

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURĂ
DEPARTAMENTUL DE CONSTRUCȚII CIVILE
INDUSTRIALE ȘI AGRICOLE
CENTRUL DE CERCETARE PENTRU MATERIALE ȘI STRUCTURI

CONTRIBUȚII LA CALCULUL ȘI ALCĂTUIREA ELEMENTELOR DIN BETON ARMAT CU ARMĂTURĂ RIGIDĂ

Ing. Daniel DAN

- Teză de doctorat -

BIBLIOTECA CENTRALA
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMISOARA

Conducător științific
Prof. Dr. Ing. Valeriu STOIAN

-2002 -

CUPRINS

1. INTRODUCERE. OBIECTUL TEZEI	
1.1 Generalități. Tipuri de structuri și elemente compuse oțel-beton	1
1.2 Comparație între structurile de beton armat, structurile metalice și structurile din beton armat cu armătură rigidă	2
1.3 Noduri de cadre compuse oțel-beton. Obiectul tezei	3
2. PRINCIPII GENERALE DE CALCUL ȘI ALCĂTUIRE A NODURILOR COMPUSE OȚEL-BETON	
2.1 Generalități	6
2.2 Principii generale privind alcătuirea structurilor compuse oțel-beton	8
2.3 Coduri de proiectare	10
2.3.1 Eurocode 4: Calculul structurilor mixte oțel-beton. Reguli generale și reguli pentru construcții	10
2.3.2 Noduri compuse pentru structuri în cadre – Anexa J-EC4 1996 – Anexa J EC4 1999	12
2.3.3 Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă NP 033-99	16
2.3.3.1 Definiții	16
2.3.3.2 Materiale	16
2.3.3.3 Exigențe de proiectarea structurilor din beton armat cu armătură rigidă	18
2.3.3.4 Alcătuirea și calculul nodurilor cadrelor din beton armat cu armătură rigidă	20
2.3.3.4.1 Noduri între stâlpi și grinzi BAR	25
2.3.3.4.2 Noduri între grinzi metalice sau compozite și stâlpi din beton armat sau stâlpi din BAR (noduri mixte)	27
2.3.3.4.3 Condiții constructive pentru nodurile mixte	32

3. EVALUAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A UNUI NOD COMPUS OȚEL BETON	
3.1 Alcătuirea unui nod de structură compusă oțel beton	33
3.2 Considerații asupra stării de eforturi din nod	36
3.3 Evaluarea capacității portante a unui nod de structură compusă oțel-beton	37
3.3.1 Schema de calcul a nodului compus oțel-beton	39
3.3.2 Analiza cu elemente finite a nodului compus oțel-beton	43
3.4 Concluzii	56
4. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE	
4.1 Obiectul cercetării	57
4.2 Proiectarea modelului experimental	58
4.2.1 Cerințe privind alcătuirea modelului experimental	57
4.2.2 Alcătuirea și calculul simplificat al elementelor experimentale	59
4.2.2.1 Calculul stâlpului	60
4.2.2.1.1 Caracteristicile stâlpului ce concură în nod	60
4.2.2.1.2 Proprietățile materialelor	60
4.2.2.1.3 Limitele de aplicabilitate ale metodei simplificate	61
4.2.2.1.4 Secțiunea transversală curentă și caracteristicile acesteia	61
4.2.2.1.5 Verificarea dimensionării	62
4.2.2.1.5.1 Evaluarea rezistenței plastice la compresiune a secțiunii transversale	62
4.2.2.1.5.2 Calculul aportului oțelului structural	63
4.2.2.1.5.3 Evaluarea rigidității elastice efective a secțiunii compuse pentru acțiunile de scurtă durată	63
4.2.2.1.5.4 Evaluarea zvelteței	63
4.2.2.1.5.5 Verificarea limitelor de aplicabilitate a metodei simplificate	64
4.2.2.1.5.6 Verificarea efectelor încărcărilor de lungă durată	65
4.2.2.1.5.7 Evaluarea rezistenței stâlpului compus supus la compresiune axială	66
4.2.2.1.5.8 Verificarea efectelor de ordinul II	66

4.2.2.1.5.9 Evaluarea rezistenței stâlpului compus supus acțiunii combinat de compresiune și încovoiere uni-axială	67
4.2.2.2 Calculul grinzii ce concură în nodul compus oțel-beton	68
4.2.2.3 Calculul nodului	70
4.2.2.3.1 Modul de alcătuire a stâlpului și nodului compus	70
4.2.2.3.2 Schema de calcul a nodului compus oțel-beton	70
4.3 Modelarea comportării elementului experimental în domeniul elastic	75
4.4 Modelarea comportării elementului experimental în domeniul postelast	81
4.4.1 Modelarea cu elemente finite a nodului compus considerând o secțiune verticală mediană	81
4.4.2 Modelarea cu elemente finite a nodului compus considerând o secțiune orizontală la nivelul tălpii întinse	83
4.4.3 Studiul stării de eforturi în elementele componente ale nodului	85
4.5 Tipuri de încercări efectuate. Modalitatea de încercare	90
4.6 Descrierea standului experimental	92
4.7 Confecționarea elementelor experimentale	94
4.8 Încercări experimentale	102
4.8.1 Încercarea elementului experimental SJ1	102
4.8.2 Încercarea elementului experimental SJ2	112
4.8.3 Încercarea elementului experimental CJ1	119
4.8.4 Încercarea elementului experimental CJ2	125
5. INTERPRETAREA REZULTATELOR ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE	
5.1 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale – elementul SJ1	132
5.2 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale – elementul SJ2	139
5.3 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale – elementul CJ1	145
5.4 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale – elementul CJ2	153
5.5 Studiu comparativ privind comportarea nodurilor	161
5.5.1 Comparație comportare element experimental SJ1 – element experimental SJ2	161
5.5.2 Comparație comportare element experimental SJ1 – element experimental CJ1	163

5.5.3 Comparație comportare element experimental SJ2 – element experimental CJ2	166
5.5.4 Comparație comportare element experimental CJ1 – element experimental CJ2	169
5.5.5 Studiu comparativ între analizele numerice și încercarea experimentală	172
5.5.6 Considerații privind calculul simplificat al nodurilor compuse oțel-beton	174
6. CONSIDERAȚII FINALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE	
6.1 Considerații și concluzii generale	176
6.2 Contribuții personale	180
6.3 Valorificarea rezultatelor obținute	178
6.4 Perspective pentru continuarea cercetărilor	183
BIBLIOGRAFIE	186

CAPITOLUL 1

INTRODUCERE. OBIECTUL TEZEI

1.1 Generalități. Tipuri de structuri și elemente compuse oțel beton

Dezvoltarea industriei construcțiilor cunoaște în ultima decadă o tendință specifică, aceea a utilizării unor materiale de construcții cu caracteristici cunoscute în noi soluții structurale, care să pună în evidență calitățile acestora la capacitate maximă.

În acest context, studiul unor elemente de construcții realizate în structură compusă oțel-beton constituie o preocupare actuală de acută necesitate, mai ales la construcțiile amplasate în zone cu seismicitate ridicată. Până în 1990, în țara noastră acest tip de elemente au fost folosite în mod preponderent la poduri, unde a și fost elaborat în jurul anilor 80 un proiect de normativ. După aceasta dată, utilizarea construcțiilor cu structură compusă oțel-beton a început să ia amploare, soluția fiind preferată pentru clădirile înalte.

Tipurile de structuri care pot fi realizate din elemente compuse oțel-beton sunt:

- structuri în cadre spațiale alcătuite cu stâlpi micști și grinzi mixte;
- structuri în cadre cu primele nivele mixte, iar restul din beton armat sau oțel, cu luarea de măsuri speciale în zonele de trecere de la nivelele mixte la cele din beton armat sau oțel;
- structuri cu pereți structurali micști;
- sisteme duale, formate prin asocierea cadrelor mixte cu pereți structurali micști, a pereților micști cu cadre din oțel și a pereților din beton armat cu cadre mixte;
- tuburi perimetrice alcătuite ca ferme spațiale;
- sisteme mixte cu pereți și cadre dezvoltate pe verticală;
- "mega-structuri" – super stâlpi legați prin ferme metalice și diagonale.

Elementele compuse oțel beton utilizate la realizarea structurilor compuse sunt:

- planșee;
- grinzi;
- stâlpi;
- diagonale;

- pereți structurali.

Structurile compuse sunt indicate la realizarea clădirilor multietajate mai înalte de 12 niveluri și deschideri de cel puțin 6m aflate în zone cu seismicitate ridicată (pentru România zonele seismice de calcul A, B, C). Elementele compuse oțel-beton pot fi utilizate și ca elemente izolate în cadrul unor structuri din beton armat sau din oțel.

1.2 Comparație între structurile de beton armat, structurile metalice și structurile din beton armat cu armătură rigidă

Structurile din beton armat cu armătură rigidă prezintă în condițiile unei proiectări corecte în comparație cu structurile din beton armat următoarele avantaje:

- capacitate de rezistență superioară ca urmare a utilizării unor procente mai mari de oțel în alcătuirea elementelor structurale;
- comportare histerezis mai stabilă, elementele din beton armat cu armătură rigidă supuse la solicitări ciclice înregistrând degradări mai reduse atât în ceea ce privește rezistența cât și rigiditatea;
- nu necesită eșafodaje, scheletul metalic putând susține cofrajul planșeelor fără eșafodaje;
- rezistență la forță tăietoare superioară, caracteristică esențială pentru elementele și zonele critice la acest tip de solicitare: noduri de cadru, stâlpi scurți;
- capacitate de ductilitate superioară și o mai mare capacitate de absorbție și disipare a energiei induse de cutremur.

În raport cu structurile din oțel, sistemele structurale din beton din beton armat cu armătură rigidă au următoarele avantaje:

- rigiditate la deplasare laterală mai mare, respectiv deplasări relative de nivel mai mici;
- rezistență la foc și la coroziune superioară;
- stabilitate locală și generală mai bună.

Dezavantajele utilizării structurilor din beton armat cu armătură rigidă constau în:

- dificultăți de realizare a conectării între armătura rigidă și betonul armat;
- dificultăți de menținerea legăturii armătură rigidă beton până la ruperea elementului;
- proiectare mai dificilă, necesitând cunoștințe de proiectare atât pentru construcțiile din beton armat cât și din oțel;
- execuția unor detalii mai dificilă pentru asigurarea pătrunderii betonului;
- costuri relativ mari.

1.3 Noduri de cadre compuse oțel-beton. Obiectul tezei

Analizând în ansamblu datele din literatura de specialitate am putea spune că la dispoziția proiectanților și executanților de structuri compuse se găsesc destule instrumente de calcul și norme sau reglementări. Abordând însă un anumit domeniu mai restrâns, cum ar fi calculul nodurilor compuse care intră în alcătuirea cadrelor unor structuri compuse constatăm că prevederile normelor românești sunt limitate doar la anumite tipuri de noduri și cele străine fac apel ori la normele complementare de calcul ale elementelor de beton armat ori la cele de metal.

Varietatea mare de posibilități de alcătuire a nodurilor compuse oțel beton nu a permis până în prezent întocmirea unor prevederi clare sau specifice de dimensionare și alcătuire. Pe scara tot mai largă se discută despre noile prevederi ale Anexei J a EC4 [65] care soluționează parțial problemele legate de noduri. Ținând cont că apariția primei ediții a acesteia a fost în 1994 domeniul abordat este de actualitate și nu pot fi trase concluzii fără cercetări riguroase. Abordarea acestor probleme în cadrul unor programe internaționale cum ar fi COST, SCOPE, COPERNICUS a dus la concluzia clară că în fiecare din cazurile de proiectare datele problemelor sunt foarte diverse și trebuiesc lămurite încă din faza de concepție.

Având la dispoziție doar câteva recomandări și câteva formule de calcul pentru nodurile compuse specialiștii consideră că dimensionările și proiectarea efectivă este practic neoptimizată, fiecare abordând problema pentru a avea

Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă – Teză de doctorat
Ing. Daniel DAN

siguranța că oricum elementele structurale au o rezistență mai mare decât cea necesară.

Tema prezentei teze de doctorat intitulată “Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă” este de strictă actualitate din următoarele considerente:

- Utilizarea construcțiilor cu structura compusă oțel-beton a luat o amploare deosebită în ultimii ani, fiind preferată pentru construcții înalte cu caracter administrativ, care necesită o proiectare atentă datorită gradului de securitate solicitat;

- Lipsa normativelor românești în domeniu și necesitatea adaptării standardelor internaționale;

- Cutremurele produse recent în întreaga lume au scos în evidență o comportare neadecvată din punct de vedere structural, arătând necesitatea continuării studiilor în domeniul comportării elementelor compuse la acțiuni orizontale;

- Avantajele deosebite pe care le prezintă structurile compuse oțel beton, în comparație atât cu structurile din beton armat cât și cu structurile metalice o recomandă ca o soluție de viitor, fiind competitivă atât din punct de vedere ingineresc cât și economic.

Având în vedere aceste considerente, teza își propune studiul comportării nodurilor sudate care intră în alcătuirea cadrelor compuse oțel beton. Nodul este un element relativ nou apărut distinct la calculul unei structuri în ultima decadă. Se au în vedere determinarea capacității portante, a rigidității, efectuarea de modelari numerice, comportarea sub încărcări, studiul modului de rupere și efectuarea de comparații între nodurile metalice respectiv compuse.

Pentru atingerea obiectivului tezei a fost stabilit un program de încercări experimentale având la bază următoarele etape:

- proiectarea nodului experimental în conformitate cu Anexa J a EC4 [65] existentă la data respectivă;
- efectuarea de analize numerice pentru studiul comportării nodului sub încărcări;
- întocmirea planșelor cu detaliile de execuție ale modelelor experimentale;
- confecționarea elementelor experimentale;

- efectuarea încercărilor experimentale;
- interpretarea rezultatelor și elaborarea unui studiu comparativ între comportarea nodurilor compuse și metalice încercate experimental respectiv între rezultatele experimentale și cele obținute în analizele numerice.

?

CAPITOLUL 2

PRINCIPII GENERALE DE CALCUL ȘI ALCĂȚUIRE A NODURILOR COMPUSE OȚEL - BETON

2.1 Generalități

Problema calculului structurilor compuse oțel-beton a constituit o preocupare permanentă a inginerilor constructori din țară și străinătate. Evaluarea capacității portante a unei structuri este făcută cu ajutorul capacităților portante a elementelor constitutive. Cunoașterea metodelor de evaluare a capacității portante a componentelor unei structuri este impetuos necesară pentru o proiectare cât mai eficientă și un răspuns al structurii corespunzător cerințelor normativelor în vigoare.

Pe plan internațional au fost elaborate numeroase norme de calcul privind proiectarea elementelor structurale ale clădirilor cu structură compusă oțel-beton. În general elementele structurale abordate atât de normele naționale cât și internaționale sunt stâlpii, grinzile și planșeele compuse oțel beton. În ultimul deceniu a apărut un element nou care trebuie evaluat prin calcul și anume nodul compus oțel beton.

Având la bază un amplu program de cercetări experimentale primele instrucțiuni din România cu privire la calculul elementelor compuse oțel-beton au fost elaborate în anul 1972 de un colectiv de cercetători din Timișoara intitulate "Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a structurilor compuse oțel-beton". Ulterior acestea au fost completate și reeditate în anul 1981 având caracter de normativ P83 – 81 [88] cu referire amplă la calculul grinzilor compuse oțel-beton folosite la construcțiile civile și industriale. În anul 1993 un colectiv de cercetători de la Incerc Timișoara a elaborat normativul "Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea plăcilor compuse tablă cutată beton P134-1993" [89].

Cercetările efectuate de un colectiv al INCERC Iași s-au materializat în 1993 prin propuneri de elaborarea unui normativ cu privire la « Comportarea statică și dinamică a unor elemente liniare și a unor subansamble grindă-stâlp cu secțiunea din beton armat cu armătură rigidă (completări la STAS 10107/0-90) » [84].

Pe plan internațional la nivelul unor organizații ale inginerilor (FIB, CEB) după anul 1960 au apărut preocupări privind elaborarea unor norme de calcul pentru elemente compuse oțel – beton. De altfel chiar în 1960 apar primele recomandări de proiectare și execuție a grinzilor compuse. În anul 1965 și 1967 au fost elaborate normele britanice referitor la grinzi compuse pentru construcții civile și poduri.

În anul 1980 o comisie internațională din cadrul Asociației Internaționale de Construcții Civile cu participarea CEB, FIB, AIPS ȘI CECM elaborează și editează un proiect de cod pentru construcții mixte.

În anul 1985 "Comisia Asociațiilor Europene (CCE) editează proiectul de norme "EUROCODE 4: Reguli unificate comune pentru construcții mixte oțel-beton". După anul 1990 problemele legate de normele EUROCODE 4 sunt preluate de CEN (Comité Européen de Normalisation) care elaborează și difuzează o versiune a EUROCODE 4 în 1992 [63]. Această versiune prezintă metode de calcul pentru elemente compuse oțel beton acordând o atenție deosebită problemelor generale de securitate structurală.

În ceea ce privește calculul îmbinărilor grindă stâlp la structurile compuse norma europeană EC4 [63] la paragraful 4.10.5 face precizări în legătură cu calculul nodurilor compuse apelând însă la principiile de calcul stabilite pentru nodurile metalice în Anexa J a EC3 [61], lăsând loc pentru o serie de interpretări la latitudinea inginerului. Este evident că la momentul respectiv nu se cunoșteau principii de calcul specifice nodurilor compuse oțel beton și de aceea s-a lansat un amplu program de cercetări experimentale.

În anul 1996 este publicată de către CEN, Anexa J la EC4 „Composite Joints in building frames” [65], anexă în care sunt prezentate câteva tipuri de noduri compuse oțel-beton și principiile de calcul ale acestora. Acest document prezintă pentru calculul nodurilor compuse oțel-beton sudate o relație de evaluarea a momentului capabil luînd în considerare pe lângă oțelul structural din nod și armăturile din dreptul acestuia.

În anul 1999 Convenția Europeană pentru Construcții Metalice publică un raport mai detaliat despre nodurile compuse oțel-beton intitulat „Design of Composite Joints for Buildings” [66], practic o completare și editare a anexei J a EC4. În această ediție nu sunt făcute precizări în ceea ce privește nodurile sudate practic relația de calcul din precedenta ediție ne mai fiind publicată.

Pe plan național apar în anul 1999 un „Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă NP 033-99” [71] și un “Ghid de proiectare și exemple de calcul pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă indicativ GP 042 – 99” [80]. Acestea prezintă modul de alcătuire al unor tipuri de noduri compuse oțel beton precum și modalitatea de calcul a acestora.

2.2 Principii generale privind alcătuirea structurilor compuse oțel beton

Ca urmare a cercetărilor experimentale s-a constatat că în structurile reale, în anumite secțiuni eforturile unitare ating limita de curgere a materialului, iar deformațiile depășesc limita comportării structurii, comparativ cu aceea rezultată din calculul în domeniul elastic. De fapt se produc deformații plastice locale ale materialului însoțite de o redistribuire a eforturilor. La descărcare structura revine către poziția inițială dar se înregistrează deformații și eforturi remanente.

Producerea situațiilor prezentate mai sus este determinată de mai mulți factori dintre care cei mai importanți sunt:

- depășirea în exploatare a valorii forțelor considerate în calcul;
- imperfecțiunile de execuție;
- cedările de reazem;
- variațiile de temperatură;
- încărcări dinamice neconsiderate în calcul;
- concentrări de eforturi în secțiunile de îmbinare ale elementelor.

Structurile reale nu își pierd capacitatea portantă chiar dacă se înregistrează unele situații menționate anterior, fenomenul curgerii locale a materialului conducând la apariția unor degradări locale (fisuri în elementele din beton armat sau în sudură, striviri de material, deformații mari).

Deci în raport cu limitele stabilite prin calculul în domeniul elastic structurile reale au o rezervă de rezistență conferită atât de configurația structurilor cât și de comportarea elasto-plastică a materialului.

În cazul structurilor compuse oțel-beton calculul în domeniul post elastic este necesar deoarece ia în considerare atât proprietățile oțelului cât și ale betonului, două materiale cu comportări diferite. Cele două materiale care intră în compoziția unei structuri compuse au caracteristici de rigiditate, rezistență și deformabilitate diferite deci evaluarea după diverse trepte de încărcare a unei structuri prin metode clasice este greoaie uneori imposibilă. De aceea calculul în domeniul postelastice se pretează a fi efectuat cu ajutorul calculatoarelor electronice.

În cazul structurilor compuse oțel-beton calculul în domeniul postelastice poate evalua modul de transfer al eforturilor de la materialele componente oțel structural, armătură și beton.

Structurile compuse oțel beton în cadre se aseamănă prin alcătuire cu structurile în cadre de beton armat. Având în vedere faptul că și la structurile compuse principiul de alcătuire trebuie să fie similar cu structurile în cadre din beton armat se impune la proiectare și execuție respectarea regulilor și prevederilor generale prevăzute în normativele referitoare la cadrele de beton armat. În România principiile de alcătuire și proiectare a structurilor în cadre este reglementată de „Codul de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat, NP 007-97” [73].

În cele ce urmează se menționează câteva din principiile de bază ale proiectării unei structuri în cadre.

Forma și alcătuirea de ansamblu a construcțiilor cu structura în cadre se recomandă să fie regulată, compactă și simetrică cu distribuții uniforme ale maselor și rigidităților în plan și pe înălțimea aceluiași tronson. Pentru construcțiile înalte se recomandă evitarea formelor în plan neregulate sau complicate în formă de I, L, T, U, Y. Dacă respectarea acestei condiții nu este posibilă se va proceda la tronsonarea prin rosturi seismice.

Se vor evita modificări bruște de rigiditate pe înălțimea construcției.

Se va asigura o rigiditate a structurii pe direcțiile principale cât mai apropiată. Distribuția stâlpilor se recomandă să fie cât mai uniformă.

Pe lângă prevederile generale de alcătuire prezentate mai sus la proiectarea unei structuri în cadre trebuie respectate condițiile referitoare la:

- rezistență și stabilitate;
- rigiditate;
- mecanismul structural de disipare a energiei la acțiuni seismice;
- ductilitatea locală și evitarea ruperilor cu caracter casant.

Pentru a obține un mecanism favorabil de disipare a energiei la acțiuni seismice trebuie respectate următoarele prevederi:

- deformațiile plastice să apară la început în rigle și numai ulterior să apară eventual în stâlpi;
- se pot admite incursiuni reduse în domeniul post-elastic în terenul de fundare;
- nodurile cadrelor, planșeele precum și eventualele elemente de ductilitate redusă să fie solicitate numai în domeniul elastic de comportare al materialelor;

- infrastructurile și fundațiile vor fi solicitate – de regulă numai în domeniul elastic.

În ceea ce privește condițiile referitoare la ductilitatea locală și evitarea ruperilor cu caracter casant se vor evita:

- ruperile în secțiuni înclinate datorate acțiunii forțelor tăietoare;
- separări ale elementelor în lungul unor planuri de lunecare prefisurate;
- pierderea ancorajului armăturilor și degradarea conlucrării beton / armătură în zonele de înădare;
- ruperea specifică elementelor încovoiate subarmate;
- depășirea limitei admise pentru înălțimea zonei comprimate.

La construcțiile compuse oțel beton (mixte) alcătuirea și armarea elementelor structurale și a îmbinărilor va avea în vedere realizarea condițiilor de rezistență, stabilitate și deformabilitate în toate fazele intermediare de execuție montaj, manipulare precum și în situația finală a construcției.

În România structurile antiseismice sunt proiectate în concordanță cu normativul P100-92 [83]. Acesta detaliază la paragraful 8.5 principii privind conformarea și calculul elementelor structurale.

Referindu-se la nodurile “grindă – stâlp” normativul prevede că acestea se vor calcula la eforturi egale cu produsul $\gamma_p \cdot S$, în care:

S – efortul produs în îmbinare de încărcările de calcul;

γ_p - coeficient de multiplicare, cu valorile

1,2 – pentru noduri plasate în zonele plastice potențiale;

1,0 – pentru noduri situate în celelalte zone.

2. 3 Coduri de proiectare

2.3.1 EUROCODE 4: Calculul structurilor mixte oțel beton. Reguli generale și reguli pentru construcții

Pentru realizarea unei structuri compuse oțel-beton este necesar să se cunoască materialele care se pretează a fi utilizate la realizarea elementelor componente ale structurii. În acest scop în cele ce urmează sunt făcute câteva precizări privind prescripțiile EC4 [64] în ceea ce privește calitatea materialelor.

Betonul

Prima versiune a EC4 [63] prevedea ca la realizarea elementelor compuse oțel-beton să fie utilizate clase de beton între C20/25 și C50/60, cu posibilitatea utilizării claselor superioare C50/60 pe baza unor cercetări experimentale. Ultima versiune a EC4 [64] precizează că prevederile din normă se referă la betoane între clasă C20/25 și C60/75, contracția betonului determinându-se în funcție de umiditatea mediului ambient, dimensiunile elementului și compoziția betonului.

Armătura elastică

Armătura elastică care poate fi utilizată la realizarea elementelor compuse oțel-beton este armătura uzuală pentru elementele din beton armat, caracteristicile acesteia considerându-se conform EC2 [59].

Oțelul structural

Tipurile de oțel utilizate la confecționarea armăturii rigide a elementelor compuse oțel beton sunt Fe 360, Fe 430 și Fe 510. Utilizarea unor oțeluri de înaltă rezistență se va face cu respectarea prevederilor EC3 [60] și va avea la bază studii specifice.

Valorile coeficienților pentru efectuarea calculelor în conformitate cu prevederile EC4 [63] sunt:

- modul de elasticitate $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
- modul de elasticitate transversal $G_a = E/2(1+\nu_a)$;
- coeficientul lui Poisson $\nu_a = 0,3$
- densitatea $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Apariția Eurocodului 4 pentru calculul structurilor compuse oțel-beton a impus la momentul respectiv (1992) și abordarea calculului nodurilor de cadre compuse oțel beton ca și elemente distincte din cadrul unei structuri.

Verificarea nodurilor compuse se face în conformitate cu ajutorul prevederilor de la paragraful 4.10.5 al EC4 [63] în care se stipulează că regulile de verificare sunt cele conținute în EC3 [60] cap. 6.9 dar cu modificările indicate în subpunctele 4.10.5.1-4.10.5.6.

De altfel la punctul 4.10.5.1 din EC4 [63] se indică clar: "Capitolul 6.9 din EC3 [60] este aplicabil îmbinărilor compuse, cu modificările indicate în acest capitol", iar la pct. 4.10.5.5 sunt precizate condițiile în care se aplică și modificările ce trebuiesc operate relațiilor din EC3 și anume:

- articolul 6.9.7 din EC3 [60] se aplică cu condiția că se va ține seama în mod corespunzător de eforturile ce apar în armătură și în elementele de beton ale ansamblului;

- criteriile luate în considerare pentru zona care lucrează la întindere trebuie să conțină deformațiile armăturii ansamblului;

- se poate ameliora rezistența la voalare a inimii stâlpului prin înglobarea acesteia în beton; de această ameliorare se poate ține seama, deoarece aceasta a fost demonstrată prin încercări experimentale.

La punctul 4.10.5.6 se precizează că regulile detaliate enunțate în Anexa J a EC3 [61] pot fi aplicate la armătura rigidă a elementelor compuse, de la caz la caz.

Așa cum se poate observa prevederile EC4 la momentul respectiv aveau o oarecare larghețe în pronunțarea clară asupra modalităților de evaluare folosite calculul nodurilor compuse oțel-beton. Folosirea unor expresii precum “se va ține seama în mod corespunzător”, “se poate ameliora” sau “regulile pot fi aplicate” pun în evidență o lipsă de informații precise în ceea ce privește calculul nodurilor compuse. De altfel după câțiva ani a și fost elaborată Anexa J a EC4 [65] care să completeze lipsele din eurocoduri.

2.3.2. Noduri compuse pentru structuri în cadre - Anexa J-EC4 1996 [65] - Anexa J-EC4 1999 [66]

Cercetările și analizele numerice efectuate după apariția EC4 au arătat că este impetuos necesară introducerea unei anexe care să reglementeze calculul nodurilor compuse oțel beton. Au fost elaborate mai multe propuneri de anexe printre care cea din 1996 [65]. Concepută ca și o completare a EC4 anexa pentru calculul nodurilor compuse oțel-beton ale structurilor în cadre prezintă câteva tipuri de noduri compuse (fig. 2.1), detaliind pentru ele și principiile de dimensionare care trebuie respectate. Această propunere deși prezintă mai pe larg probleme specifice de calcul a nodurilor compuse se bazează în principiu tot pe Anexa J a EC3 și Eurocodul 3 pentru calculul structurilor metalice. Totuși la paragraful noduri de cadre sudate J.3.6.5, în calcul se introduce pentru prima dată aportul armăturilor elastice transversale (etrieri) la calculul momentului capabil al nodului.

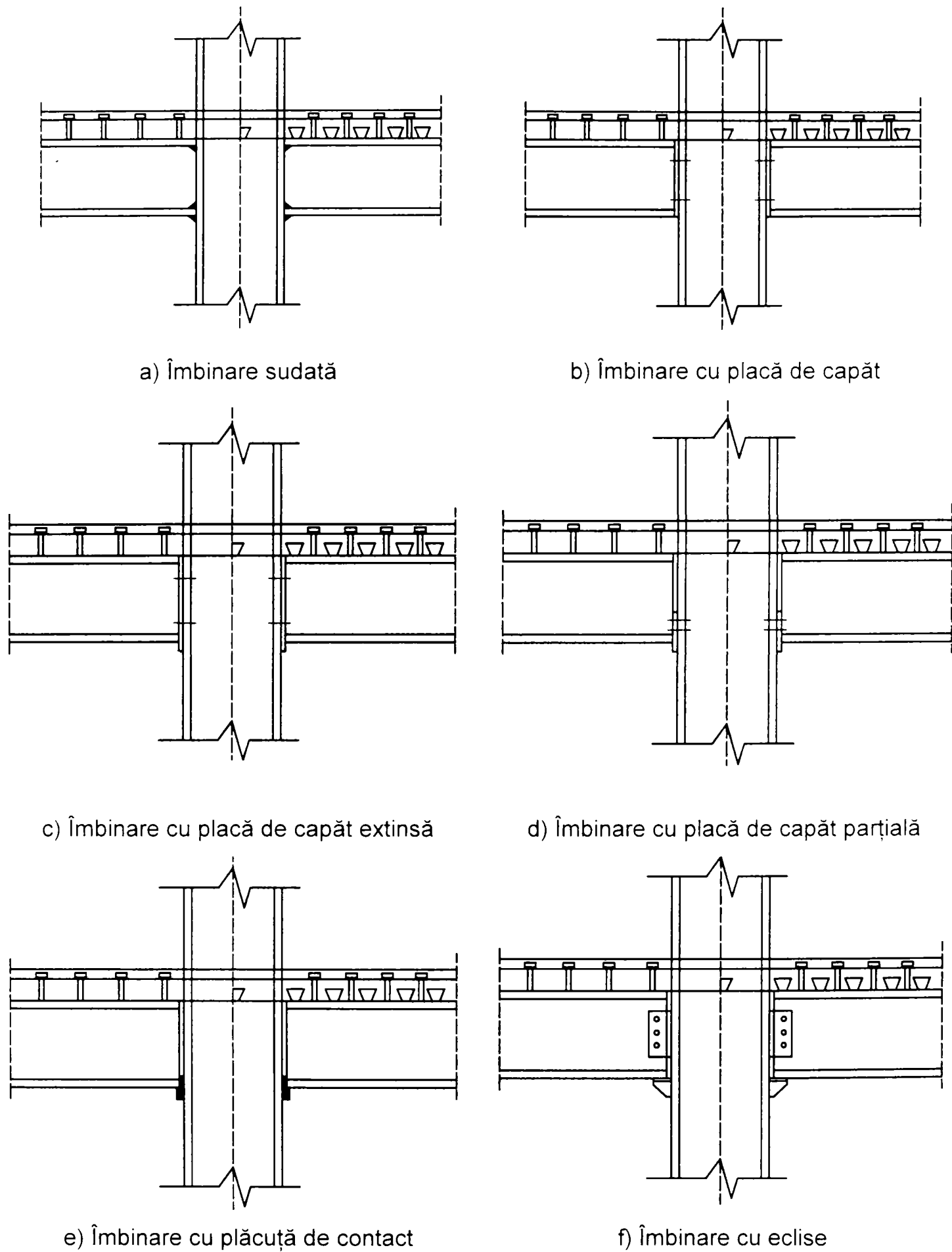


Figura 2.1 – Tipuri de noduri compuse oțel – beton [66]

Relația efectivă de dimensionare a unui nod compus specificată în Anexa J a EC4 (J.3.6.5) [65] este:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} + z \cdot F_{Rd} \quad (2.1)$$

unde:

- $F_{tr,Rd}$ este rezistența de dimensionare la întindere a rândului "r" de armătură;
- h_r este distanța de la rândul "r" de armătură elastică la centrul zonei comprimate;
- r este numărul rândului de armătură elastică;
- F_{Rd} este rezistența la întindere a îmbinării metalice sudate ;
- z este brațul de pârghie definit ca la îmbinările sudate.

Rezistența la întindere a îmbinării metalice sudate F_{Rd} trebuie luată în calcul ca cea mai mică valoare a rezistenței la întindere pentru următoarele componente:

- talpa stâlpului încovoiată $F_{t,fc,Rd}$;
- inima stâlpului întinsă $F_{t,wc,Rd}$;
- sudura talpă grindă – talpă stâlp;
- talpa grinzii întinse.

Valoarea rezistenței la întindere a tălpii stâlpului supusă la încovoiere $F_{t,fc,Rd}$ se stabilește în conformitate cu prevederile Anexei J a EC3 [62] paragraful J.3.5.4.1 astfel:

$$F_{t,fc,Rd} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{y,fb} / \gamma_{M0} \quad (2.2)$$

în care:

- $b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2s + 7k t_{fc}$
- $s = \sqrt{2} a_c$ – pt. profile I sau H sudate
- $k = \left(\frac{t_{fc}}{t_{fb}} \right) \left(\frac{f_{y,fc}}{f_{y,fb}} \right)$ dar $K \leq 1$

Pentru stâlpii la care $b_{eff,b,fc} < 0,7 b_{fb}$ talpa stâlpului trebuie rigidizată.

Valoarea rezistenței la întindere a inimii stâlpului $F_{t,wc,Rd}$ se calculează conform Anexei J a EC3 [62] paragraful J.3.5.3

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (2.3)$$

în care:

α - este factor de reducere ce ține seama de efectul forței tăietoare în panoul inimii stâlpului;

$$b_{\text{eff},w,c,fc} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s);$$

$$s = \sqrt{2} a_c - \text{pt. profile I sau H sudate.}$$

Valoarea rezistenței la întindere a tălpii $F_{tr,Rd}$ se determină cu formula:

$$F_{tr,Rd} = N_{t,Rd} = A_{fb} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = A_{fb} f_{yd} \quad (2.4)$$

Brațul de pârghie este definit pentru îmbinările sudate în Anexa J a EC3 [62] și prezentat în figura 2.2.

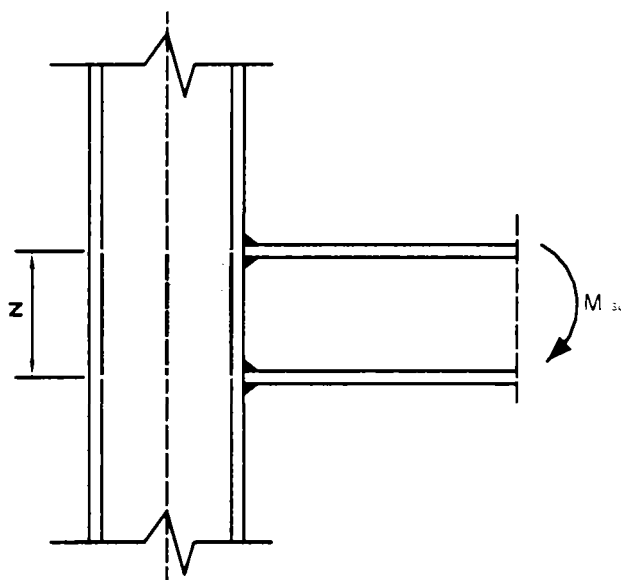


Figura 2.2 - Determinarea brațului de pârghie z pentru îmbinările sudate

Ulterior propunerii din 1996 a Anexei J a apărut prima ediție a raportului intitulat „Calculul nodurilor compuse pentru clădiri” [66], ediție oficială unde principiul de calcul menționat anterior apare combinat la paragraful J.3.6.4., ne fiind specificat clar nicăieri cum se calculează un nod compus sudat.

Având în vedere cele menționate mai sus considerăm motivată intenția de a efectua un studiu mai amplu, teoretic și experimental în ceea ce privește calculul nodurilor compuse otel beton. Acest studiu va avea scopul de a verifica formulele simplificate date în literatura de specialitate în prezent prin exemple de calcul, analize numerice și verificări experimentale ale rezultatelor obținute în cele două metode menționate. Încercările experimentale se vor efectua pe elemente confecționate la scara reală neinfluențându-se astfel comportarea reală a nodului.

2.3.3 Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă NP 033-99 [71]

2.3.3.1 – Definiții

Betonul armat cu armătură rigidă (BAR) – este un material compozit care rezultă din asocierea stabilă pe întreg intervalul de încărcare până la rupere a oțelului laminat (armătura rigidă) și a betonului armat cu care se asociază. Materialul rezultat fiind supus acțiunilor exterioare asigură transferul controlat de eforturi și deformații dintre betonul armat și oțelul laminat. Armătura rigidă din oțel se poate realiza din profile laminate, din elemente compuse prin sudură sau din elemente solidarizate cu plăcuțe sau zăbrele.

Structura compozită se definește ca o structură la care conlucrarea între betonul armat și oțelul rigid se manifestă la nivel de secțiune.

Structura din BAR este structura compozită alcătuită din elemente din BAR.

Structura mixtă (hibridă) este o structură alcătuită din subsisteme din materiale diferite, subsisteme care conlucrează între ele.

Elementul compozit este elementul structural a cărui secțiune este alcătuită din beton armat și oțel laminat conectate la interfață astfel încât să se limiteze deformațiile relative de lunecare longitudinală și separarea celor două materiale.

Nodul compozit este subansamblul structural care presupune o îmbinare între stâlpi și grinzi compozite. Dacă stâlpii și grinzile sunt din BAR nodul este tot din BAR.

2.3.3.2 Materiale

Betonul

La elementele din BAR se utilizează beton de clasă cuprinsă între Bc25 (C20/25) și Bc 60 (C50/60). Pe baza unor cercetări suplimentare se pot folosi și betoane de clase superioare. Caracteristicile de calcul sunt cele din STAS 10107/90 [84] capitolul 20.

Pentru considerarea în calcul a efectului fretării betonului, se majorează rezistența de calcul la compresiune a betonului R_c și deformația specifică ultimă ε_{bu} astfel:

$$R_c = R_c \left(1 + 4 \frac{\sigma_{fr}}{R_c} \right) \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{bu} = \varepsilon_{bu} \left(1 + 4 \sqrt{\frac{\sigma_{fr}}{R_c}} \right) \quad (2.6)$$

în care:

- $\sigma_{fr} = \mu_e R_a$ este efortul unitar de fretare;

- $\mu_e = \frac{nA_{ae}}{ba_e}$ este coeficientul de armare cu armătură transversală.

Armătura din oțel pentru betonul armat

Armătura utilizată în elementele din BAR este armătura uzuală pentru elementele din beton armat respectiv OB37, PC52, PC60. Oțelul OB37 se utilizează de regulă numai la armături constructive și pentru etrieri. Utilizarea armăturilor de tip SNTB nu este permisă la elementele la care pot apare zone plastice.

Caracteristicile geometrice ale armăturilor precum și caracteristicile mecanice de livrare se specifică în următoarele normative:

- STAS 438/1 – Oțel beton rotund – neted OB37;
- STAS 438/2 – Oțel beton cu profil periodic PC52, PC60 .

Armătura rigidă din oțel

Pentru structurile din BAR se folosesc produse finite din oțel carbon și slab aliat laminate la cald OL37, OL44, OL52. Sortimentul de table variază între 10 și 30 mm. Pentru grosimi de table mai mari de 15 mm solicitate perpendicular pe planul lor se impune controlul pentru evitarea desprinderii lamelare. Țevile se pot realiza din OLT35 și OLT45. Alungirea la rupere trebuie să fie cel puțin 15%.

Secțiunile din oțel ale elementelor din BAR care alcătuiesc structuri antiseismice vor fi încadrate în clasa I-a (cf P100 – 92 [83]).

Caracteristicile de calcul ale oțelurilor laminate și ale șuruburilor utilizate la realizarea îmbinărilor sunt date în STAS 10108/0 –78 [90].

2.3.3.3 Exigențe de proiectarea structurilor din beton armat cu armătură rigidă

Proiectarea structurilor din beton armat cu armătură rigidă trebuie să urmărească satisfacerea tuturor exigențelor de diferite naturi: funcționale, structurale de execuție și întreținere, de reparare și de consolidare, funcție de condițiile de amplasament și de importanță.

Conformarea corectă a structurilor din BAR presupune pentru componentele sale armătura rigidă din oțel și betonul armat, satisfacerea simultană a exigențelor impuse atât structurilor din oțel cât și celor din beton armat.

Satisfacerea exigențelor structurale la acțiuni seismice se realizează prin:

- concepția generală de proiectare a structurilor din BAR privind mecanismul structural de disipare a energiei, capacitățile de rezistență, stabilitate, rigiditate și ductilitate;
- o modelare corespunzătoare și utilizarea unor metode adecvate pentru determinarea eforturilor și dimensionarea elementelor structurale.

Exigențele privind mecanismul de disipare favorabil la acțiuni seismice implică:

- dirijarea deformațiilor plastice în grinzi, la baza stâlpilor și pereților. Nodurile și elementele infrastructurilor vor fi solicitate în domeniul elastic.
- eliminarea ruperilor cu caracter casant sau mai puțin ductile;
- eliminarea apariției unor fenomene de instabilitate care să nu permită atingerea capacităților de rezistență portante.

Exigențele de rezistență sunt satisfăcute dacă în toate secțiunile capacitatea de rezistență depășește sau la limită este egală cu valoarea de calcul maximă a efortului secțional corespunzător.

Exigențele de stabilitate impun evitarea pierderii stabilității formei la elementele puternic comprimate și a stabilității locale a elementelor armăturii rigide.

Exigențele de rigiditate implică limitarea prin proiectare a deplasărilor laterale ale structurilor BAR.

Exigențele de ductilitate locală din zonele plastice au în vedere asigurarea unei capacități suficiente de rotire în articulațiile plastice fără reduceri semnificative ale rigidității și ale capacității de rezistență în urma unor cicluri de solicitare seismică.

Factorii de reducere ai forțelor seismice ψ se vor considera cu următoarele valori:

- $\psi = 0,2$ pentru structuri în cadre din BAR;
- $\psi = 0,25$ pentru structuri cu pereți din BAR sau duale.

Tipurile de structuri din BAR sunt următoarele:

- structuri în cadre alcătuite cu stâlpi și grinzi din BAR;
- structuri în cadre cu primele nivele din BAR iar restul din beton armat sau oțel cu luarea de măsuri speciale în zonele de trecere de la BAR la beton armat sau oțel;
- structuri în cadre cu stâlpii din BAR și grinzile metalice sau compozite;
- structuri duale formate prin asocierea cadrelor din BAR cu pereți structurali din BAR, a pereților din BAR cu cadre din oțel și a pereților din beton armat cu cadre din BAR;
- sisteme tubulare cu diferite alcătuiuri.

La alcătuirea de ansamblu a structurilor antiseismice din BAR se va urmări:

- conformarea generală favorabilă a construcției prin forme regulate în plan și în elevație;
- măsuri ce urmăresc reducerea maselor construcțiilor;
- prevederi generale de alcătuire a structurii de rezistență cum ar fi:
 - evitarea transmiterii indirecte a încărcărilor gravitaționale;
 - asigurarea conlucrării spațiale prin șaibe rigide, rețea închisă de grinzi și centuri BAR la fiecare nivel;
 - dimensionarea corectă a rigidităților elementelor și a distribuției lor în plan și pe verticală;
 - evitarea schimbărilor bruște a capacității de rezistență prin trecerea de la un nivel cu o structură BAR la un nivel cu o structură din beton armat sau oțel;
 - dispunerea favorabilă a elementelor verticale din BAR, pentru preluarea torsiunii;
 - realizarea unei infrastructuri cutie rigidă în care să se ancoreze armătura rigidă a elementelor din BAR ale suprastructurii;
 - prevederea de rosturi antiseismice care să evite interacțiunile necontrolate între clădiri.

2.3.3.4 Alcătuirea și calculul nodurilor cadrelor din beton armat cu armătură rigidă

Nodurile cadrelor din beton armat cu armătură rigidă se pot realiza în una din următoarele soluții:

- noduri BAR între stâlpi și grinzi din BAR (fig. 2.4) ;
- noduri între grinzi metalice sau compozite și stâlpi din țevă umplută cu beton (fig. 2.5);
- noduri mixte între grinzi compozite sau metalice și stâlpi din beton armat sau stâlpi din BAR (fig. 2.4).

În această categorie de noduri intră și nodurile BAR la care secțiunile componente (din beton armat și armătură rigidă) ale grinzilor și stâlpilor ce converg în nod respectă relațiile:

$$0.4 \leq \frac{\sum M_{rcap}^{st}}{\sum M_{rcap}^{gr}} \leq 2.5 \quad (2.7)$$

$$0.4 \leq \frac{\sum M_{bcap}^{st}}{\sum M_{bcap}^{gr}} \quad (2.8)$$

în care:

- $\sum M_{bcap}^{st}$, $\sum M_{bn}^{st}$ sunt suma momentelor capabile ale componentei armăturii rigide și respectiv ale componentei din beton armat ale stâlpilor;

- $\sum M_{rn}^{st}$, $\sum M_{bn}^{st}$ sunt suma momentelor capabile ale componentei armăturii rigide și respectiv ale componentei din beton armat ale grinzilor.

Eforturile din nod (momente, forțe tăietoare și forțe axiale fig. 2.3) sunt transmise de elementele adiacente nodului (stâlpi și grinzi). Pentru eforturile din nod se folosesc următoarele relații și notații:

$$\sum M_n^{gr} = M_n^{gr1} + M_n^{gr2} \quad \text{și} \quad Q_n^{gr} = \frac{(Q_n^{gr1} + Q_n^{gr2})}{2} \quad (2.9)$$

$$\Delta Q_n^{gr} = (Q_n^{gr1} - Q_n^{gr2}) \quad (2.10)$$

$$\sum M_n^{st} = M_n^{st1} + M_n^{st2} \quad \text{și} \quad Q_n^{st} = \frac{(Q_n^{st1} + Q_n^{st2})}{2} \quad (2.11)$$

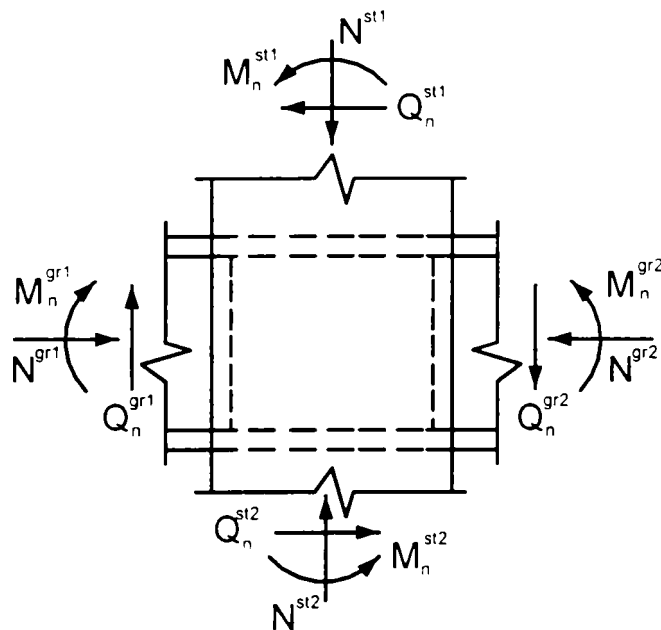


Figura 2.3 - Forțe care acționează asupra nodurilor

Relația de echilibru care se poate scrie între eforturile care solicită nodul sunt:

$$\sum M_n^{st} = M_n^{gr} + Q_n^{gr} h^{st} - Q_n^{st} h^{gr} \quad (2.12)$$

în care:

- M_n^{st}, M_n^{gr} sunt momentele de calcul din secțiunile de la extremitățile stâlpilor (sus și jos) și din ale grinzilor (stânga și dreapta) secțiunii de la fața nodului;
- Q_n^{gr}, Q_n^{st} sunt forțele tăietoare de calcul din aceleași secțiuni ale stâlpilor și grinzilor de la fața nodului;
- h^{st}, h^{gr} sunt înălțimile secțiunilor stâlpilor și ale grinzilor ce converg în nod.

În zonele seismice aceste eforturi de calcul ale nodurilor sunt asociate atingerii momentelor capabile în elementele care converg în nod multiplicat cu un coeficient egal cu 1,25.

Forțele axiale de compresiune din stâlpi se neglijează deoarece au efect de mărire a rezistenței nodului. În calculele curente nodurile BAR se consideră indeformabile (noduri rigide).

