararea la diferite stadii de lucru a celor trei structuri CL3 și CL4 - la o forță orizontală de 30tf au o săgeată în dreptul riglei orizontale portal inferior  $\Delta_x=1,05\text{cm}$ .
- La portalul CL5,  $\Delta_x=0,95\text{cm}$  la aceeași forță de 30tf.
- Cu creșterea forței perturbatoare  $H=50\text{tf} \Rightarrow \Delta_x=1,62\text{cm}$  la CL3  
 $\Delta_x=1,75\text{cm}$  la CL4  
 $\Delta_x=1,46\text{cm}$  la CL5

- Diagonalele portalului inferior s-au menținut în domeniul elastic fără apariția flambajului - așa cum au fost proiectate.
- Rigla orizontală s-a deformat în treimea mijlocie, această zonă având rolul de disipare a energiei.
- Consolidarea riglei orizontale în zona îmbinării cu diagonala prin rigidizări transversale, a dus la dirijarea apariției articulațiilor plastice în zona dorită.
- Tensiunile în oțel pe diagonalele portalului s-au menținut în domeniul elastic în jurul valorilor de 1100-1500 daN/cm<sup>2</sup> la forța de exploatare de 30 tf.
- Începutul ruperii în sudură de pe guseu a diagonalei la 50tf corespunde cu ruperile din inima grinzii orizontale de la profilul U16 la portalul CL3 și 57,5 tf la portalul CL4.

### Concluzii

1. Gusecele ce prind portalul de stâlp se pot redimensiona astfel încât prin rigidizări corespunzătoare să se micșoreze suprafața în plan a gusecului, corespunzător cu o creștere a rigidității în plan perpendicular pe planul portalului. Vezi portalul superior.
2. Pentru a se evita cedarea în zona influențată termic pe inima profilului U a grinzii orizontale s-a proiectat o prindere cu sudură de colț, prin intermediul unui guseu. Cedarea sudurii la nivelul acestui guseu duce la necesitatea mării gradului de siguranță pentru sudură de la 1,5 la 2 în această zonă de prindere. Deasemenea se recomandă pentru guseu table de grosime sporită și calități de sudabilitate corespunzătoare. Rigidizările pe guseu vor fi poziționate spre extremitățile cusăturii de sudură de colț, ce leagă diagonala de guseu și guseul de rigla orizontală.
3. Structura metalică are caracteristici de rigiditate superioare datorită prinderilor la nivelul stâlp-portal.
4. Rigidizările verticale pe grinda orizontală a portalului inferior se vor poziționa la o distanță egală cel puțin cu înălțimea profilului U rigidizat.
5. În lucrările publicate de cercetători japonezi, prinderea diagonalei la portalul inferior se face prin intermediul unui bolț pentru a realiza o articulație sub grinda orizontală. Deasemenea se încearcă sistemul în care diagonalele se intersectează într-un punct cu 20-40cm sub mijlocul grinzii orizontale, disiparea de energie făcându-se tot prin moment încovoietor.