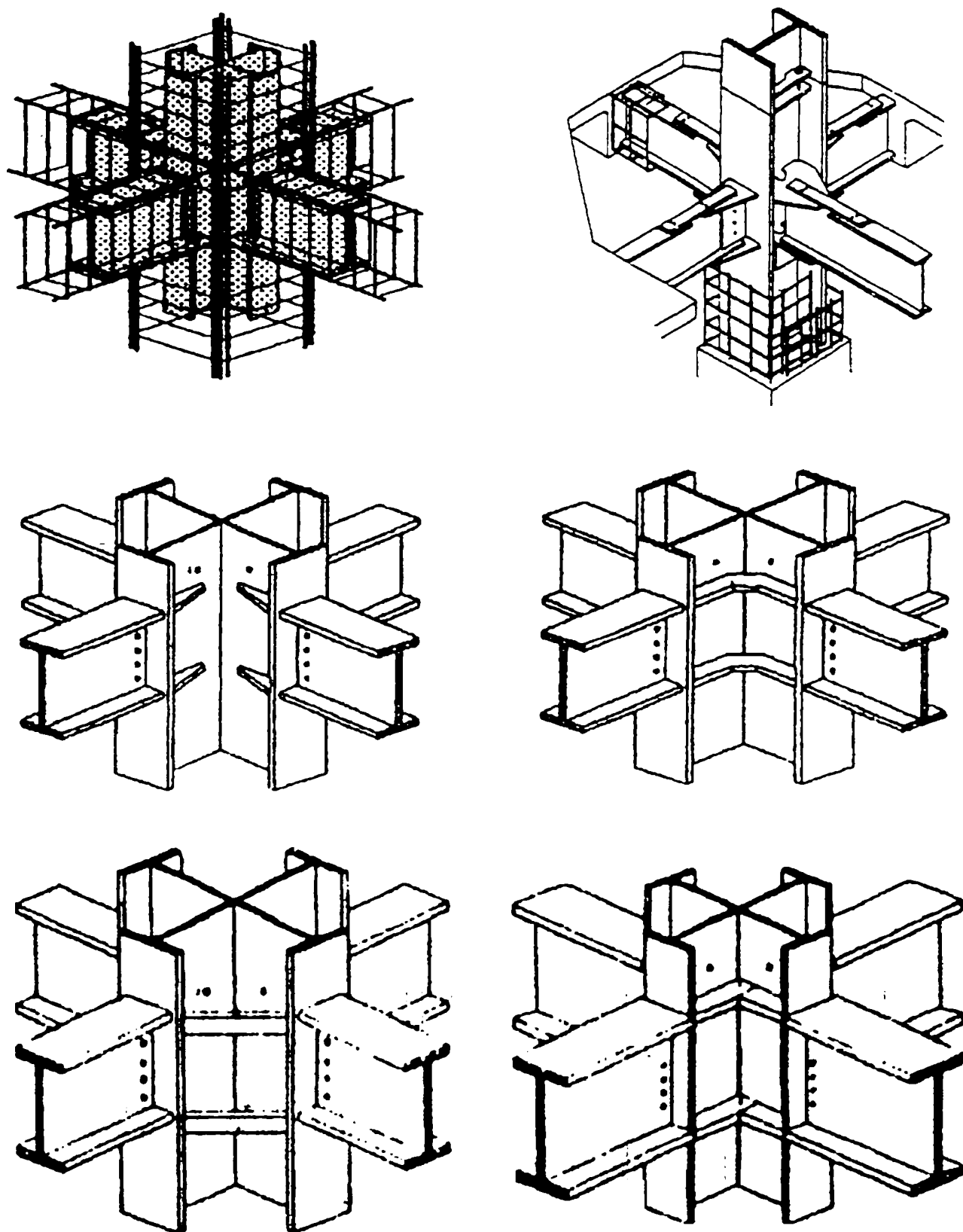


Figura 2.4 - Detalii alcătuire noduri de cadru cu secțiune compusă oțel beton

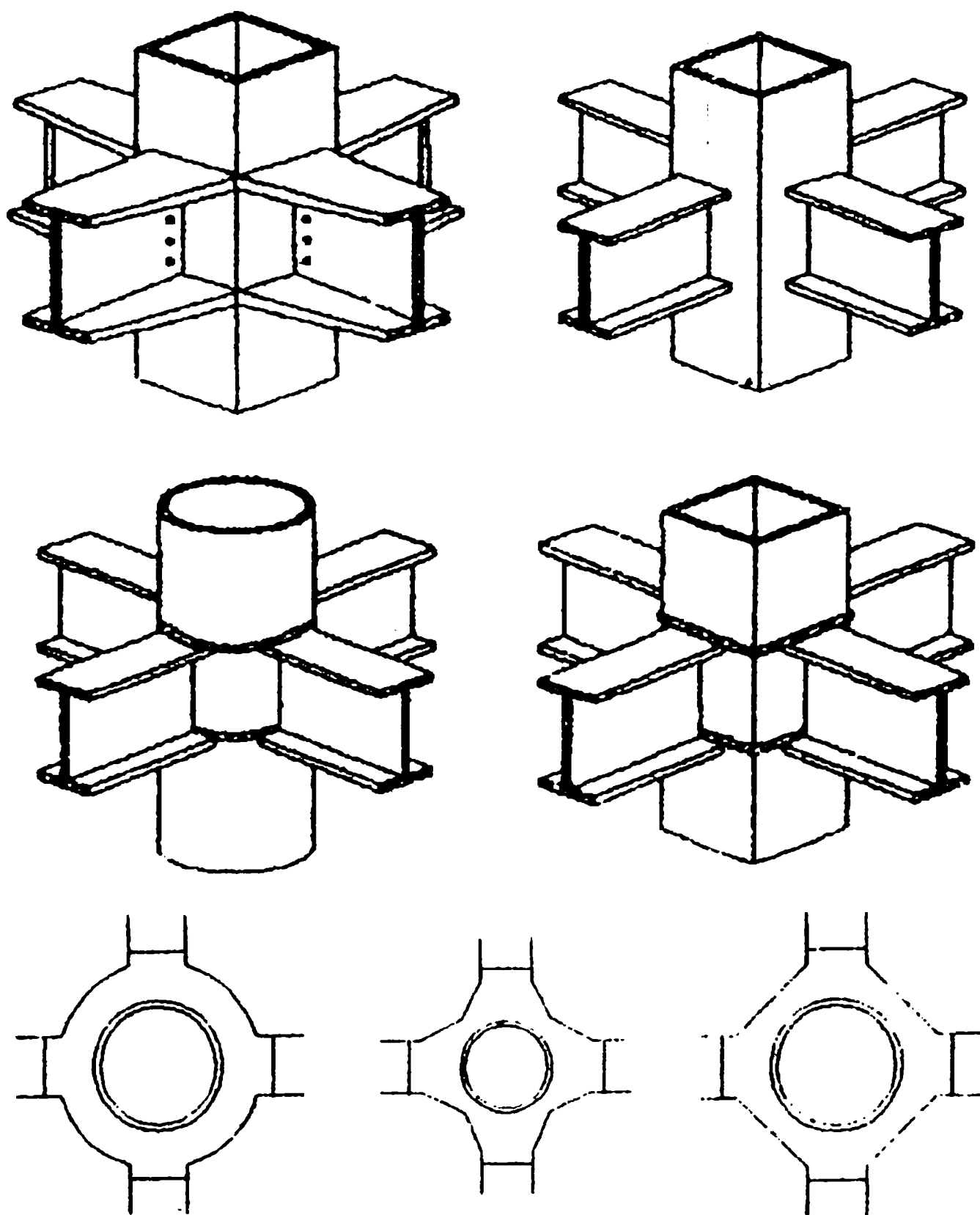
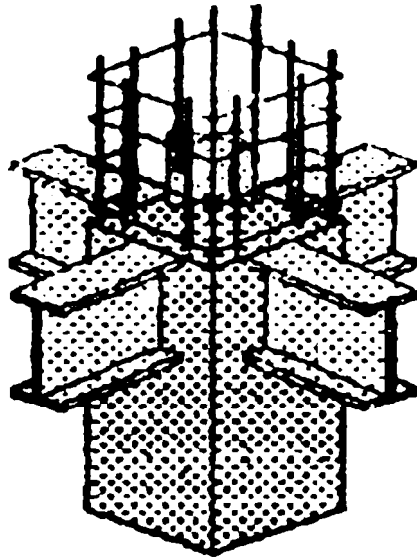
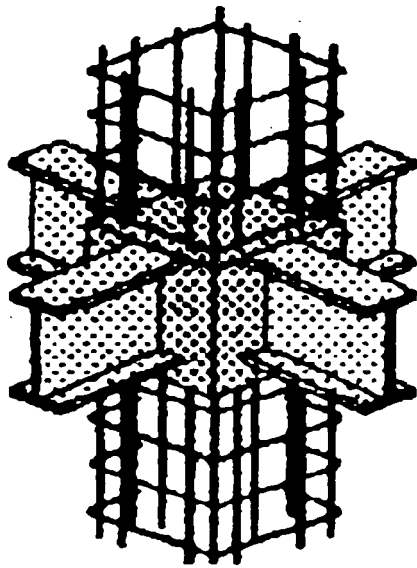


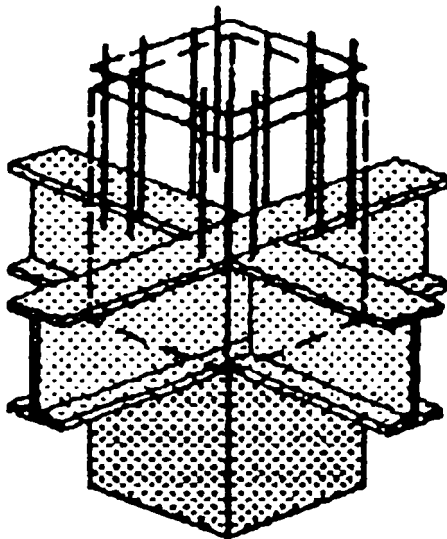
Figura 2.5 - Detalii de alcătuire ale armăturii rigide în nodurile cu stâlpi BAR din țevă



a) Nod mixt tip I-stâlp din BAR cu armătura rigidă cu secțiunea redusă



b) Nod mixt tip II cu stâlp din beton armat realizat cu rigidizare la fața nodului



c) Nod mixt tip II cu stâlp din beton armat cu grinda continuă prin nod

Figura 2.6 - Soluții de realizare a nodurilor mixte

2.3.3.4.1 Noduri între stâlpi și grinzi BAR

În cazul nodurilor între stâlpi și grinzi BAR (fig. 2.7) verificarea nodului BAR la forța tăietoare se face cu relația:

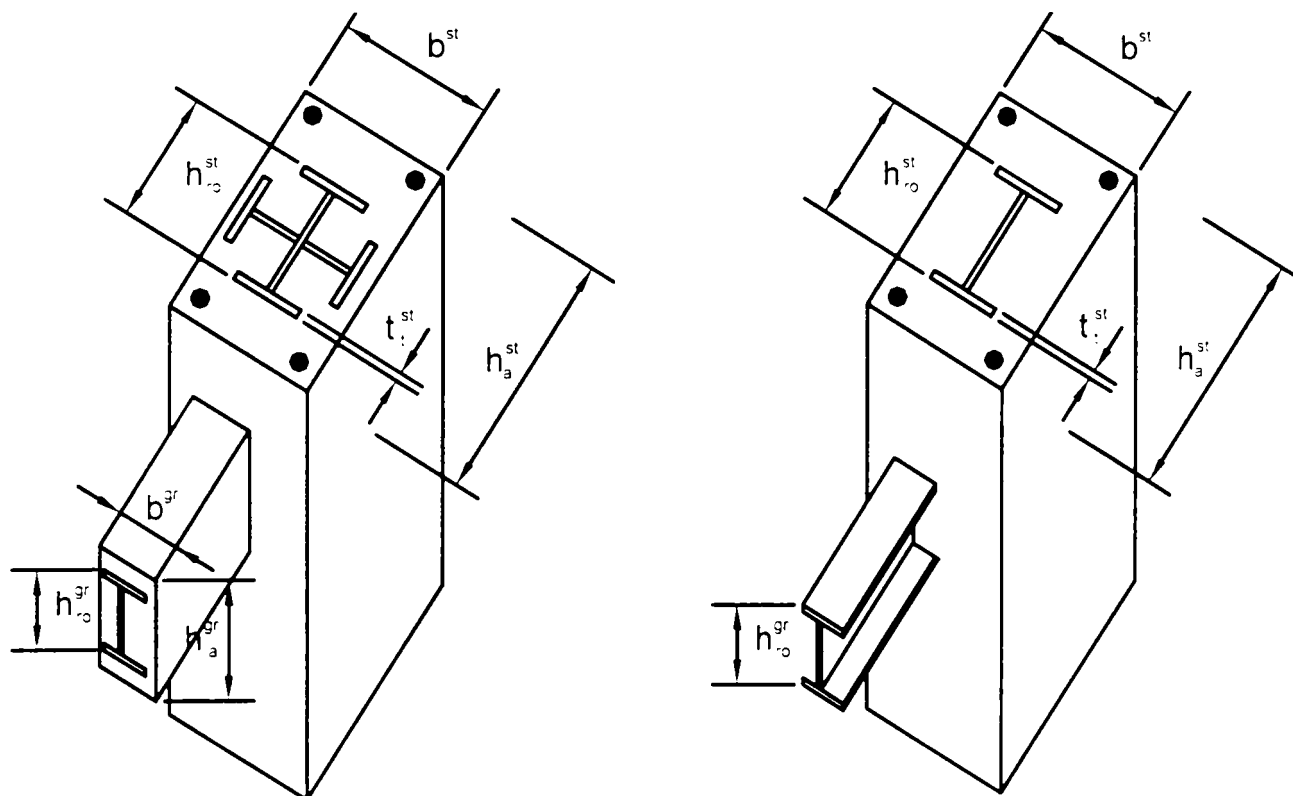


Figura 2.7 – Elementele geometrice ale nodurilor din BAR

$$1,25 \frac{H_0}{h} (M_n^{gr1} + M_n^{gr2}) \leq V_{bn} (R_{br} \delta_n + \mu_e R_{ae}) + 1,25 V_{rn} R_r \sqrt{3} \quad (2.13)$$

în care:

$$- V_{bn} = \frac{h_a^{st} h_a^{gr} (b^{gr} + b^{st})}{2} \text{ pt. grinzi și stâlpi din BAR;}$$

$$- V_{bn} = \frac{h_a^{st} h_a^{gr} b^{st}}{2} \text{ pt. grinzi metalice sau compozite și stâlp BAR;}$$

- h_a^{st}, h_a^{gr} sunt distanțele între armăturile stâlpului respectiv între armăturile grinzii;

- b^{gr}, b^{st} lățimea secțiunii grinzii și respectiv a stâlpului;

- V_{rn} este volumul inimii de oțel a nodului $V_{rn} = t_{in} h_{ro}^{gr} h_{ro}^{st}$;

- h_{ro}^{st} este distanța între centrele tălpilor stâlpului sau plăcilor de capăt de la fața nodului în cazul stâlpilor cu armătură rigidă fără tălpi;

- t_{in} este grosimea inimii armăturii rigide din nod;

- M_n^{gr1}, M_n^{gr2} sunt momentele capabile ale grinzilor adiacente determinate la fața nodului;
- δ_n coeficient care ține seama de efectul fretării nodului de către grinzi, având următoarele valori:
 - $\delta_n = 3$ - pentru nod central
 - $\delta_n = 2$ - pentru nod marginal
 - $\delta_n = 1$ - pentru nod de colț
- H și H_0 sunt înălțimea nivelului și lumina liberă a stâlpului de la nivelul de calcul;
- R_{bf} – rezistența betonului din nod evaluată astfel

$$R_{bf} = \min \begin{cases} 0,12R_c \\ 1,34 + 0,036R_c \end{cases} \text{ cu } R_c \text{ în } N/mm^2;$$

- μ_e - coeficient de armare cu etrieri

Aria secțiunii rigidizării orizontale din nod A_{ro} (fig. 2.8) se calculează cu relația:

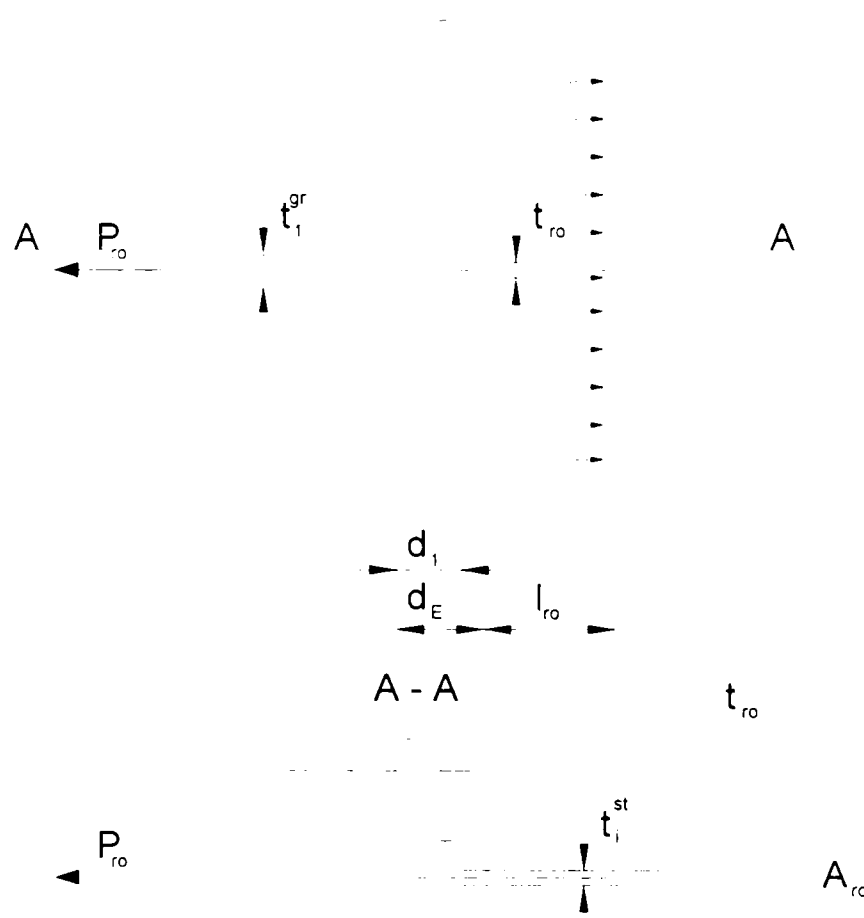


Figura 2.8 – Elementele geometrice de calcul ale rigidizării din nod

$$A_{ro} = \frac{(P_{ro} - 0.85R_r t_t^{st} (t_t^{gr} + 5d_t))}{R_r} \quad (2.14)$$

în care:

- d_t - distanța de la limita razei de racordare a tălpii de inimă (sau de la limita sudurii) la fața exterioară a tălpii.

$0.85 R_r$ - rezistența la compresiune locală a oțelului;

P_{ro} – este forța din rigidizare egală cu forța capabilă din talpa grinzii $P_{ro} = A_t R_r$.

Se recomandă ca grosimea rigidizării să fie aceeași cu grosimea tălpii grinzii.

2.3.3.4.2 Noduri între grinzi metalice sau compozite și stâlpi din beton armat sau stâlpi din BAR (noduri mixte)

Tipurile de nod care pot apărea în acest caz sunt:

- Tip I – Stâlpul este din BAR dar dimensiunea secțiunii armăturii rigide a stâlpului este redusă în comparație cu dimensiunea secțiunii armăturii grinzii de oțel. Dacă forța transmisă de grindă este mai mare, profilul de oțel din stâlp preia o mică parte din forță restul transmițându-se la beton (fig. 2.6a);

-Tip II – Stâlpul este din beton armat, grinda trece continuă prin nod. La fața nodului există rigidizări verticale (fig. 2.6b).

Lățimea de calcul a nodului b_n (fig. 2.9) este dimensiunea secțiunii orizontale a nodului care este egală cu suma dintre lățimea panoului interior b_{ni} și cea a panoului exterior b_{ne} .

Această lățime este utilizată pentru a calcula rezistența nodului la compresiune locală verticală și pentru rezistența la forță tăietoare.

$$b_n = b_{ni} + b_{ne} \quad (2.15)$$

$$b_{ni} = \max(b_y, b_t^{gr})$$

$$b_{ne} = \left(\frac{h_x}{h^{st}} \right) \left(\frac{b_y}{b_t^{gr}} \right) (b_m - b_{ni}) \leq 2\Delta h_n \quad (2.16)$$

$$b_m = \frac{(b_t^{gr} + b^{st})}{2} \leq b_t^{gr} + h^{st} \leq 1.75b_t^{gr} \quad (2.17)$$

în care h_x , b_y și Δh_n se evaluează conform relațiilor din tabelul 2.1.

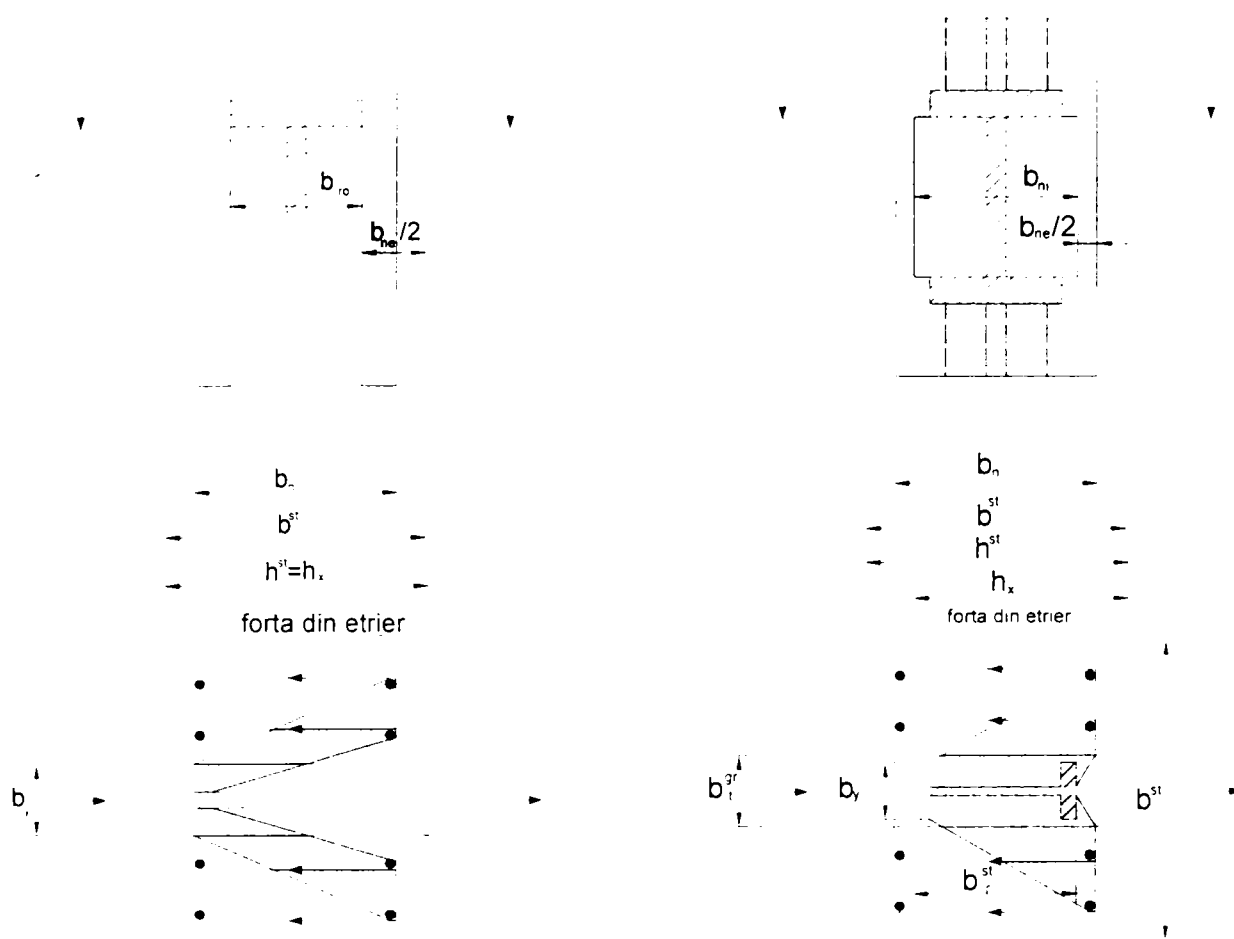
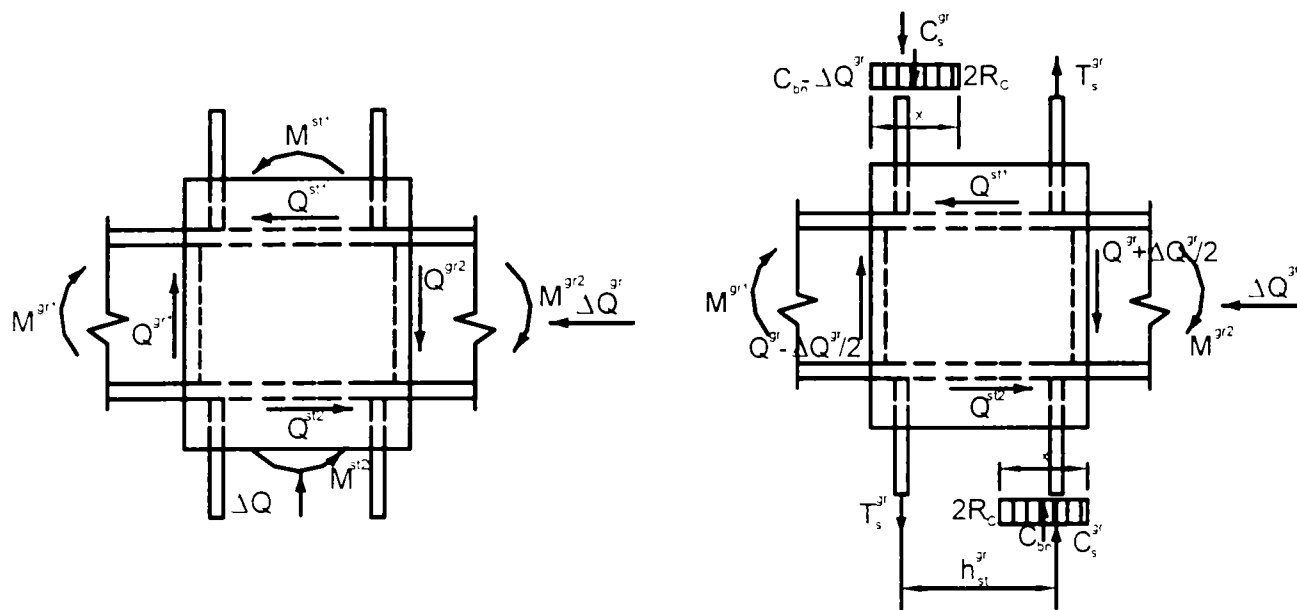


Figura 2.9 – Lățimea de calcul a nodurilor mixte

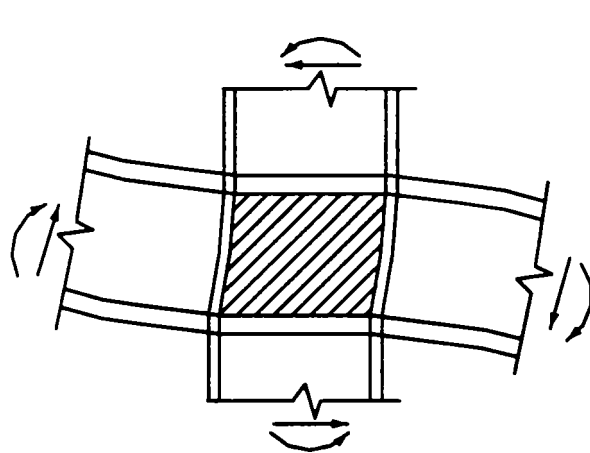
Tabelul 2.1

Tipul nodului	h_x	b_y	Δh_n
Tip I	$\frac{h^{st}}{2} + \frac{h_r^{st}}{2}$	b_t^{st}	$0,25h_r^{gr}$
Tip II	h^{st}	b_{rg}	$\min \left\{ \begin{array}{l} 0,25h_r^{gr} \\ \frac{(h_{rg} - h_r^{gr})}{2} \end{array} \right.$

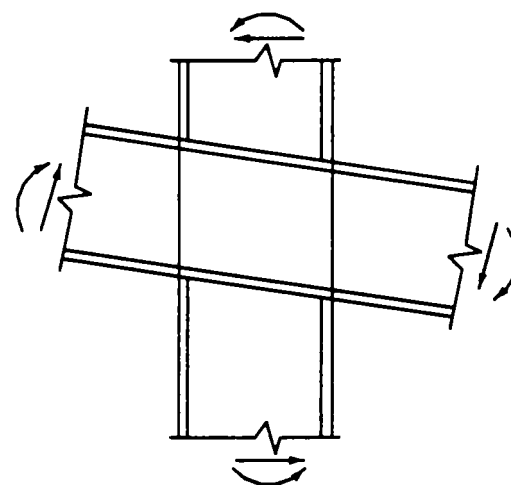
- h_r^{st} este înălțimea armăturii rigide a stâlpului;
- h_{rg}, b_{rg} este înălțimea și lățimea rigidizării de la fața nodului.



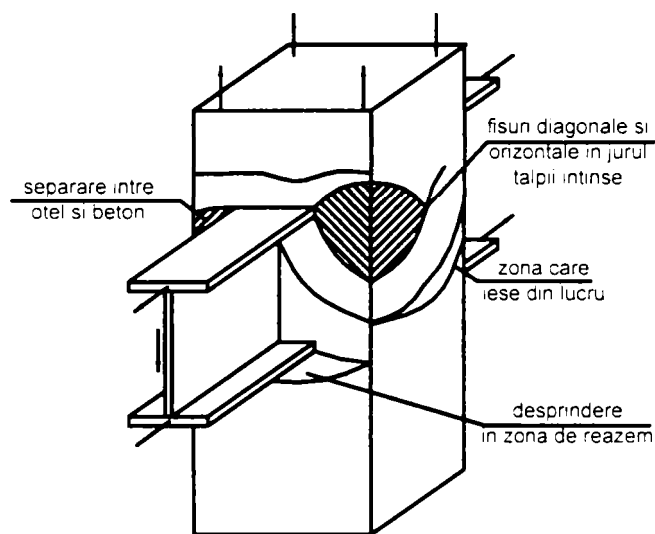
a) Eforturi în nodurile mixte



b) Mecanism la forță tăietoare



c) Mecanism la compresiune locală



d) Modul de cedare al nodurilor mixte

Figura 2.10 – Mecanisme de rezistență ale nodurilor mixte

Verificarea rezistenței la compresiune locală a nodului sollicitat de reacțiunea verticală a grinzii din oțel (fig. 2.10a) se face cu relația:

$$1,25(\sum M_n^{st} + 0,35h^{st}\Delta Q_n^{gr}) \leq 0,7h^{st}C_{bn} + h_{av}^{gr}(T_a^{gr} + C_a^{gr}) \quad (2.18)$$

în care:

- $C_{bn} = 2R_c b_n 0,3h^{st}$ este rezultanta eforturilor unitare de compresiune din beton normale pe talpa grinzii;
- T_a^{gr} și C_a^{gr} sunt forțele de întindere și de compresiune din armăturile verticale sudate de grinda metalică forțe care trebuie să respecte condiția:

$$(T_a^{gr} + C_a^{gr}) \leq 0,33R_c b_n h^{st} \quad (2.19)$$

- h_{av}^{gr} este distanța dintre barele verticale sudate pe grindă.

Verificarea la forță tăietoare a nodului (fig. 2.11) se face cu relația:

$$1,25 \frac{H_0}{H} (M_n^{gr1} + M_n^{gr2}) \leq (Q_{rn} h_{ro}^{gr} + 0,75Q_{bn}^d h_i^{gr} + Q_{bn}^z (h_r^{gr} + \Delta h_n)) \quad (2.20)$$

în care:

- h_{ro}^{gr} este distanța dintre centrele tălpilor grinzii iar h_r^{gr} înălțimea grinzii de oțel;
- h_i^{gr} este înălțimea inimii grinzii.

Rezistența la forță tăietoare a nodului este dată de următoarele valori de rezistență la forța tăietoare:

- forța tăietoare capabilă a panoului de oțel Q_{rn} ;

$$Q_{rn} = \frac{0,7h^{st}t_l R_r}{\sqrt{3}} \quad (2.21)$$

- forța tăietoare capabilă a diagonalei de beton Q_{bn}^d ;

$$Q_{bn}^d = 1,7\sqrt{R_c} b_{rg} h^{st} \leq 0,5R_c b_{rg} h_i^{gr} \quad (2.22)$$

în care R_c este exprimat în N/mm^2

- forța tăietoare capabilă dată de câmpul de compresiuni în panoul exterior-mecanism de grindă cu zăbrele Q_{bn}^z ;

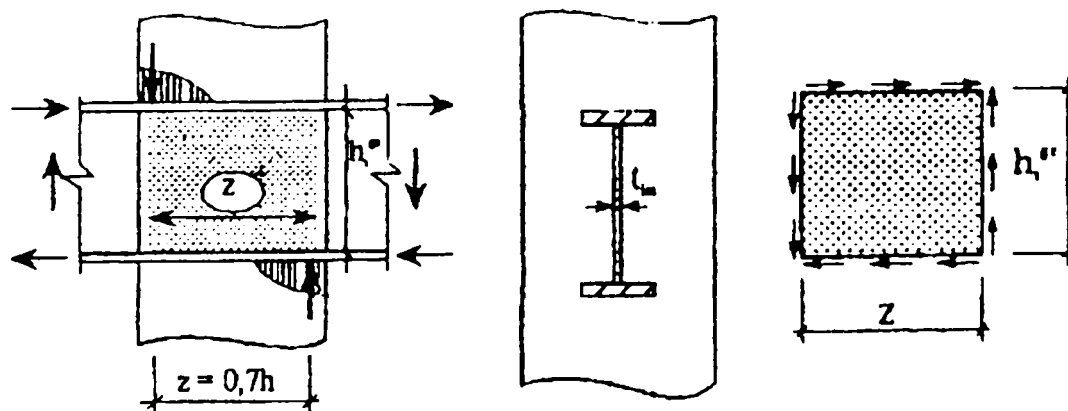
$$Q_{bn}^z = Q_b + Q_e \leq 1,7\sqrt{R_c} b_{nc} h^{st} \quad (2.23)$$

Q_b – forța tăietoare preluată de beton;

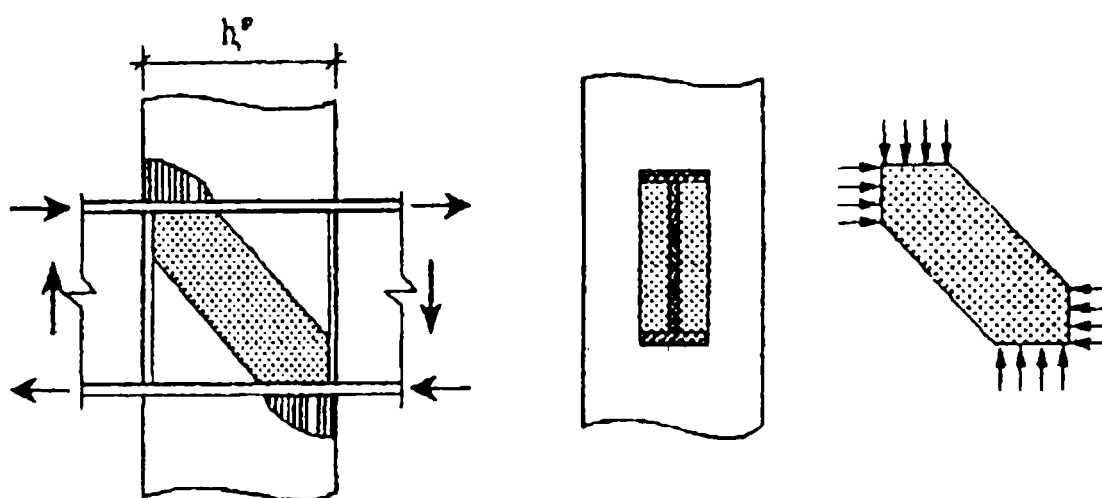
$Q_e = 0,4\sqrt{R_c} b_{nc} h^{st}$ iar dacă betonul este întins $Q_b=0$;

Q_e – forța tăietoare dată de etrierii dispuși pe înălțimea grinzii A_{ae}^{gr} ;

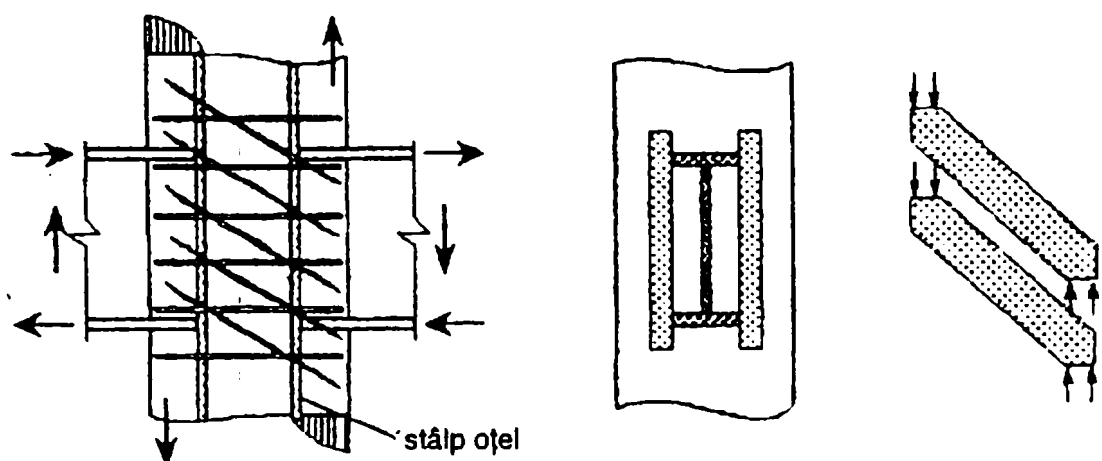
$$Q_e = \frac{A_{ae}^{gr} 0,8R_a h_{st}}{a_e} \quad (2.24)$$



a) rezistența panoului de oțel Q_m



b) rezistența diagonalei comprimate de beton din panoul interior Q_{bn}^d



c) rezistența câmpului diagonal de compresiuni din panoul exterior Q_{bn}^z

Figura 2.11 – Mecanismele rezistenței la forță tăietoare a nodurilor mixte

2.3.3.4.3 Condiții constructive pentru nodurile mixte

La realizarea nodurilor mixte se vor respecta următoarele condiții constructive:

- lățimea rigidizării se limitează la $b_{rg} \leq b_t^{gr} + 5t_{rg} \leq 1,5b_t^{gr}$

- pentru etrierii de pe înălțimea grinzii trebuie respectată relația:

$$nA_{ae}^{gr} \geq 0,004b_t^{gr} + 5t_{rg} \leq 1,5b_t^{gr}$$

n este numărul de ramuri.

Etrierii dispuși deasupra și dedesuptul grinzii A_{ae}^e pe o distanță de $0,4h_{ro}^{gr}$ de o parte și de alta a grinzii trebuie să respecte relația $A_{ae}^e > \frac{Q_{bn}^z}{R_{ae}}$. Deasupra și dedesuptul grinzii trebuie dispuși în stâlp cel puțin 3 rânduri de etrieri cu valorile minime: $4\phi 10$ pentru $b^{st} \leq 500\text{mm}$, $4\phi 12$ pentru $500 \leq b^{st} \leq 750\text{mm}$, $4\phi 16$ pentru $b^{st} > 750\text{mm}$.

Grosimea rigidizării de la fața nodului se dimensionează să reziste la forța tăietoare orizontală dată de diagonală comprimată din nod.

$$t_{rg} = \frac{(Q_{bn}^d - b_t^{gr} t_r^{gr} R_r) \sqrt{3}}{b_t^{gr} R_r} \quad (2.25)$$

$$t_{rg} \geq \frac{\sqrt{3}Q_{bn}^d}{2b_t^{gr} R_r} \text{ și } t_{rg} \geq 0,2 \sqrt{\frac{Q_{bn}^d b_{rg}}{R_r h_t^{gr}}} \quad (2.26)$$

$$t_{rg} \geq \frac{b_{rg}}{22} \text{ și } t_{rg} \geq \frac{b_{rg} - b_t^{gr}}{5} \quad (2.27)$$

Forțele de compresiune locală asociate cu forța tăietoare din panoul de oțel determină încovoierea transversală a tălpilor. Grosimea tăpii trebuie să îndeplinească relația:

$$t_{rg} \geq 0,3 \sqrt{\frac{b_t^{gr} t_r^{gr} h_r^{gr} R_r}{h^{st} R_r}} \quad (2.28)$$

CAPITOLUL 3

EVALUAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A UNUI NOD COMPUS OȚEL - BETON

3.1 Alcătuirea unui nod de structură compusă oțel beton

Armătura structurală din nodul unei structuri compuse oțel-beton este prin concepția de alcătuire o structură spațială (prin rigidizări orizontale puternice care leagă cele două inimi și tălpile respective). Aceasta este înglobată în betonul stâlpului care la rândul său este "confinat" prin etrieri deși dispuși în jurul armăturii rigide a stâlpului (oțelul structural).

În aceste condiții a considera legătura riglă-stâlp exclusiv pe baza clasificărilor specifice unei structuri metalice, neglijând existența elementelor metalice ale rigidizărilor precum și efectul favorabil de "confinare" al betonului, reprezintă o schemă simplificată neconformă cu realitatea fizică a problemei. În plus, evaluarea eforturilor unitare în inima stâlpului recurgând la relațiile de tip Navier (N/A și M/W) este irelevantă, deoarece întreg nodul riglă-stâlp constituie o zonă aflată în starea plană de tensiuni și nu în starea de tensiuni uniaxială din rezistența barelor în care să poată fi utilizată ipoteza secțiunilor plane.

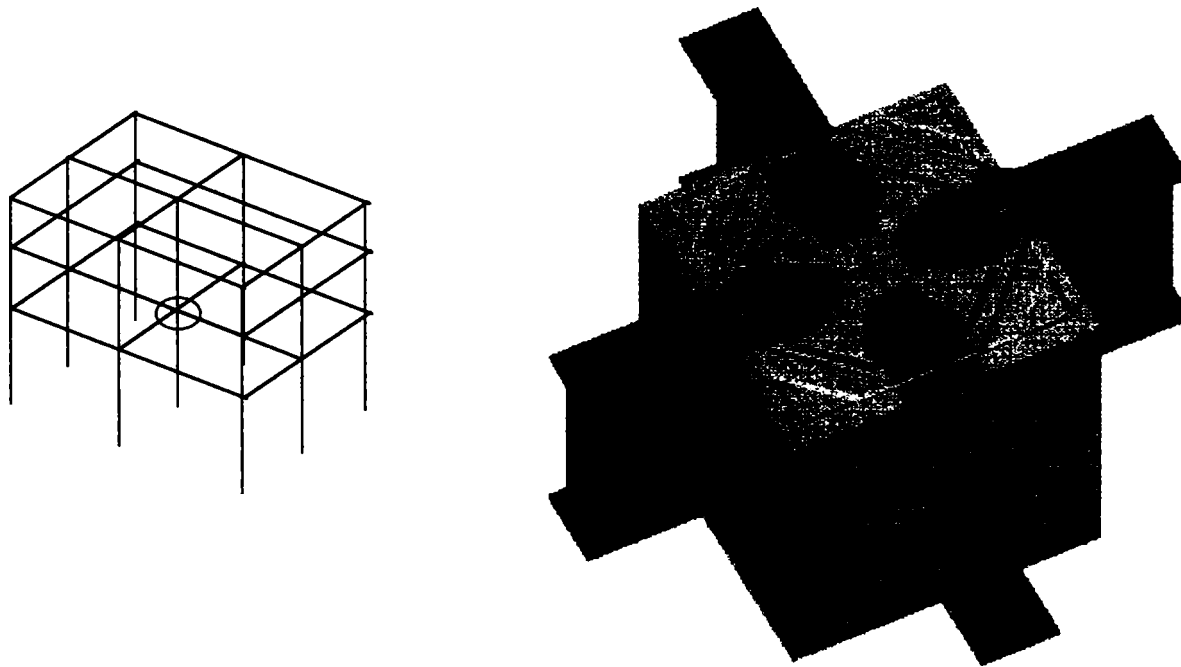
Nodul de cadru al unei structuri compuse oțel-beton este deci un nod specific unei structuri compuse oțel-beton așa cum este el definit în EUROCODE 4 [63]. Nodul conține armătură rigidă (armătură structurală) beton și armătură elastică așa cum se poate observa în Fig. 3.1.

În figura 3.2 sunt prezentate, pentru a înțelege mai bine modul de alcătuire a unui nod compus și două secțiuni verticale prin acesta. Prima explică și indică modul în care este realizată continuitatea la nivelul planului median al nodului, adică continuitatea legăturii dintre inima grinzii și inima stâlpului.

Cea de-a doua secțiune făcută în imediata vecinătate a inimii stâlpului pune în evidență prezența betonului și a etrierilor în nodul compus.

Ținând cont de alcătuirea nodului, se presupune că în acesta conlucrează până la cedare betonul, armătura elastică (denumită armătură în EC4) compusă din bare longitudinale (verticale) și bare transversale (orizontale sub formă de etrieri), precum și armătura rigidă confecționată din profile sudate (denumită oțel structural în EC4).

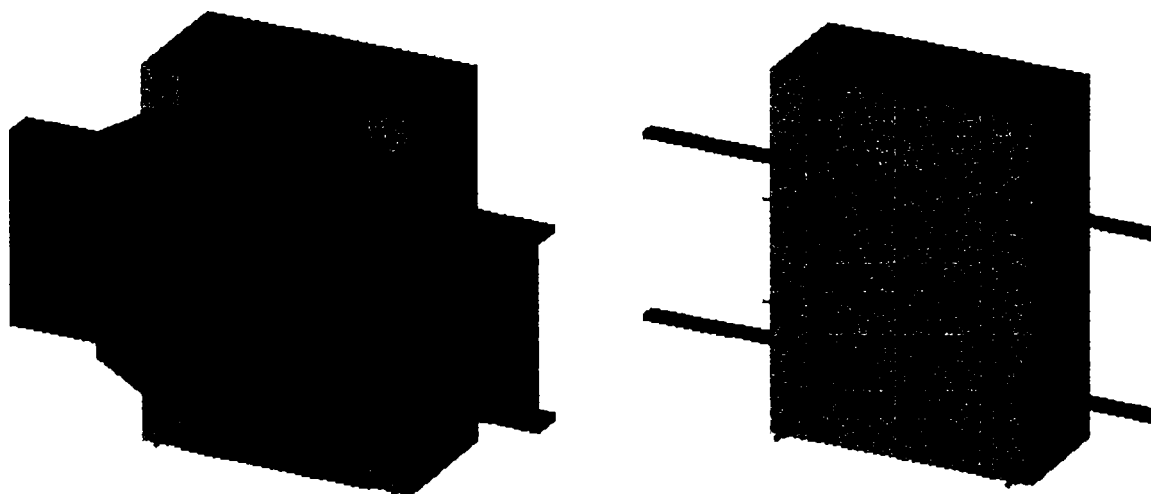
Se apreciază deci că la calculul și alcătuirea acestor tipuri de noduri precum și la studiul comportării acestor noduri trebuie avute în vedere norme specifice unei structuri compuse.



a) structură spațială în cadre

b) detaliu alcătuire nod compus

Figura 3.1 – Nod compus oțel – beton



a – secțiune verticală în planul median

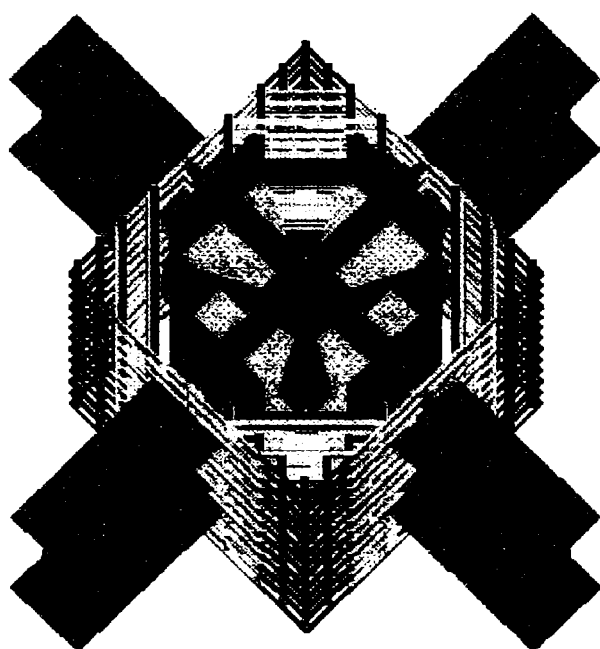
b – secțiune verticală lângă inima stâlpului.

Figura 3.2 - Elementele componente ale unui nod compus oțel - beton

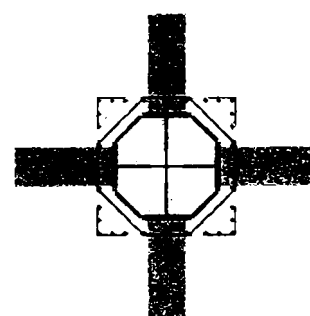
Așa cum este prevăzut în EC 4 [63], nodul unei structuri compuse oțel beton trebuie să fie deasemenea un element compus, deci nodul va avea în alcătuire oțel structural, armătură și beton. Oțelul structural din nod este practic o îmbinare între un stâlp cu secțiune dublu T și o grindă cu secțiune dublu T.

În conformitate cu prevederile normativului românesc de proiectare antiseismică P100/92 [83] s-au prevăzut rigidizări orizontale și verticale, respectiv armătură verticală și etrieri orizontali.

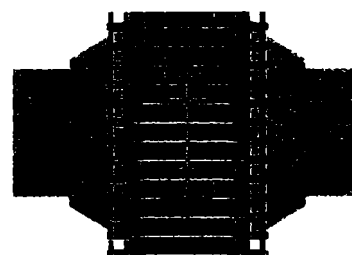
Pentru a înțelege mai bine modul de alcătuire complex al nodului sunt prezentate în figura 3.3 câteva detalii semnificative.



a – vedere generală



b – secțiune orizontală



c – secțiune verticală

Figura 3.3 - Oțelul structural și armătura elastică a nodului compus

3. 2. Considerații asupra stării de eforturi din nod

În analiza unui nod ce face parte dintr-un cadru plan, suntem în situația unei stări de tensiune plană, nu monoaxială și deci orice relații care se bazează pe ipoteza secțiunilor plane trebuie aplicate cu anumite rezerve.

Acest aspect trebuie subliniat cu atât mai mult în cazul nodurilor compuse unde are loc o redistribuire a eforturilor între toate elementele care compun nodul: armătura rigidă, armătura elastică, beton.

În plus nodul în discuție conține o armătură rigidă care în secțiune este dublu simetrică. Armătura perpendiculară pe cealaltă împiedică atât flambajul primei cât și voalarea inimii.

De asemenea, mai trebuie subliniat faptul că dacă transmiterea solicitării de la riglă la stâlp se face în cea mai mare măsură prin intermediul armăturii rigide a nodului, comportarea acestuia este specifică unui nod de beton armat cu armătură rigidă și elastică. În consecință o parte din solicitarea axială este preluată de beton și de armăturile elastice.

Pe de altă parte într-o structură compusă oțel-beton datorită tehnologiei de execuție a clădirii, aceasta este numai într-o fază preliminară o structură metalică (sub formă de schelet metalic spațial, fără planșee și sarcini utile), după care devine structură compusă prin dispunerea armăturilor elastice ale stâlpilor și turnarea betonului.

Verificarea nodurilor compuse se face conform EC4 [63] pct. 4.10.5 în care se stipulează că regulile de verificare sunt cele conținute în EC3 [60] cap. 6.9 dar cu modificările indicate în subpunctele 4.10.5.1-4.10.5.6.

De altfel la punctul 4.10.5.1 din EC4 [63] se indică clar: "Capitolul 6.9 din EC3 [60] este aplicabil îmbinărilor compuse, cu modificările indicate în acest capitol", iar la pct. 4.10.5.5 sunt precizate condițiile în care se aplică și modificările ce trebuiesc operate relațiilor din EC3 și anume:

- articolul 6.9.7 din EC3 [60] se aplică cu condiția că se va ține seama în mod corespunzător de eforturile ce apar în armătură și în elementele de beton ale ansamblului;
- criteriile luate în considerare pentru zona care lucrează la întindere trebuie să conțină deformațiile armăturii ansamblului;

Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă – Teză de doctorat
Ing. Daniel DAN

- se poate ameliora rezistența la voalare a inimii stâlpului prin înglobarea acesteia în beton: de această ameliorare se poate ține seama, aceasta fiind demonstrată prin încercări experimentale.

La punctul 4.10.5.6 se precizează că regulile detaliate enunțate în Anexa J a EC3 [61] pot fi aplicate la armătura rigidă a elementelor compuse, de la caz la caz. De altfel calculul și alcătuirea nodurilor compuse se face conform Anexei J din EC4 [65]. Din acest motiv, aplicarea fără discernământ a regulilor din EC3 [60] ignoră unele aspecte evidente cum ar fi existența armăturilor elastice longitudinale și transversale din nod, precum și prezența betonului din stâlp în secțiunea nodului.

3.3 Evaluarea capacității portante a unui nod de structură compusă oțel beton

Dimensionarea unui nod compus oțel – beton se face în concordanță cu prevederile Eurocode 4 [63] subcapitolul 4.10.5. Acest subcapitol deși face trimitere la capitolul 6.9 al Eurocode 3 [60] menționează că respectivul capitol trebuie aplicat cu modificările indicate în EC4 [63] la paragrafele 4.10.5.1 ÷ 4.10.5.6. Relația efectivă de dimensionare a unui nod compus este specificată în Anexa J a EC4 [65] (J.3.6.5).

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} + z \cdot F_{Rd} \quad (3.1)$$

unde:

- $F_{tr,Rd}$ este rezistența de dimensionare la întindere a rândului “r” de armătură;
- h_r este distanța de la rândul “r” de armătură elastică la centrul zonei comprimate;
- r este numărul rândului de armătură elastică;
- F_{Rd} este rezistența la întindere a îmbinării metalice sudate ;
- z este brațul de pârghie definit ca la îmbinările sudate.

Din această relație rezultă evident că la determinarea momentului capabil al nodului participă atât armătura rigidă cât și cea elastică, precum și betonul, adică totalitatea materialelor și elementelor existente în nod.

În pofida acestor evidențe, există tendința de a considera nodul compus luând în considerare numai armătura rigidă.

În cele ce urmează vom demonstra că această ipoteză nu poate fi susținută.

Astfel, deși secțiunea de încastrare prin sudură a riglei pe fața exterioară a armăturii rigide a stâlpului are capacitatea portantă necesară, în ceea ce privește însă secțiunea de legătura a platbenzii armăturii rigide cu inima acesteia, este evident că aceasta aparține unui nod cu structură compusă, nod în care distribuția eforturilor trebuie să țină seama de prezența etrierilor, a armăturii longitudinale și a betonului. În consecință distribuția solicitărilor este cu totul alta decât într-un nod de structură metalică.

Astfel, sunt ignorate guseele orizontale aflate la intradosul tălpii armăturii rigide și guseele verticale de legătură dintre aripile tălpilor. Prin alcătuire însă nodul este un întreg rigid, cu elemente solidare conlucrând între ele. Modul de alcătuire al nodului ce urmează a fi analizat este prezentat în figura 3.4.

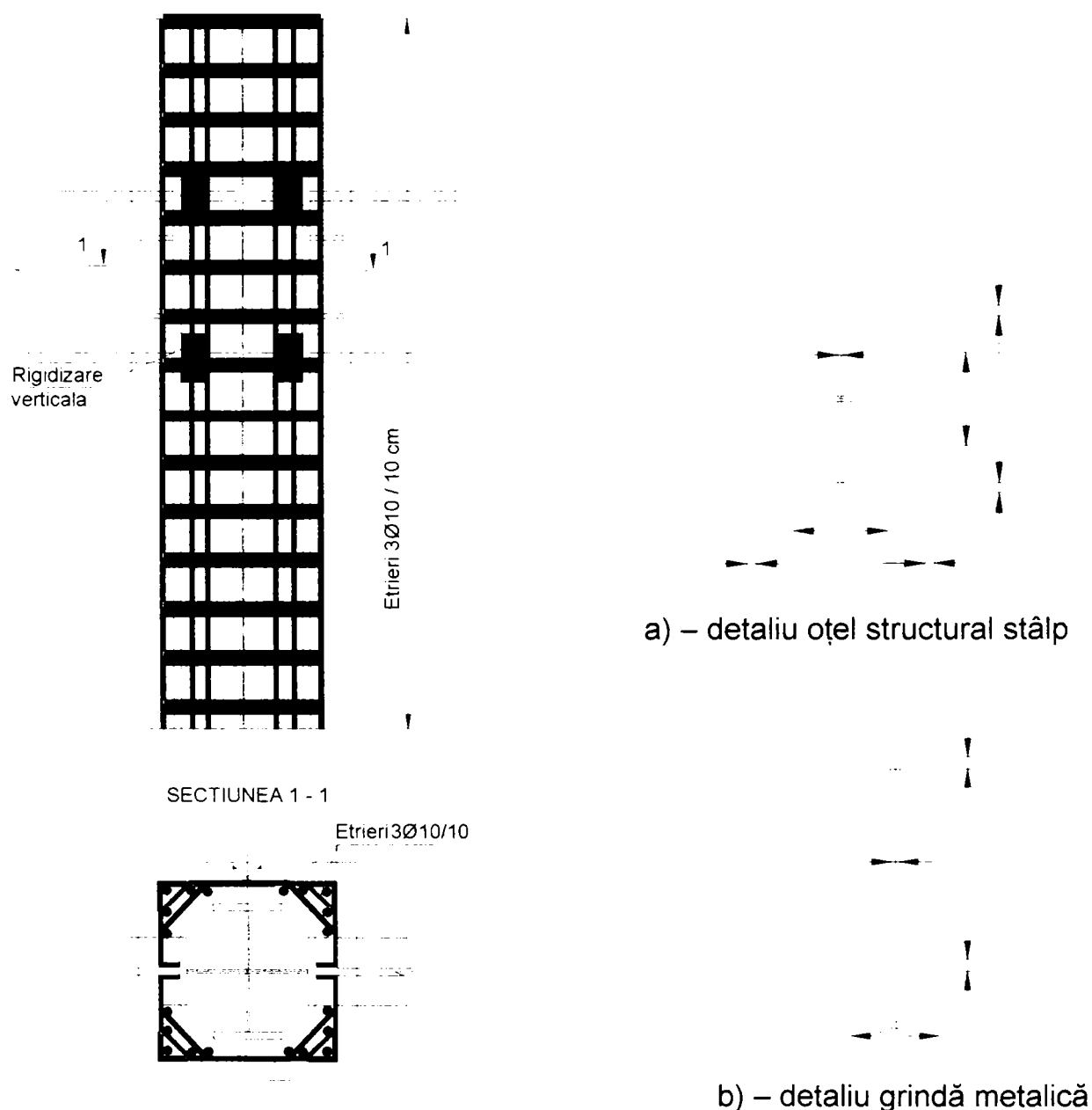


Figura 3.4 – Nodul și stâlpul compus analizat – detalii de alcătuire

3.3.1 Schema de calcul a nodului compus oțel-beton

Pentru a efectua calculul nodului compus așa cum este el alcătuit se propune schema de calcul prezentată în figura 3.5.

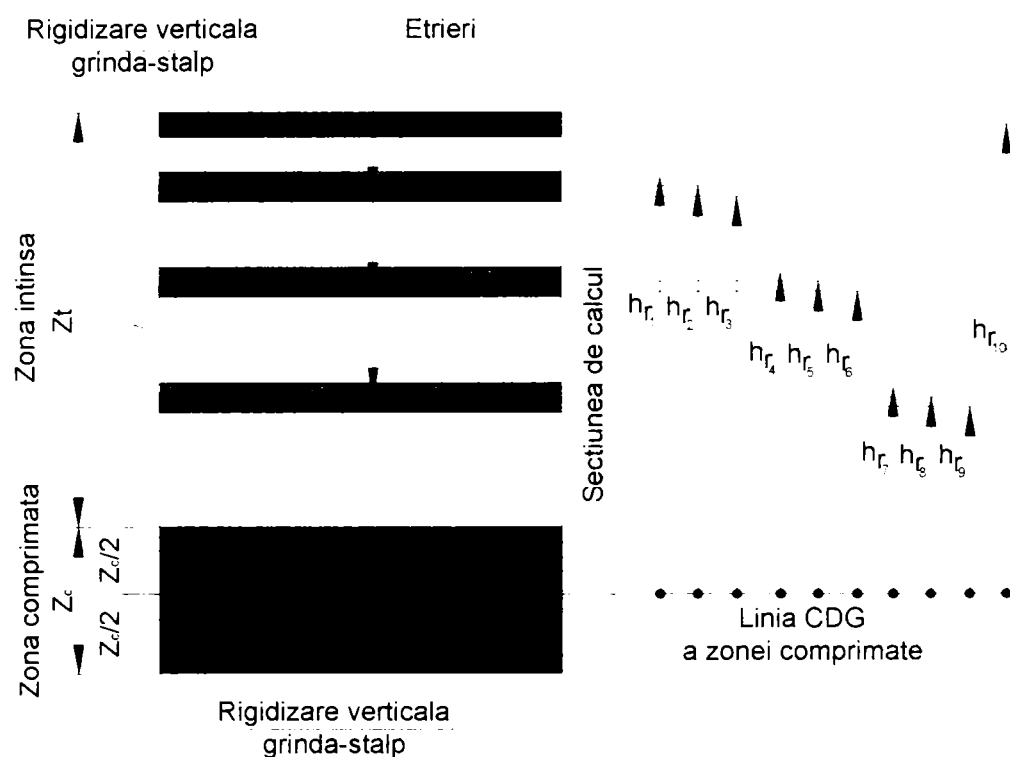


Figura 3.5 – Schema de calcul a nodului compus oțel-beton

Capacitatea de rezistență a îmbinării metalice sudate F_{rd} trebuie luată în calcul ca minimul rezistenței următoarelor componente:

- talpa stâlpului încovoiată $F_{t,fc,Rd}$
- inima stâlpului întinsă $F_{t,wc,Rd}$
- sudura grindă-stâlp
- talpa grinzii întinse
- panoul stâlpului la forfecare $V_{wp,Rd}/\beta$

Pentru un nod sudat, rezistența la întindere a tălpii stâlpului încovoiate nerigidizate poate fi evaluată conform J 24a [61] cu relația:

$$F_{t,Rd} = (t_{wc} + 2s + 7k t_{fc}) t_{fb} f_{y,fb} / \gamma_{Mo} \quad \text{dar} \quad F_{t,Rd} \leq 0,7 b_{fb} t_{fb} f_{y,fb} / \gamma_{Mo} \quad (3.2)$$

$$\text{în care } k = \left(\frac{t_{fc}}{t_{fb}} \right) \left(\frac{f_{y,fc}}{f_{y,fb}} \right) \quad \text{dar } k \leq 1; \quad s = \sqrt{2} \cdot a_c$$

În cazul de față caracteristicile geometrice ale secțiunii sunt următoarele:

$$b_{fb}=24\text{cm}; t_{fb}=3 \text{ cm}$$

$$b_{fc}=30\text{cm}; t_{fc}=3 \text{ cm}; t_{wc}=2 \text{ cm}; a_c=1\text{cm}, s = 1.41; z_t = 46\text{cm}; z_c = 19 \text{ cm}.$$

$$h_{r1} = 48\text{cm}; h_{r2} = 47\text{cm}; h_{r3} = 47\text{cm}; h_{r4} = 38\text{cm}; h_{r5} = 37\text{cm}; h_{r6} = 36\text{cm};$$

$$h_{r7} = 28\text{cm}; h_{r8} = 27\text{cm}; h_{r9} = 26\text{cm}; h_{r10} = 55.5 \text{ cm}$$

Cu aceste caracteristici rezistența la întindere a **tălpilor stâlpului** încovoiat este:

$$F_{t,Rd} = (2+2 \cdot 1.41+7 \cdot 1 \cdot 3)3 \cdot \frac{3500}{1.1} = 246464 \text{ daN}$$

dar

$$F_{t,Rd} \leq 0.7 \cdot 24 \cdot 3 \cdot \frac{3500}{1.1} = 160363 \text{ daN}$$

deci **$F_{t,Rd} = 160363 \text{ daN}$**

Rezistența de dimensionare a **inimii stâlpului** nerigidizată solicitată la întindere evaluată conform J 26 [61] este:

$$F_{t,Rd} = \eta \left(\frac{b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M_1}} \right) \quad (3.3)$$

în care $b_{eff} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + s)$; $s = \sqrt{2} \cdot a_c$

$$\gamma_{M_1} = 1.1$$

$$b_{eff} = 3 + 2 \sqrt{2} \cdot 1 + 5 (3 + 1.41) = 27,87 \text{ cm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{27.87 \cdot 2 \cdot 3500}{1.1} = 177354 \text{ daN}$$

Deoarece **sudura** prevăzută a fost sudură cu penetrare totală în K sudura se consideră ca având cel puțin rezistența elementului cel mai subțire al îmbinării evaluarea acesteia nefiind practic necesară pentru acest caz.

Capacitatea de rezistență a **tălpilor grinzii întinse** [29] este evaluată astfel:

$$F_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} \quad (3.4)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{72 \cdot 3500}{1.1} = 229090 \text{ daN}$$

Pentru nodurile la care stâlpul este înglobat complet în beton **rezistența panoului stâlpului la forfecare** este:

$$V_{wp,Rd} = V_{wp,a,Rd} + V_{wp,c,Rd} \quad (3.5)$$

$$V_{wp,a,Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}} \quad (3.6)$$

$$V_{wp,c,Rd} = v \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) A_c \sin \theta \quad (3.7)$$

$$V_{wp,a,Rd} = \frac{0.9 \cdot 318.1 \cdot 9000}{\sqrt{3}} = 150679 \text{ daN}$$

$$V_{wp,c,Rd} = 1.1 \cdot 11.3 \cdot 334282 \cdot \sin 55.8 = 343662 \text{ daN}$$

$$V_{wp,Rd} = 494341 \text{ daN}$$

Valoarea ce urmează a fi luată în calcul este deci:

$$F_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 160363 \text{ daN} \\ 177354 \text{ daN} \\ 229090 \text{ daN} \\ 494341 \text{ daN} \end{array} \right\} = 160363 \text{ daN}$$

Capacitatea de rezistență a unui rând de etrieri rectangulari se obține astfel:

$$F_{tr,Rd} = A_{r,s} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.8)$$

$$A_{r,s} = 0.785 \cdot 2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Cele două rânduri de etrieri hexagonali au capacitatea de rezistență la întindere după cum urmează:

$$A_{r,s} = 0.785 \cdot 2 \cdot 0.707 = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$F_{tr,Rd(1)} = 1.57 \cdot 3500 = 5495 \text{ daN} \quad \& \quad F_{tr,Rd(2)} = 1.11 \cdot 3500 = 3885 \text{ daN}$$

Deoarece rigidizarea verticală talpă grindă – talpă stâlp are un comportament similar cu un etrier rezistența la întindere a acesteia este:

$$F_{tr,Rd} = A_{r,s} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$A_{r,s} = 15 \cdot 1.5 \cdot 2 \cdot 0.707 = 31.8 \text{ cm}^2$$

$$F_{tr,Rd} = 31.8 \cdot 3500 = 111300 \text{ daN}$$

Prin urmare momentul capabil al nodului este

$$M_{j,Rd} = 5495 \cdot (48 + 38 + 28) + 3885 \cdot (47 + 46 + 37 + 36 + 27 + 26) + 111300 \cdot 55.5 + 62.5 \cdot 160363$$

$$M_{j,Rd} = 17677083 \text{ daN cm} = 176\,770 \text{ daNm}$$

Momentul plastic al grinzii metalice în conformitate cu prevederile din literatura de specialitate [29] este evaluat ca fiind:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.9)$$

$$W_{pl} = 2 \cdot (24 \cdot 3 \cdot 28.5 + \frac{1 \cdot 27^2}{2}) = 4833 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = 4833 \frac{3500}{1.1} = 153770 \text{ daNm}$$

După cum se observă în relația de calcul simplificată (3.1) a momentului capabil al nodului compus acesta se calculează ținând cont de prezența armăturii elastice (de etrieri) și de elementele care concură în nod . Formula nu ține însă cont și de aportul armăturii elastice longitudinale (verticale) din stâlp care traversează nodul.

3.3.2 Analiza cu elemente finite a nodului compus oțel-beton

Pentru a avea informații cât mai complete asupra stării de eforturi din nod, având în vedere alcătuirea spațială complexă a acestuia s-a recurs la efectuarea unor analize numerice atât în domeniul elastic cât și în domeniul postelasic.

Prima analiză efectuată a avut ca scop evaluarea stării de eforturi din nod, modul de distribuție al acestuia respectiv evaluarea rigidității nodului. Analiza a fost efectuată luând în calcul doar oțelul structural al nodului utilizând programul SAP 90. Oțelul structural și discretizarea cu elemente finite sunt prezentate în figura 3.6.

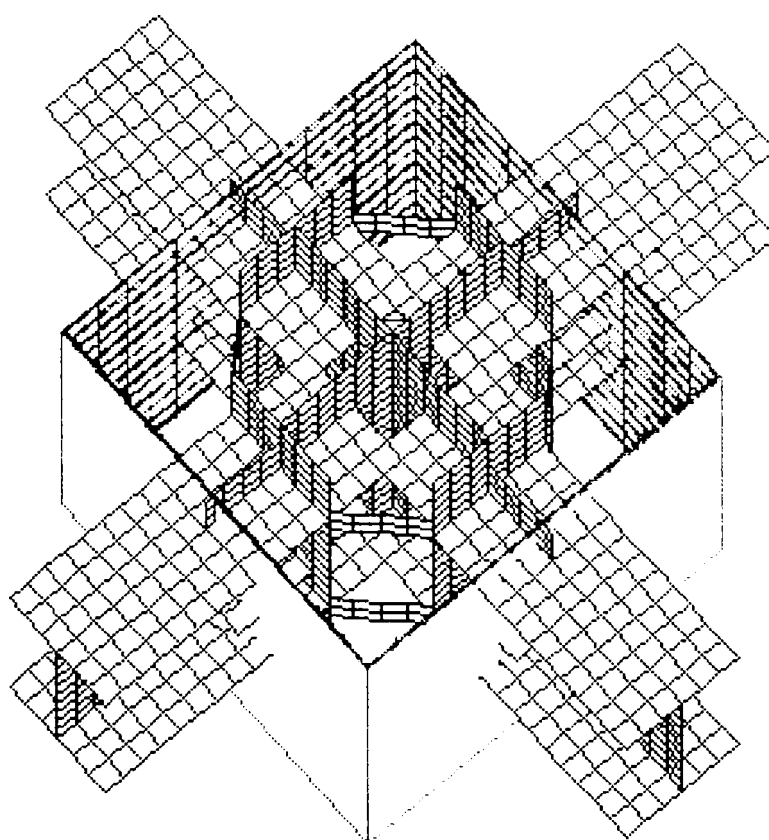


Figura 3.6 - Oțelul structural și discretizarea cu elemente finite

Având în vedere modalitatea complexă de alcătuire a nodului și capacitatea limitată de calcul a programului utilizat s-a recurs la utilizarea unui model pentru o jumătate din nod impunându-se bineînțeles condițiile de simetrie. Modelul și rețeaua de discretizare sunt prezentate în figura 3.7.

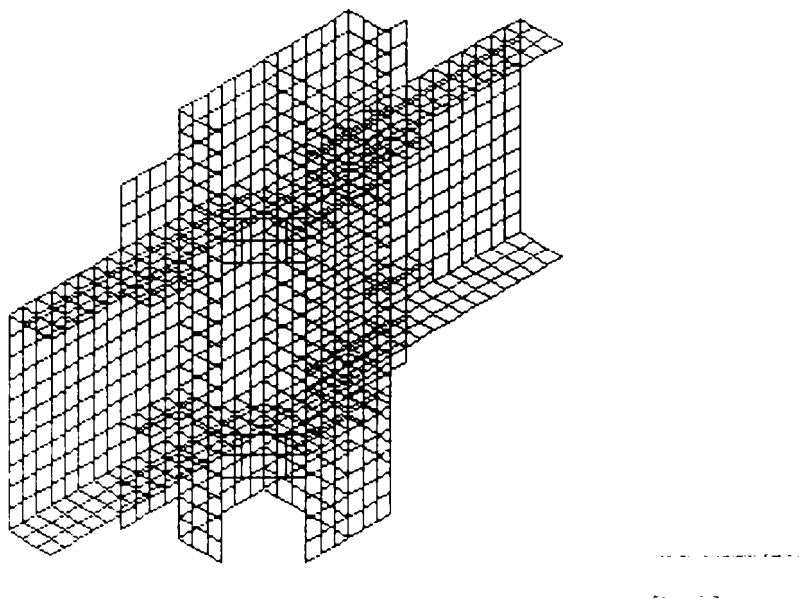


Figura 3.7 - Rețeaua de discretizare a oțelului structural din nod

Analizele au fost efectuate considerând două ipoteze de încărcare (la extremitățile grinzilor fig 3.8).

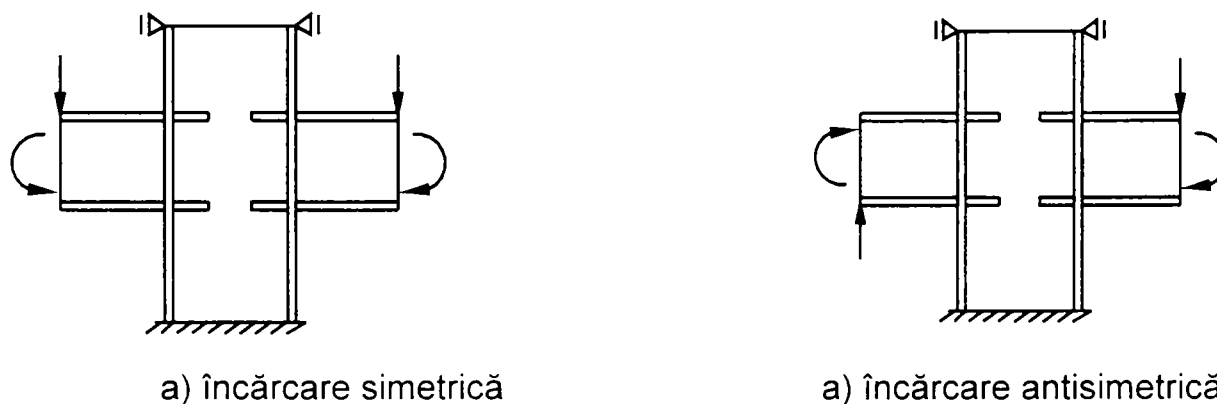


Figura 3.8 – Condițiile de rezemare și încărcare introduse în analiză

Aceste două ipoteze reprezintă de fapt încărcarea permanentă respectiv încărcarea seismică. Starea de eforturi σ_{\max} obținută în urma analizelor este prezentată în figurile 3.9 ÷ 3.12. Au fost analizate trei tipuri de noduri: nodul cu rigidizări orizontale interioare parțiale, nodul cu rigidizări interioare complete și fără rigidizări interioare.

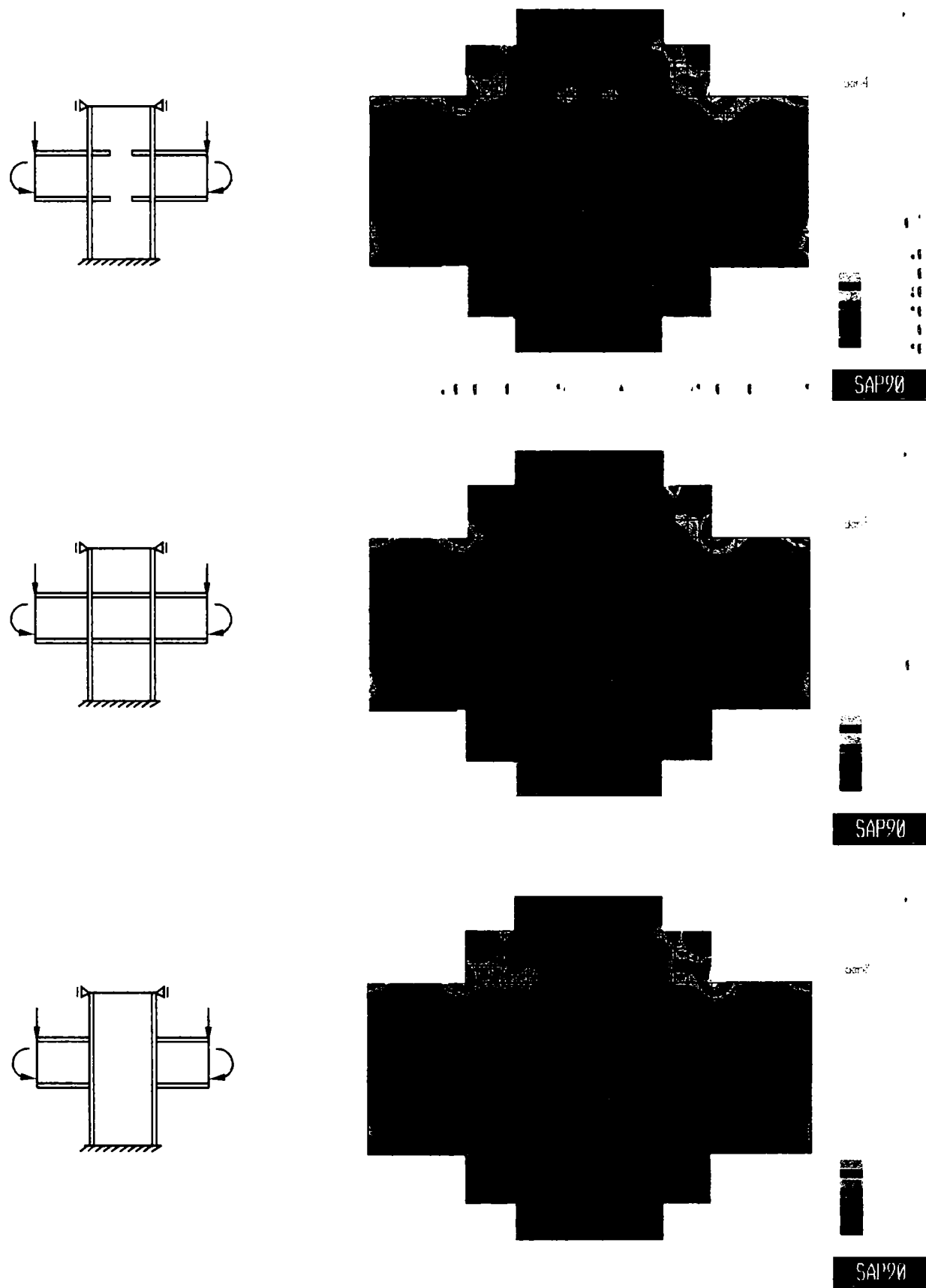


Figura 3.9 – Eforturile σ_{max} vedere din planul median –încărcare simetrică

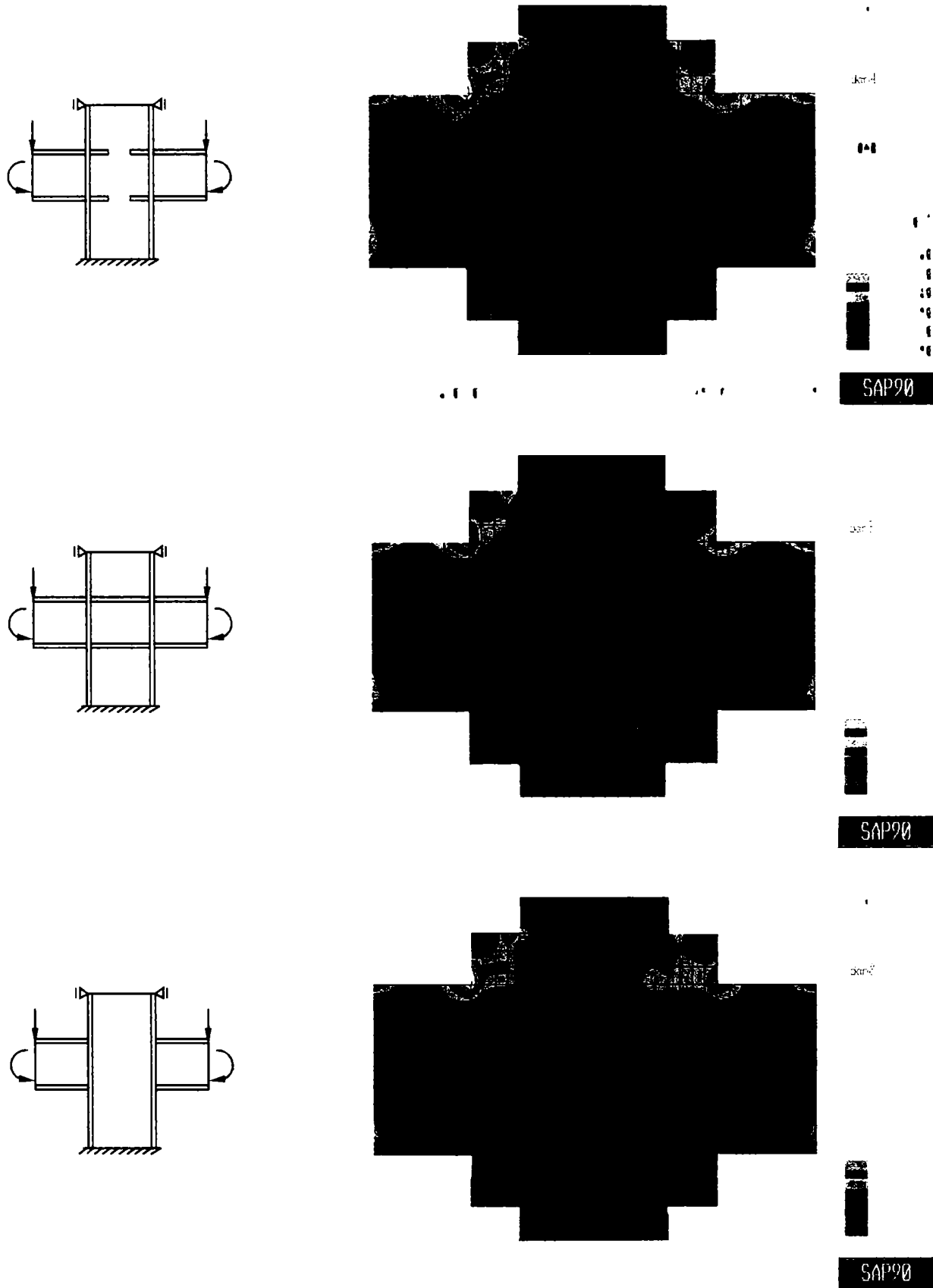


Figura 3.10 – Eforturile σ_{max} vedere din față –încărcare simetrică

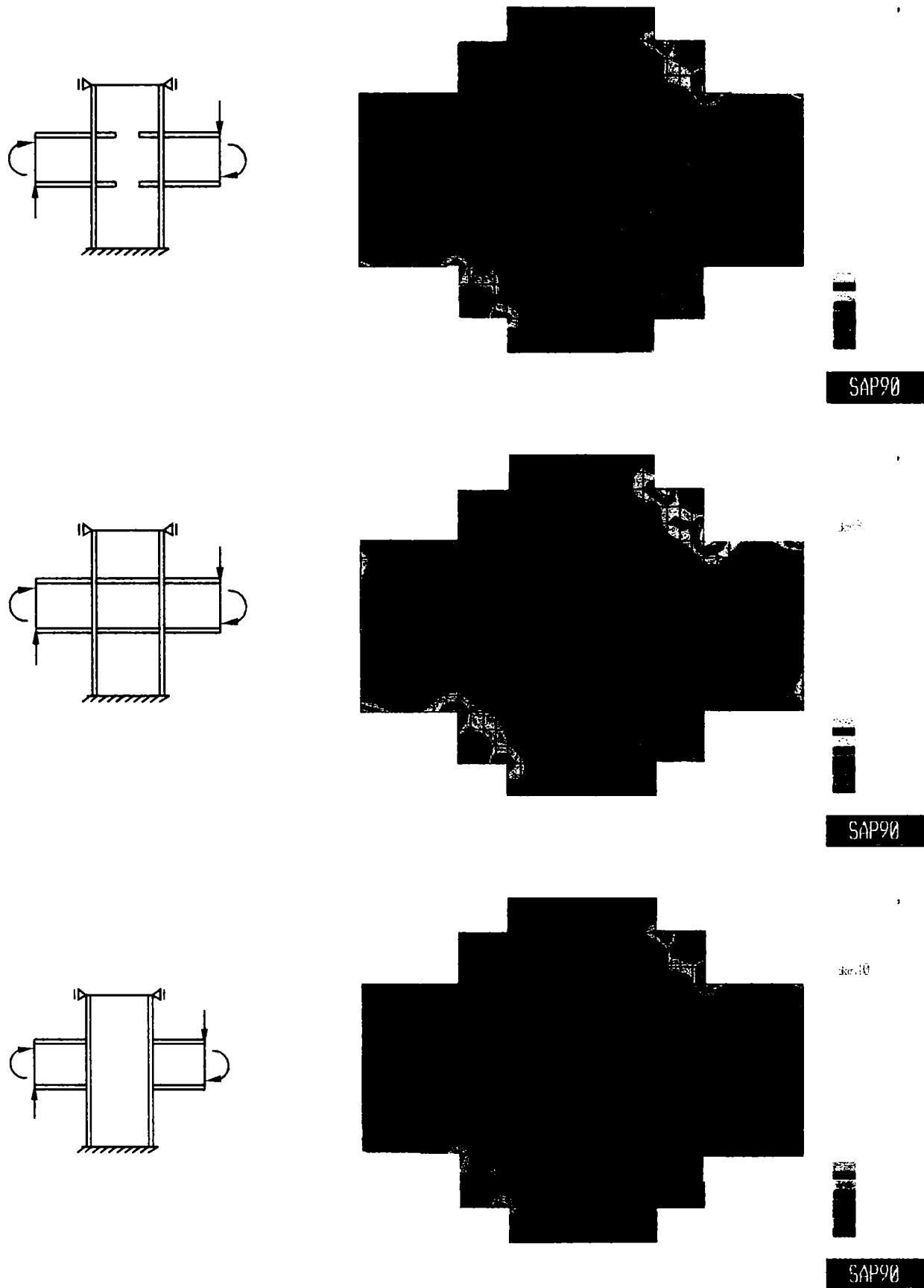


Figura 3.11 – Eforturile σ_{max} vedere din planul median –încărcare antisimetrică

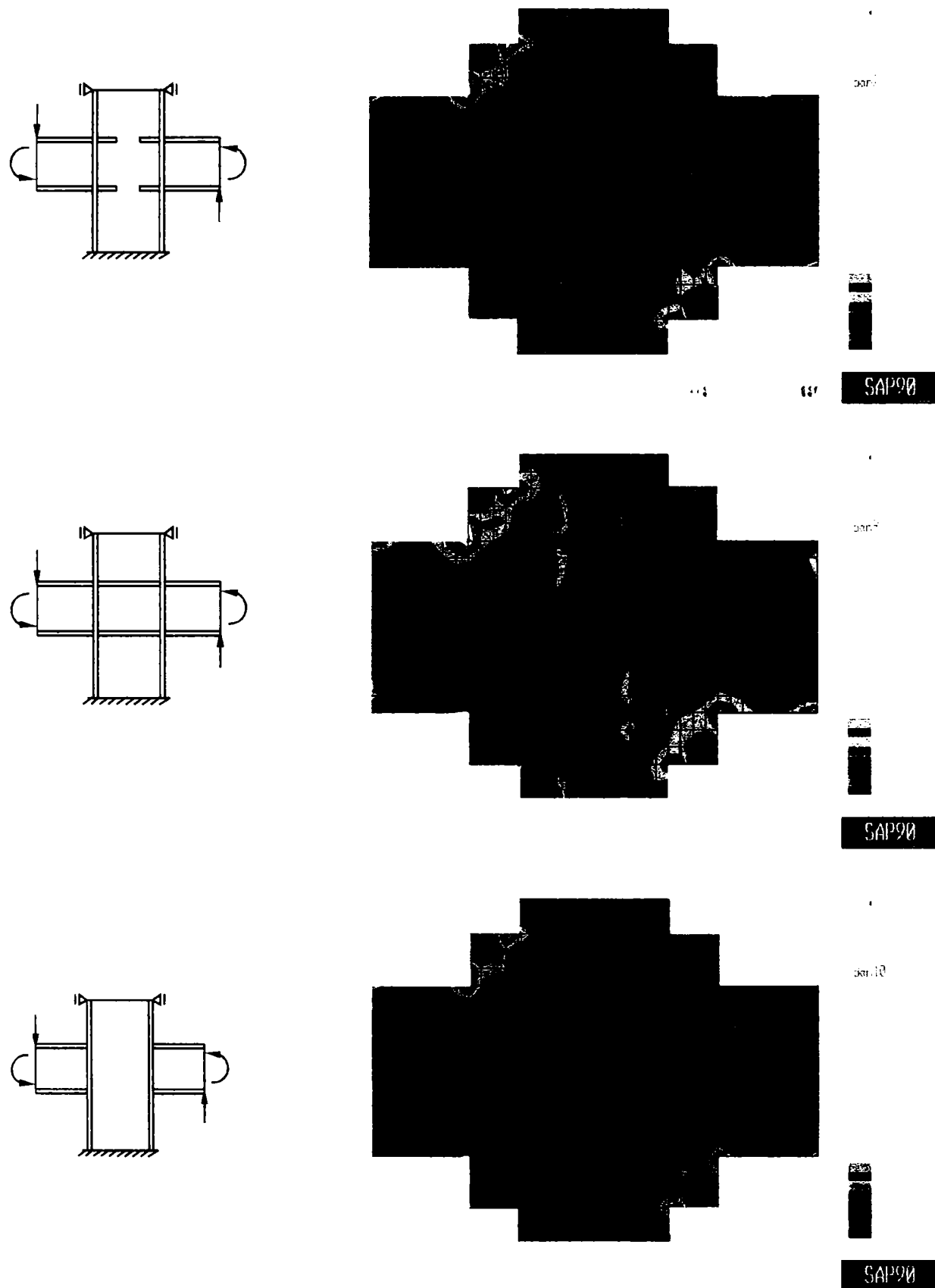


Figura 3.12 – Eforturile σ_{max} vedere din față –încărcare antisimetrică

În urma analizelor efectuate pot fi formulate următoarele concluzii:

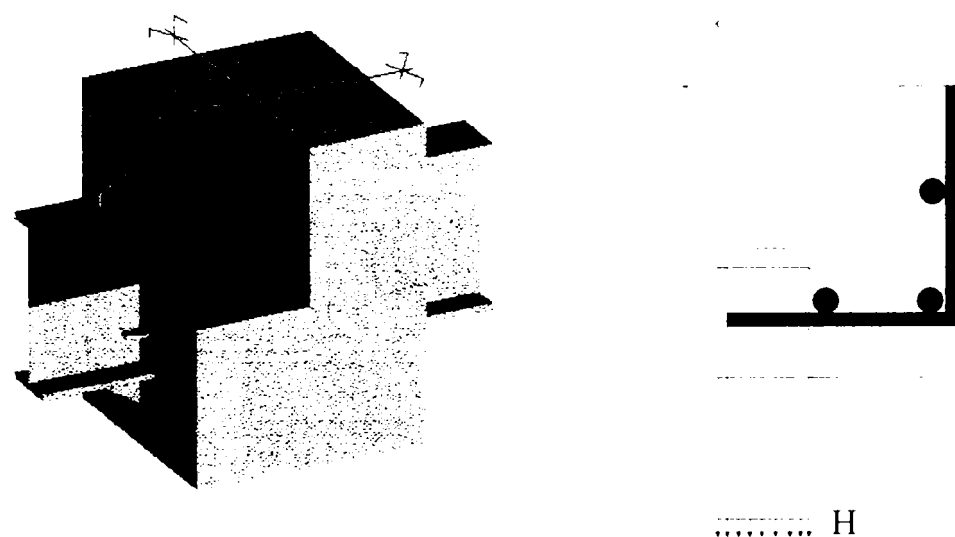
Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă – Teză de doctorat
Ing. Daniel DAN

- toate elementele constitutive ale nodului (inimă, tălpi și rigidizări) participă la preluarea eforturilor;
- deoarece nodul este alcătuit ca o secțiune dublu simetrică, flambajul panoului nodului este împiedicat;
- în toate cazurile analizate valoarea maximă a efortului se găsește în afara acestuia mai precis la nivelul rigidizării verticale dintre tălpile grinzilor și tălpile stâlpului;
- aportul rigidizărilor orizontale și verticale din nod nu poate fi neglijat datorită legăturii pe care acestea o realizează;
- la nodul proiectat se înregistrează o concentrare de eforturi în panoul nodului la capătul rigidizărilor orizontale de la nivelul tălpilei grinzii dar valoarea efortului nu depășește efortul maxim înregistrat în grindă;
- valoarea maximă nu se găsește la interfața talpă grindă – talpă stâlp deoarece nodul este prevăzut cu rigidizări;
- plasticizarea zonei din panoul nodului (zona "b" în conformitate cu Anexa J a EC3 [60]) nu poate fi atinsă decât după curgerea oțelului din rigidizările verticale talpă grindă – talpă stâlp;
- la nodul nerigidizat efortul în panoul acestuia este egal cu efortul din inima grinzii, deci plasticizarea probabilă nu este așteptată în nod;
- în cazul ipotezei de încărcare antisimetrică (încărcare seismică) efortul este în general mai mic decât în cazul încărcării simetrice (încărcarea permanentă).

Analiza neliniară a nodului compus cu ajutorul programului BIOGRAF

Pentru o mai bună cunoaștere a comportării nodului compus s-a analizat cu ajutorul programului de analiza neliniară BIOGRAF [52], starea de eforturi din nod într-o secțiune orizontală prin acesta la nivelul tălpii întinse ce pleacă din nod. S-a presupus că această zonă se găsește în stare plană de tensiuni.

Grosimea fâșiei s-a considerat egală cu grosimea guseului care leagă tălpile armăturii rigide. Fâșia conține talpa riglei, guseele orizontale de rigidizare precum și zonele aferente din inima și talpa armăturii rigide, precum și a guseului vertical dintre rigla și talpa stâlpului. Secțiunea analizată este prezentată în figura 3.13a. Au fost introduse în calcul betonul și etrierii orizontali din nod. Încărcarea aplicată provine din forța orizontală de la nivelul tălpii grinzii (figura 3.13b).



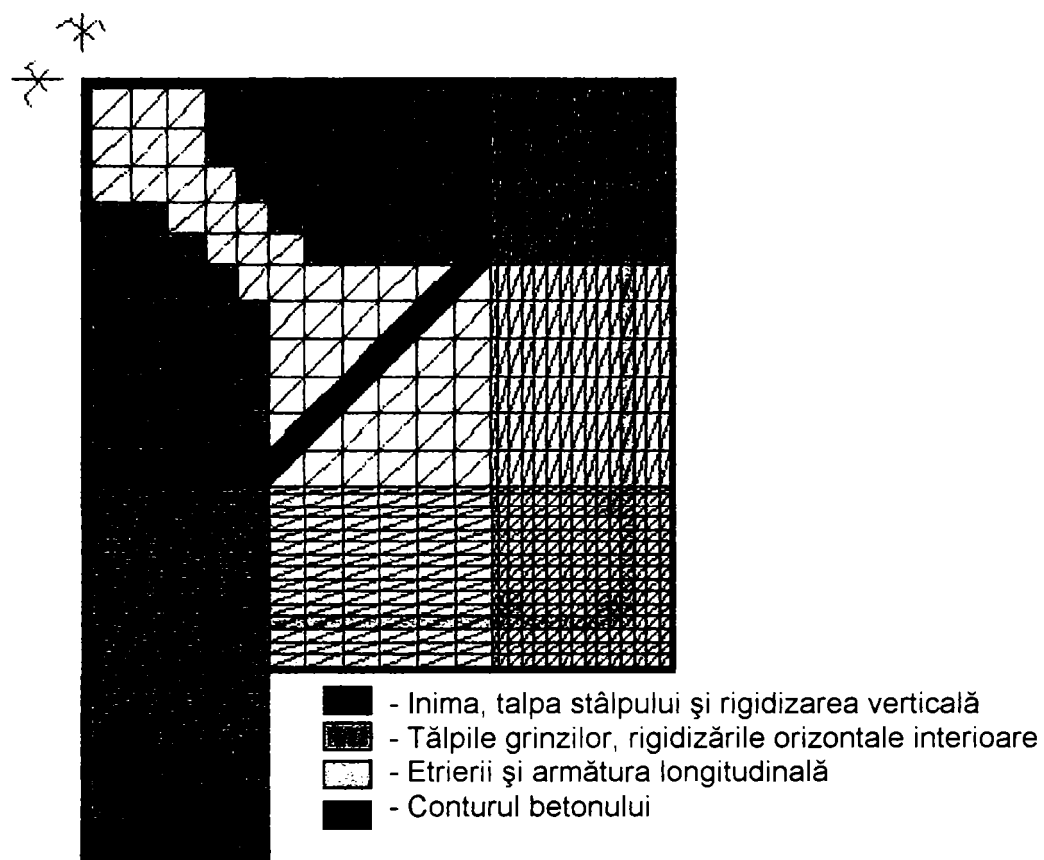
a) zona analizată

b) modul de încărcare

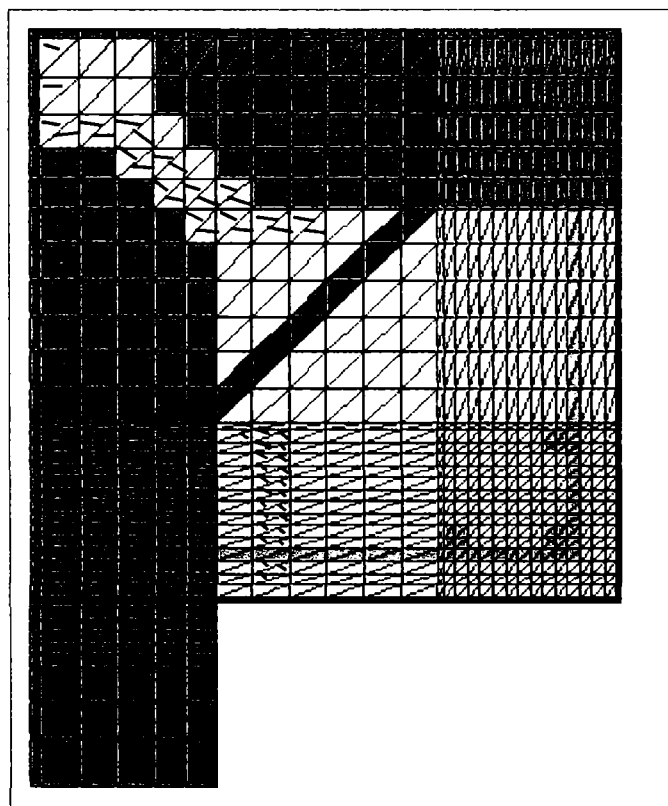
Figura 3.13 – Zona considerată în analiză și modul de încărcare

În figura 3.14 se prezintă modelarea cu elemente finite a nodului compus așa cum este el alcătuit cu armătură rigidă, elastică și beton. Pentru modelare s-au utilizat elemente finite triunghiulare. Rețeaua de discretizare a fost compusă din 1936 de noduri și 1944 de elemente finite. S-au utilizat condiții de margine corespunzătoare planelor de simetrie și încărcarea a fost distribuită la nivelul tălpilor grinzii.

Rezultatele analizei s-au concretizat în valorile eforturilor din armături și beton, releveul fisurilor, deformații.



a) rețeaua de elemente finite



b) distribuția fisurilor

Figura 3.14 – Rețeaua de elemente finite și starea de fisurare la cedare

Rezultatele obținute în urma analizei arată că efortul unitar în panoul nodului este foarte apropiat ca valoare cu cel din inima grinzii. În nod are loc o distribuție a eforturilor în toate elementele constitutive ale acestuia (oțel structural, armătură elastică și beton), ceea ce demonstrează că comportarea nodului compus oțel-beton este mai complexă și este diferită de cea a unui nod metalic. Este evident deasemenea că betonul din nod împiedică flambajul panoului nodului.

O altă analiză neliniară a fost efectuată considerând o secțiune verticală mediană prin nod. În acest caz au fost considerate ambele cazuri de încărcare simetrică și antisimetrică. Modelul și discretizarea cu elemente finite sunt prezentate în figura 3.15.

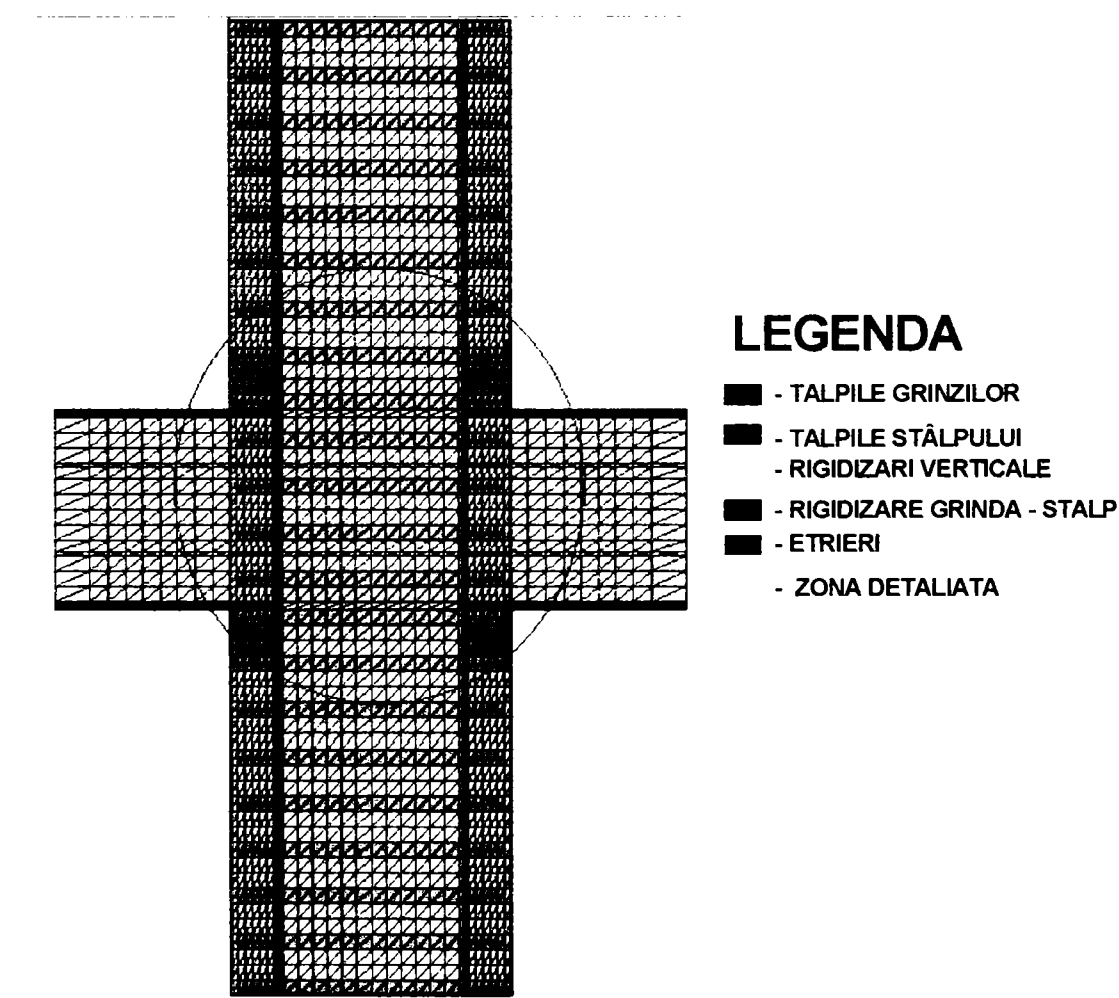


Figura 3.15 - Analiza neliniară în secțiune verticală

Evoluția fisurilor până la rupere odată cu creșterea efortului aplicat este reprezentată în figurile 3.16 – 3.17 .

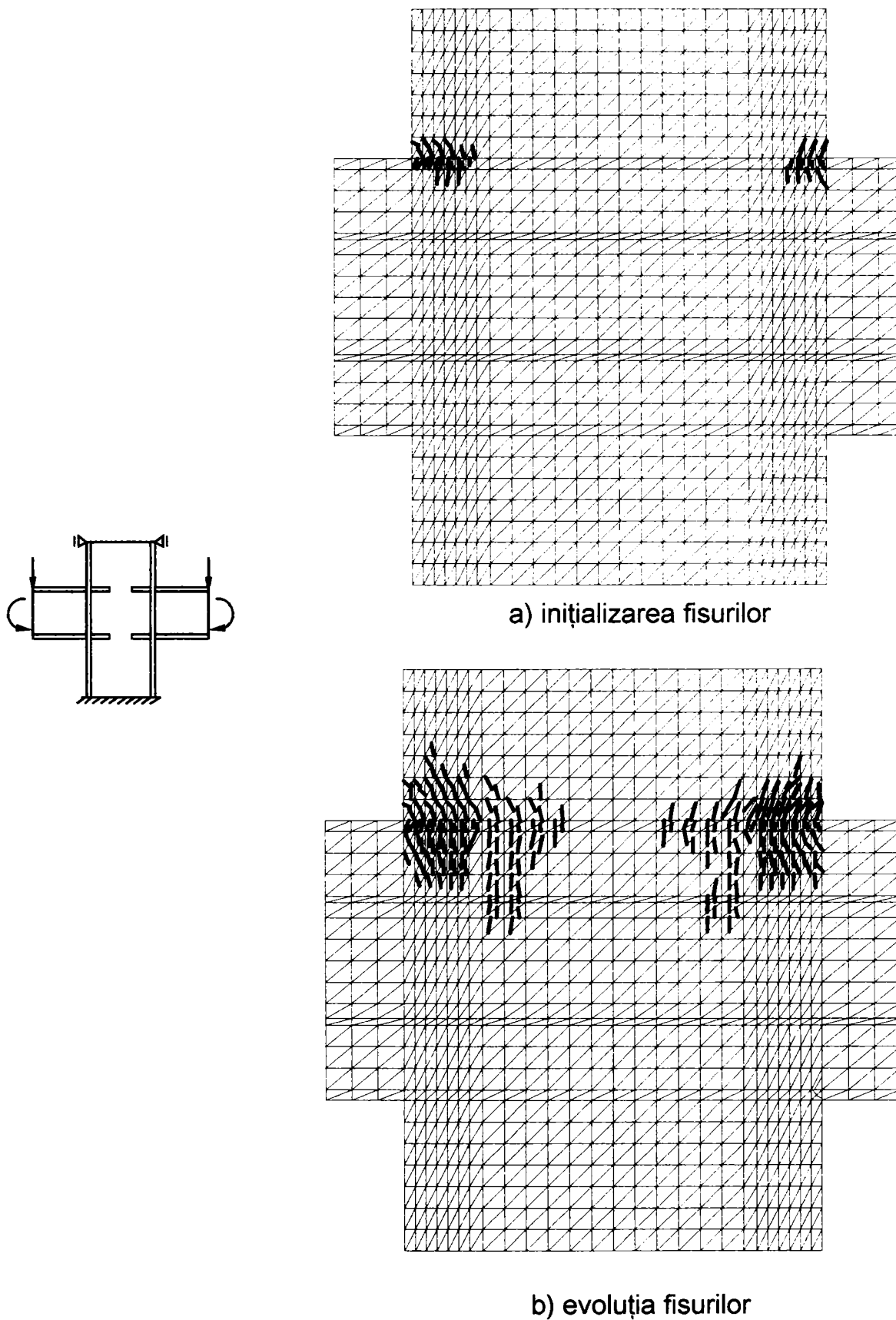


Figura 3.16 - Starea de fisurare încărcare simetrică

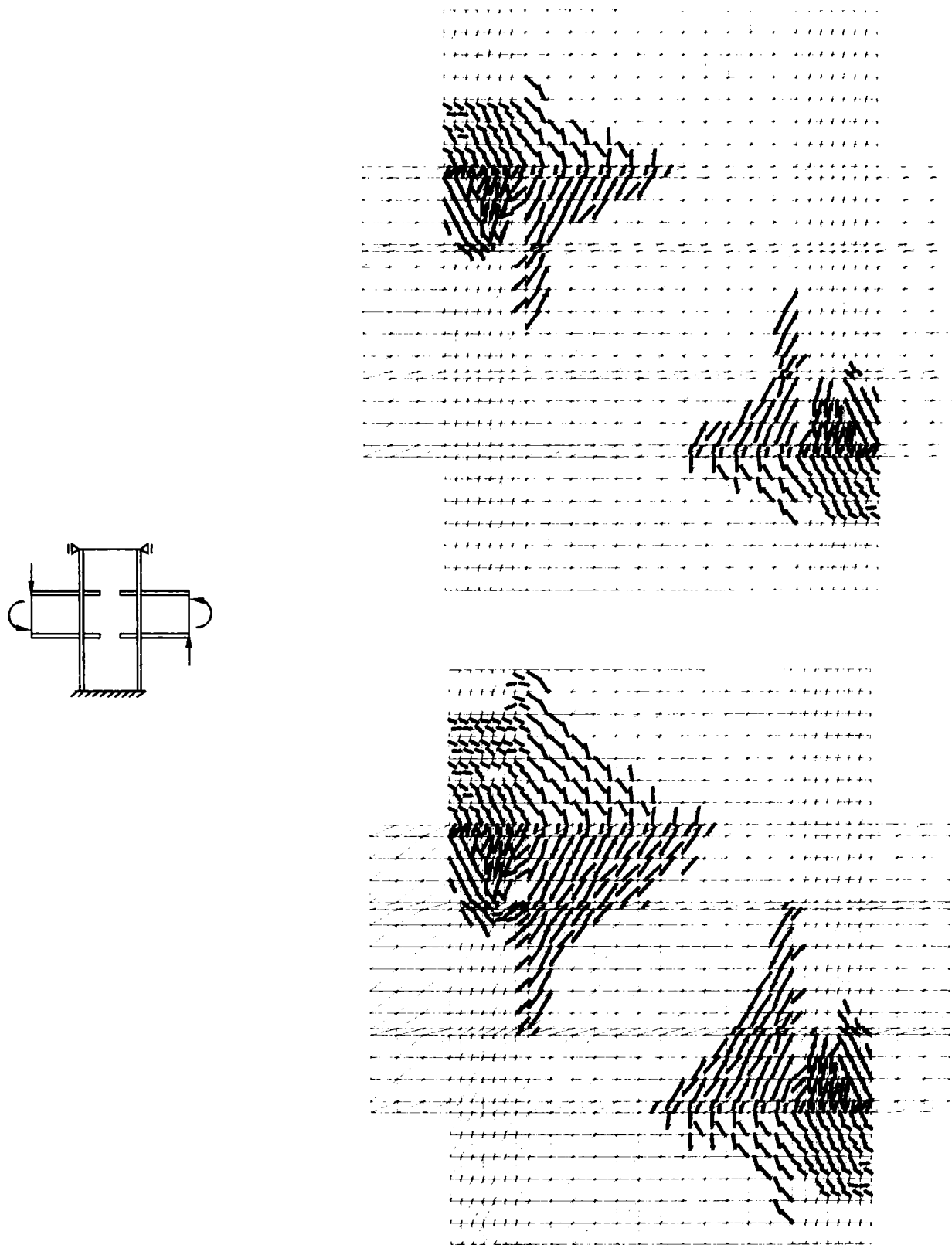


Figura 3.17 – Evoluția fisurilor încărcare antisimetrică

Evoluția fisurilor în ambele cazuri de încărcare este similară cu evoluția fisurilor nodurilor de cadre din beton armat. Analizele arată că zona plastică se situează în afara nodului în grinda de oțel.

Distribuția eforturilor în nod este reprezentată în figura 3.18.

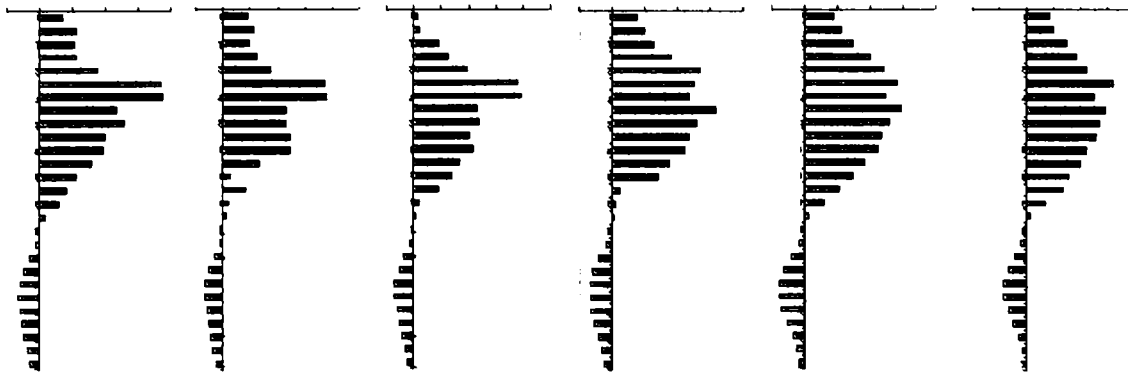


Figura 3.18 - Distribuția eforturilor unitare - încărcare simetrică –

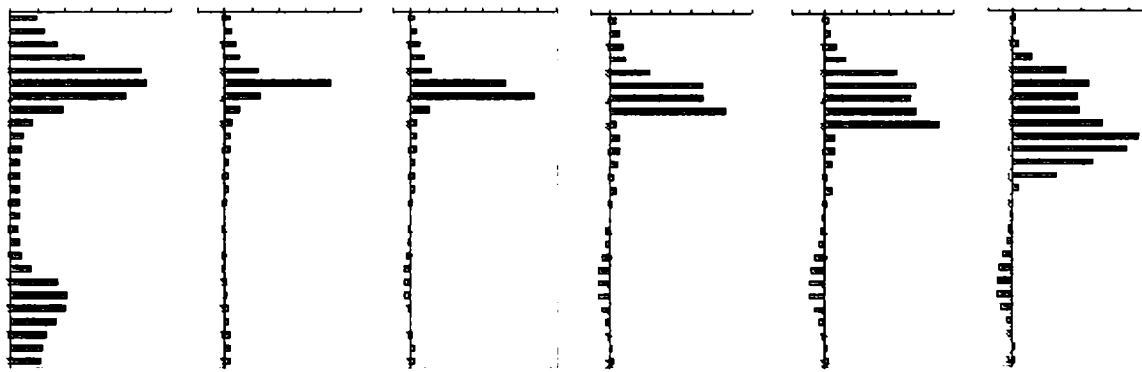


Figura 3.19 - Distribuția eforturilor unitare - încărcare antisimetrică –

Rezultate obținute arată că zona comprimată reprezintă 30% din înălțimea totală a grinzii. Utilizând această valoare momentul capabil a nodului calculat pe baza relațiilor simplificate a rezultat $M_{j, Rd} = 176770 \text{ daNm}$.

Momentul capabil obținut din analiza numerică nelineară pentru încărcarea simetrică este 192000 daNm . Ambele valori sunt superioare momentului plastic al grinzii $M_{pl, grindă} = 153770 \text{ daNm}$ ceea ce demonstrează că articulația plastică se va forma în grindă și nu în nod.

3.4 Concluzii

Având la bază rezultatele analizelor numerice și calculului simplificat se apreciază că tendința de a simplifica calculul și de a lua în considerare doar oțelul structural este inadecvată deoarece:

- în nodul compus are loc o redistribuire a stării de eforturi între oțelul structural, beton și armătura elastică;
- la calculul nodului trebuie avute în vedere redistribuțiile de eforturi spre beton și armătura elastică, starea de eforturi fiind departe de situația când ar exista doar oțelul structural;
- prezența betonului este benefică în interiorul nodului, acesta având pe de o parte rolul de a împiedica pierderea stabilității inimii stâlpului și pe de altă parte de a prelua eforturile de compresiune;
- ruperea nodului se produce începând cu fisurarea acoperirii cu beton din imediata vecinătate a grinzii de oțel;
- betonul din interiorul nodului fisurează în zona întinsă și se zdrobește în zona comprimată pe măsura creșterii solicitării.

CAPITOLUL 4

ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

4.1 Obiectul cercetării

Așa cum este bine știut norma europeană EUROCODE 4 este cea care reglementează alcătuirea și calculul elementelor compuse oțel-beton. În forma lui revizuită [63] Eurocodul 4 abordează la punctul 4.10.5 conceptul de nod compus ca și un element suplimentar necesar a fi calculat și dimensionat corespunzător.

Deși descrie ce se înțelege printr-un nod compus oțel beton, EC4 nu oferă principii și reguli de calcul specifice pentru elementele compuse ci face referiri la diverse prevederi ale EC3 [60]. În contrast cu EC4 – EUROCODE 3 oferă principii clare de calcul pentru mai multe tipuri de noduri.

Cercetările și analizele numerice efectuate după apariția EC4 au arătat că este impetuos necesară introducerea unei anexe care să reglementeze calculul nodurilor compuse oțel beton. Au fost elaborate mai multe propuneri de anexe printre care cea din 1996 [65]. Această propunere deși prezintă mai pe larg probleme specifice de calcul a nodurilor compuse se bazează în principiu tot pe Anexa J a EC3 [61] și Eurocodul 3 pentru calculul structurilor metalice. Totuși la paragraful noduri de cadre sudate J.3.6.5, în calcul se introduce pentru prima dată aportul armăturilor elastice transeversale (etrieri) la calculul momentului capabil al nodului.

Ulterior a apărut prima ediție a raportului intitulat „Calculul nodurilor compuse pentru clădiri” [65], ediție oficială unde conceptul de calcul menționat anterior apare combinat la paragraful J.3.6.4., ne fiind specificat clar nicăieri cum se calculează un nod compus sudat.

Având în vedere cele menționate mai sus considerăm motivată intenția de a efectua un studiu mai amplu, teoretic și experimental în ceea ce privește calculul nodurilor compuse oțel beton. Acest studiu va avea scopul de a verifica formulele simplificate date în literatura de specialitate în prezent prin exemple de calcul, analize numerice și verificări experimentale ale rezultatelor obținute în cele două metode menționate.

Încercările experimentale se vor efectua pe elemente confecționate la scara reală neinfluențându-se astfel comportarea reală a nodului.

Având ca bază relațiile de calcul prevăzute în literatura de specialitate cu privire la calculul nodurilor compuse oțel beton se poate determina capacitatea acestora pentru diferite tipuri de noduri alcătuite după anumite principii generale.

În cazul unor noduri cu alcătuire particulară calculele efectuate cu metodele simplificate nu țin cont de toate elementele ce concură în nod, calculul fiind condus în mod similar cu nodurile metalice. Procedeele moderne de calcul automate bazate pe utilizarea calculatorului electronic permit efectuarea în timp relativ scurt a unor analize aprofundate atât în domeniul elastic cât și post-elastic, analize care conduc de multe ori la valori ale capacității de rezistență a nodurilor diferite de cele rezultate în urma calculului simplificat.

În ideea de a pune în evidență participarea tuturor elementelor componente dintr-un nod compus oțel-beton și mai mult decât atât, de a culege informații cât mai exacte privind aportul adus de fiecare componentă a nodului (armătură rigidă, elastică și beton) s-a impus introducerea unui program de cercetări experimentale.

Programul de cercetări experimentale a fost structurat pe mai multe faze determinante:

- proiectarea (alcătuirea) modelului și calculul simplificat al acestuia;
- analiza numerică a elementului proiectat;
- încercări experimentale.

4.2 Proiectarea modelului experimental

4.2.1 Cerințe privind alcătuirea modelului experimental

Modelul experimental a fost conceput astfel încât să satisfacă următoarele cerințe principale:

- modelul (tipul) de alcătuire a nodului să fie similar cu cel folosit la o clădire administrativă din Timișoara;
- capacitatea de rezistență a elementului proiectat să nu depășească valoarea care o poate dezvolta în element dispozitivele experimentale (pistoanele standului de încercare), mai mult această capacitate să fie cu cca 25% mai mică;

- dimensiunile să fie corespunzătoare unei structuri reale; deasemenea se va avea în vedere ca dimensiunile propuse să permită amplasarea mijloacelor de culegere a datelor în timpul încercării;

- dimensionarea grinzilor ce concură în nod s-a făcut astfel încât ruperea elementului proiectat să se producă în interiorul nodului în oțelul structural pe cât posibil odată cu cedarea betonului.

Pentru a afla care este aportul elementelor constitutive ale nodului la preluarea solicitărilor se propune ca nodul compus să fie astfel dimensionat încât ruperea să aibă loc în interiorul acestuia. Prin aceasta practic se ignoră prevederile de alcătuire ale structurilor în cadre care impun dimensionarea elementelor ce concură într-un nod astfel încât articulațiile plastice să se formeze în grinzi, dar alegerea fiind justificată de faptul că din rezultatele cercetărilor se va putea îmbunătăți modul de calcul simplificat în cazul nodurilor compuse.

4.2.2. Alcătuirea și calculul simplificat al elementelor experimentale

Pornind de la cerințele principale menționate în paragraful 4.2.1 s-a alcătuit elementul experimental după care cu ajutorul metodelor de calcul simplificate s-a determinat momentul capabil al nodului compus.

Dimensiunile geometrice ale nodului compus oțel beton sunt prezentate în detaliu în planșele 1 și 2.

Pentru a putea afirma că nodul este corect dimensionat s-a recurs la verificarea tuturor elementelor ce concură în nod utilizând relații de calcul specifice precizate în EC3 [60] – EC4 [63, 64] și Anexele J [61, 62, 65, 66] ale acestora.

Calculul a fost condus pe etape determinându-se, momentele capabile ale stâlpului, a grinzii și în final a nodului. S-a impus calculul momentelor capabile ale stâlpului și grinzii deoarece obiectivul principal al încercărilor experimentale a fost de a studia modul de rupere al nodului. Acest lucru va permite cunoașterea mai detaliată a modului de cedare al unui nod de cadru compus oțel beton și totodată va putea oferi informații pentru activitatea de proiectare, informații necesare pentru a evita formarea unor articulații plastice în noduri.

4. 2. 2. 1 Calculul stâlpului

4. 2. 2. 1. 1 Caracteristicile stâlpului ce concură în nod

Tipul stâlpului: Secțiune de oțel complet înglobată în beton

Lungimea : 1450 mm (specimen experimental) / 4000 mm în realitate

4. 2. 2. 1. 2 Proprietățile materialelor

Tabelul 4.1

Oțelul structural:	
Tipul oțelului	OL 37
Rezistența de curgere	$f_y = 240 \text{ N / mm}^2$
Modulul de elasticitate	$E_a = 210 \text{ KN / mm}^2$
Beton :	
Clasa betonului	C20 / 25
Rezistența caracteristică	$f_{ck} = 20 \text{ N / mm}^2$
Modulul de elasticitate	$E_{cm} = 29 \text{ KN / mm}^2$
Armătura elastică:	
Tipul oțelului	PC52
Rezistența caracteristică	$f_{sk} = 345 \text{ N / mm}^2$
Modulul de elasticitate	$E_a = 210 \text{ KN / mm}^2$
Coeficienți parțiali de siguranță:	
Oțelul structural	$\gamma_a = 1,1$
Beton	$\gamma_c = 1,5$ – fundamental $\gamma_c = 1,35$ – pt. evaluarea rigidității la încovoiere
Armătura elastică	$\gamma_s = 1,15$
Rezistențele de calcul	
Oțelul structural	$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{240}{1,1} = 218,1 \text{ N / mm}^2$
Beton	$f_{cd} = \frac{\alpha_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 20}{1,5} = 11,3 \text{ N / mm}^2$
Armătura elastică	$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{345}{1,15} = 300 \text{ N / mm}^2$

4. 2. 2. 1. 3 Limitele de aplicabilitate ale metodei simplificate

Metoda simplificată poate fi aplicată dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- Stâlpul are o secțiune dublu simetrică;
- $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ (procentul oțelului structural);
- Zveltețea $\bar{\lambda} \leq 2,0$
- Secțiunea de oțel complet înglobată în beton satisface relațiile privitoare la acoperirea cu beton
 - în direcția y, $40\text{mm} \leq C_y \leq 0,4 b$
 - în direcția z, $40\text{mm} \leq C_z \leq 0,3 h$
- Aria armăturii elastice longitudinale nu trebuie să depășească $0,04 A_c$.

Aceste limite vor fi verificate după calculul tuturor elementelor necesare.

4. 2. 2. 1. 4 Secțiunea transversală curentă și caracteristicile acesteia

Stâlpul compus are o secțiune dublu simetrică alcătuită din două profile dublu T perpendiculare între ele, 12 armături cu diametrul de 12 mm și etreri dispuși câte doi în fiecare secțiune, unul perimetral și unul octogonal care leagă între ele barele longitudinale de armătură. Profilele dublu T sunt confecționate din table sudate. Detaliile secțiunii transversale sunt prezentate în fig. 4.1.

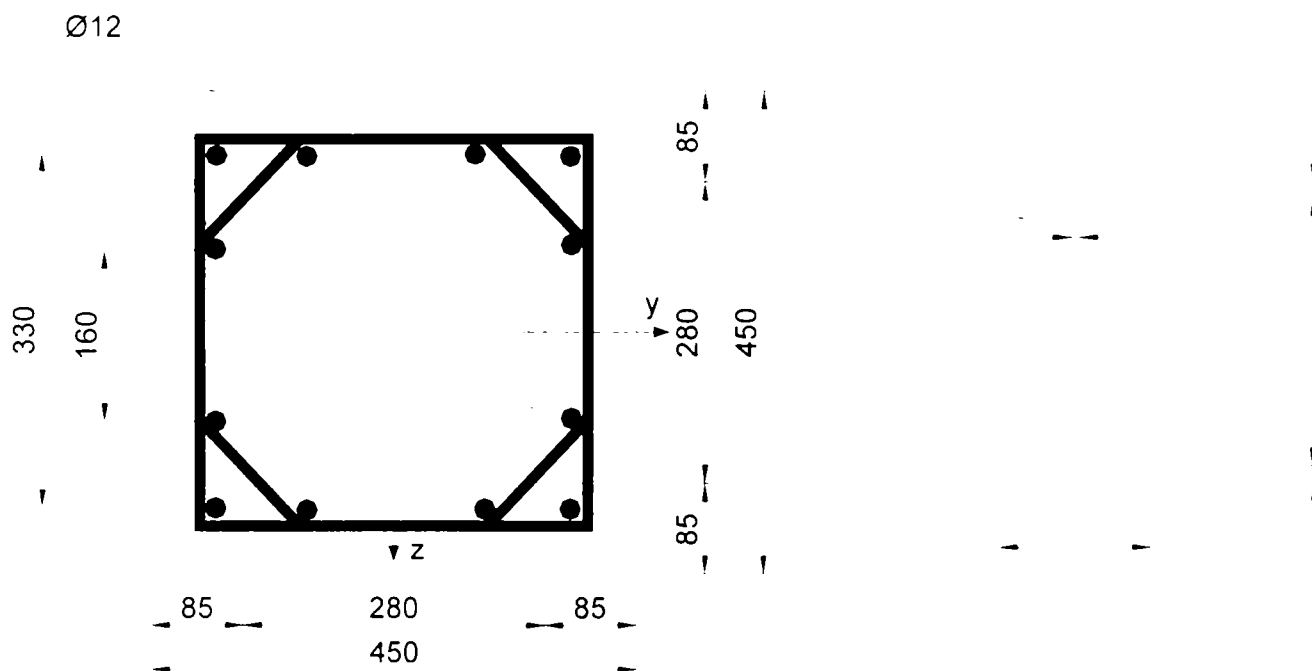


Figura 4.1 – Secțiunea transversală a stâlpului compus oțel-beton

Caracteristicile geometrice ale oțelului structural sunt prezentate în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2

Notății conform EC4 – 4.8.1 [63]	Valori
B	140 mm
H	280 mm
t_w	8 mm
t_f	15 mm
A_a	$123,36 \times 10^2 \text{ mm}^2$
I_{ay}	$9109,1 \times 10^4 \text{ mm}^4$
I_{az}	$9109,1 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Caracteristicile armăturii elastice longitudinale:

- se utilizează 12 bare ϕ 12 mm, $A_s = 1356 \text{ mm}^2$

Aria betonului și acoperirea cu beton

$$A_c = 450 \times 450 - 12336 - 1356 = 188808 \text{ mm}^2$$

$$0,04A_c = 7552 \text{ mm}^2$$

$$c_y = c_z = \frac{450 - 280}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$0,4 b = 0,4 \times 140 = 56 \text{ mm}$$

$$0,3 h = 0,3 \times 280 = 84 \text{ mm}$$

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{1356}{188808} \times 100 = 0,71\% > 0,3\%$$

4.8.3.1 (3.d) [63]

4.8.2.5 (3) [63]

4. 2. 2. 1. 5 Verificarea dimensionării

4. 2. 2. 1.5.1 Evaluarea rezistenței plastice la compresiune a secțiunii transversale

Rezistența plastică la compresiune, $N_{Pl,Rd}$ a secțiunii transversale este obținută însumând rezistențele plastice ale componentelor

$$\begin{aligned}
 N_{Pl,Rd} &= A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} && 4.8.3.3 (1) [63] \\
 &= 12336 \times 218,1 + 188808 \times 11,3 + 1356 \times 300 \\
 &= 2690 + 2133,5 + 406,8 = 5230,3 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

4. 2. 2.1.5.2 Calculul aportului oțelului structural

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{12336 \times 218,1 \times 10^{-3}}{5230} = 0,51 \quad 4.8.3.4 [63]$$

4.2.2.1.5.3 Evaluarea rigidității elastice efective a secțiunii compuse pentru acțiunile de scurtă durată (identic după ambele axe de inerție)

$$(EI)_{ey} = E_a I_{ay} + 0,8 E_{cd} I_{cy} + E_s I_{sy} \quad 4.8.3.5 [63]$$

$$E_a I_{ay} = 210 \times 9109,1 \times 10^4 = 19129 \times 10^6 \text{ KNmm}^2$$

$$\begin{aligned}
 E_s I_{sy} &= 210 \times \left[904 \times \left(\frac{330}{2} \right)^2 + 452 \times \left(\frac{160}{2} \right)^2 \right] \\
 &= 5775,8 \times 10^6 \text{ KNmm}^2
 \end{aligned}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{29,0}{1,35} = 21,48 \text{ KN / mm}^2$$

$$0,8 E_{cd} I_{cy} = 0,8 \times 21,48 \times$$

$$\begin{aligned}
 &\times \left[\frac{450 \times 450^3}{12} - 9109,1 \times 10^4 - 904 \times \left(\frac{330}{2} \right)^2 - 452 \times \left(\frac{160}{2} \right)^2 \right] \\
 &= 17,18 \times (3417,1 - 9109 - 24,6 - 2,89) \times 10^6 \\
 &= 56668,5 \times 10^6 \text{ KNmm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (EI)_{ey} &= (19129 + 5775,8 + 56668,5) \times 10^6 \\
 &= 81573,3 \times 10^6 \text{ KNmm}^2 \text{ sau } 81573 \text{ KNm}^2
 \end{aligned}$$

4.2.2.1.5.4 Evaluarea zvelteții $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plR}}{N_{cr}}} \quad 4.8.3.7 (2) [63]$$

$$\begin{aligned} N_{plR} &= A_a f_y + A_c 0,85 f_{ck} + A_s f_{sk} && 4.8.3.3 [63] \\ &= (12336 \times 240 + 188808 \times 0,85 \times 20 + 1356 \times 345) \times 10^{-3} && 4.8.3.7 (2) [63] \\ &= 2960,6 + 3209,7 + 467,8 = 6638 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$N_{cry} = N_{crz} = \pi^2 \left[\frac{(EI)_{ey}}{l^2} \right] \quad 4.8.3.7 (1) [63]$$

Specimenul experimental (1450mm)

$$N_{cry} = N_{crz} = \pi^2 \left[\frac{81573}{2,1} \right] = 383377 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{6638}{383377}} = 0,13$$

Stâlp real (4000mm – lungime)

$$N_{cry} = N_{crz} = \pi^2 \left[\frac{81573}{16} \right] = 50318 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{6638}{50318}} = 0,36$$

4.2.2.1.5.5 Verificarea limitelor de aplicabilitate a metodei simplificate

Tabelul 4.3

Condiția care se verifică	Verificarea	Prescripția EC4 [63]
Stâlpul are o secțiune dublu simetrică	DA	4.8.3.1 (3a)
$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	DA	4.8.3.4 4.8.3.1 (3b)
Zvelteța $\bar{\lambda} \leq 2,0$	DA	4.8.3.7 4.8.3.1 (3c)
Acoperirea cu beton <ul style="list-style-type: none"> • în direcția y, $40\text{mm} \leq C_y \leq 0,4 b$ • în direcția z, $40\text{mm} \leq C_z \leq 0,3 h$ 	DA	4.8.3.1 (3d)
$A_s < 0,04 A_c$	DA	4.8.3.1 (3e)

Concluzie : Se poate aplica metoda simplificată deoarece condițiile sunt satisfăcute.

Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă – Teză de doctorat
Ing. Daniel DAN

4.2.2.1.5.6 Verificarea efectelor încărcărilor de lungă durată 4.8.3.5 (2) [63]

Pentru stâlpi zvelți cu excentricități mici ale încărcării EC4 prevede ca să se țină cont de efectul încărcărilor de lungă durată asupra rigidității elastice reale la încovoiere. Pentru a fi luat în calcul acest efect este necesar ca să fie îndeplinite următoarele condiții:

- Zveltețea adimensională $\bar{\lambda}$ în planul de încovoiere considerat depășește valoarea dată în tabelul 4.6 al EC. 4 adică pt. secțiuni complet înglobate în beton $\bar{\lambda} > 0,8$;
- $\frac{e}{d} < 2$

unde

$$e = \frac{M_{\max Sd}}{N_{Sd}}$$

d = este grosimea totală a ST în planul de încovoiere considerat.

Deoarece în cazul nostru

$$\bar{\lambda} = 0,13 < 0,8$$

NU este necesar să se țină cont de efectul încărcărilor de lungă durată la calculul rezistenței ultime.

4.2.2.1.5.7 Evaluarea rezistenței stâlpului compus supus la compresiune axială

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi N_{Pl,Rd}$$

$$N_{Pl,Rd} = 5230,3 \text{ KN}$$

χ - coeficient de reducere datorat flambajului

Prin interpolare liniară pt

$\bar{\lambda} = 0,13$ și curba b (încovoiere după axa principală de inerție)

$$\chi = 1$$

$\bar{\lambda} = 0,13$ și curba c (încovoiere după axa secundară de inerție)

$$\chi = 1$$

Deci $N_{b,Rd} = N_{Pl,Rd} = 5230,3 \text{ KN}$

4.8.3.8 [63]

5.5.1& Tabelul 5.5.2 [60]

4.8.3.8 (2) [63]

4.2.2.1.5.8 Verificarea efectelor de ordinul II

4.8.3.10 [63]

Nu este necesară verificarea efectelor de ordinul II pentru stâlpi cu secțiune compusă oțel beton, rigizi și izolați dacă:

$$\frac{N_{sd}}{N_{cry}} \leq 0,1$$

4.8.3.10 (3)

N_{sd} – Forța axială de dimensionare care acționează pe stâlp

Propunem pentru N_{sd} valoarea maximă a capacității pistonului standului de încercare și anume 100 t = 1000 KN

În acest caz

$$\frac{N_{sd}}{N_{cry}} = \frac{1000}{383377} = 0,026 \ll 0,1$$

deci **NU** este necesară verificarea de ordinul II.

4.2.2.1.5.9 Evaluarea rezistenței stâlpului compus supus acțiunii combinate de compresiune și încovoiere uni-axială

4.8.3.11 [63]

Rezistența la compresiune a betonului, $N_{Pm,Rd}$ se obține astfel:

$$N_{Pm,Rd} = A_c f_{cd} = 188808 \times 11,3 \times 10^{-3} = 2133,5 \text{ KN} \quad \text{C.8}$$

Momentul plastic $M_{pl,Rd}$ se obține însumând contribuția secțiunii de oțel, a armăturii elastice și a betonului.

Modulul plastic al secțiunii de oțel este:

$$W_{pa} = \frac{(h - 2t_f)t_w^2}{4} + bt_f(h - t_f) \quad \text{C.10}$$

$$W_{pa} = \frac{(280 - 2 \times 15) \times 8^2}{4} + 140 \times 15(280 - 15) = 560,5 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Modulul plastic al armăturii elastice este:

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{s_i} e_i \quad \text{C.9}$$

$$W_{ps} = \left[904 \times \frac{330}{2} + 452 \times \frac{160}{2} \right] = 185,3 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Modulul plastic al betonului este:

$$W_{pc} = \frac{b_c x h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{pc} = \frac{450 \times 450^2}{4} - 560,5 \times 10^3 - 185,3 \times 10^3 = 22035 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Verificarea poziției axei neutre

$$\text{- în inima profilului } h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})}$$

C.12

$$\text{- în talpa profilului } \frac{h}{2} - t_f < h_n < \frac{h}{2}$$

C.14

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b(2f_{yd} - f_{cd})}$$

A_{sn} - Aria armăturilor ce se găsesc în regiunea 2 h_n

$$h_n = \frac{188808 \times 11,3 - 452 \times (2 \times 300 - 11,3)}{2 \times 450 \times 11,3 + 2 \times 8(2 \times 218,1 - 11,3)} = \frac{1867438}{16968} = 110 \text{ mm}$$

$$h_n = 110 < \frac{h}{2} - t_f = 125 \text{ (mm)} \Rightarrow \text{Axa neutră este în inima profilului}$$

$$\begin{aligned} W_{pan} &= t_w \times h_n^2 \\ &= 8 \times 110^2 = 96800 \text{ mm}^3 \end{aligned} \quad \text{C.13}$$

$$W_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} e_{zi} \quad \text{C.19}$$

$$W_{psn} = 452 \times \frac{160}{2} = 36160 \text{ mm}^3$$

A_{sni} - Aria armăturilor ce se găsesc în regiunea 2 h_n

$$\begin{aligned} W_{pcn} &= b_c \times h_n^2 - W_{pan} - W_{psn} \\ &= 450 \times 110^2 - 96800 - 36160 = 5312040 \text{ mm}^3 \end{aligned} \quad \text{C.18}$$

Momentul plastic al secțiunii compuse se obține cu formula

$$\begin{aligned} M_{PI.Rd} &= f_{yd} (W_{pa} - W_{pan}) + 0,5 f_{cd} (W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd} (W_{ps} - W_{psn}) \\ &= 218,1(560500 - 96800) + 0,5 \times 11,3(22035000 - 5312040) + \\ &\quad + 300(185300 - 36160) = \mathbf{240 \text{ KNm}} \end{aligned} \quad \text{C. 4}$$

4.2.2.2 Calculul grinzii ce concură în nodul compus oțel-beton

Grinda care concură în nodul compus oțel-beton este alcătuită din table sudate care formează o secțiune tip dublu T. Dimensiunile acesteia sunt prezentate în figura 4.2 iar caracteristicile geometrice în tabelul 4.3.

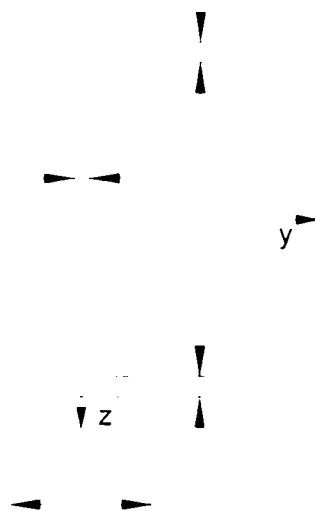


Figura 4.2 – Secțiunea transversală a grinzii ce concură în nodul compus

Tabelul 4.3

Caracteristica	Valoare
A	10250 mm ²
t _{fb}	20 mm
t _{wb}	15 mm
I _y	189885416 mm ⁴
I _z	9233854 mm ⁴
W	1085059 mm ³
W _{pl}	1284375 mm ³

Având în vedere că încercarea experimentală se va desfășura pe nodul compus alcătuit fără placă de beton pe grinzii se evaluează momentul plastic al grinzii metalice după cum urmează:

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

5.4.5.1 (a) [60]

9.1 [29]

W_{pl} – modulul de rezistență plastic egal cu suma momentelor statice a celor două jumătăți ale secțiunii transversale față de axa care împarte secțiunea în două părți egale;

$$M_{pl.Rd} = \frac{1284375 \times 240}{1,1} = \mathbf{280,23 \text{ KNm}}$$

Cu caracter informativ se determină și momentul elastic al grinzii metalice.

$$M_{el} = W f_y = 1085059 \times 240 = 260,4 \text{ KNm}$$

4.2.2.3 Calculul nodului

Dimensionarea unui nod compus oțel – beton se face în concordanță cu prevederile Eurocode 4 subcapitolul 4.10.5 [63]. Această subcapitol deși face trimitere la capitolul 6.9 al Eurocode 3 [60] menționează că respectivul capitol trebuie aplicat cu modificările indicate în EC4 la paragrafele 4.10.5.1 ÷ 4.10.5.6. Relația efectivă de dimensionare a unui nod compus este specificată în Anexa J [65] a EC4 (J.3.6.5).

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} + z \cdot F_{Rd} \quad (4.1)$$

unde:

- $F_{tr,Rd}$ este rezistența de dimensionare la întindere a rândului "r" de armătură;
- h_r este distanța de la rândul "r" de armătură elastică la centrul zonei comprimate;
- r este numărul rândului de armătură elastică;
- F_{Rd} este rezistența la întindere a îmbinării metalice sudate ;
- z este brațul de pârghie definit ca la îmbinările sudate.

4.2.3.1 Modul de alcătuire al stâlpului și nodului compus

Detaliile de alcătuire ale nodului compus sunt prezentate în planșele 1 și 2.

4.2.3.2 Schema de calcul a nodului compus oțel-beton

Pentru a efectua calculul nodului compus așa cum este el alcătuit se propune schema de calcul prezentată în figura 4.3.

Rezistența la întindere $F_{tr,Rd}$ se obține astfel:

$$F_{tr,Rd} = A_{r,s} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = A_{r,s} f_{sd}$$

J.3.5.5(1) [65]

$A_{r,s}$ - aria transversală a etrierilor de pe același rând.

$$A_{r,s} = 2 \times 50,3 = 101 \text{ mm}^2$$

$$F_{tr,Rd} = 101 \times 300 = \mathbf{30,3 \text{ KN}}$$

***În cazul nostru deoarece avem pe lângă etrierii perimetrali și etrieri la care bara de armătură este la 45° în secțiunea de calcul, etrieri purtând mărcile 2 și 3, se va determina și rezistența acestora ca fiind:

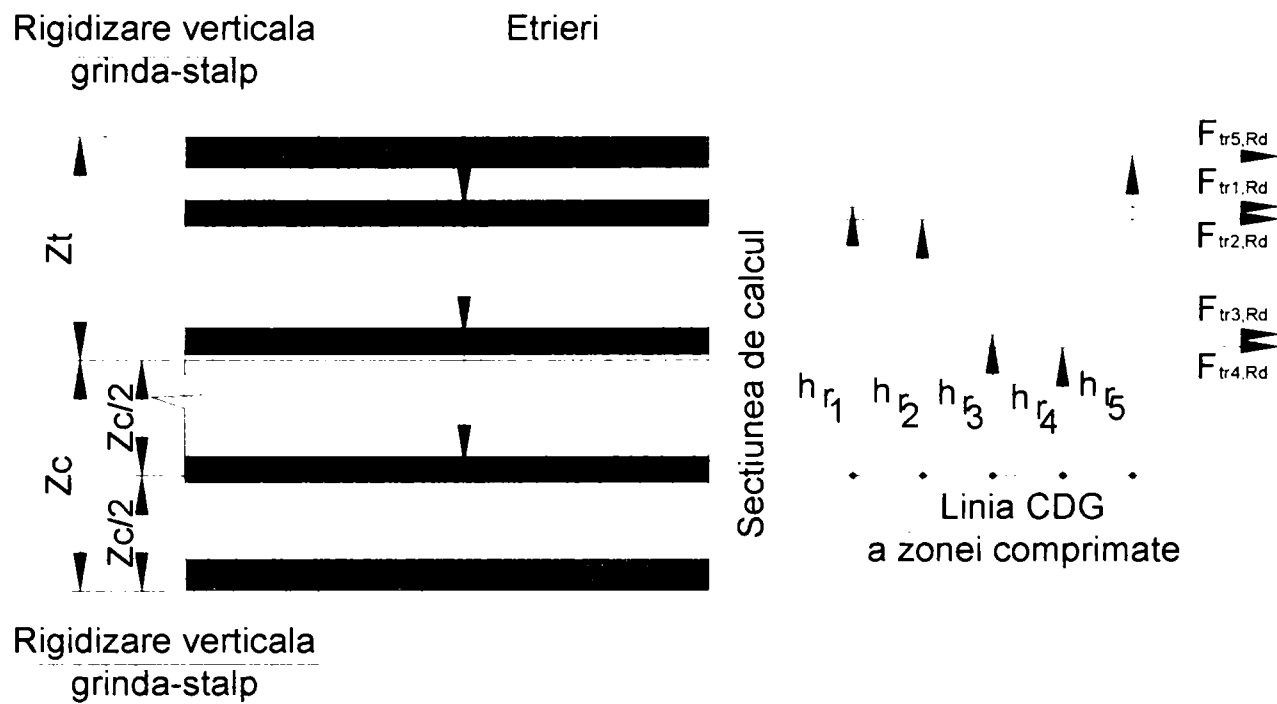


Figura 4.3 – Schema de calcul a nodului compus oțel-beton

$$F_{tr,Rd}^* = A_{r,s} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \cos 45^\circ = A_{r,s} f_{sd} \cos 45^\circ$$

$$F_{tr,Rd}^* = 101 \times 300 \times 0,707 = \mathbf{21,4 \text{ KN}}$$

Deoarece rigidizarea verticală talpă grindă – talpă stâlp poate fi asimilată că ar avea un comportament similar cu un etrier se calculează rezistența la întindere a acestuia ca fiind:

$$F_{tr,Rd}^{**} = A_{r,s}^{**} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \cos 45^\circ = A_{r,s}^{**} f_{sd} \cos 45^\circ$$

$$A_{r,s}^{**} = 2 \times 10 \times 100 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$F_{tr,Rd}^{**} = 2000 \times 300 \times 0,707 = \mathbf{424,2 \text{ KN}}$$

Rezistența la întindere a îmbinării metalice sudate F_{rd} J.3.6.5.(3) [65] trebuie luată în calcul ca minimul rezistenței la întindere a următoarelor componente:

- talpa stâlpului încovoiată $F_{t,fc,Rd}$

$$F_{t,fc,Rd} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{y,fb} / \gamma_{M0}$$

$$b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2s + 7k t_{fc}$$

dacă $b_{eff,b,fc} < 0,7 b_{fb}$ – talpa stâlpului trebuie rigidizată

$$k = \left(\frac{t_{fc}}{t_{fb}} \right) \left(\frac{f_{y,fc}}{f_{y,fb}} \right) \text{ dar } k \leq 1$$

$$s = \sqrt{2} a_c - \text{pt. profile I sau H sudate}$$

$$s = \sqrt{2} \times 8 = 11,31 \text{ mm}$$

$$k = \left(\frac{15}{20} \right) \left(\frac{240}{240} \right) = 0,75 < 1$$

$$b_{eff,b,fc} = 8 + 2 \times 11,31 + 7 \times 0,75 \times 15 = 109,3 \text{ mm} > 0,7 b_{fb} = 98 \text{ mm}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \frac{109,3 \times 20 \times 240}{1,1} = 476,9 \text{ KN}$$

- inima stâlpului întinsă $F_{t,wc,Rd}$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

ω - este factor de reducere ce ține seama de efectul forței tăietoare în panoul inimii stâlpului

$$b_{eff,wc,fc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s)$$

$$s = \sqrt{2} a_c - \text{pt. profile I sau H sudate}$$

$$s = \sqrt{2} \times 8 = 11,31 \text{ mm}$$

$$b_{eff,wc,fc} = 20 + 2 \times 1,41 \times 9 + 5(15 + 11,31) = 176,9 \text{ mm}$$

$$\omega = f(\beta)$$

$$\beta = 1$$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{av})^2}}$$

J.3.5.4.1 [62]

J.28a [62]

J.28b [62]

J.3.5.4.1 (3) [62]

J.28c [62]

J.28e [62]

J.3.5.3 [62]

J.23 [62]

J.24 [62]

Tabelul J.5 [62]

Tabelul J.4 [62]

Table J.5 [62]

A_{av} – aria de forfecare a stâlpului 5.4.6 [60]

$$A_{av} = d \times t_w = 250 \times 8 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(176,9 \times 8 / 2000)^2}} = 0,78$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,78 \times 176,9 \times 8 \times 240}{1,1} = \mathbf{240,8 \text{ KN}}$$

- sudura grindă-stâlp

Deoarece sudura prevăzută a fost sudură cu penetrare totală în K 6.6 [60]

sudura se consideră ca având cel puțin rezistența elementului cel mai subțire al îmbinării 6.6.6.1 [60]

- talpa grinzii întinse

5.4.3 [60]

$$F_{tr,Rd} = N_{t,Rd} = A_{fb} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = A_{fb} f_{yd}$$

5.4.3.1 (a) [60]

$$F_{tr,Rd} = 20 \times 140 \times 218,1 = \mathbf{610,6 \text{ KN}}$$

Valoarea ce urmează a fi luată în calcul este deci

$$F_{rd} = \min \begin{Bmatrix} 476,9 \text{ KN} \\ 240,8 \text{ KN} \\ 610,6 \text{ KN} \end{Bmatrix} = \mathbf{240,8 \text{ KN}}$$

J.3.6.5.(3) [65]

$$\begin{aligned} M_{j,Rd} &= 0,33 \times 240,8 + 30,3 (0,112 + 0,122) + 21,4 (0,212 + 0,222) + 424,2 \times 0,262 \\ &= \mathbf{206,9 \text{ KNm}} \end{aligned}$$

După cum se observă în relația de calcul a momentului capabil al nodului compus (4.1) acesta se calculează ținând cont de prezența armăturii elastice (de etrieri) și de elementele care concură în nod. Formula propusă ține cont însă implicit de prezența benefică a betonului din nod prin faptul că etrierii preiau o anumită parte din solicitare prin intermediul betonului. Formula nu ține însă cont și de aportul armăturii elastice longitudinale din stâlp care traversează nodul.

Tendința de a simplifica calculul și de a lua în considerare doar oțelul structural este inadecvată și poate fi susținută de următoarele considerente:

- în nodul compus are loc o redistribuire a stării de eforturi între oțelul structural, beton și armătura elastică;
- la îmbinarea tălpii cu inima de oțel trebuie avute în vedere redistribuțiile de eforturi spre beton și armătura elastică, starea de eforturi fiind departe de situația când ar exista doar oțelul structural;
- prezența betonului este benefică în interiorul nodului, acesta având pe de o parte rolul de a împiedica pierderea stabilității inimii stâlpului și pe de altă parte o bună comportare la eforturi de compresiune la care eventual ar fi supus.

Rezultatele verificărilor nodului propus pentru încercarea experimentală pot fi sintetizate în tabelul 4.4.

Tabelul 4.4

STÂLP	GRINDĂ	NOD
$M_{Pl,Rd} = 240 \text{ KNm}$	$M_{pl,Rd} = 280,23 \text{ KNm}$	$M_{j,Rd} = 206,9 \text{ KNm}$

Nodul dimensionat pentru încercarea experimentală este alcătuit în conformitate cu cerințele inițiale.

4.3 Modelarea comportării elementului experimental în domeniul elastic

Pentru evaluarea stării de eforturi din nod și studiul comportării elementului experimental dimensionat, pe baza dimensiunilor s-a recurs la efectuarea unor analize numerice utilizând metoda elementului finit.

În primă fază s-a apelat la programul de analiză numerică SAP 2000, modelarea făcându-se cu elemente finite de tip SHELL, pentru oțelul structural din nod. Pentru a avea o imagine cât mai corectă a stării de eforturi din nod, modelului analizat i s-au pus condițiile de rezemare în concordanță cu modul de încercare. Ținând cont de posibilitatea de a efectua încercarea experimentală s-a ajuns la concluzia că dispozitivele avute la îndemână permit efectuarea acestei încercări prin încărcarea stâlpului și montarea unor reazeme articulate pe cele două grinzi care concură în nod. Acest mod de încărcare simulează de fapt situația reală când încărcarea se găsește de fapt pe grinzi. Schematizarea de principiu a modului de încercare și a modului de încărcare reală este prezentată în figura 4.4.

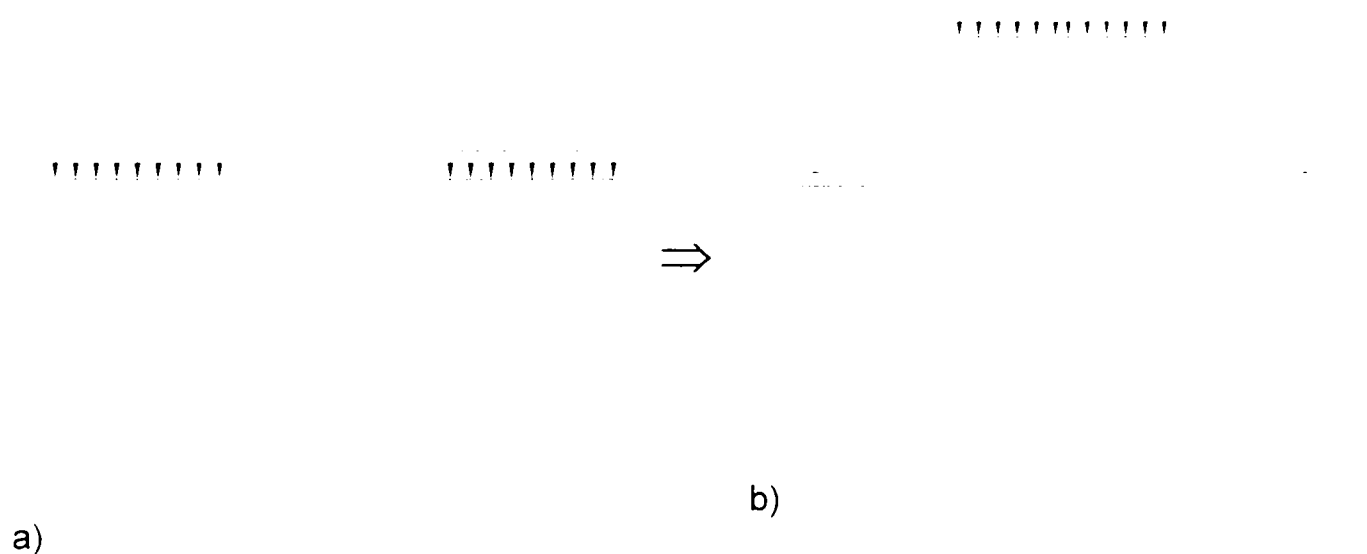
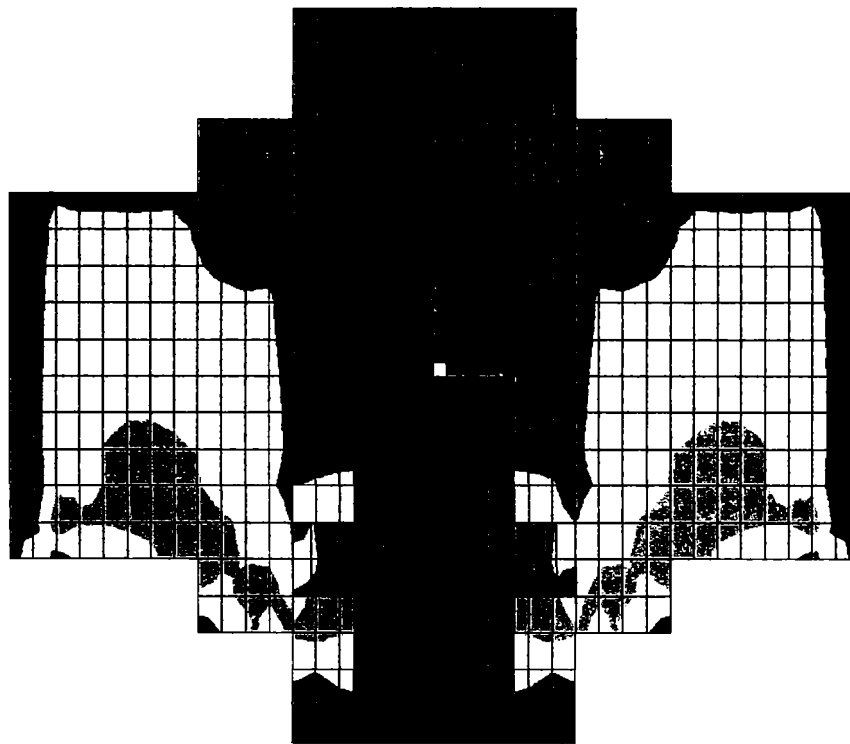
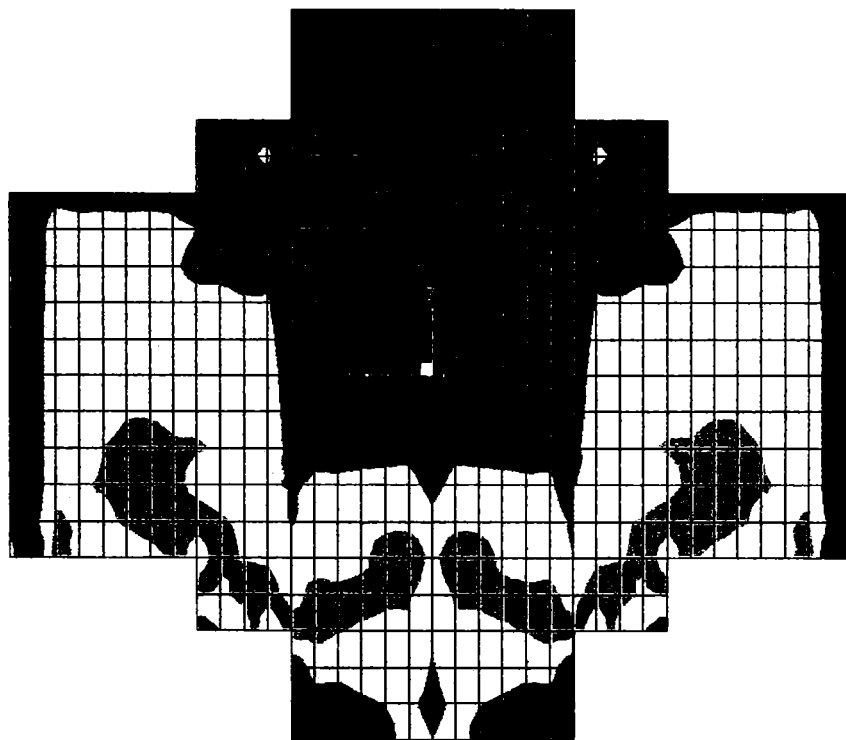


Figura 4.4 – a) Schematizarea încărcării reale b) Schematizarea încercării experimentale

Rezultatele analizei numerice pe oțelul structural al elementului experimental obținut inițial în urma proiectării sunt prezentate în figura 4.5.



a) vedere din față



b) vedere din planul median

Figura 4.5 – Eforturi σ_{\max} pentru nodul proiectat inițial

Analizând diagramele de eforturi din nod se constată că există o concentrare de eforturi în guseele verticale care leagă grinda de stâlp. Valoarea eforturilor maxime este în gusee de 4500 daN/cm^2 iar în inima stâlpului sau a grinzii de $\sim 3000 \text{ daN/cm}^2$

Aceste observații conduc la ideea că în cazul unei încercări experimentale pe un model alcătuit ca mai sus există posibilitatea ruperii în afara nodului începând din guseele verticale și continuând în grindă.

Pentru a obține o rupere în interiorul nodului în situația dată s-a propus mărirea capacității portante a grinzii prin mărirea grosimilor tălpii și inimii acesteia și menținerea secțiunii stâlpului respectiv a înălțimii grinzii.

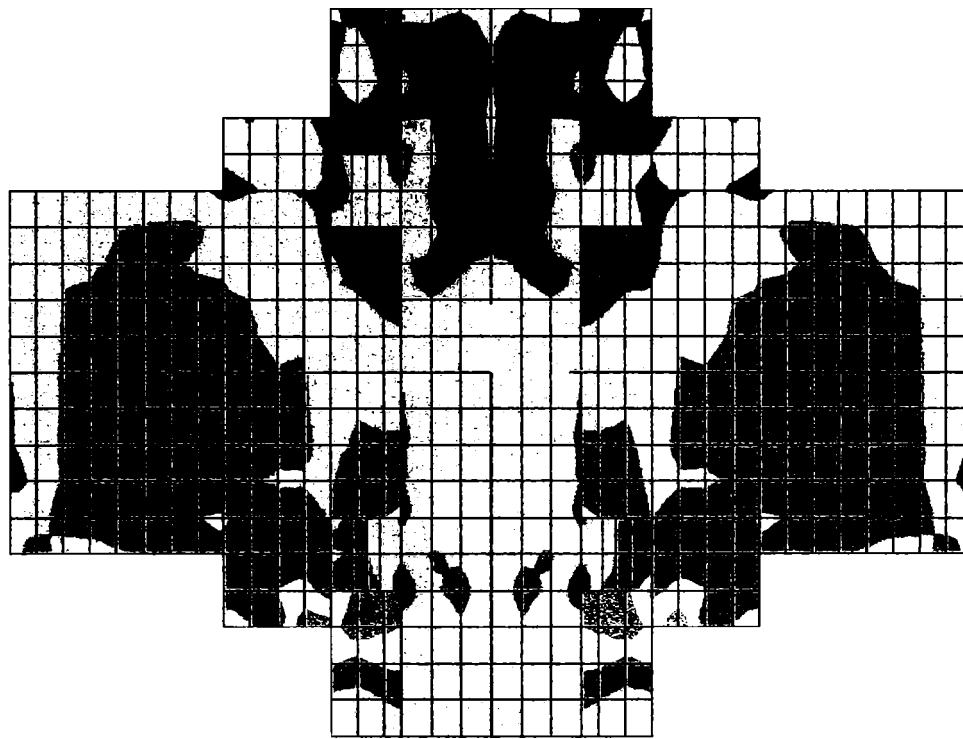
Figura 4.6 prezintă starea de eforturi în nodul modificat după cum s-a precizat mai sus. Se observă o tendință clară de concentrare a eforturilor în interiorul nodului mai exact la terminarea guseelor orizontale din nod. Pe lângă această concentrare de eforturi se observă că apare totuși un nivel de solicitare semnificativ apropiat de cel definit anterior în guseele verticale, mai exact la nivelul sudurii dintre guseu și stâlp.

Scopul încercării fiind acela de a obține informații despre saturație de solicitare din interiorul nodului și deci de a produce ruperea în nod s-a recurs la eliminarea guseelor verticale, gusee care în acest caz nu își mai au sensul. Rolul guseelor verticale se explica în cazul unei structuri reale prin faptul că acestea mărind capacitatea de rezistență în zona îmbinării, producerea articulației plastice va avea loc în grindă nu în nod.

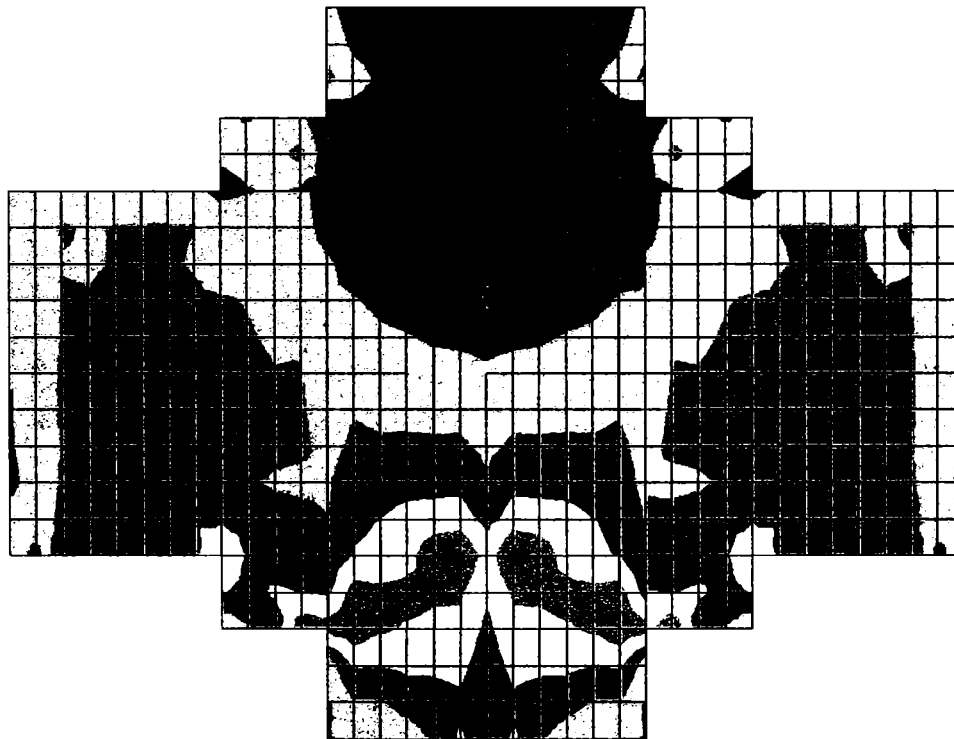
Eliminând guseele și refăcând analiza numerică s-au obținut următoarele diagramele de eforturi prezentate în figurile 4.7, 4.8.

După cum se observă conform rezultatelor obținute în urma analizei numerice ultimul model analizat și prezentat poate fi ales ca SPECIMENUL 1 pentru încercările experimentale el satisfăcând toate condițiile de la care s-a plecat la proiectarea modelului experimental.

Proiectul SPECIMENULUI nr 1 și detaliile de execuție ale acestuia (pt oțelul structural) sunt prezentate în planșele 01 și 02.

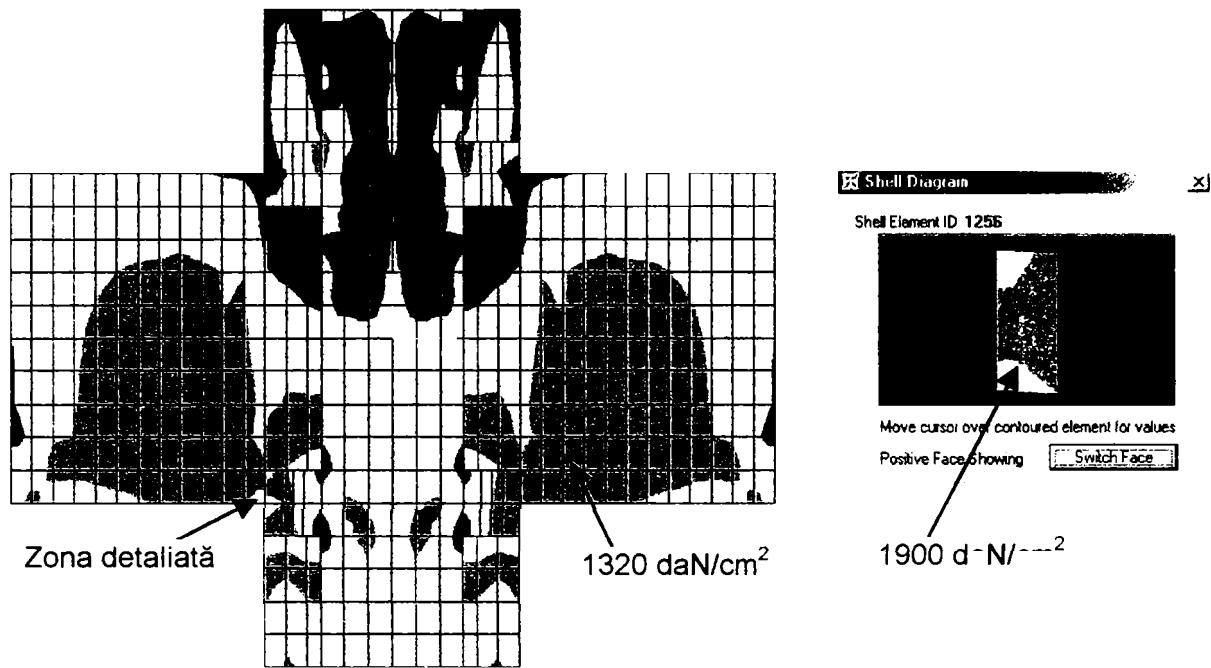


a) vedere din față

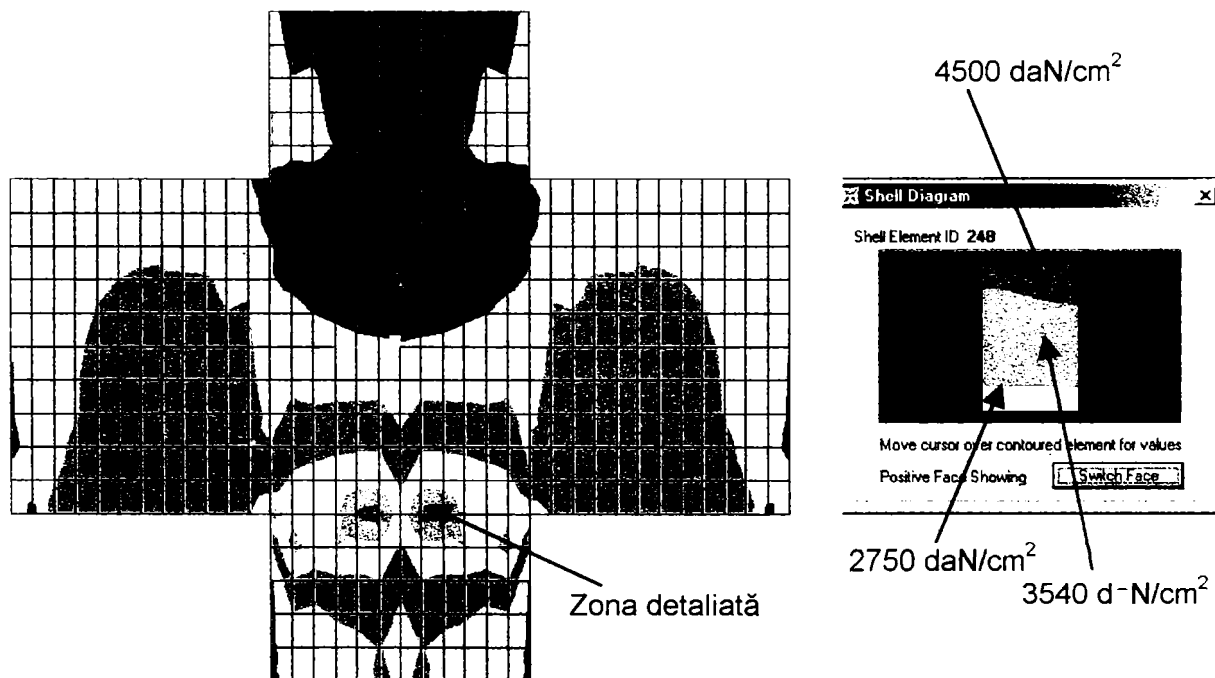


b) vedere din spate

Figura 4.6 – Eforturi σ_{\max} pentru nodul 1 cu gusee verticale

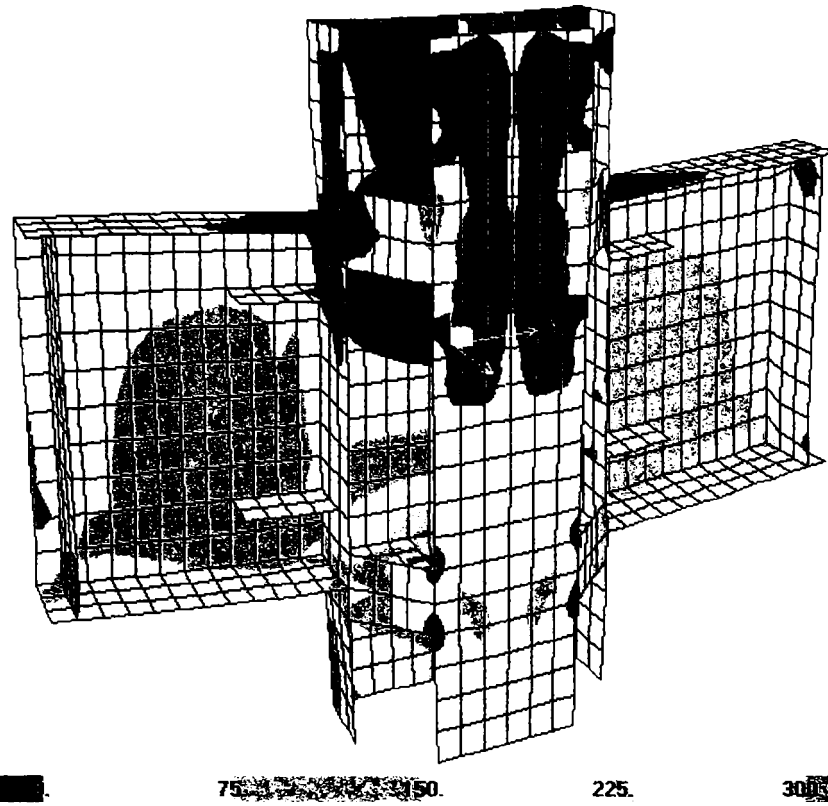


a) vedere din față – detaliu stare de eforturi în rigidizare

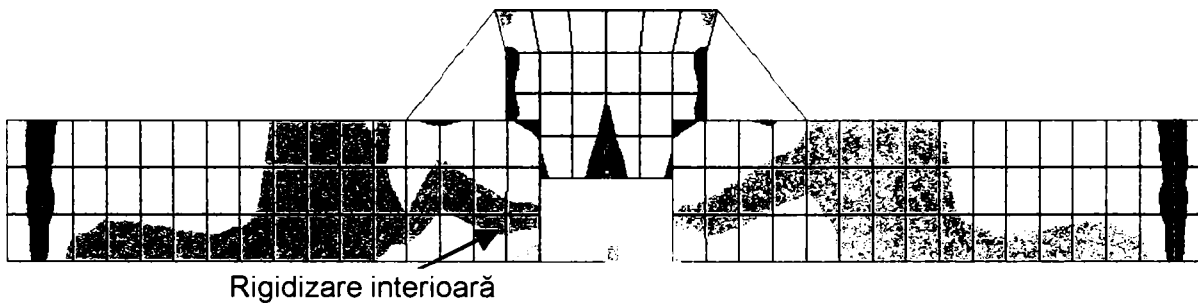


b) vedere din planul median – detaliu stare de eforturi în panoul nodului

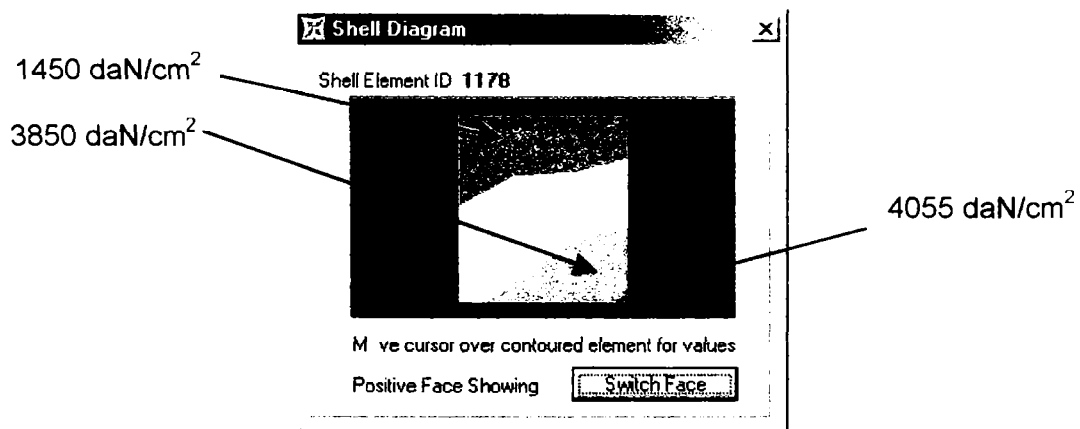
Figura 4.7 – Eforturi σ_{max} pentru nodul 1 (fără gusee)



a) Eforturi σ_{max} în nod – vedere generală – stare deformată



b) Transmiterea eforturilor σ_{max} în nod



c) Eforturi σ_{max} în rigidizarea orizontală interioară

Figura 4.8 – Starea de eforturi σ_{max} în nodul 1 - detalii

4.4 Modelarea comportării elementului experimental în domeniul post-elastic

Calculul în domeniul post-elastic spre deosebire de calculul în domeniul elastic ține cont de proprietățile de deformație ale materialelor ducând implicit la optimizarea proiectării elementelor.

Instrumentul de calcul avut la dispoziție a fost programul „BIOGRAF” , program de analiză nelineară 2D.

Calculul postelastice cu programul „BIOGRAF” se realizează în varianta biografică pe baza incrementelor de încărcare propuse de utilizator. Pentru calcul se utilizează elemente finite triunghiulare. Elementele analizate pot avea grosimi variabile în limita respectării ipotezei de tensiuni plane.

Programul BIOGRAF rezolvă structura în fiecare increment de încărcare și determină tabloul general al deplasărilor nodale, reacțiunile la nodurile blocate, eforturile din beton și oțel în fiecare element, deformațiile specifice și starea fizică în fiecare element (fisurat, nefisurat, plasticizat, zdrobit). Direcția eforturilor unitare principale, respectiv direcția fisurilor este raportată în grade față de axa X, cu semn pozitiv în sens trigonometric.

Pe baza analizei se poate obține comportarea fizică a elementului modelat atât în domeniul elastic cât și postelastice. În acest mod se poate evalua cu o bună aproximație, certificată de încercări experimentale, nivelul încărcării de curgere a armăturilor și de cedare a structurii.

Pentru a avea o imagine cât mai clară a stării de solicitare s-au efectuat analize atât într-o secțiune orizontală cât și în secțiune verticală. În ambele cazuri s-a presupus că nodul se găsește în stare plană de tensiune.

4.4.1 Modelarea cu elemente finite a nodului compus considerând o secțiune verticală mediană

Secțiunea verticală de calcul a fost considerată la nivelul inimii stâlpului. Această secțiune este prezentată sugestiv în figura 4.9b.

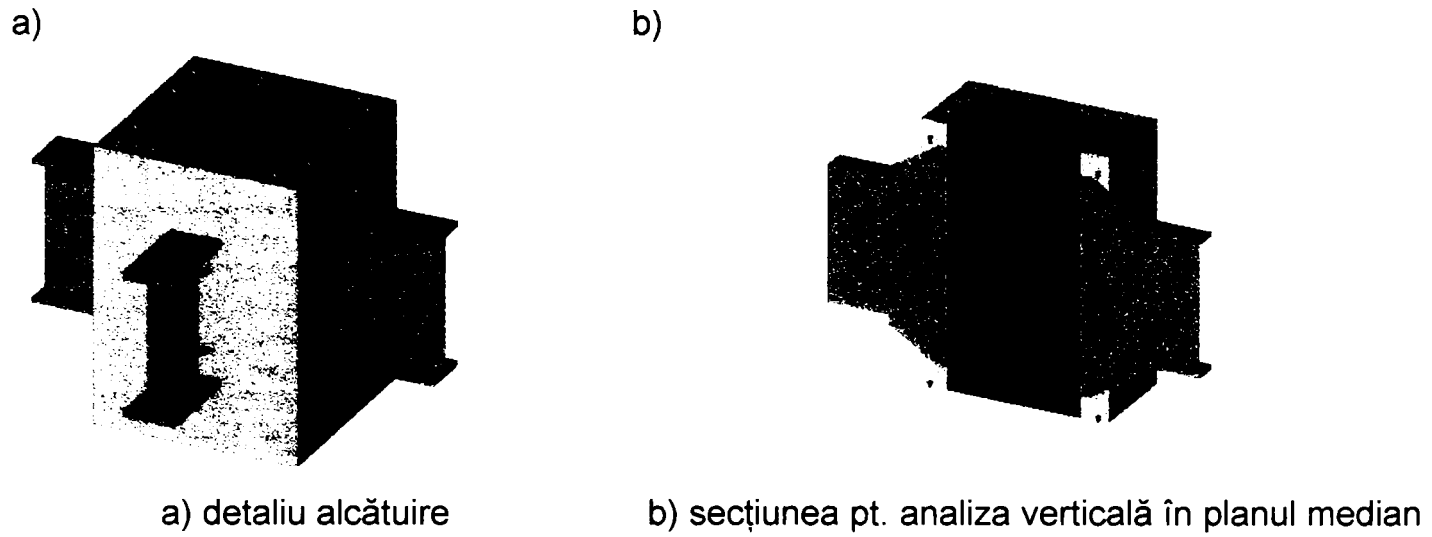


Figura 4.9 - Nodul compus oțel-beton

Pe porțiunea efectivă a nodului grosimea elementelor finite a fost considerată egală cu lățimea stâlpului, iar pentru zona adiacentă nodului s-a introdus în calcul lățimea tăpii grinzii respectiv inimii acesteia.

Rețeaua de discretizare a nodului pentru analiza cu programul „Biograf” conține 3015 noduri și 5808 elemente finite triunghiulare.

În acest caz s-au urmărit valorile eforturilor din toate elementele componente ale nodului în ipoteza de încărcare simetrică .

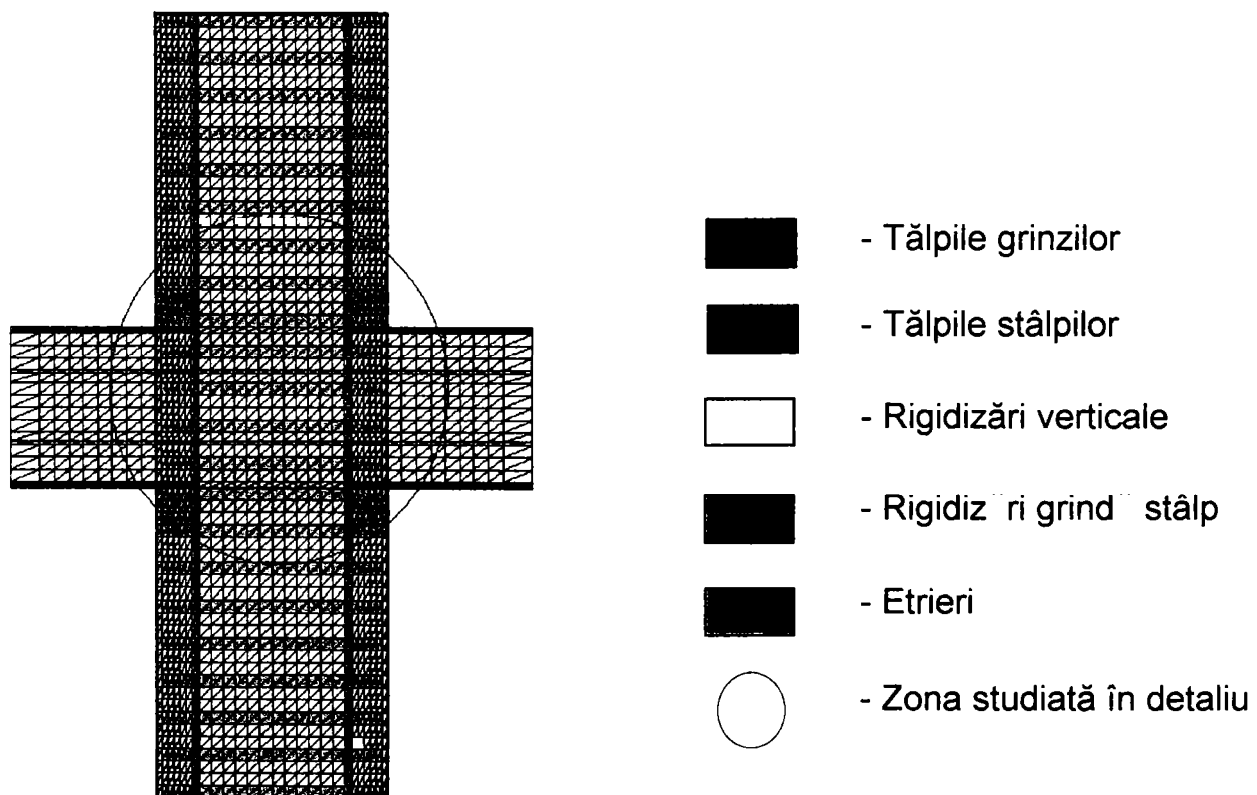


Figura 4.10 - Rețeaua de discretizare a nodului compus pentru analiza în secțiune verticală

Modul de rezemare și cel de încărcare folosit la analiza cu elemente finite a fost simulat prin introducerea de reazeme și încărcări similare cu toate condițiile de rezemare de la încercările experimentale. Schematic modul de rezemare și încărcare este prezentat în fig. 4.11.

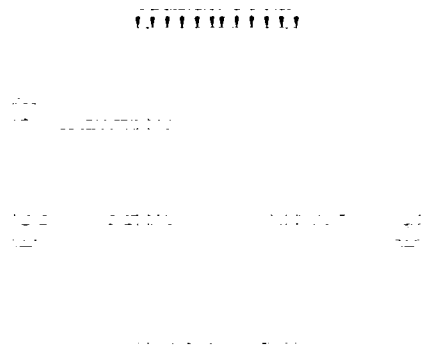


Figura 4.11 – Modul de încărcare – rezemare pentru încercarea experimentală

4.4.2 Modelarea cu elemente finite a nodului compus considerând o secțiune orizontală la nivelul tăpii întinse

Pentru o mai bună cunoaștere a comportării unui nod compus s-a analizat cu ajutorul programului de analiza nelineară BIOGRAF, starea de eforturi din nodul structurii reale și într-o secțiune orizontală nod. S-a presupus că nodul se găsește în stare plană de tensiune. Secțiunea orizontală a fost considerată la nivelul tăpilor grinzii ce intră în nod (fig. 4.12).

Grosimea fâșiei s-a considerat egală cu grosimea guseului care leagă tăpile armăturii rigide. Fâșia conține talpa riglei, guseele orizontale de rigidizare precum și zonele aferente din inima și talpa armăturii rigide, precum și a guseului vertical dintre rigla și talpa stâlpului.

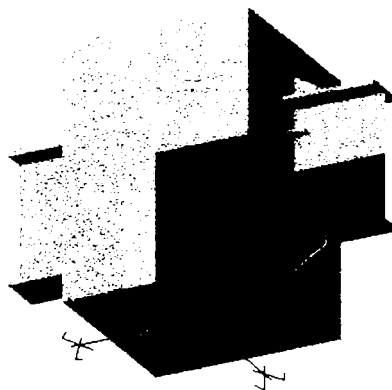


Figura 4.12 - Zona analizată din nodul compus oțel-beton

De asemenea au fost introduse în calcul betonul și etrierii orizontali din nod. Încărcarea aplicată provine din forța orizontală de la nivelul tăpii riglei.

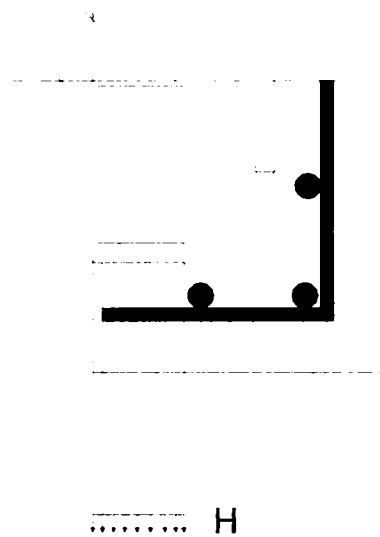


Figura 4.13 – Modul de încărcare în cazul analizei în secțiune orizontală

În figura 7 se prezintă modelarea cu elemente finite a nodului compus așa cum este el alcătuit cu armătură rigidă, elastică și beton. Pentru modelare s-au utilizat elemente finite triunghiulare. Rețeaua de discretizare a fost compusă din 1936 de noduri și 1944 de elemente finite. S-au utilizat condiții de margine corespunzătoare planelor de simetrie și încărcarea a fost distribuită la nivelul tăpilor grinzii.

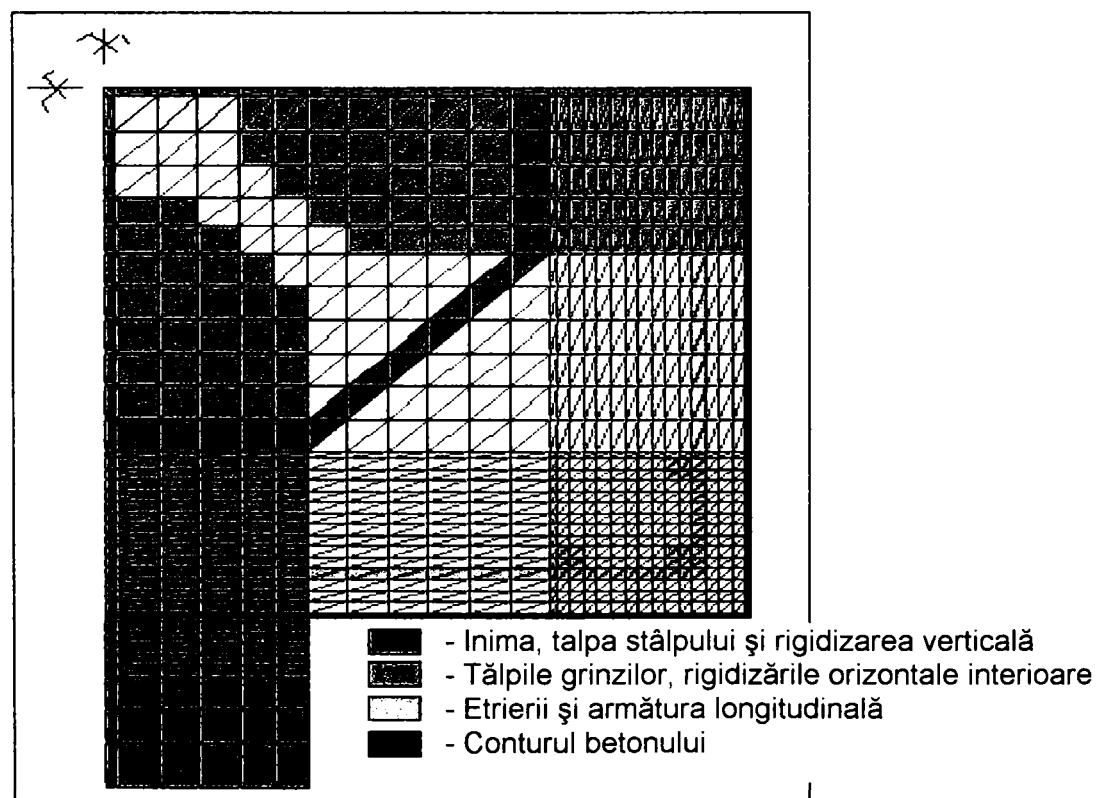


Figura 4.14 - Topologia rețelei de discretizare

Rezultatele ambelor analize s-au concretizat în valorile eforturilor din armături și beton, releveul fisurilor, deformații.

4.4.3 Studiul stării de eforturi în elementele componente ale nodului

a) starea de eforturi în planul median

Pentru a face o comparație între valorile eforturilor calculate s-au reprezentat valorile eforturilor maxime σ_{\max} rezultate în urma analizei cu programul SAP 2000 și Biograf la aceeași traptă de încărcare (fig. 4.15).

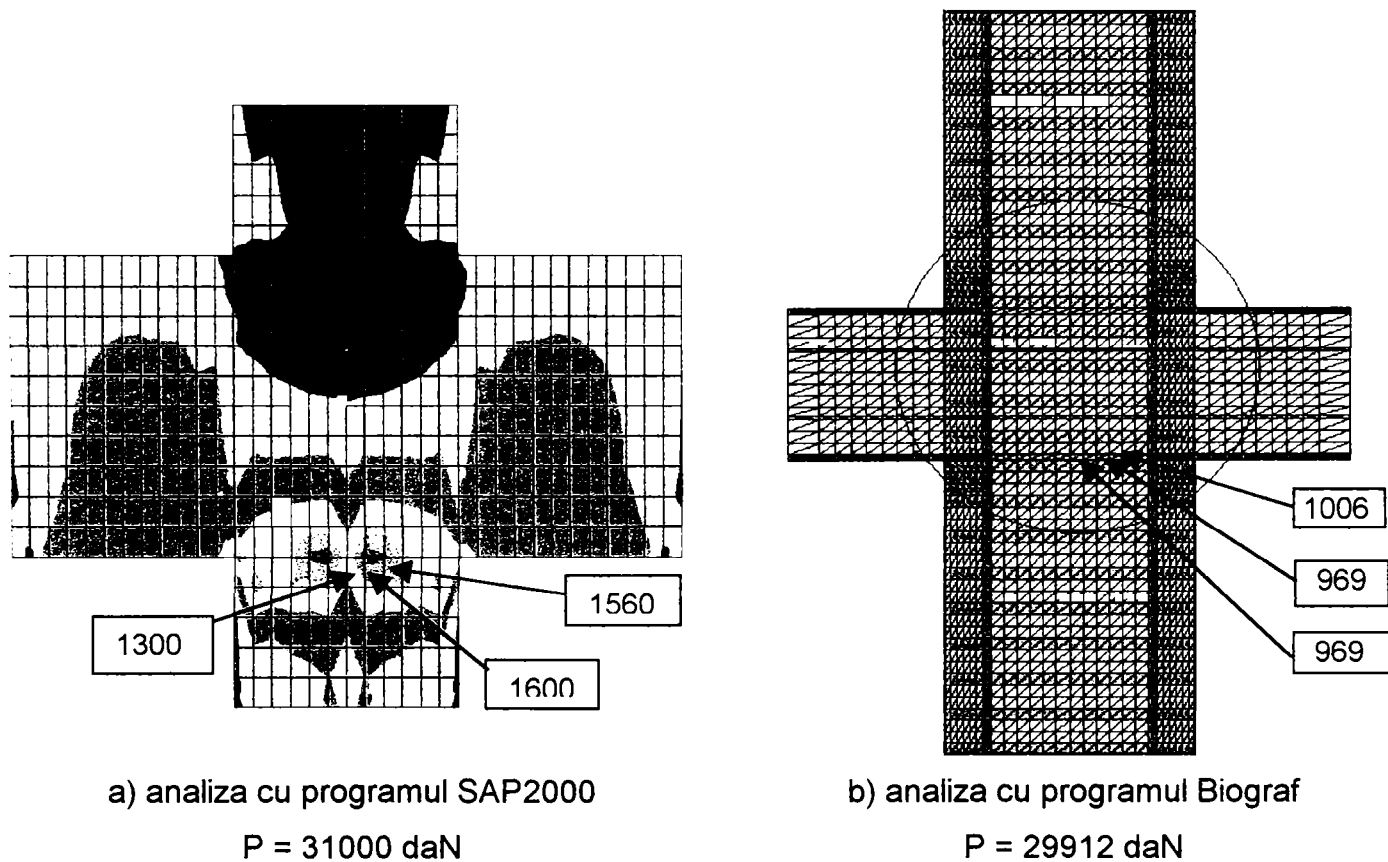


Figura 4.15 - Valorile eforturilor σ_{\max} [daN/cm²] în nod

b) starea de eforturi în secțiune orizontală

Pentru a putea aprecia starea de eforturi în panoul nodului s-a reprezentat variația efortului σ .

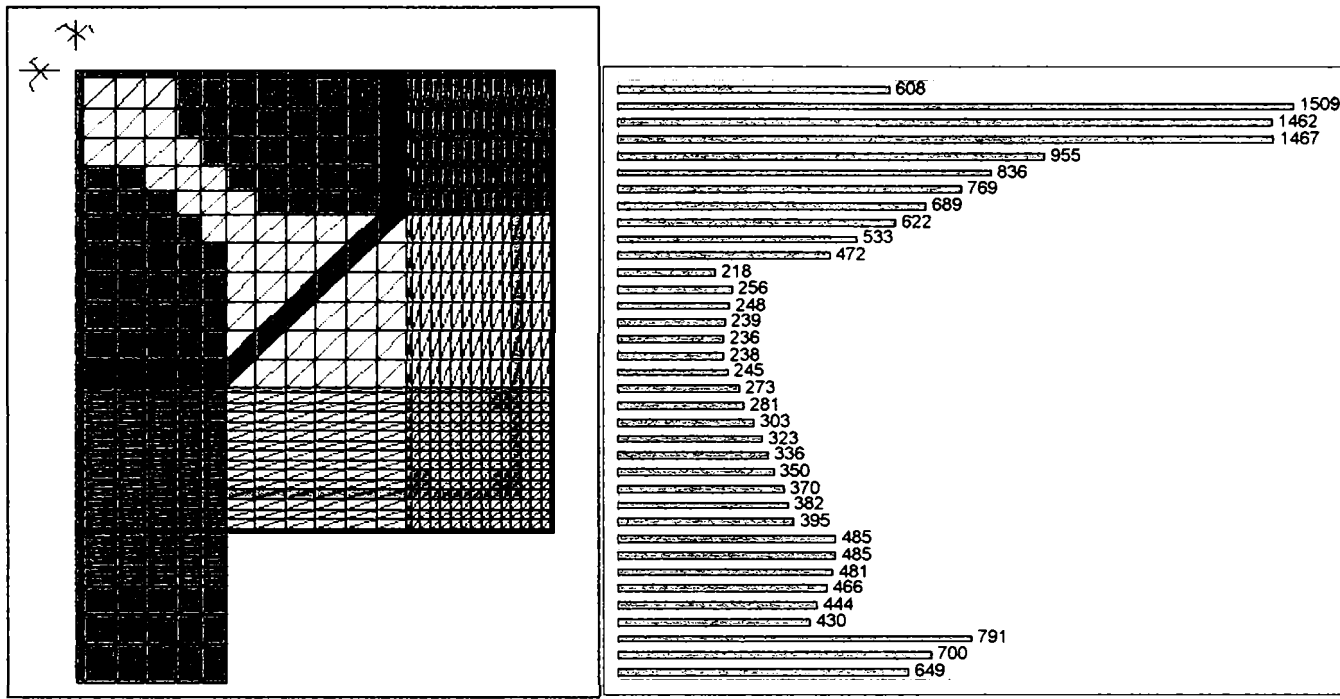


Figura 4.16 - Valorile eforturilor σ_y [daN/cm²] în oțelul structural din nodul compus analizat cu programul Biograf H = 13884 daN

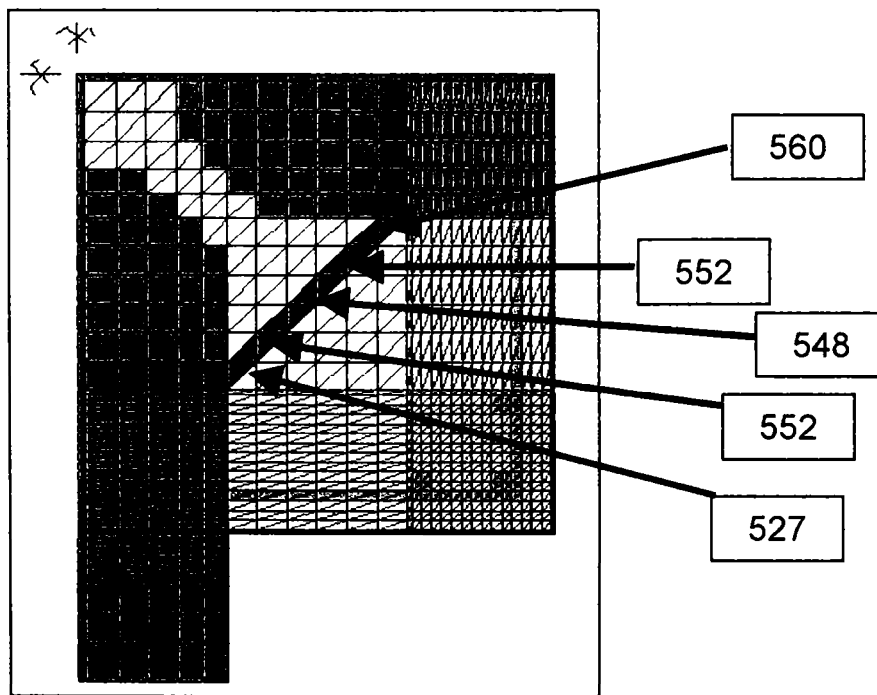
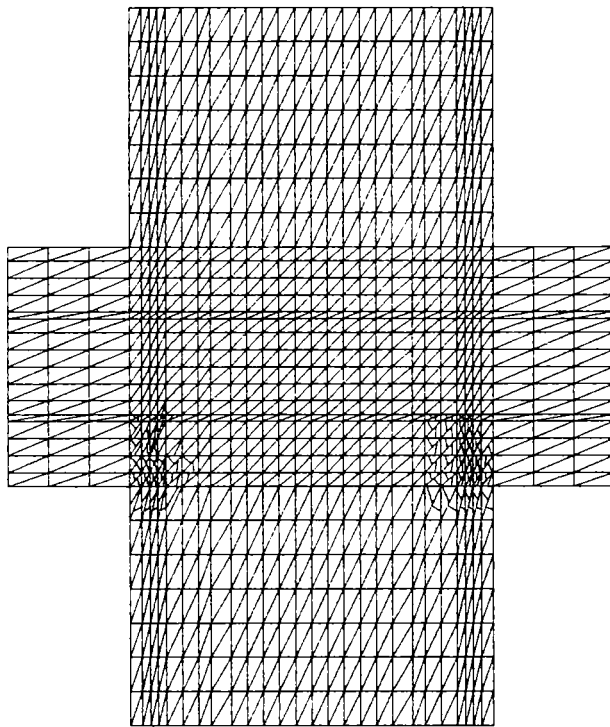


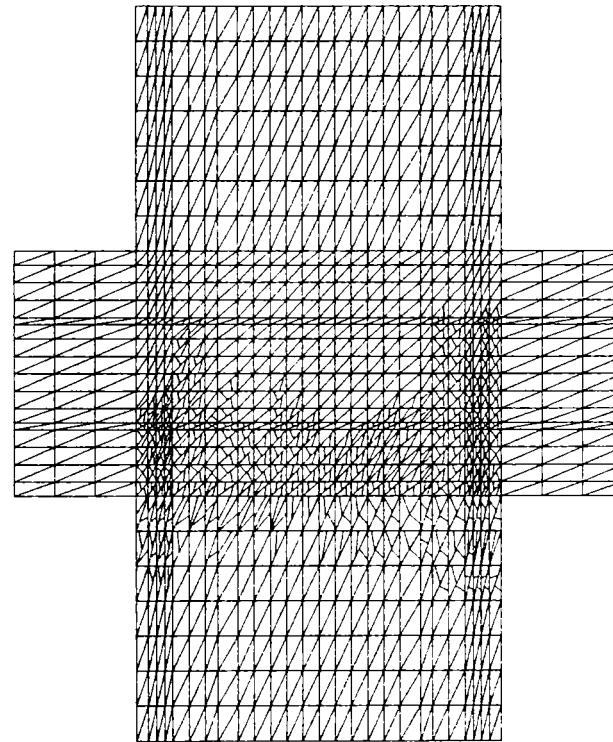
Figura 4.17 - Valorile eforturilor σ [daN/cm²] în rigidizarea verticală

Evoluția fisurilor pe măsura creșterii încărcării aplicate este prezentată în figurile 4.18 respectiv 4.19.

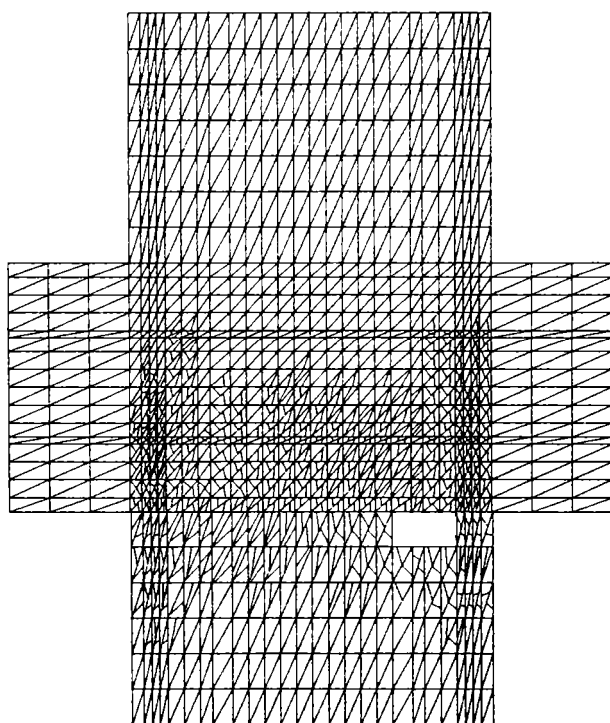
a) secțiune verticală



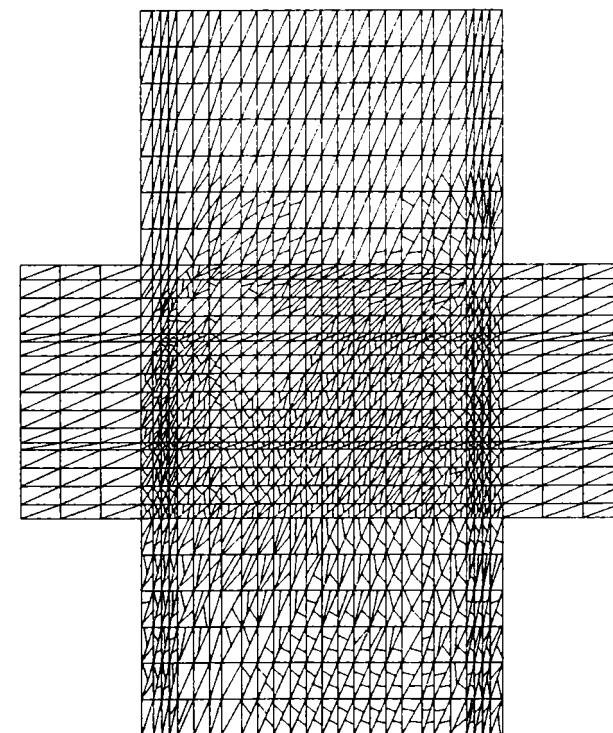
Pasul 2 - $P = 8312$ daN



Pasul 4 - $P = 19113$ daN



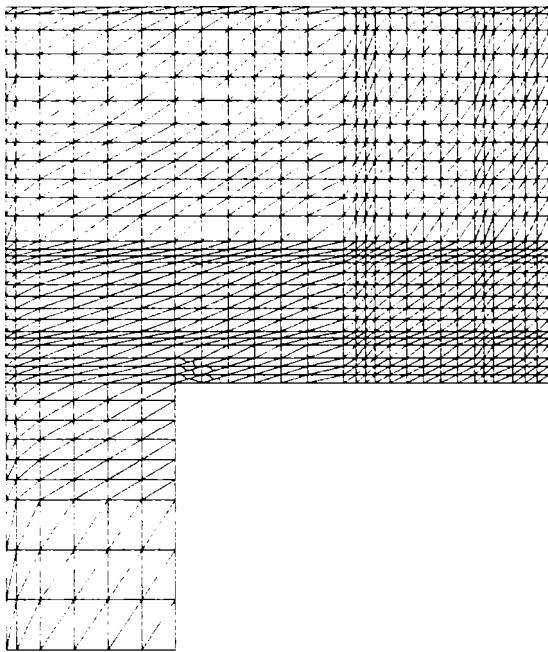
Pasul 6 - $P = 29912$ daN



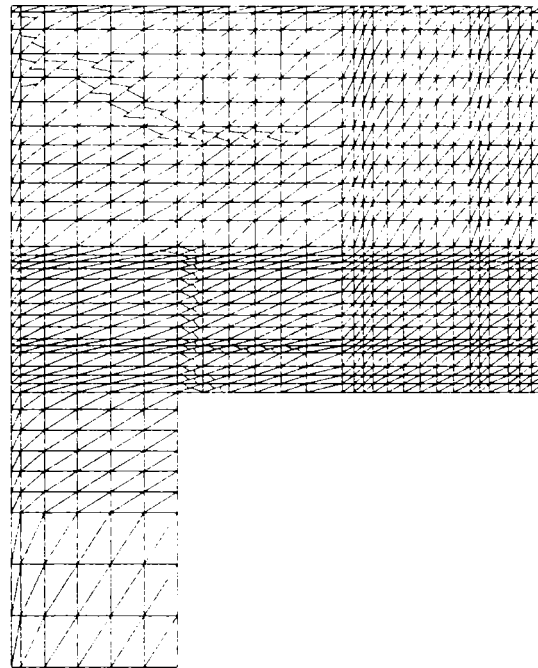
Pasul 11 - $P = 56912$ daN

Figura 4.18 - Distribuția fisurilor în nodul compus – încărcare simetrică

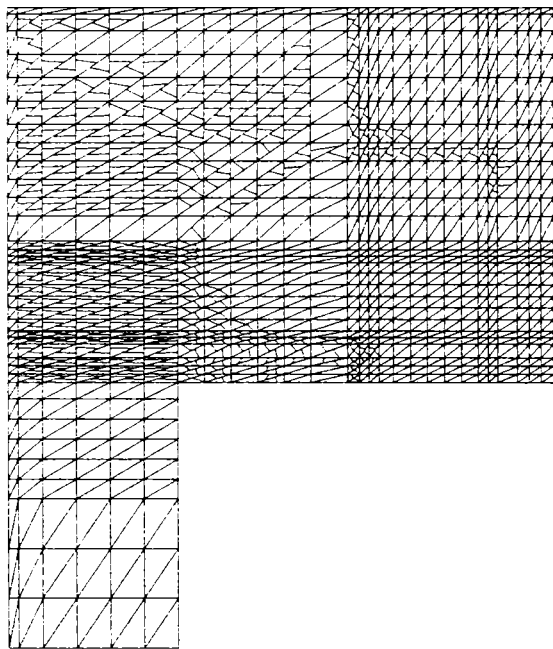
b) secțiune orizontală



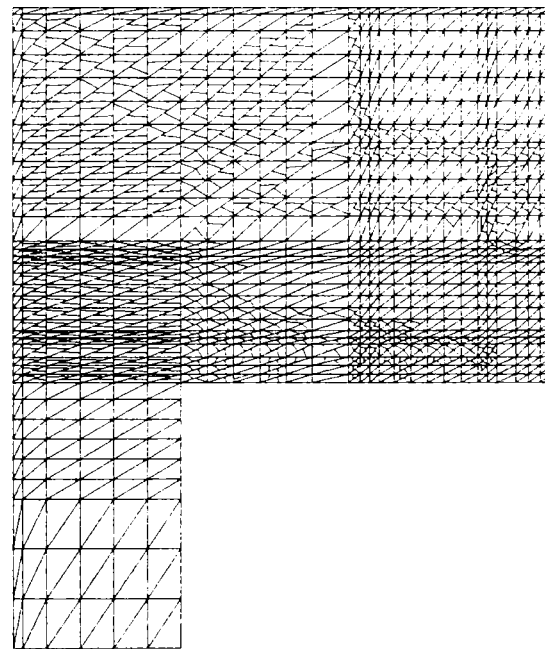
Pasul 2 – H = 1384 daN – Apariția fisurilor



Pasul 3 – H = 1584 daN



Pasul 22 – H = 5384 daN



Pasul 40 – H = 8984 daN

Figura 4.19 - Distribuția fisurilor în nodul compus

Analizând diagramele de tensiuni prezentate și valorile eforturilor din elementele constitutive ale nodului se poate concluziona:

- efectuarea unui calcul simplificat prin considerarea din nodul compus doar a aportului oțelului structural este inadecvată;
- în nodul compus are loc o redistribuire a stării de eforturi între oțelul structural, beton și armătura elastică;

- la îmbinarea tălpii cu inima de oțel trebuie avute în vedere redistribuțiile de eforturi spre beton și armătura elastică, starea de eforturi fiind departe de situația când ar exista doar oțelul structural;
- pierderea stabilității inimii stâlpului este împiedicată de betonul din nod;
- betonul din nod este benefic având o bună comportare la eforturi de compresiune la care este supus;
- prin compararea valorilor tensiunilor rezultate la calculul nodului compus cu ajutorul programului Biograf cu rezultatele analizei oțelului structural (SAP2000) se poate observa că starea de tensiune la aceeași solicitare este mai scăzută; acest lucru poate fi motivat de faptul că tensiunile se redistribuie între oțelul structural beton și etrieri;
- ruperea nodului se produce începând cu fisurarea acoperirii cu beton din imediata vecinătate a grinzii de oțel;
- cedarea nodului se produce prin fisurarea betonului din interiorul nodului și zdrobirea acestuia din zona comprimată.

4.5 Tipuri de încercări efectuate. Modalitatea de încercare

În cadrul programului experimental s-au efectuat două tipuri de încercări:

- încercări monotone;
- încercări ciclic alternante.

Metodologia de încercare s-a adoptat pe baza prevederilor procedurii ECSS „Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads” [79].

În cadrul programului de încercări experimentale s-a utilizat o procedură plecând de la procedura completă, care are de fapt la bază trei încercări propriuzise:

- două încercări monoton crescătoare, a căror rezultate permit determinarea limitei elastice când elementul este întins ($e_y^- - F_y^-$) respectiv comprimat ($e_y^+ - F_y^+$);
- o încercare ciclic alternantă, ai cărei parametri sunt determinați pe baza încercării monotone.

Pe baza încercărilor monotone se poate deduce limita de elasticitate F_y a elementului încercat.

Această limită poate fi definită în mai multe moduri (fig. 4.20):

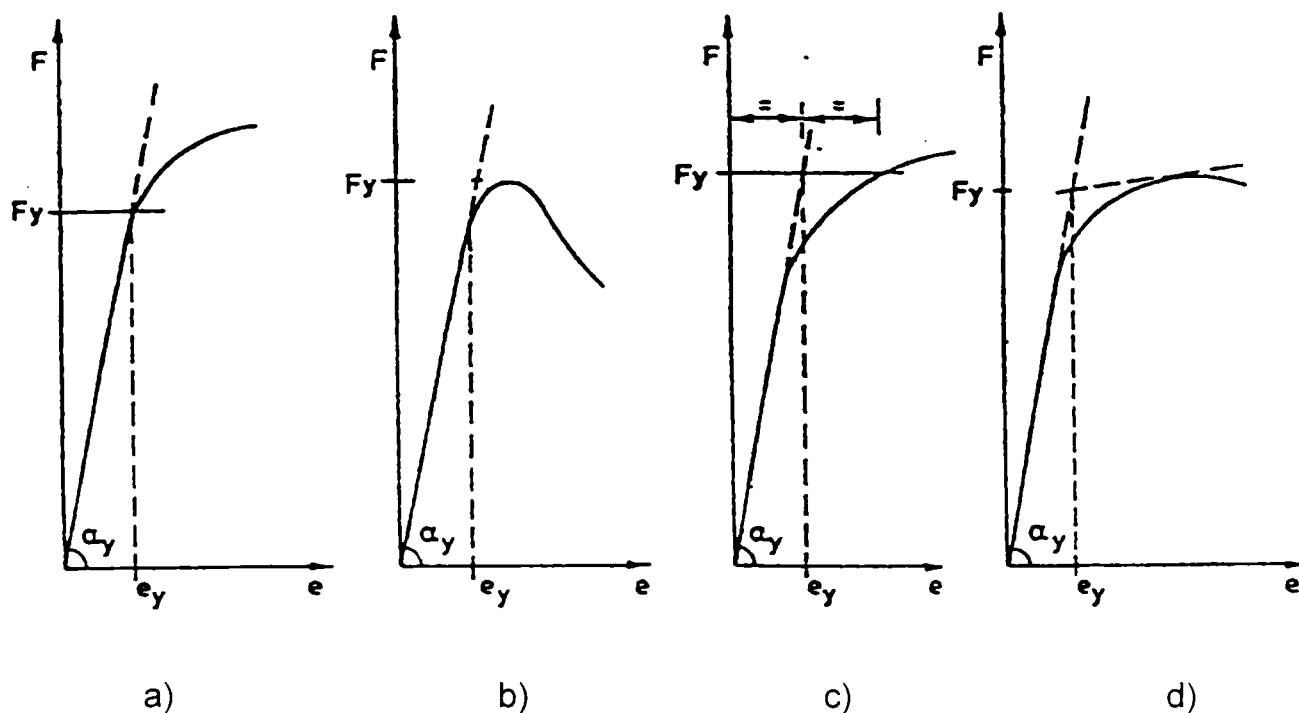


Figura 4.20 – Definirea limitei de elasticitate

- a) valoarea corespunzătoare primei curgeri a oțelului (primei plastificări) oriunde în elementul încercat (fig. 4.20a);
- b) valoarea maximă atinsă în timpul încercării (fig. 4.20b);
- c) valoarea căreia îi corespunde o deformație care este un multiplu al deformației care ar fi atinsă dacă elementul testat s-ar comporta perfect elastic; în fig. 4.20c este prezentat un exemplu având multiplul 2;
- d) valoarea căreia îi corespunde un modul tangent egal cu o fracțiune dată din modulul tangent inițial $\tan \alpha_y$ (fig. 4.20d);
- e) valoarea calculată pe baza caracteristicilor geometrice ale secțiunii și a caracteristicilor mecanice ale materialelor constitutive.

Aceste definiții prezintă avantaje și dezavantaje:

- definiția a) neglijează resursele elasto-plastice ale elementului, ducând la o subestimare a capacității portante;
- definiția b) prezintă interes la analiza barelor comprimate, dar nu și a elementelor încovoiate grinzi sau noduri, deoarece deformațiile corespunzătoare acestui tip de solicitare sunt mult prea importante pentru ca această încărcare să constituie o valoare de referință în dimensionare;
- definiția c) în mod invers față de definiția b), permite definirea unei valori operaționale pentru grinzile încovoiate și pentru noduri;
- definiția d) este aplicabilă în toate cazurile, dar prezintă inconvenientul experimental de a nu permite definirea valorii F_y decât dacă întreaga curbă F-e este cunoscută, ceea ce nu se poate realiza decât dacă se efectuează o încercare monotonă în prealabil.

Definiția d) fiind cea mai generală a fost adoptată pentru determinarea limitei elastice. Limita elastică a fost determinată astfel:

- s-a efectuat un test în care s-a înregistrat comportarea elementului în zona întinsă;
- s-a determinat grafic tangenta curbei în origine, care reprezintă rigiditatea inițială (EI);

- luând în considerare o valoare a rigidității de 1/10 din valoarea rigidității inițiale ($EI/10$), s-a trasat tangenta la curbele de comportare a nodurilor obținute în urma încercărilor monotone;
- punctul obținut prin intersecția celor două tangente este punctul care definește valoarea deplasării elastice e_y și valoarea limitei elastice a forței F_y .

Nu s-a efectuat un test similar pentru determinarea valorilor e_y^- și F_y^- , ele apreciindu-se ca având valori identice cu cele ale primei încercări, pe baza simetriei de alcătuire a elementului.

Încercările ciclice s-au bazat pe deplasarea elastică e_y , ciclurile fiind definite astfel:

- un ciclu în intervalul $e_y^+/4$ și $e_y^-/4$;
- un ciclu în intervalul $2e_y^+/4$ și $2e_y^-/4$;
- un ciclu în intervalul $3e_y^+/4$ și $3e_y^-/4$;
- un ciclu în intervalul $e_y^+/4$ și $e_y^-/4$;
- trei cicluri în intervalul $2e_y^+/4$ și $2e_y^-/4$;
- trei cicluri în intervalul $4e_y^+/4$ și $4e_y^-/4$;
- trei cicluri în intervalul $6e_y^+/4$ și $6e_y^-/4$.

4.6 Descrierea standului experimental

Încercările experimentale au fost efectuate în cadrul Centrului de Excelență Mecanica Materialelor și Siguranța Structurilor - CEMSIG din cadrul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Structurilor, Facultatea de Construcții și Arhitectură Timișoara.

Standul experimental este constituit sub forma unui cadru contravântuit din profile compuse sudate. Pentru încercări s-a utilizat actuatorul de 1000 kN. Încărcarea a fost aplicată vertical. Schema standului de încercare este prezentată în figura 4.21.

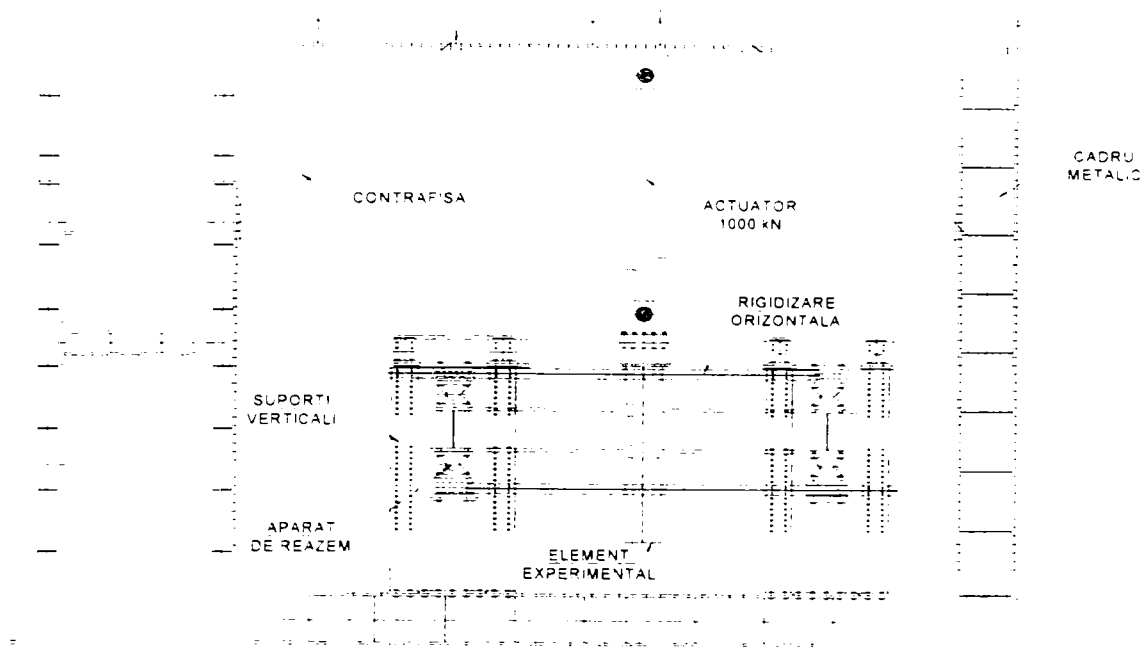


Figura 4.21 – Standul experimental

Principiul de încercare este prezentat în figura 4.22.

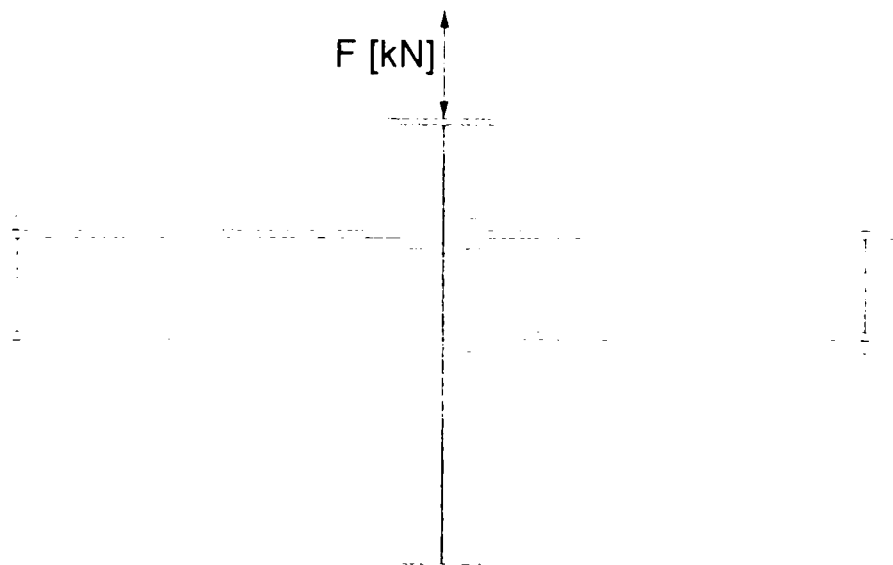


Figura 4.22 – Modul de rezemare și încercare al elementului experimental

Controlul asupra încărcărilor aplicate s-a făcut computerizat. Toate încercările au fost controlate prin deplasare. La încercările ciclice s-au utilizat proceduri predefinite pentru efectuarea ciclurilor necesare.

Înregistrarea comportării elementelor experimentale s-a realizat cu ajutorul unor dispozitive de măsurare a deformațiilor, rotirilor și deformațiilor specifice. Pentru

măsurarea deformațiilor s-au utilizat deformetre cu diferite plaje de măsurare ($\pm 10\text{cm}$, $\pm 20\text{cm}$).

Pentru măsurarea rotirilor s-au utilizat două înclinometre dispuse pe două fețe ale nodurilor.

Deformația specifică pe rigidizările verticale talpă grindă - talpă stâlp și la nivelul inimii fiecărui nod s-a înregistrat utilizând timbre tensometrice legate la o punte tensometrică.

Culegerea datelor s-a efectuat automat toate dispozitivele de măsură fiind legate la o stație de achiziție a datelor de tip HP3852A. Datele au fost culese pe calculator cu ajutorul unui software specific acestor tipuri de încercări.

4.7 Confecționarea elementelor experimentale

Oțelul structural al elementelor experimentale au fost confecționate de o firmă specializată. Toate elementele experimentale au fost echipate cu timbre tensometrice pentru înregistrarea deformațiilor specifice. Aspecte din timpul efectuării operațiunilor de pregătire a elementelor experimentale sunt redată în Foto 4.1 ÷ 4.12.



Foto 4.1 – Lipirea timbrelor tensometrice pe rigidizările verticale

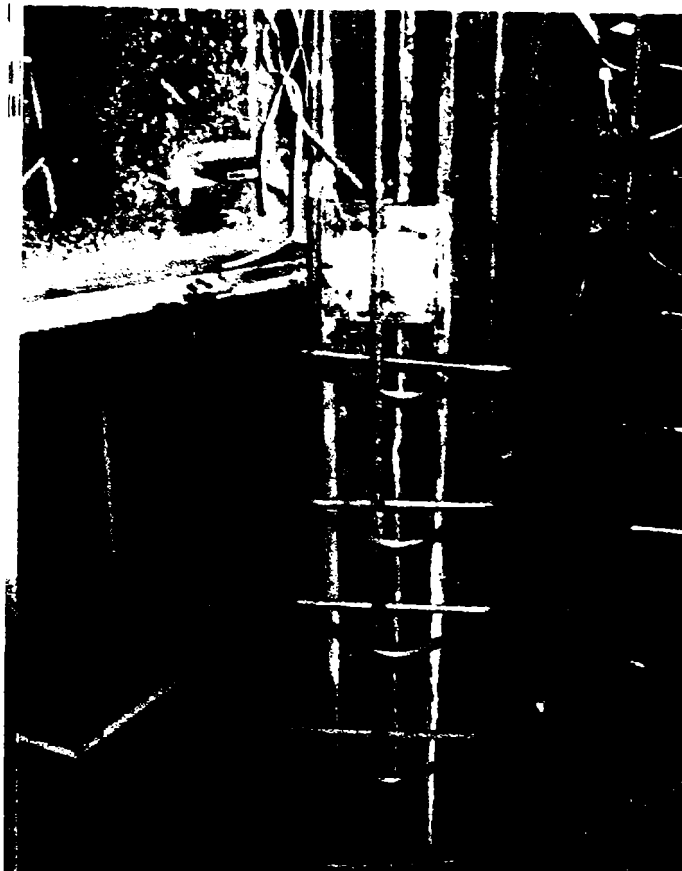


Foto 4.2 – Montarea etrierilor și armăturii longitudinale



Foto 4.3 – Montarea etrierilor

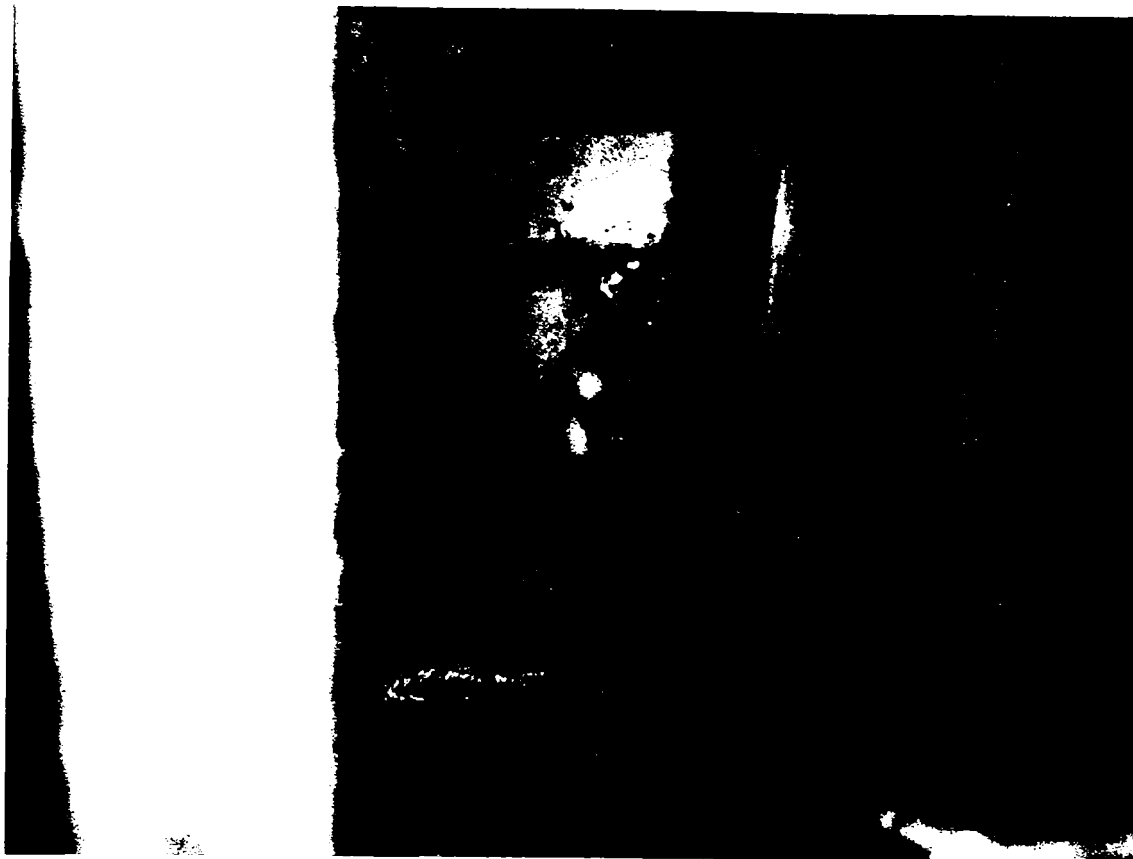


Foto 4.4 - Sudarea etrierilor la nivelul inimii grinzilor

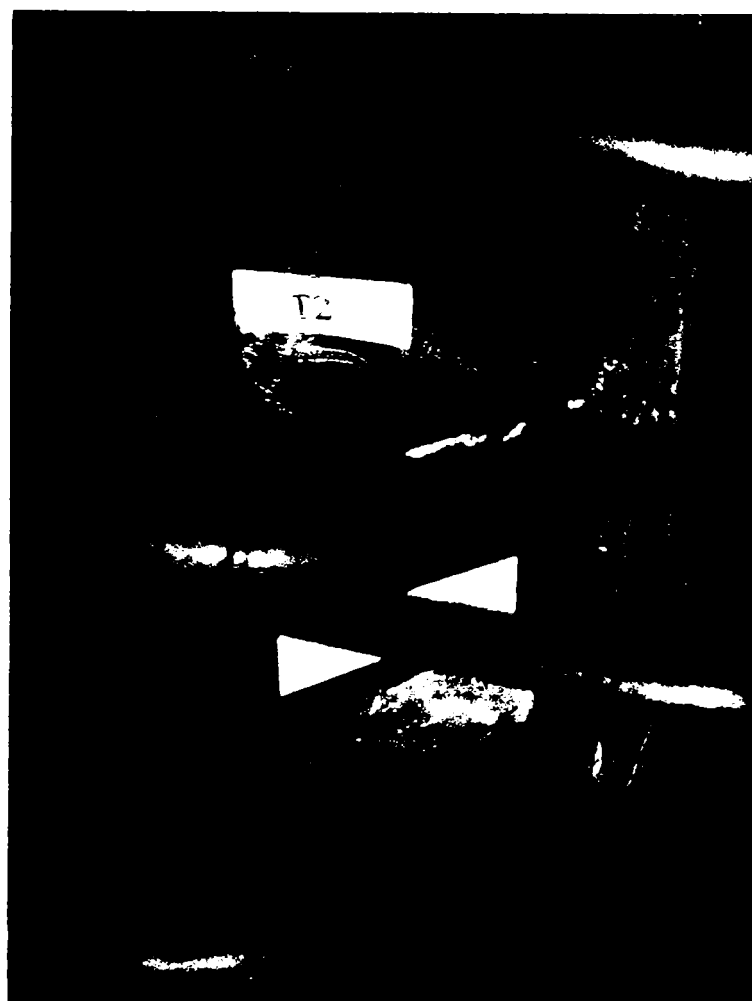


Foto 4.5 – Protejarea timbrei cu silicon

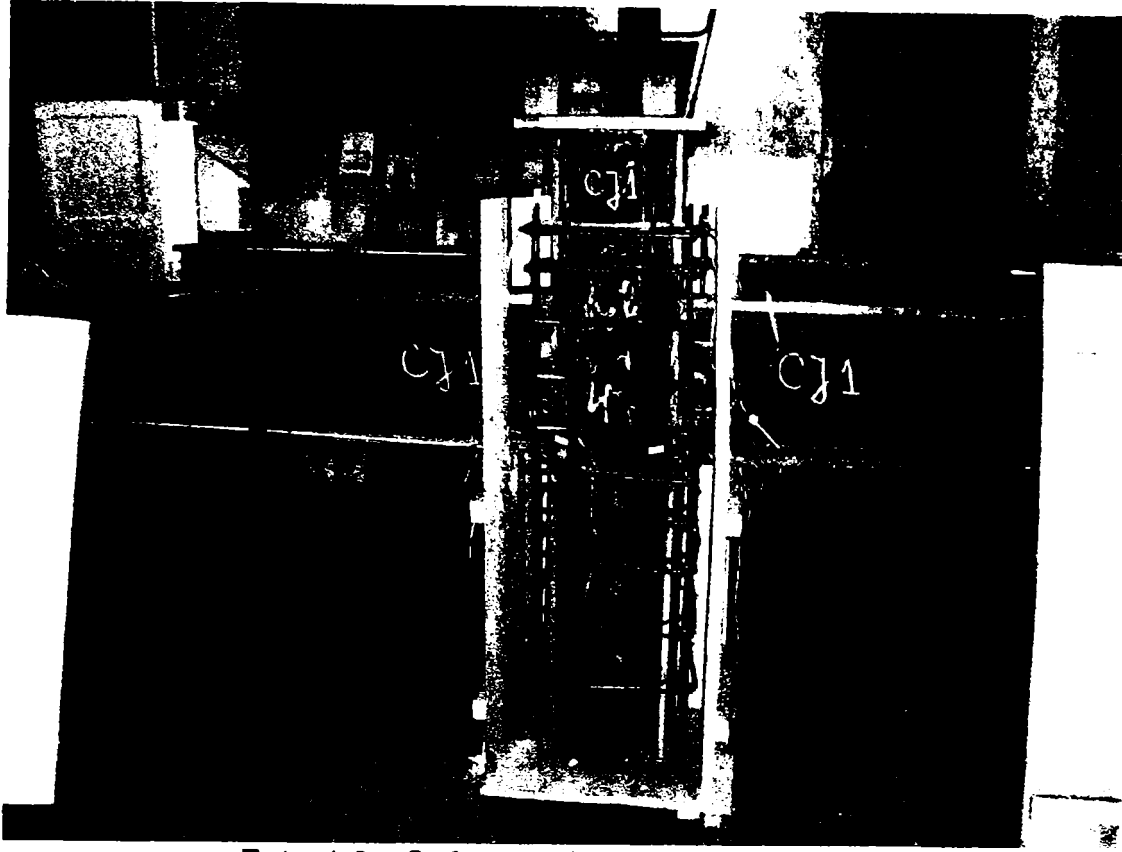


Foto 4.6 - Cofrarea elementelor compuse



Foto 4.7 – Pregătirea suprafețelor etrierilor



Foto 4.8 – Determinarea lucrabilității

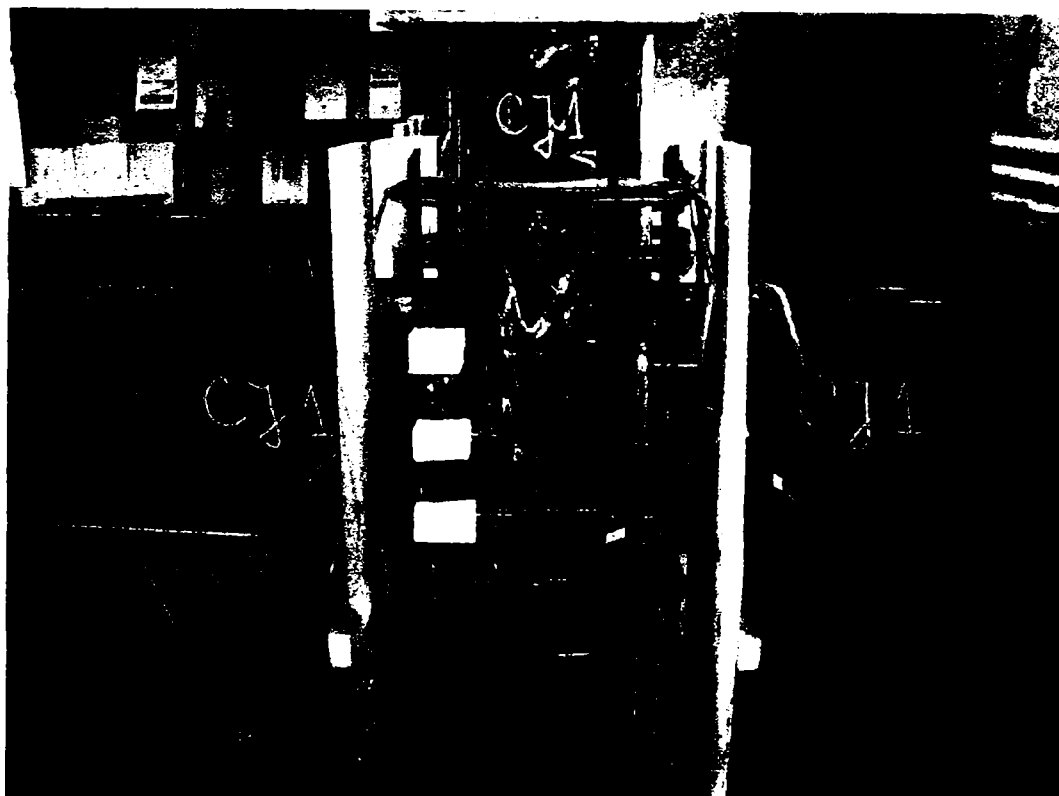


Foto 4.9 – Protejarea zonei de lipire a timbrelor de pe etrieri



Foto 4.10 – Determinarea lucrabilității betonului



Foto 4.11 - Elementele experimentale CJ1-CJ2 după turnare



Foto 4.12 – Nodurile compuse după decofrare

Armătura elastică longitudinală și transversală a fost confecționată în cadrul laboratorului departamentului CCIA. Elementele compuse CJ1 și CJ2 au fost turnate în același laborator. Aspecte din timpul confecționării betonului, al confecționării cofrajului și turnării sunt prezentate în foto 4.6 ÷ 4.11.

Programul experimental a cuprins încercarea a 4 noduri dintre care două compuse oțel beton și două metalice. Elementele metalice au fost constituite în mod identic cu oțelul structural al elementelor compuse.

Elementele experimentale au fost denumite și încercate după cum urmează:

- un nod metalic **SJ1** – încercare monotonă cu scopul determinării limitei elastice și capacității portante la sacini monoton crescătoare;
- un nod metalic **SJ2** – încercare ciclic alternantă (încărcare simetrică) – cu scopul de a stabili rigiditatea nodului, capacitatea de rotire a acestuia, modul de cedare și energia disipată;
- un nod compus oțel-beton **CJ1** - încercare monotonă cu scopul determinării limitei elastice și capacității portante la sacini monoton crescătoare;

- un nod compus oțel-beton **CJ2** - încercare ciclic alternantă (încărcare simetrică) cu scopul de a stabili rigiditatea nodului, capacitatea de rotire a acestuia, modul de cedare și energia disipată.

Nodurile compuse au fost alcătuite în mod identic cu cele metalice la care s-au adăugat armăturile elastice longitudinale și transversale (etrieri) respectiv betonul.

Alcătuirea nodurilor fiind practic identică în ceea ce privește oțelul structural a permis efectuarea unor comparații între elementele încercate.

4.8 Încercări experimentale

Toate încercările experimentale s-au efectuat avînd la bază metodologia de încercare menționată la paragraful 4.5. Încărcarea s-a aplicat la nivelul superior al stîlpului. Treptele de încărcare au fost stabilite pentru fiecare element experimental în parte. Încărcarea s-a efectuat în control de deplasare al actuatorului, fiind înregistrată la fiecare treaptă de deplasare impusă [mm] valoarea forței [kN].

4.8.1 Încercarea elementului experimental SJ1

Elementul experimental SJ1 (steel joint nr.1) face parte din categoria nodurilor structurale interioare ale unei structuri spațiale în cadre. Nodul experimental este un asamblaj grindă stîlp la care stîlpul este cruciform, alcătuit din tablă sudată și grinzile ce concură în nod sunt grinzi I.

La nivelul tălpilor grinzilor în interiorul nodului au fost prevăzute patru rigidizări orizontale parțiale pentru a permite turnarea betonului. La nivelul tălpilor grinzilor între tălpile perpendiculare ale stîlpului au fost prevăzute patru rigidizări verticale. La partea superioară a stîlpului a fost prevăzută o placă metalică cu scopul de a permite prinderea actuatorului de elementul experimental.

Încercarea elementului experimental SJ1 – a fost o încercare monoton crescătoare și a avut ca scop următoarele:

- determinarea limitei elastice e_y respectiv F_y , valori necesare pentru efectuarea încercării ciclice;
- studiul comportării nodului, prin culegerea de date în ceea ce privește modul de cedare respectiv de rupere al acestuia;
- determinarea capacității de rotire și de deformație a nodului;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi în panoul interior al nodului, respectiv pe rigidizările verticale;
- determinarea rigidității inițiale a nodului.

Înregistrarea comportării elementului experimental **SJ1** sub încărcarea monoton crescătoare s-a realizat utilizând 8 captori de deplasări, 2 înclinometre și 4 timbre tensometrice.

Captorii de deplasări d_1 și d_2 au fost dispuși pentru înregistrarea deplasărilor pe verticală ale stâlpului, captorii $d_3 \div d_6$ pentru înregistrarea deformațiilor orizontale ale tăpii stâlpului iar captorii d_7 și d_8 pentru înregistrarea deformațiilor pe verticală ale grinzilor la o anumită distanță de fața stâlpului.

Înclinometrele I_1 și I_2 au fost montate pe fața exterioară a nodului la mijlocul înălțimii grinzilor.

Timbrele tensometrice T_1 și T_3 au fost lipite pe rigidizările verticale ale nodului iar T_2 și T_4 în interiorul nodului pe panoul acestuia la nivelul rigidizărilor orizontale din nod. Deplasarea cadrului experimental a fost înregistrată de un captor de deplasare dispus suplimentar.

Poziționarea instrumentelor de culegere a datelor pe elementul experimental este redată în figura 4.23.

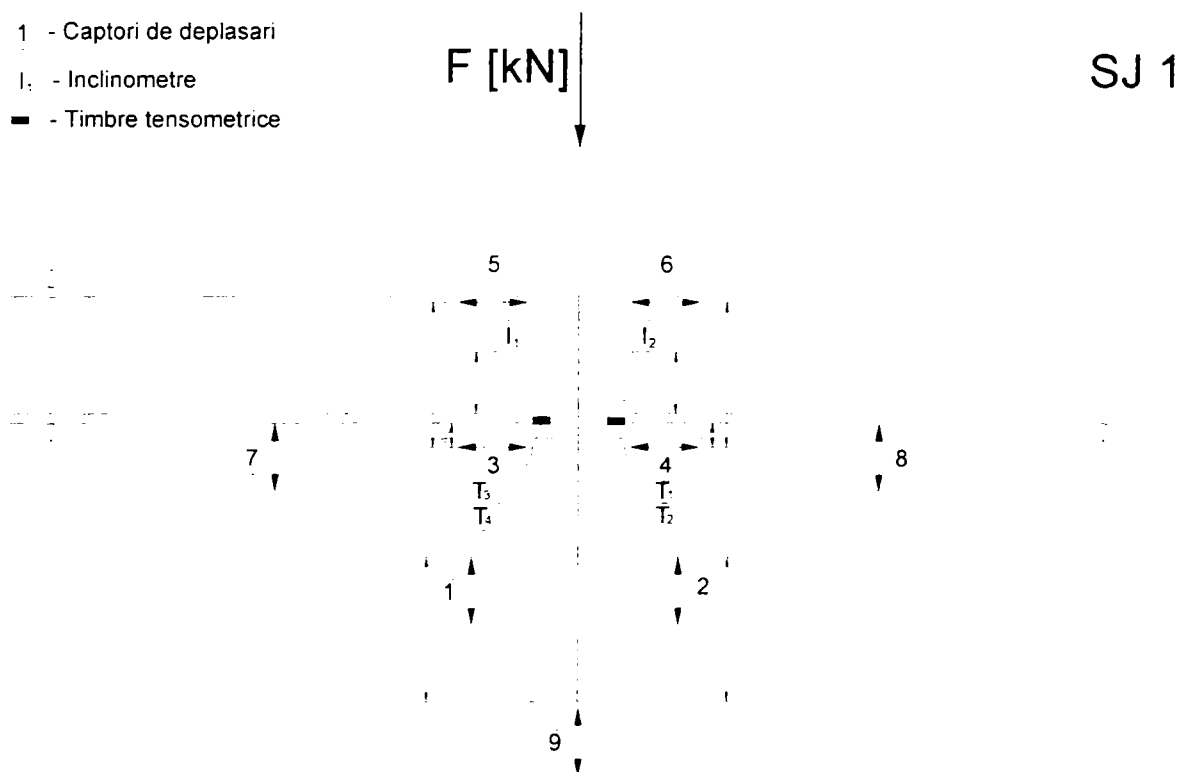


Figura 4.23 - Dispunerea dispozitivelor de înregistrare a comportării elementului

Aspecte privind dispunerea dispozitivelor de înregistrare a comportării elementului respectiv pregătirea încercărilor nodului SJ1 sunt redată în foto 4.13, 4.14.

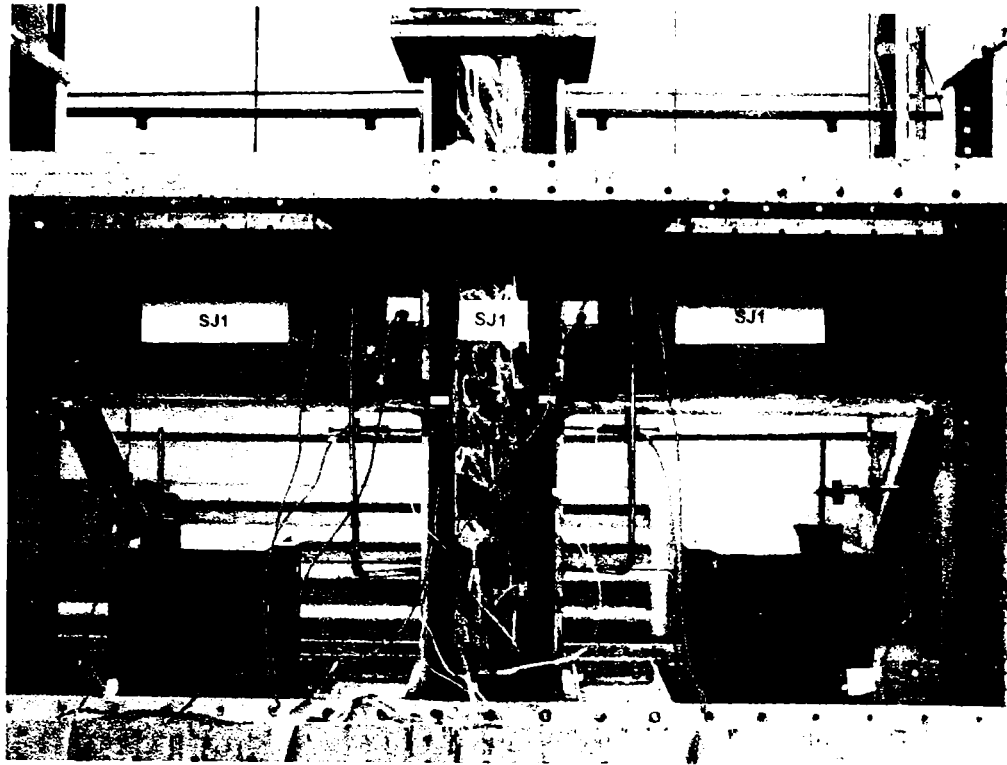


Foto 4.13 - Elementul experimental SJ1 – echipat pentru încercare

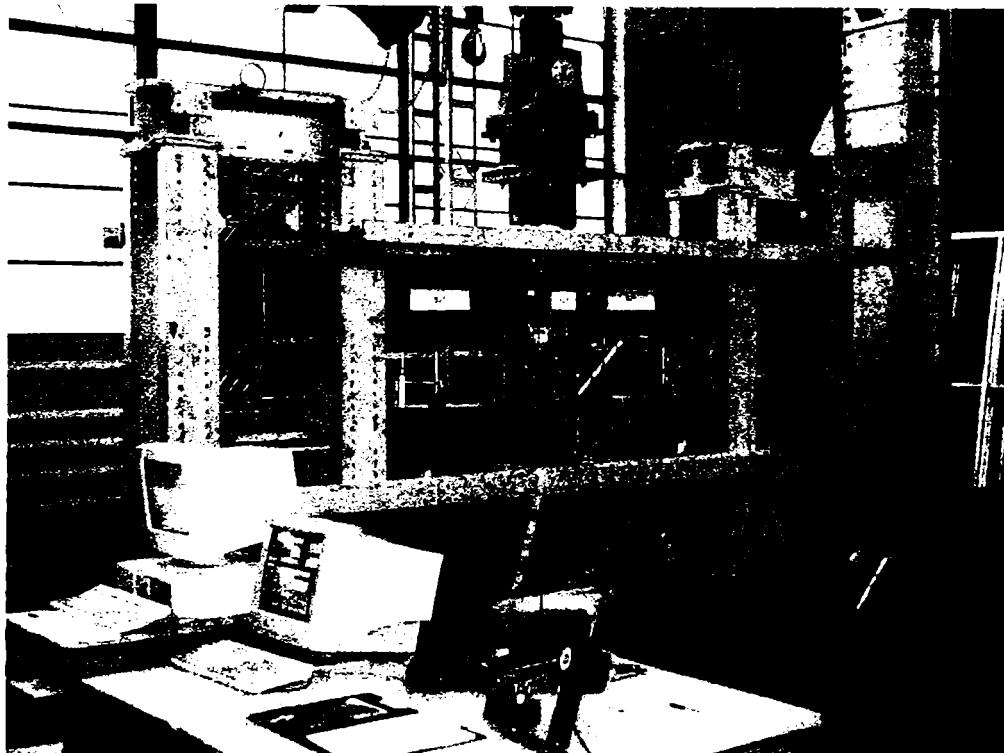


Foto 4.14 - Vedere generală stand - încercare monotonă element SJ1

Tabelul 4.5

Nr. Crt.	Treapta de încărcare	Deplasarea relativă [mm]	Deplasarea cumulată [mm]	Timp [s]
1	I	30	30	900
2	II	15	45	900
3	III	15	60	900
4	IV	15	75	900
5	V	15	90	900

Comportarea sub încărcări a elementului experimental SJ1 poate fi ilustrată sintetic prin rezultatele și observațiile prezentate în tabelul 4.6.

Tabelul 4.6

Treapta de încărcare	Forța (t)	Deplasarea piston DP (mm)	Observații
I	48	17,2	Pocnituri sudură
I	55,2	30,1	Pocnituri interior
I	55,08	29,8	Pârâituri interior
II	55,4	31,0	Fisurare plăcuță T3
II	56,4	32,3	Rupere sudură T3
II	51,4	38,5	Curgere talpă stâlp
III	53,6	51,0	Rupere plăcuță spate D4 Fisură inimă pe linie D3
III	48,8	59,0	Extindere fisură inimă
IV	48,7	65,0	Fisurare inimă pronunțată aprox 1 cm deschidere
IV	46,2	69,0	Fisurare >1cm
IV	47,2	70,0	Flambaj plăcuță superioară – compresiune
IV	47,5	73,0	Extindere fisură în inimă Flambare inimă stâlp interior
V	44,4	79,0	Extindere fisură în inimă
		68,8	Deplasare remanentă piston

Aspecte din timpul efectuării încercărilor sunt prezentate în foto 4.15 ÷ 4.26.

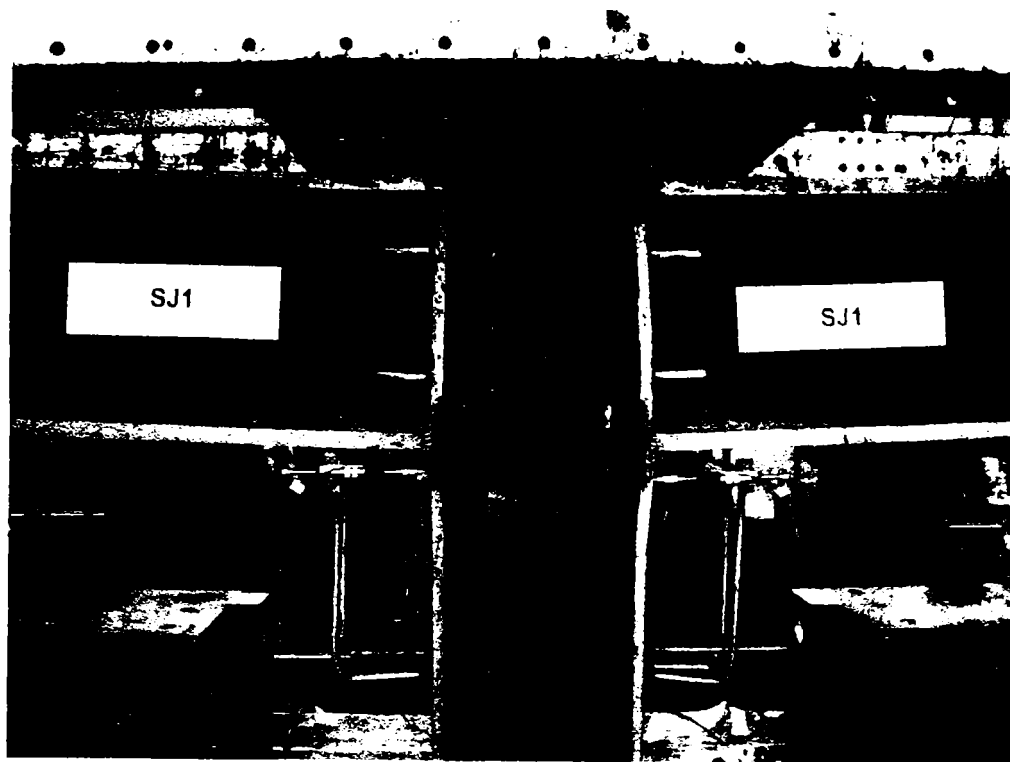


Foto 4.15 - Modul de deformare al nodului

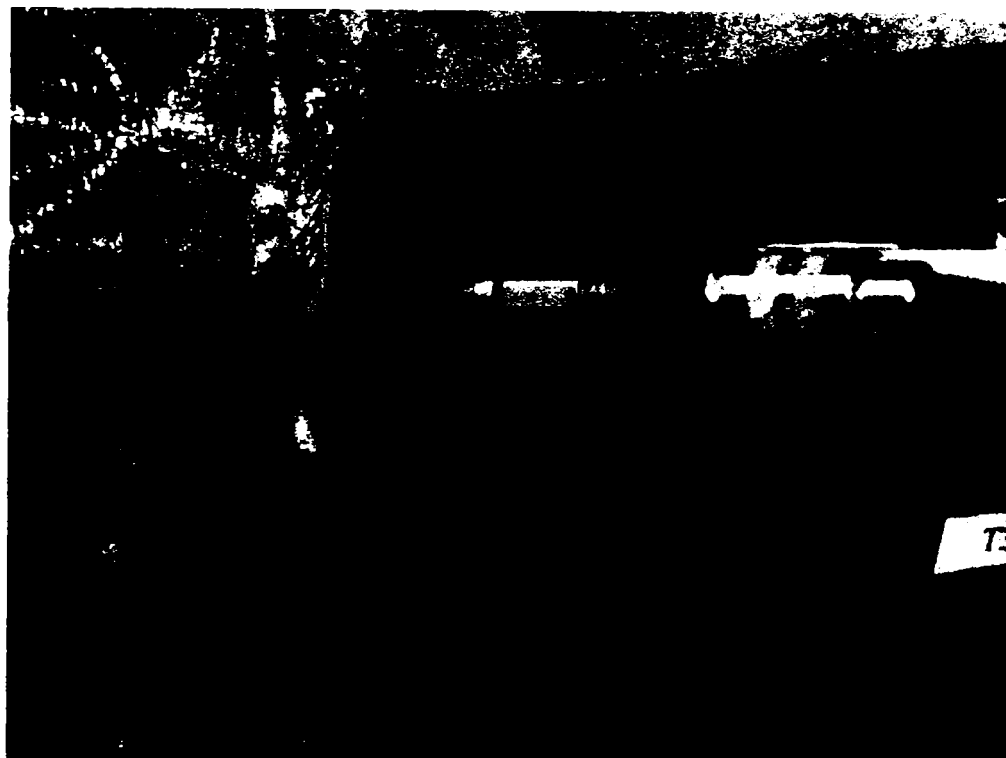


Foto 4.16 - Curgerea tăpii stâlpului

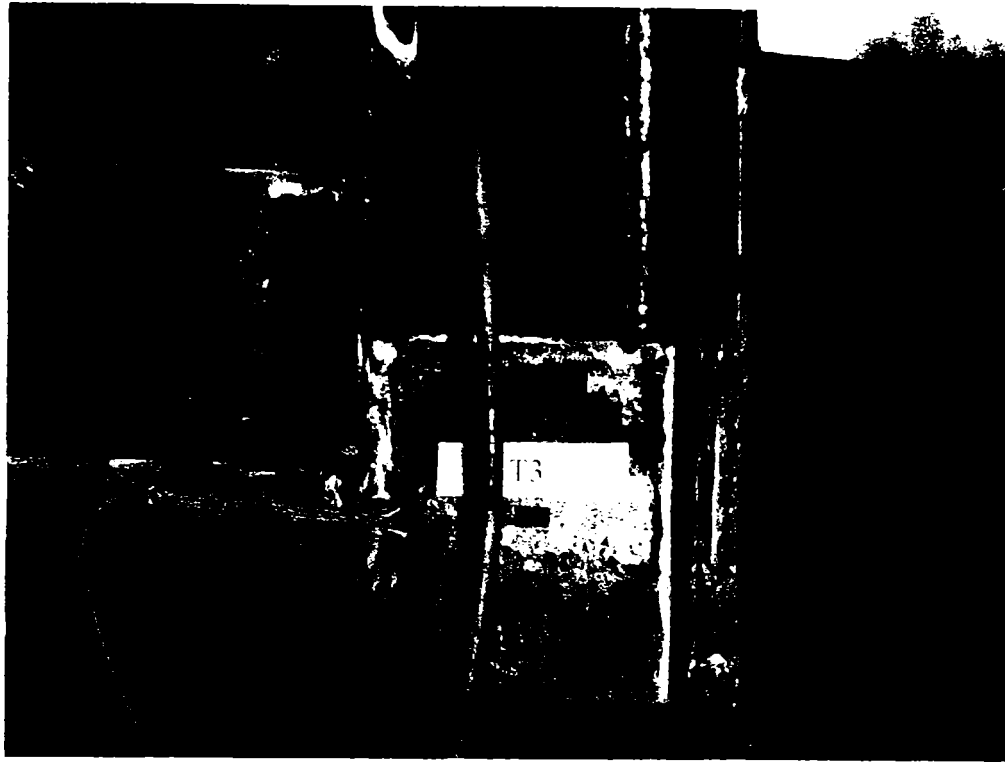


Foto 4.17 - Ruperea sudurii în dreptul rigidizării verticale



Foto 4.18 - Fisurarea sudurii



Foto 4.19 - Fisurarea panoului nodului



Foto 4.20 - Flambajul rigidizării verticale comprimate



Foto 4.21 - Ruperea nodului, deformația maximă



Foto 4.22 - Detaliu cedare sudură



Foto 4.23 - Ruperea panoului interior al nodului



Foto 4.24 - Direcția eforturilor principale zona întinsă

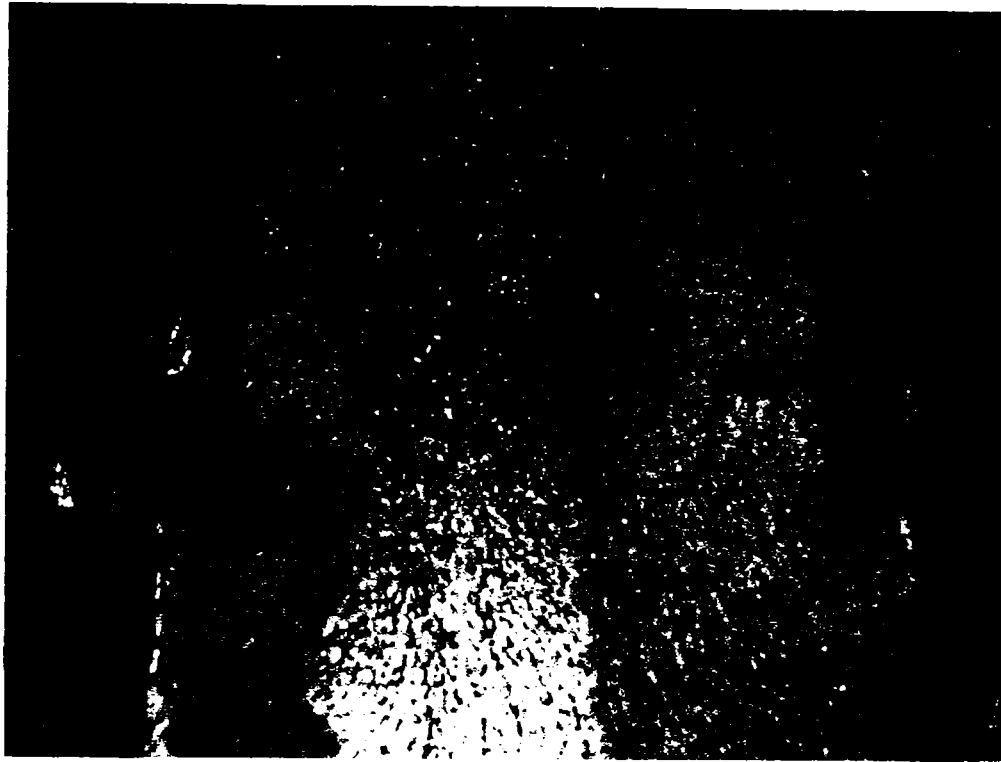


Foto 4.25 - Direcția eforturilor principale zona comprimată



Foto 4.26 - Flambajul panoului nodului în zona comprimată

4.8.2 Încercarea elementului experimental SJ2

Elementul experimental SJ2 (steel joint nr.2) este constituit în mod similar cu elementul experimental SJ1, ambele făcând parte din categoria nodurilor structurale interioare ale unei structuri spațiale în cadre.

Încercarea elementului experimental SJ2 – a fost o încercare ciclic alternantă având la bază limita elastică determinată la încercarea elementului SJ1.

Ea a avut ca scop următoarele:

- studiul comportării nodului, prin culegerea de date în ceea ce privește modul de cedare respectiv de rupere al acestuia;
- determinarea capacității de rotire și de deformație a nodului;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi în panoul interior al nodului, respectiv pe rigidizările verticale;
- determinarea degradării rigidității nodului.

Înregistrarea comportării elementului experimental **SJ2** sub încărcarea ciclică alternantă s-a realizat cu aceleași instrumente ca și la elementul experimental SJ1 dispuse în mod similar (captori de deplasări, înclinometre și timbre tensometrice).

Poziționarea instrumentelor de culegere a datelor pe elementul experimental este redată în figura 4.24.

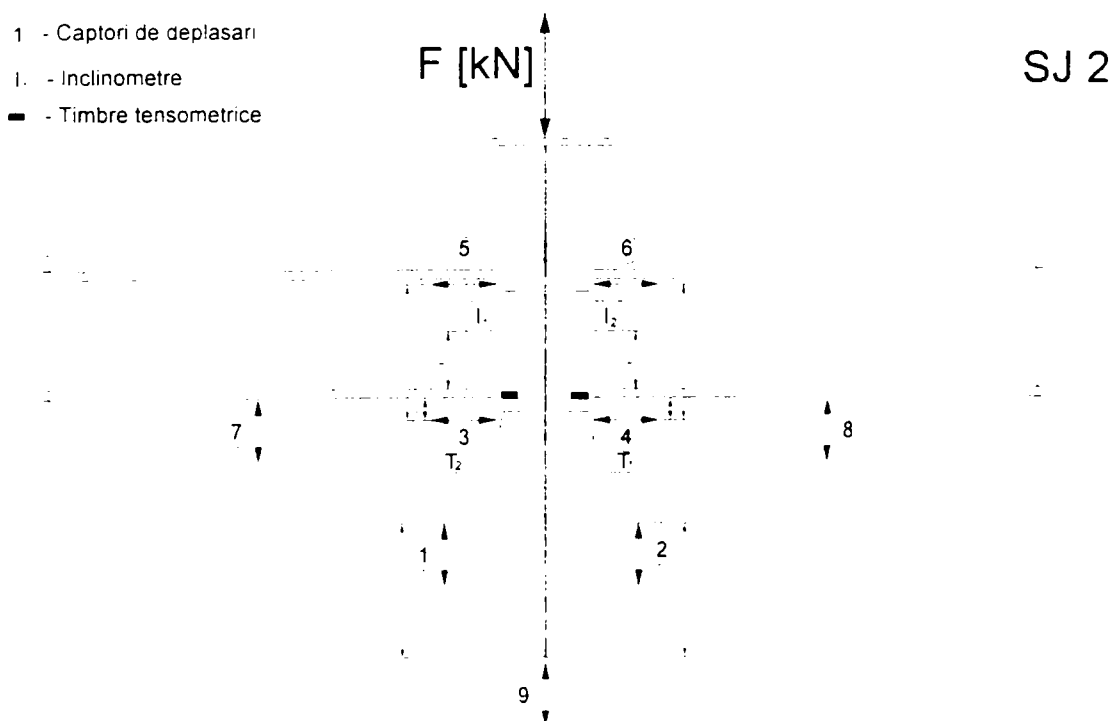


Figura 4.24 - Dispunerea dispozitivelor de înregistrare a comportării elementului

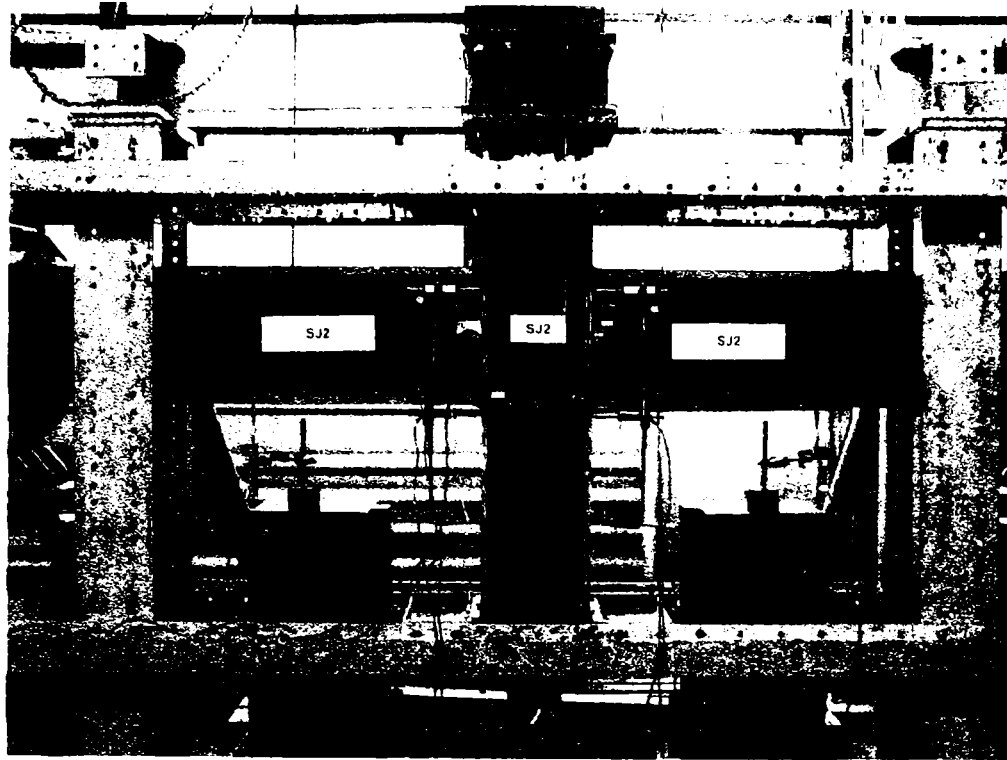


Foto 4.27 - Elementul experimental SJ2 – echipat pentru încercare

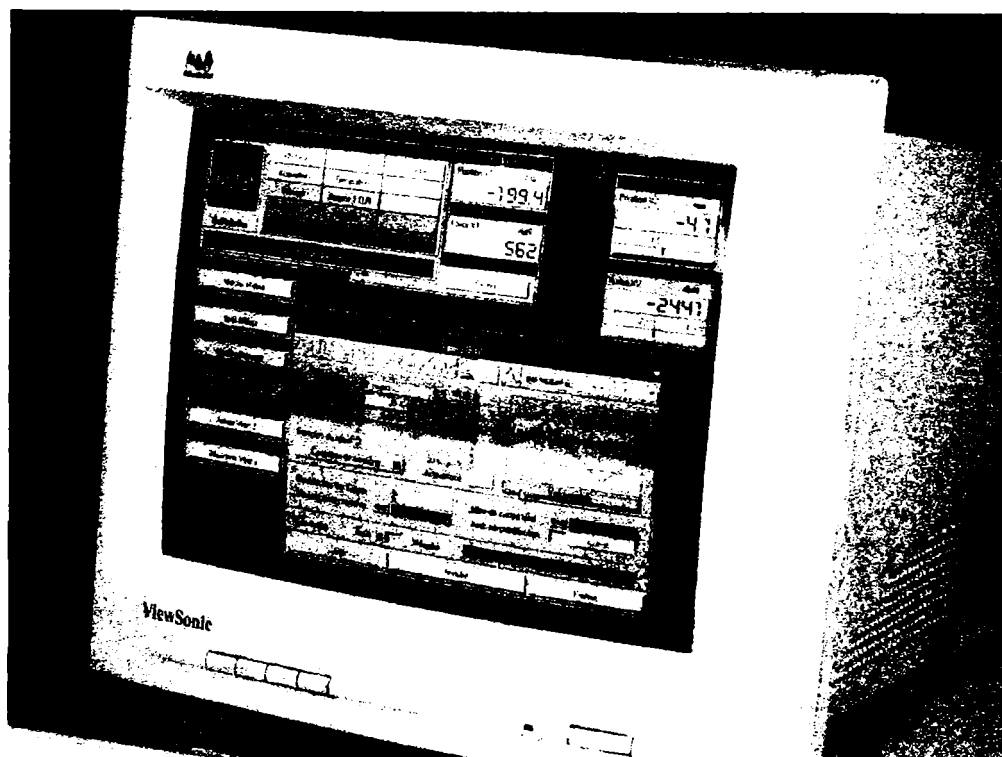


Foto 4.28 - Generarea automatizată a ciclurilor alternante

Treptele de încărcare respectiv perioadele acestora sunt definite în tabelul 4.7.

Tabelul 4.7

Nr. Crt.	Treapta de încărcare	Amplitudinea [mm]	Timp [s]	Frecvența [s ⁻¹]
1.	$\pm \frac{1}{4} e_y$	5,6	180	0,00555
2.	$\pm \frac{1}{2} e_y$	11	180	0,00555
3.	$\pm \frac{3}{4} e_y$	15,7	180	0,00555
4.	$\pm e_y$	20,42	180	0,00555
5.	$\pm 2 e_y$	36,1	1080	0,000926
6.	$\pm 4 e_y$	63,2	1080	0,000926
7.	$\pm 6 e_y$	88,4	1080	0,000926
8.	$\pm 8 e_y$	112,06	1080	0,000926

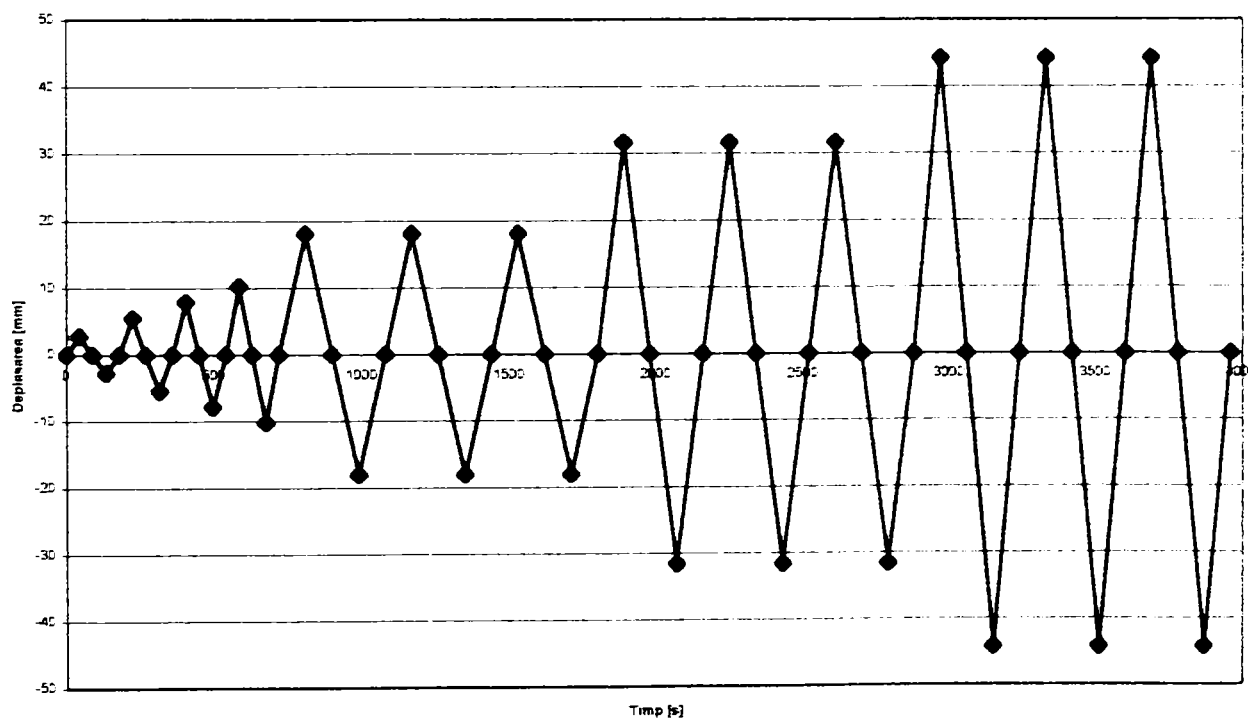


Figura 4.25 - Istoria încărcării ciclice aplicată elementului SJ2

Comportarea sub încărcări a elementului experimental SJ2 poate fi ilustrată sintetic prin rezultatele și observațiile prezentate în tabelul 4.8.

Tabelul 4.8

Deplasarea – Ciclu nr.	Forța (t)	Deplasarea piston DP (mm)	Observații
4e _y -ciclul 2 ⁺	6,2	+ 16,0	Pocnituri sudură, rupere rigidizare verticală D3, fisurare panou nod
4e _y -ciclul 2 ⁻	20,9	- 32	Fisurare inimă D5, D6, rupere plăcuță D6, fisurare inimă D4
4e _y -ciclul 3 ⁻	7,1	- 5	Fisură sudură rigidizare T1
6e _y -ciclul 1 ⁺	7,2	+ 21	Deschidere fisură panou nod D4
6e _y -ciclul 1 ⁻	7,1	- 5	Deschidere fisură panou nod D5, D6
6e _y -ciclul 2 ⁺	13,2	+ 35	Rupere pronunțată panou nod D4, D6

Aspecte din timpul efectuării încercărilor sunt prezentate în foto 4.29 ÷ 4.35.



Foto 4.29 - Fisura panou nod



Foto 4.30 - Rupere sudură rigidizare verticală



Foto 4.31 - Cedarea pe diagonală a sudurilor de la rigidizările verticale



Foto 4.32 - Dezvoltare fisură panou nod



Foto 4.33 - Direcția eforturilor principale



Foto 4.34 - Ruperea panoului nodului la solicitări ciclice

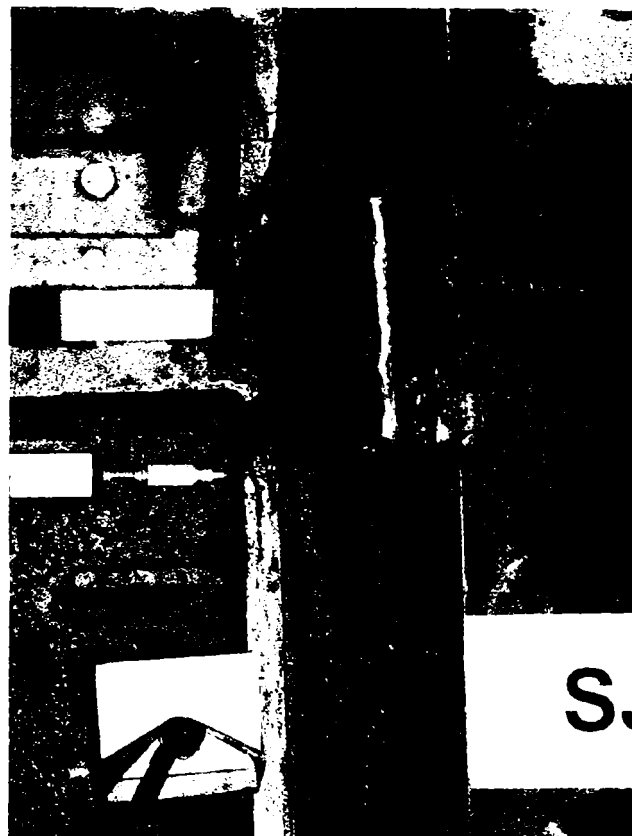


Foto 4.35 - Modul de rupere al nodului SJ2

4.8.3 Încercarea elementului experimental CJ1

Elementul experimental **CJ1** (composite joint nr.1) este un nod compus oțel beton, alcătuit din oțel structural, armătură și beton. Oțelul structural din nod are aceleași caracteristici geometrice cu nodurile SJ1-SJ2.

Încercarea elementului experimental CJ1 – a fost o încercare monoton crescătoare și a avut ca scop următoarele:

- determinarea limitei elastice e_y respectiv F_y , valori necesare pentru efectuarea încercării ciclice;
- studiul comportării nodului, prin culegerea de date în ceea ce privește modul de cedare respectiv de rupere al acestuia;
- determinarea capacității de rotire și de deformație a nodului;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi în panoul interior al nodului, respectiv pe rigidizările verticale;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi în armătura transversală;
- determinarea rigidității inițiale a nodului;
- achiziția de date privind comportarea nodului compus în vederea elaborării unui studiu comparativ față de nodul metalic.

Înregistrarea comportării elementului experimental **CJ1** sub încărcarea monoton crescătoare s-a realizat utilizând 8 captori de deplasări, 2 înclinometre și 7 timbre tensometrice.

Captorii de deplasări d_1 și d_2 au fost dispuși pentru înregistrarea deplasărilor pe verticală ale stâlpului, captorii $d_3 \div d_6$ pentru înregistrarea deformațiilor orizontale la fața de beton a nodului iar captorii d_7 și d_8 pentru înregistrarea deformațiilor pe verticală ale grinzilor la o anumită distanță de fața stâlpului.

Înclinometrele I_1 și I_2 au fost montate pe beton la fața exterioară a nodului la mijlocul înălțimii grinzilor.

Timbrele tensometrice T_1 și T_3 au fost lipite pe rigidizările verticale ale nodului iar T_2 și T_4 în interiorul nodului pe panoul acestuia la nivelul rigidizărilor orizontale din nod. Timbrele $T_5 \div T_7$ au fost dispuse pe etrierii perimetrali. Deplasarea cadrului experimental a fost înregistrată de un captor de deplasare dispus suplimentar.

Poziționarea instrumentelor de culegere a datelor pe elementul experimental este redată în figura 4.26.

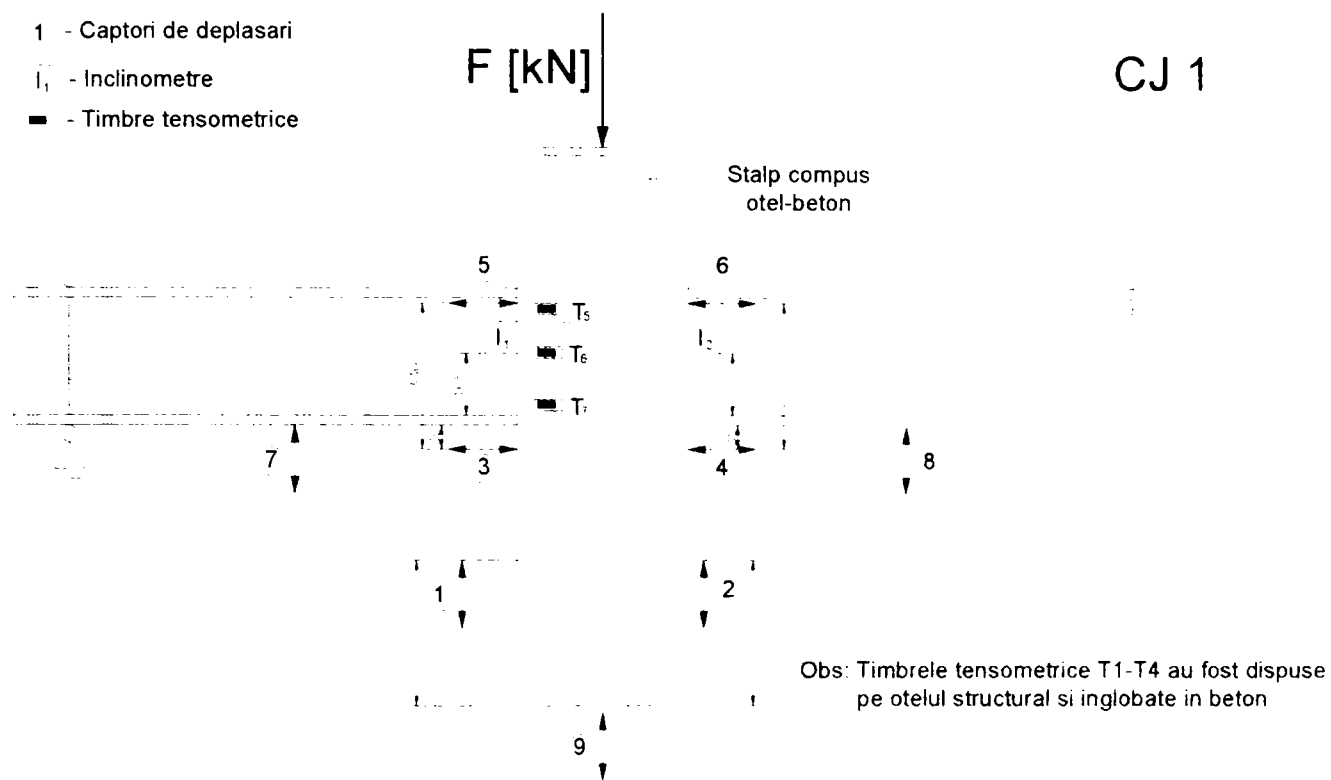


Figura 4.26 - Dispunerea dispozitivelor de înregistrare a comportării elementului

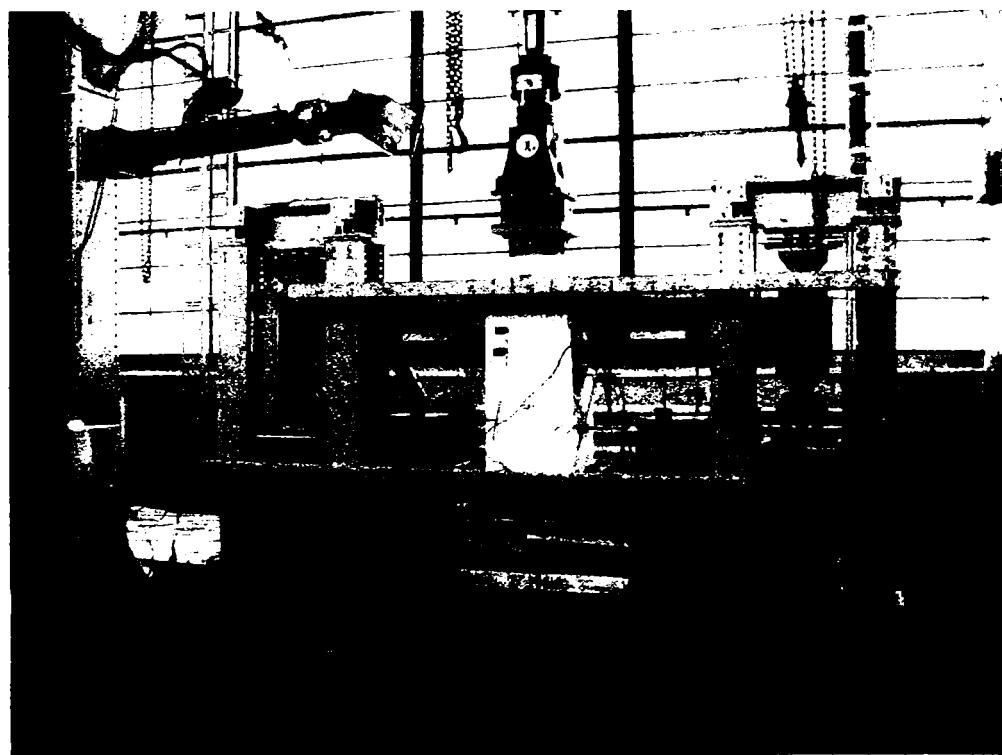


Foto 4.36 - Elementul experimental CJ1 – echipat pentru încercare

Foto 4.37 - Timbrele tensometrice $T_5 \div T_7$

Tabelul 4.9

Nr. Crt.	Treapta de încărcare	Deplasarea relativă [mm]	Deplasarea cumulată [mm]	Timp [s]
1	I	30	30	900
2	II	15	45	900
3	III	15	60	900

Comportarea sub încărcări a elementului experimental CJ1 poate fi ilustrată sintetic prin rezultatele și observațiile prezentate în tabelul 4.10.

Tabelul 4.10

Treapta de încărcare	Forța (t)	Deplasarea piston DP (mm)	Observații
I	21,84	4,5	Microfisuri în beton la nivel talpă inferioară (F1)
I	27,24	5,7	Dezvoltare fisuri de la talpa grinzii de oțel pe diagonală (F2)
I	43,4	9,4	Apariție fisură (F3)
I	45,1	9,9	Pocnitură puternică apariție fisură (F4;F5)
I	54,2	12,3	Dezvoltare fisură (F4) apariție fisură (F6)
I	64,4	15,8	Apariție și dezvoltare fisuri (F7) și (F8)
I	73,08	20,0	Dezvoltare fisură (F10) deschidere 32 mm Apariție fisură (F11)
II	81	35,2	Pocnitură puternică Deschidere pronunțată fisură (F1)
II	81,4	37,1	Dezvoltare fisuri laterale
III	67,8	45	Oprirea încercării datorită stării avansate de fisurare

Aspecte din timpul efectuării încercărilor sunt prezentate în foto 4.38 ÷ 4.42.

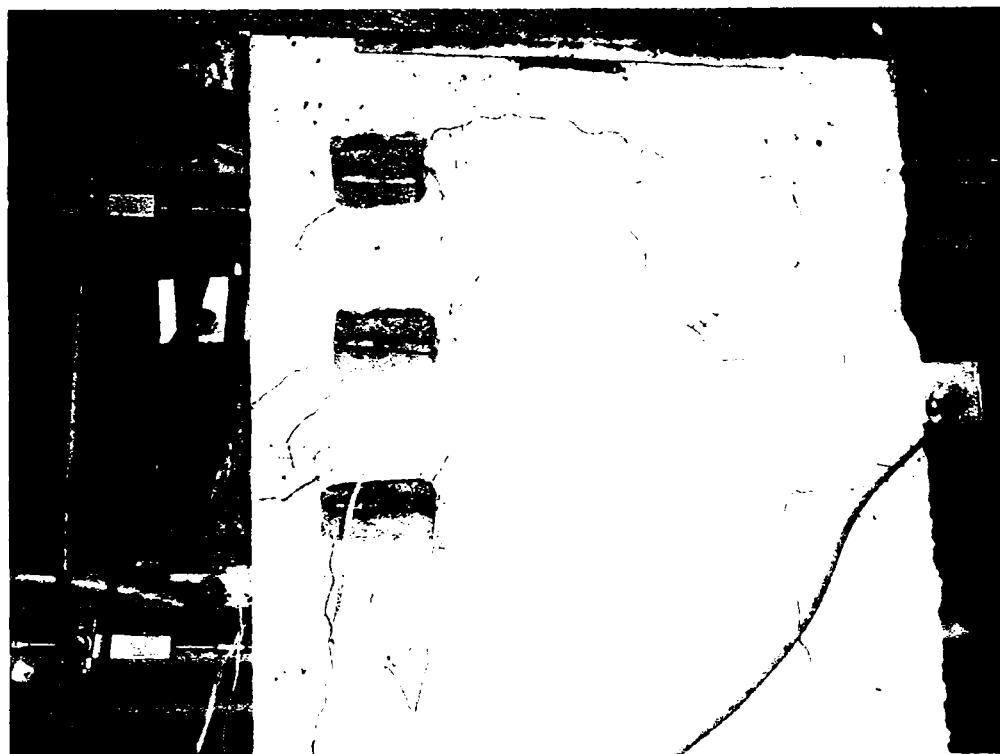


Foto 4.38 – Modul de fisurare a betonului

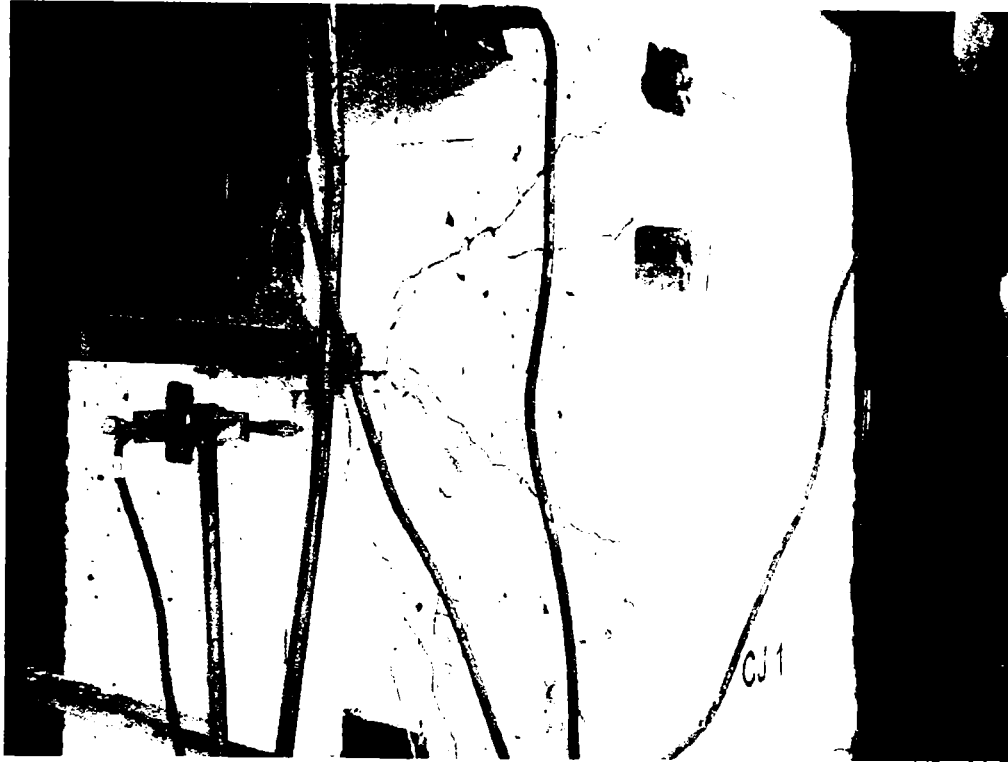


Foto 4.39 - Dezvoltarea fisurilor - vedere laterală

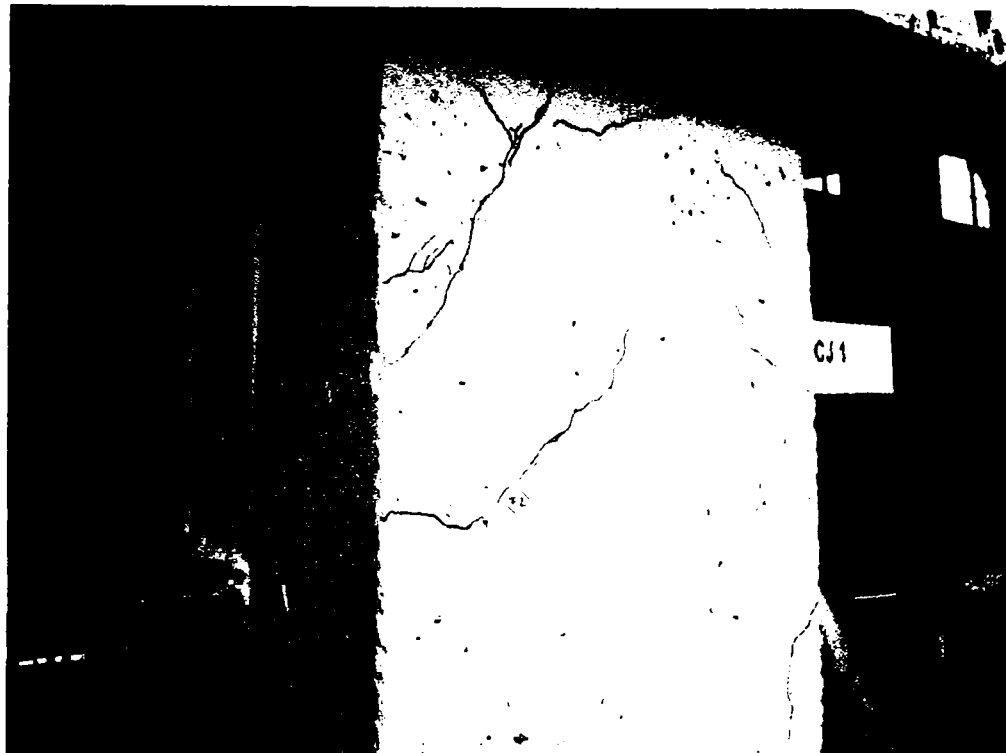


Foto 4.40 - Starea de fisurare –vedere din spate



Foto 4.41 - Dezvoltarea fisurilor de la nivelul tăpii întinse



Foto 4.42 - Deschiderea pronunțată a fisurilor la rupere

4.8.4 Încercarea elementului experimental CJ2

Elementul experimental CJ2 (composite joint nr.2) este un nod compus oțel beton, alcătuit similar elementului experimental CJ1. Oțelul structural din nod are aceleași caracteristici geometrice cu nodurile SJ1-SJ2.

Încercarea elementului experimental CJ2 – a fost o încercare de tip ciclic alternantă avînd la bază limita elastică determinată la încercarea elementului CJ1.

Ea a avut ca scop următoarele:

- studiul comportării nodului, prin culegerea de date în ceea ce privește modul de cedare respectiv de rupere al acestuia;
- determinarea capacității portante, de rotire și de deformație a nodului;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi în panoul interior al nodului, respectiv pe rigidizările verticale;
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi în armătura transversală;
- determinarea degradării rigidității nodului;
- achiziția de date privind comportarea nodului compus în vederea elaborării unui studiu comparativ față de nodul metalic.

Înregistrarea comportării elementului experimental **CJ2** sub încărcarea ciclică alternantă s-a realizat cu aceleași instrumente ca și la elementul experimental **CJ1**. Aparatura a fost dispusă în mod similar (captori de deplasări, înclinometre și timbre tensometrice).

Poziționarea instrumentelor de culegere a datelor pe elementul experimental este redată în figura 4.27.

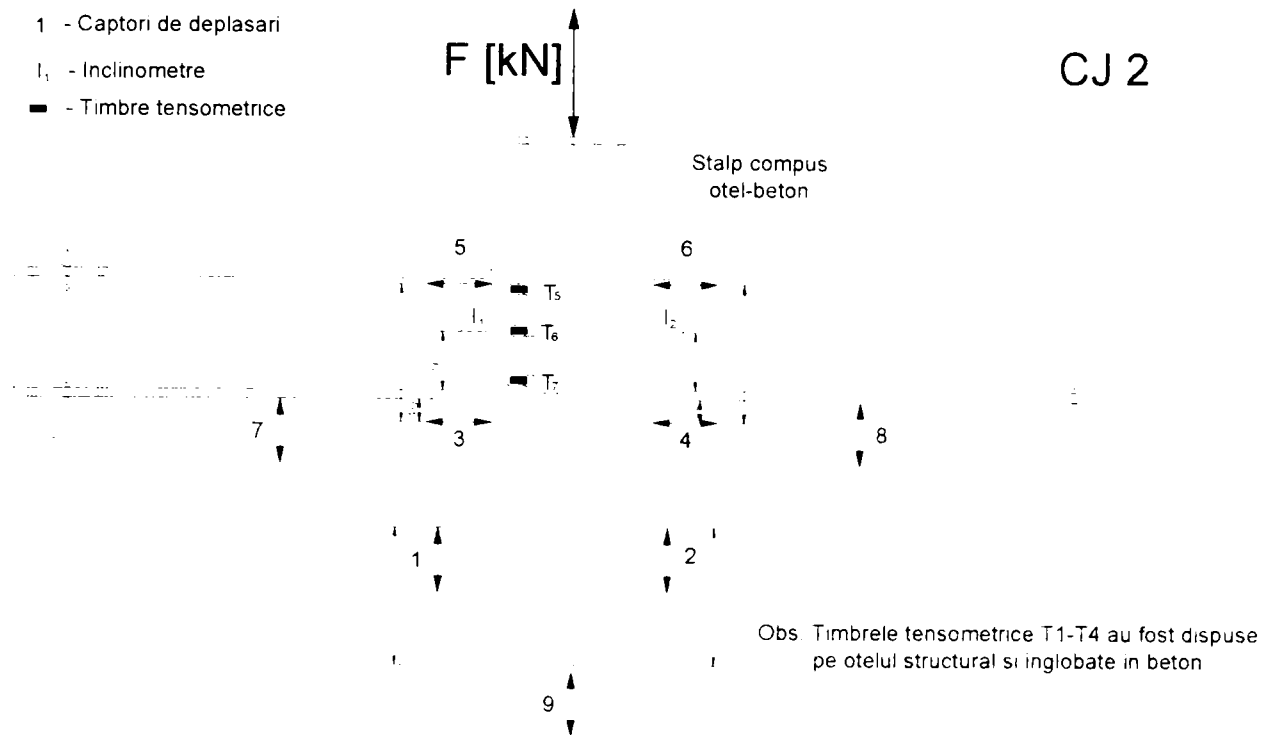


Figura 4.27 - Dispunerea dispozitivelor de înregistrare a comportării elementului



Foto 4.43 - Elementul experimental CJ2 – echipat pentru încercare

Treptele de încărcare respectiv perioadele acestora sunt prezentate în tabelul 4.11.

Tabelul 4.11

Nr. Crt.	Treapta de încărcare	Amplitudinea [mm]	Timp [s]	Frecvența [s ⁻¹]
1.	$\pm \frac{1}{4} e_y$	7,2	180	0,00555
2.	$\pm \frac{1}{2} e_y$	13,8	180	0,00555
3.	$\pm \frac{3}{4} e_y$	20,32	180	0,00555
4.	$\pm e_y$	26,08	180	0,00555
5.	$\pm 2 e_y$	44,6	1080	0,000926
6.	$\pm 4 e_y$	70,16	1080	0,000926
7.	$\pm 6 e_y$	92	1080	0,000926
8.	$\pm 8 e_y$	117	1080	0,000926

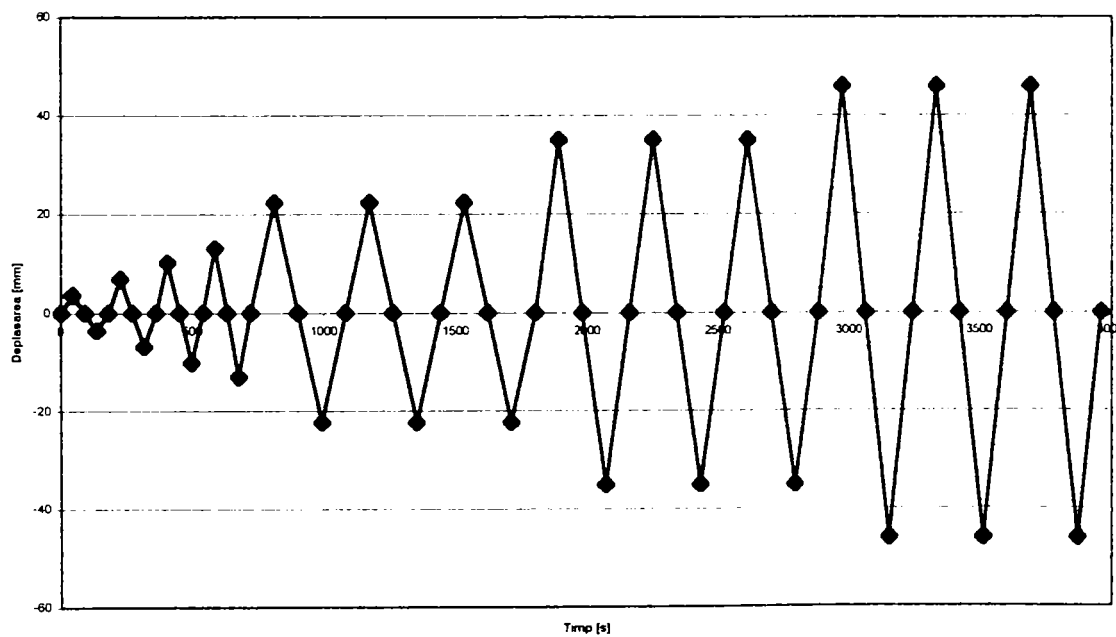


Figura 4.28 - Istoria încărcării ciclice aplicată elementului CJ2

Comportarea sub încărcări a elementului experimental SJ2 poate fi ilustrată sintetic prin rezultatele și observațiile prezentate în tabelul 4.12.

Tabelul 4.12

Deplasarea – Ciclu nr.	Forța (t)	Deplasarea piston DP (mm)	Observații
e_y^-	33	+ 9,0	Apariție fisuri (F1), (F2), (F3)
$2e_y^-$ -ciclul 2 ⁺	60	+13,0	Dezvoltare fisuri
$4e_y^-$ -ciclul 1 ⁺	59	+25,0	Dizlocare porțiune beton pe fața laterală

Aspecte din timpul efectuării încercării sunt prezentate în foto 4.44 ÷ 4.51.



Foto 4.44 - Apariția fisurilor la ciclul e_y^-



Foto 4.45 - Apariția fisurilor la ciclul e_y^-

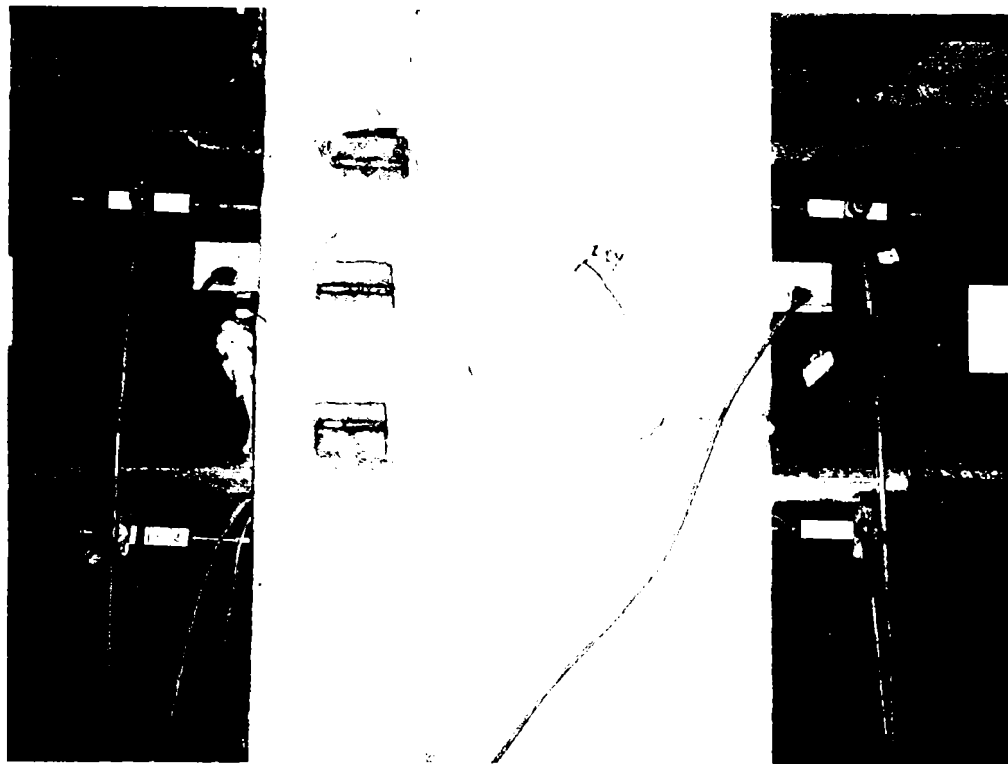


Foto 4.46 - Stare fisurare la sfârșitul ciclurilor $2e_y$ –vedere din față



Foto 4.47 - Stare fisurare la sfârșitul ciclurilor $2e_y$ –vedere din spate

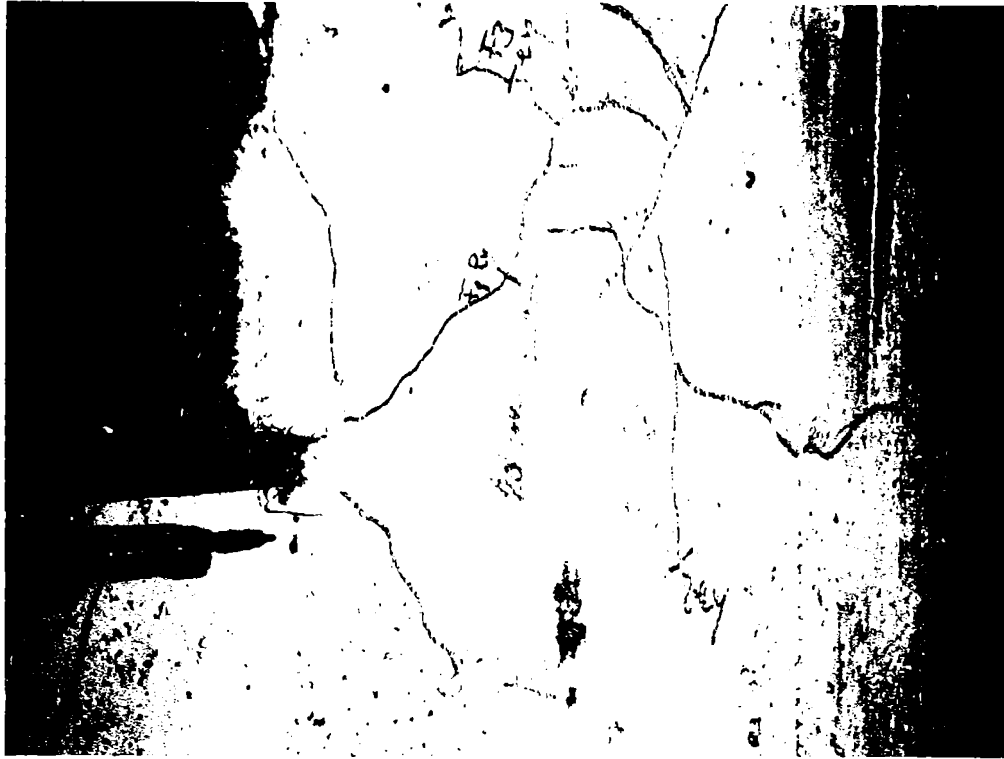


Foto 4.48 - Dezvoltare fisuri pe fața laterală

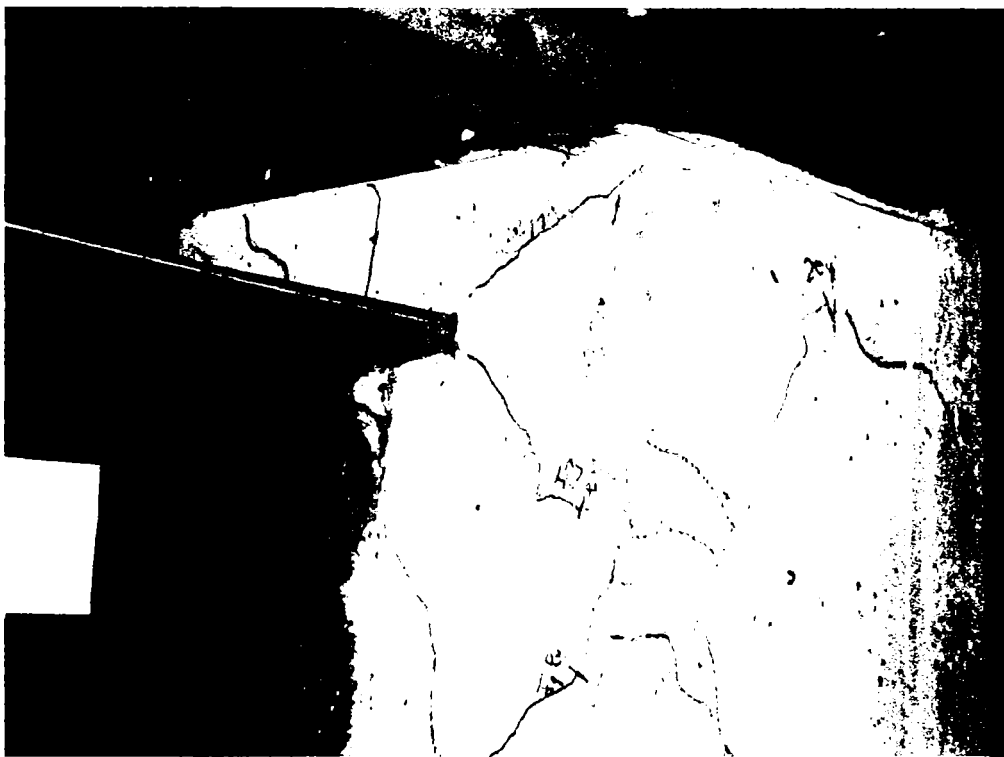


Foto 4.49 - Dezvoltare fisuri pe fața laterală



Foto 4.50 - Dezvolatea fisurilor laterale cu dislocarea unor porțiuni de beton

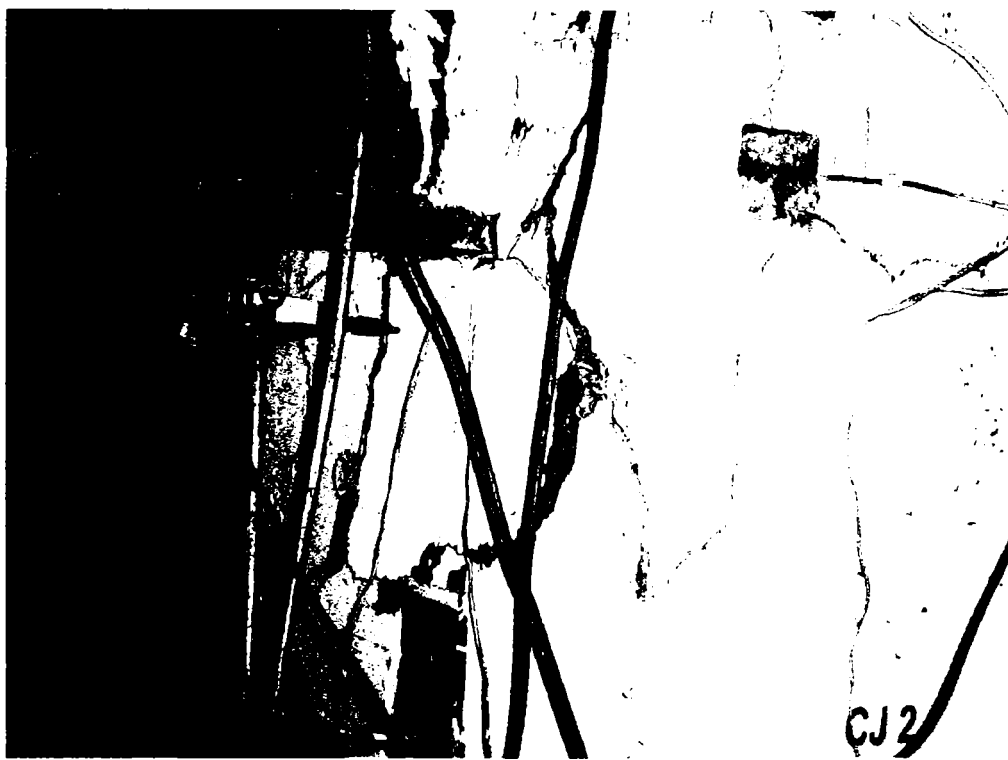
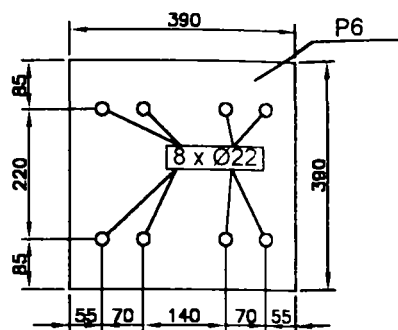
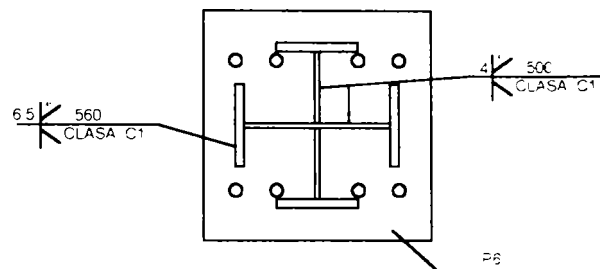


Foto 4.51 - Starea de fisurare la sfârșitul ciclurilor 4e_y

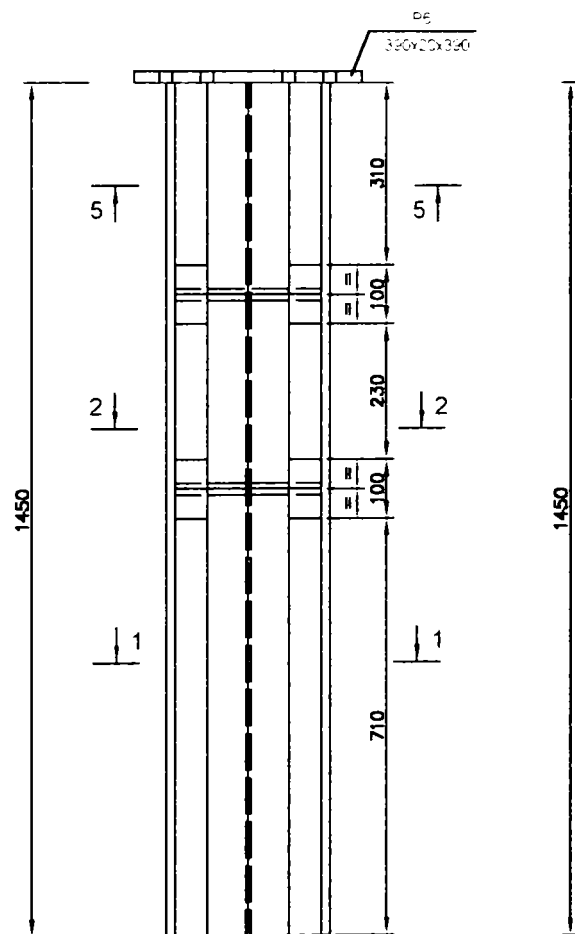
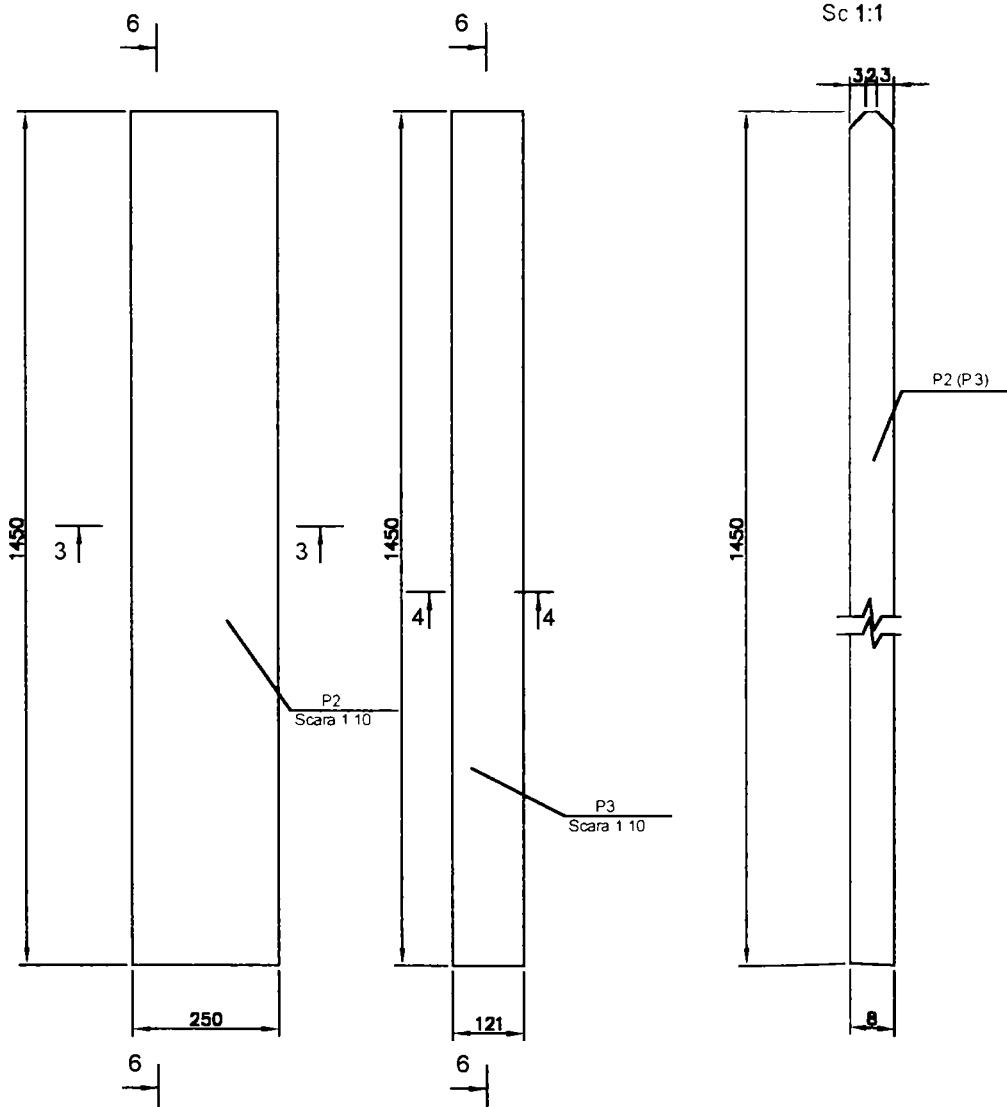
DETALIU PLACA SUPERIOARA
Sc 1:10



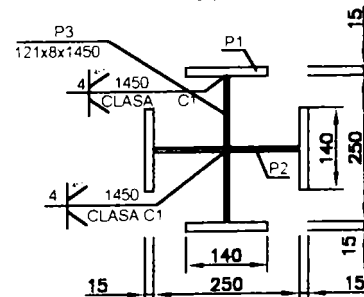
SECTIUNEA 5 - 5
Sc 1:10



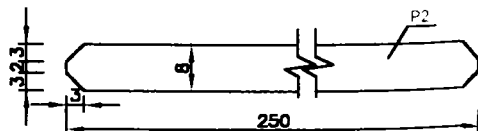
SECTIUNEA 6 - 6
Sc 1:1



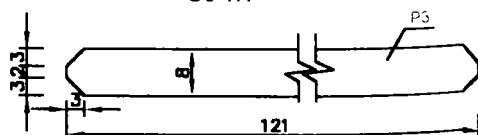
SECTIUNEA 1 - 1
Sc 1:10



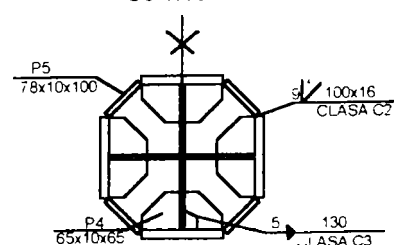
SECTIUNEA 3 - 3
Sc 1:1

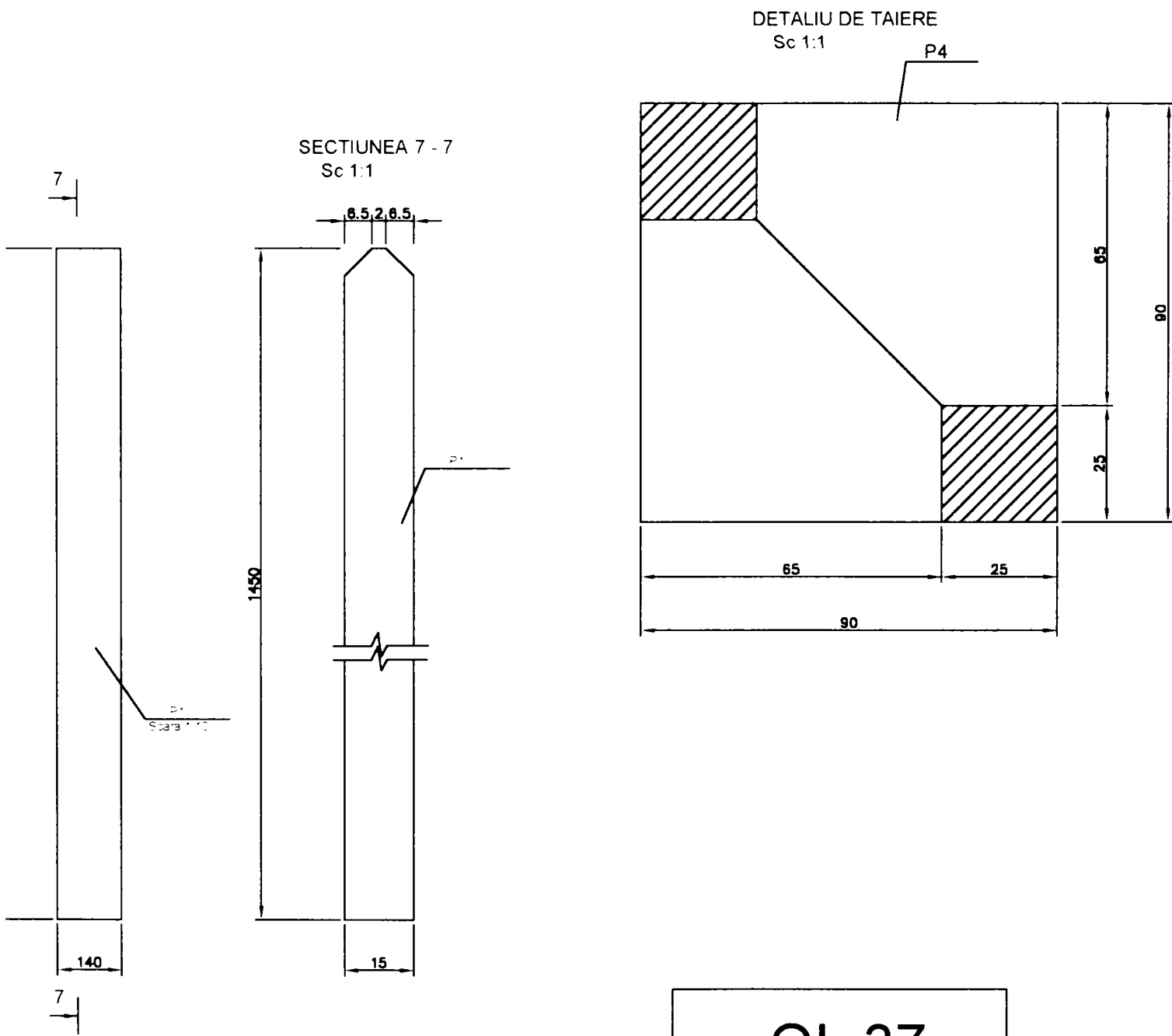


SECTIUNEA 4 - 4
Sc 1:1

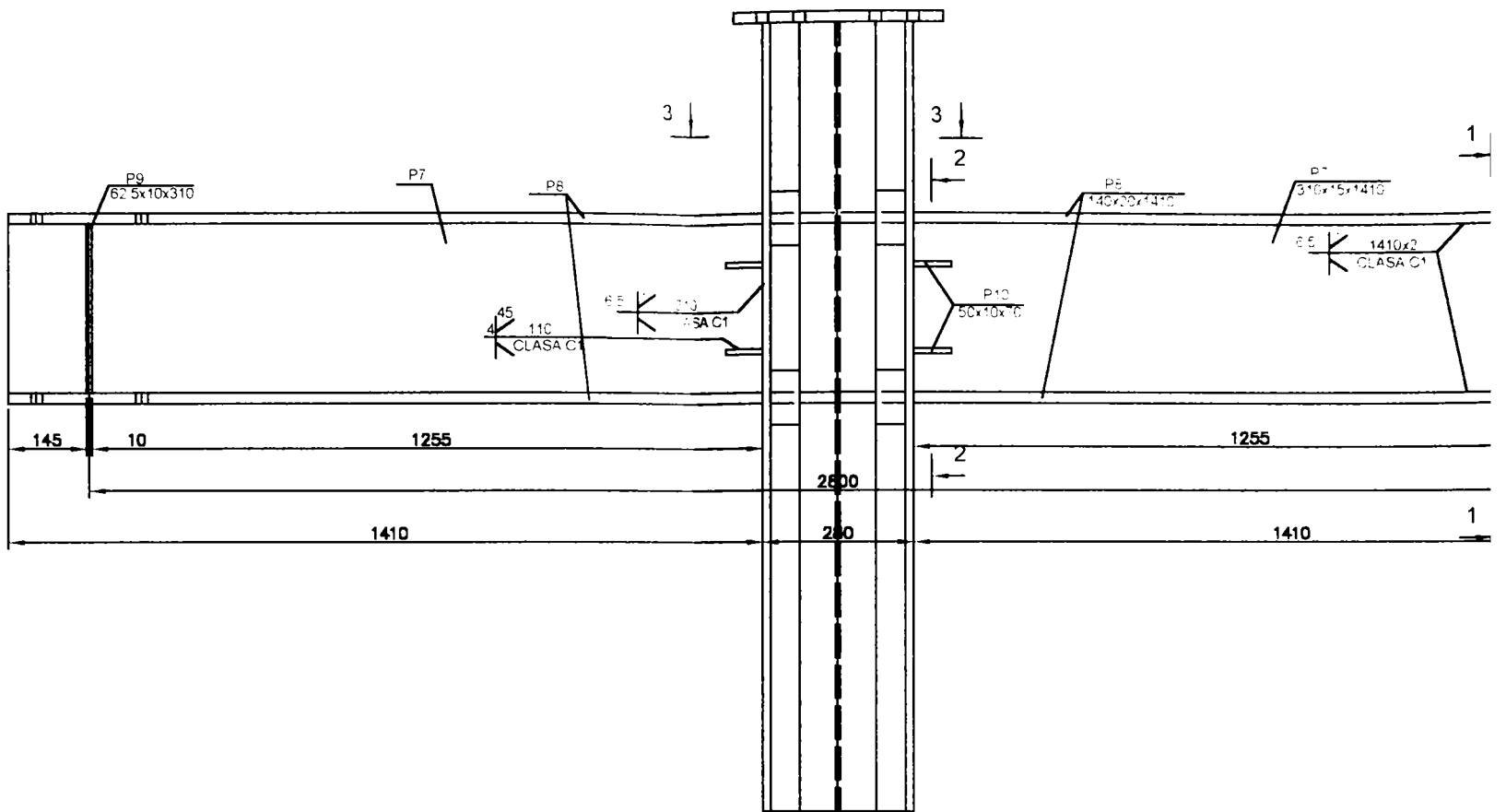


SECTIUNEA 2 - 2
Sc 1:10

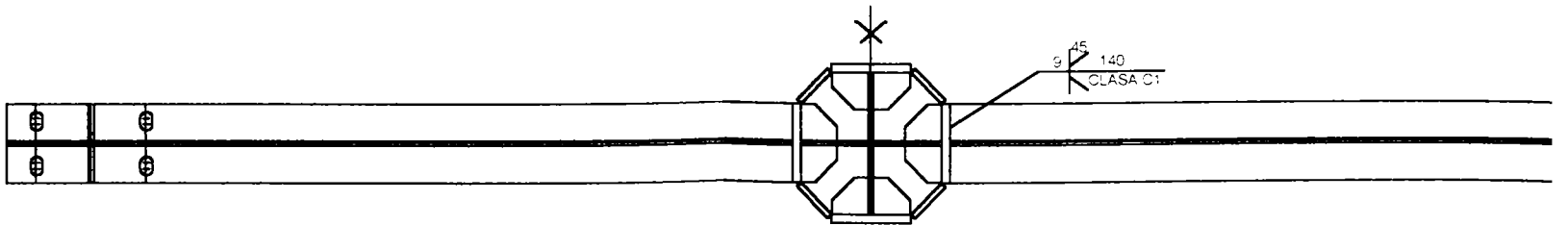




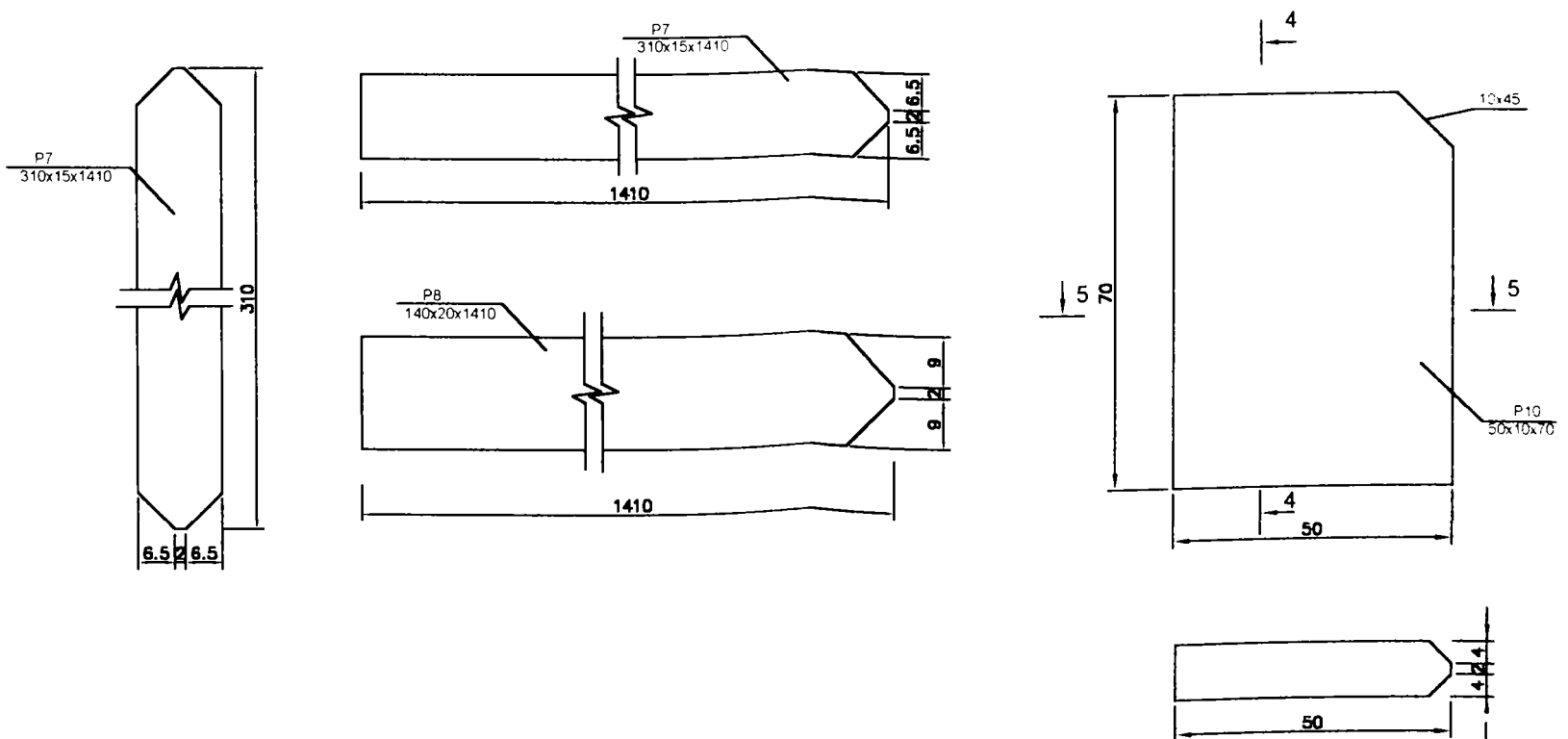
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA		Beneficiar: UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA		
FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA DEPARTAMENTUL C.C.I.A.				
PROIECTAT	Drd. Ing. DAN D	SCARA	ARMATURA RIGIDA STALP SPECIMEN 1	Planşa 1
DESENAT	Drd. Ing. DAN D	1:10		
VERIFICAT				
SEF PROIECT		1:1		

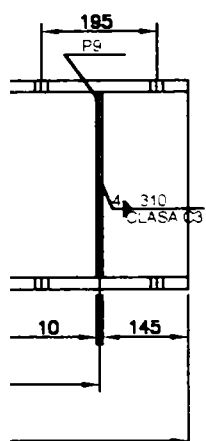


SECTIUNEA 3 - 3
Sc 1:10

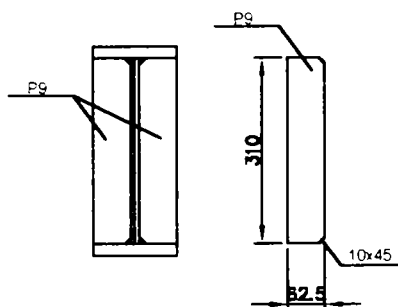


Scara 1:1

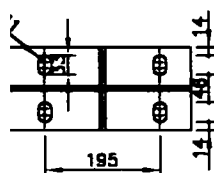
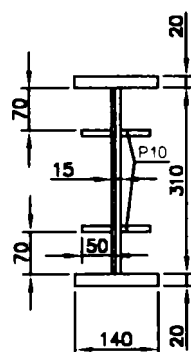




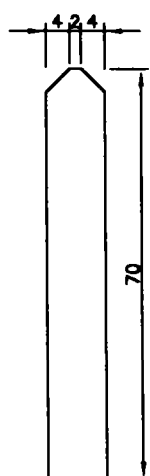
SECTIUNEA 1 - 1
Sc 1:10



SECTIUNEA 2 - 2
Sc 1:10



SECTIUNEA 4 - 4
Sc 1:1

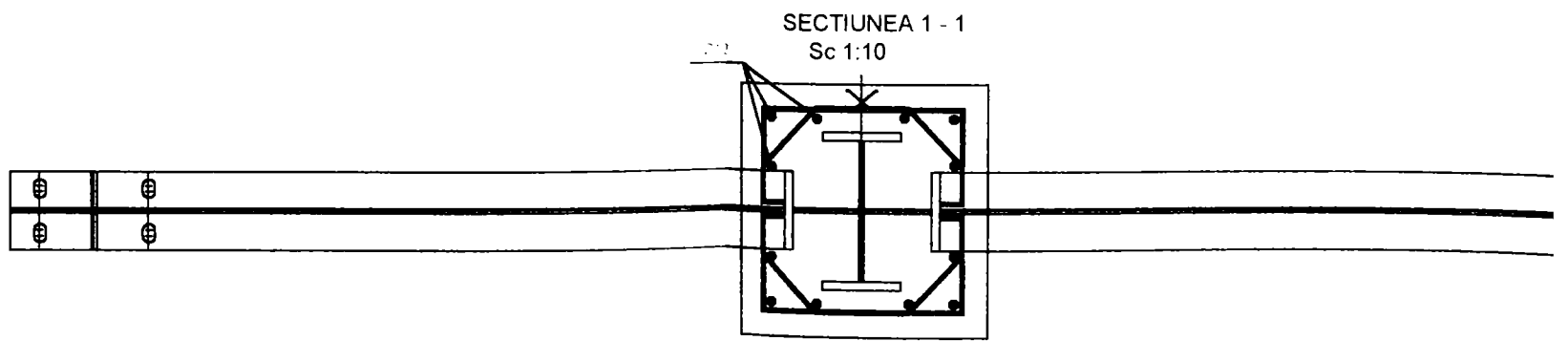
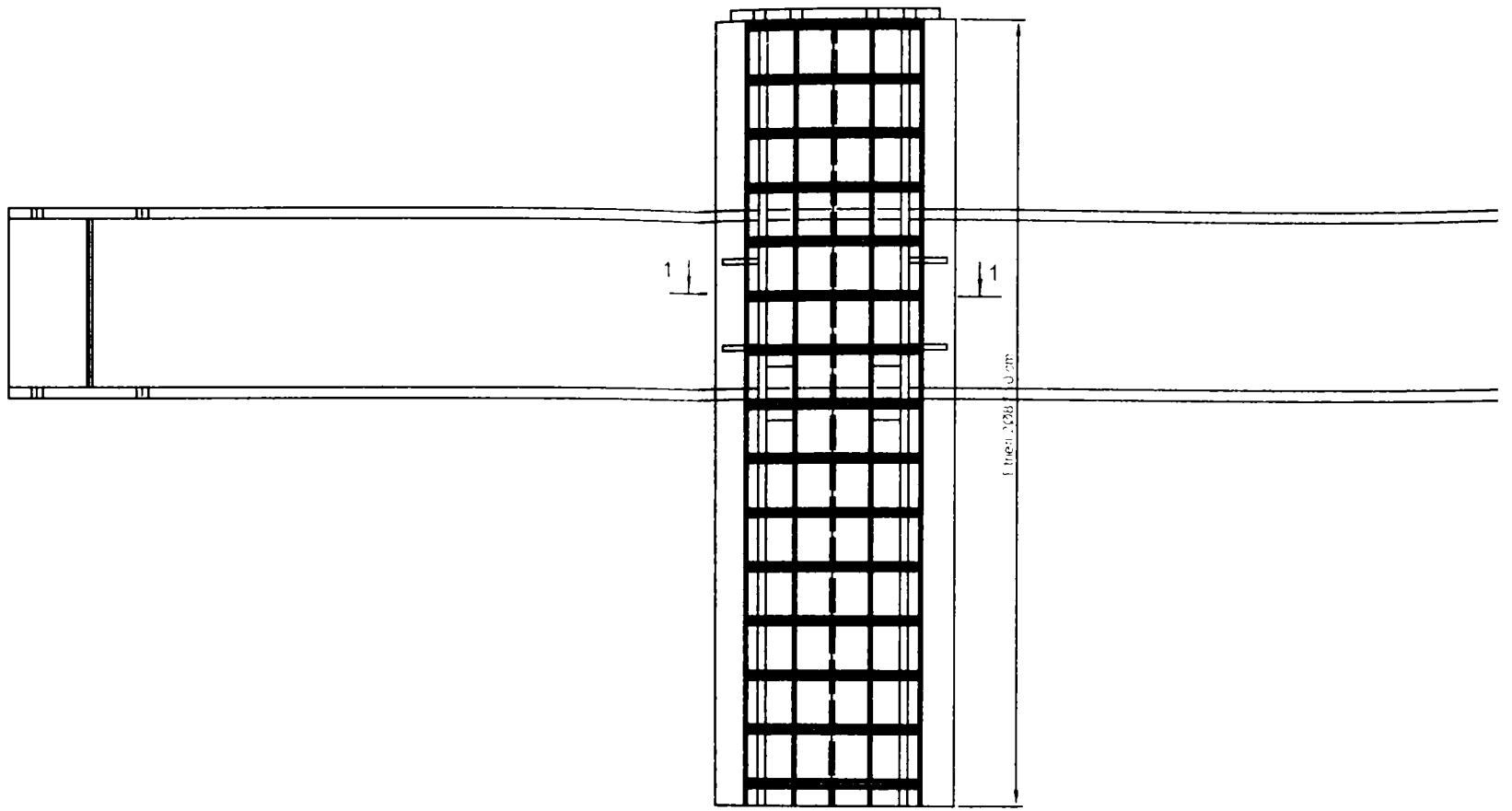


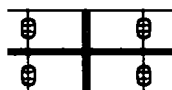
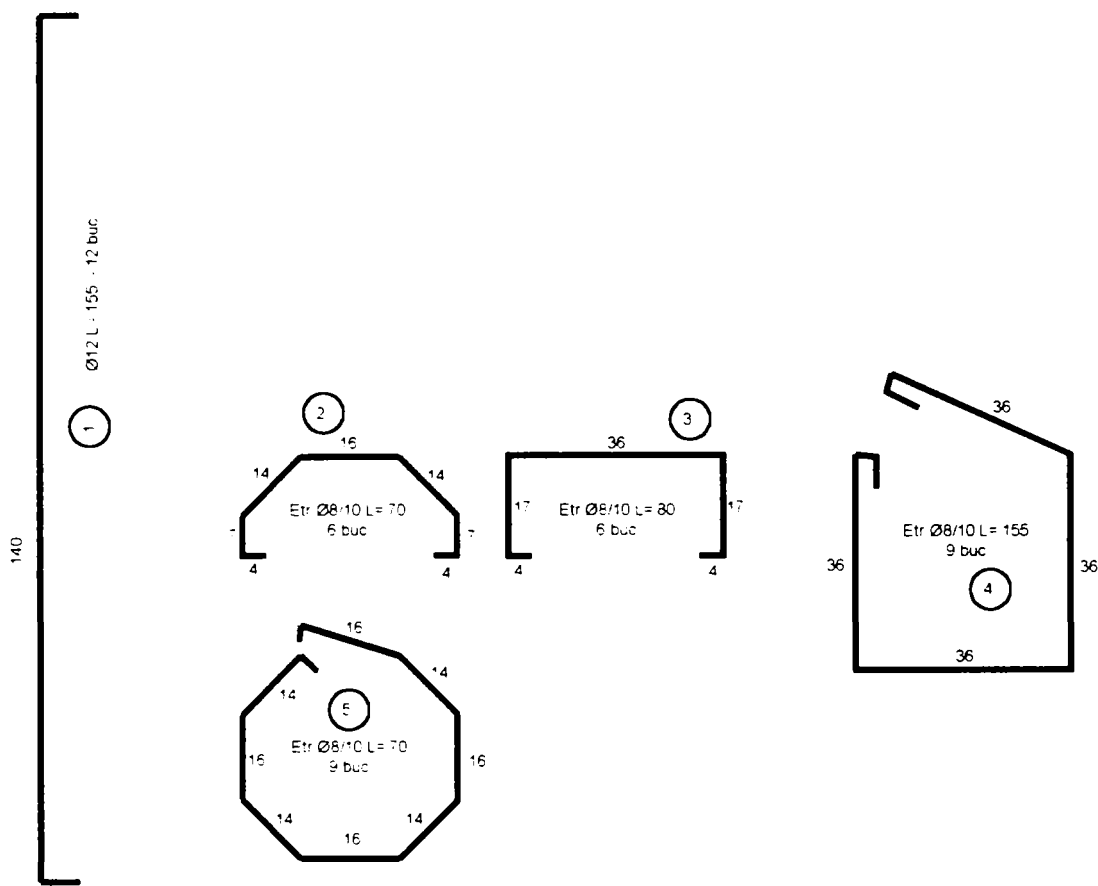
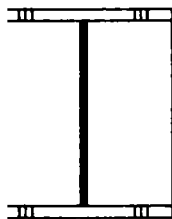
NOTA:

Pe directia grinzilor inima stalpului
va fi continua

OL 37

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA			Beneficiar UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA		
FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA DEPARTAMENTUL C.C.I.A.					
PROIECTAT	Drd. Ing. DAN D.		SCARA	DETALIU GRINDA SPECIMEN 1	Planşa 2
DESENAT	Drd. Ing. DAN D.		1:10		
VERIFICAT					
SEF PROIECT			1:1		





EXTRAS DE ARMATURA							
Element Nr. Bucab	Marca	Diametru	Nr. de bare asemenea		Lungimea unei bare [m]	PC 52	
			Intr-un element	In toate elementele		Lungimi in [m] pe diametre	
						Ø 8	Ø 12
STĂLP COMPUS 2 BUC	1	Ø 12	12	24	1.55		37.2
	2	Ø 8	6	12	0.70	8.4	
	3	Ø 8	6	12	0.8	9.6	
	4	Ø 8	9	18	1.55	27.9	
	5	Ø 8	9	18	0.70	12.6	
Lungimi pe diametre [m]						58.5	37.2
Masa pe metru [Kg/m]						0.395	0.888
Masa pe diametru [Kg/m]						23.6	33.05
MASA TOTALA [kg]						57	

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA			Beneficiar UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISOARA		
FACULTATEA DE CONSTRUCTII SI ARHITECTURA					
DEPARTAMENTUL C.C.I.A.					
PROIECTAT	Drd. Ing. DAN D.		SCARA	DETALIU ARMARE STĂLP SPECIMEN 1	Planşa 3
DESENAT	Drd. Ing. DAN D.		1:10		
VERIFICAT					
SEF PROIECT			1:1		

CAPITOLUL 5

INTERPRETAREA REZULTATELOR ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE

5.1 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale - elementul SJ1

Având la bază datele înregistrate pe parcursul încercării monotone la elementul SJ1 s-au trasat câteva diagrame semnificative care caracterizează comportarea nodului. Acestea prezintă starea de eforturi și de deformații existentă în nod pe parcursul încercării. Pe baza diagramelor se pot face aprecieri în ceea ce privește modul de comportare al nodului studiat cât și efectua comparații cu rezultatele altor încercări experimentale similare.

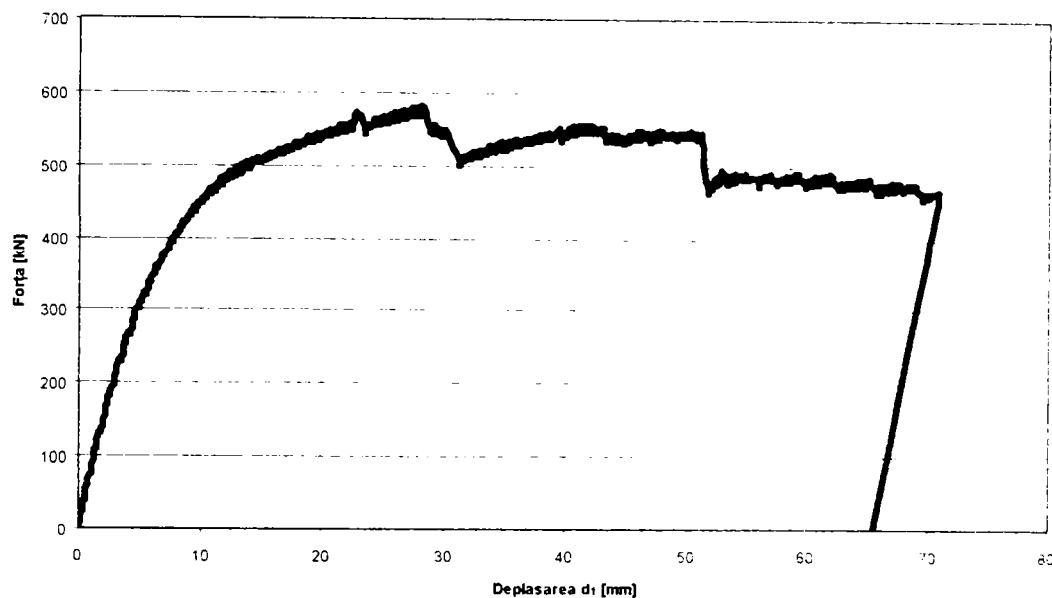


Figura 5.1 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_1

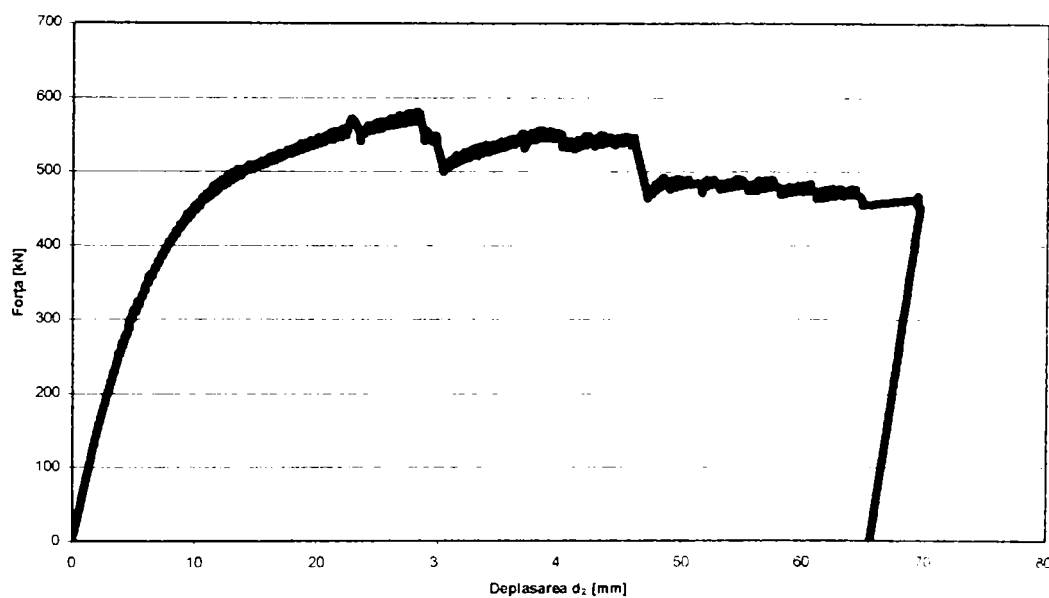


Figura 5.2 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_2

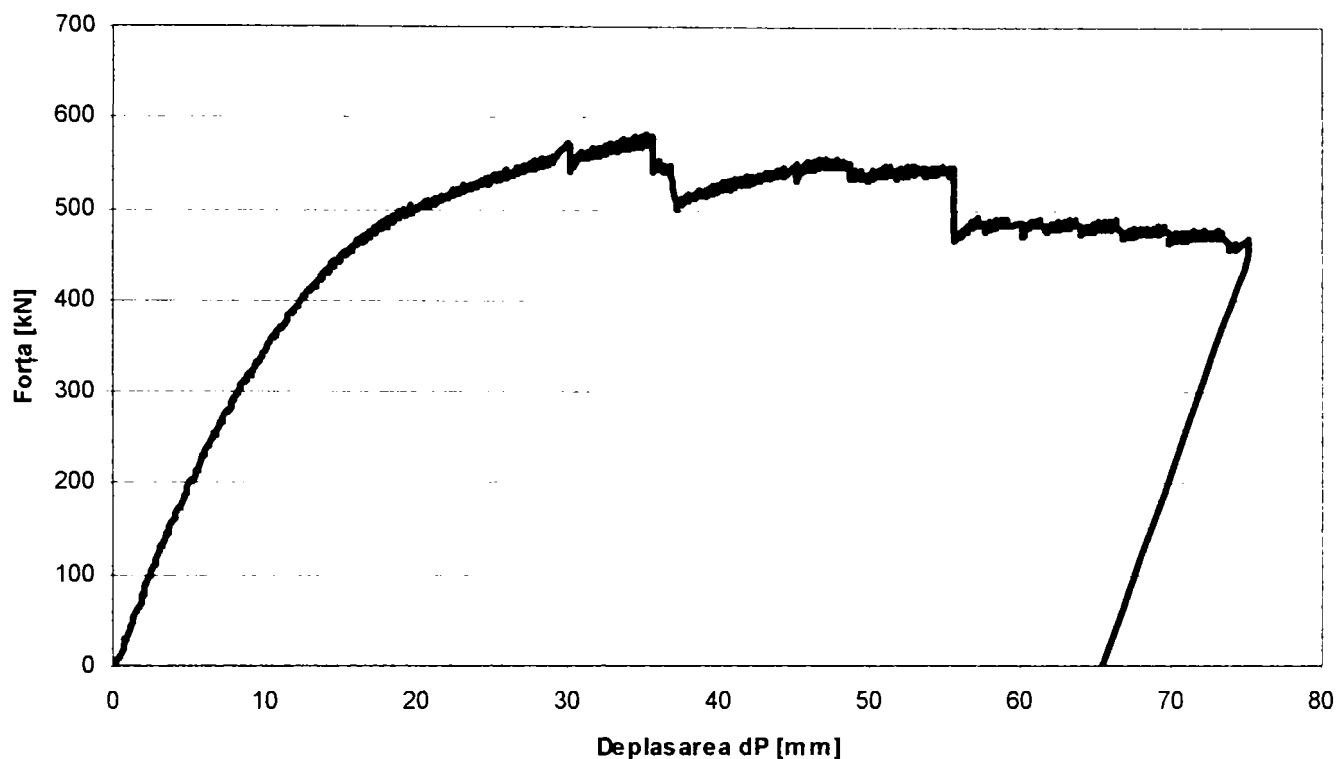


Figura 5.3 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul dP

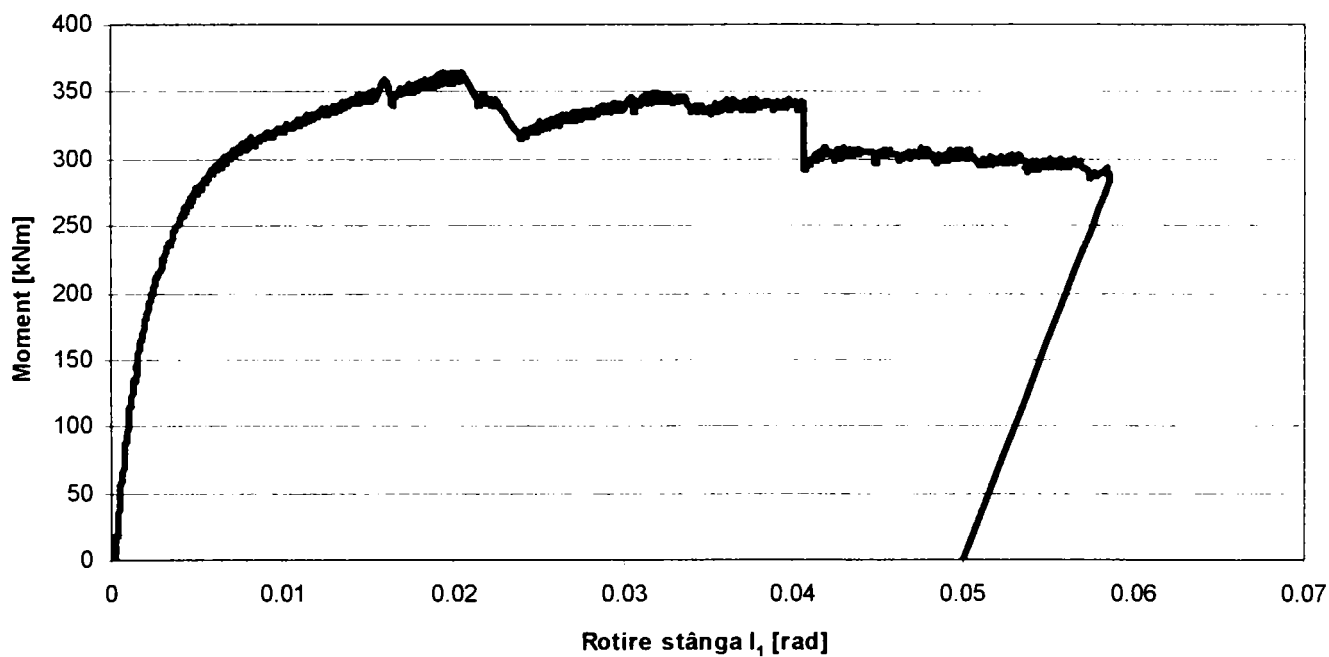


Figura 5.4 - Diagrama moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului

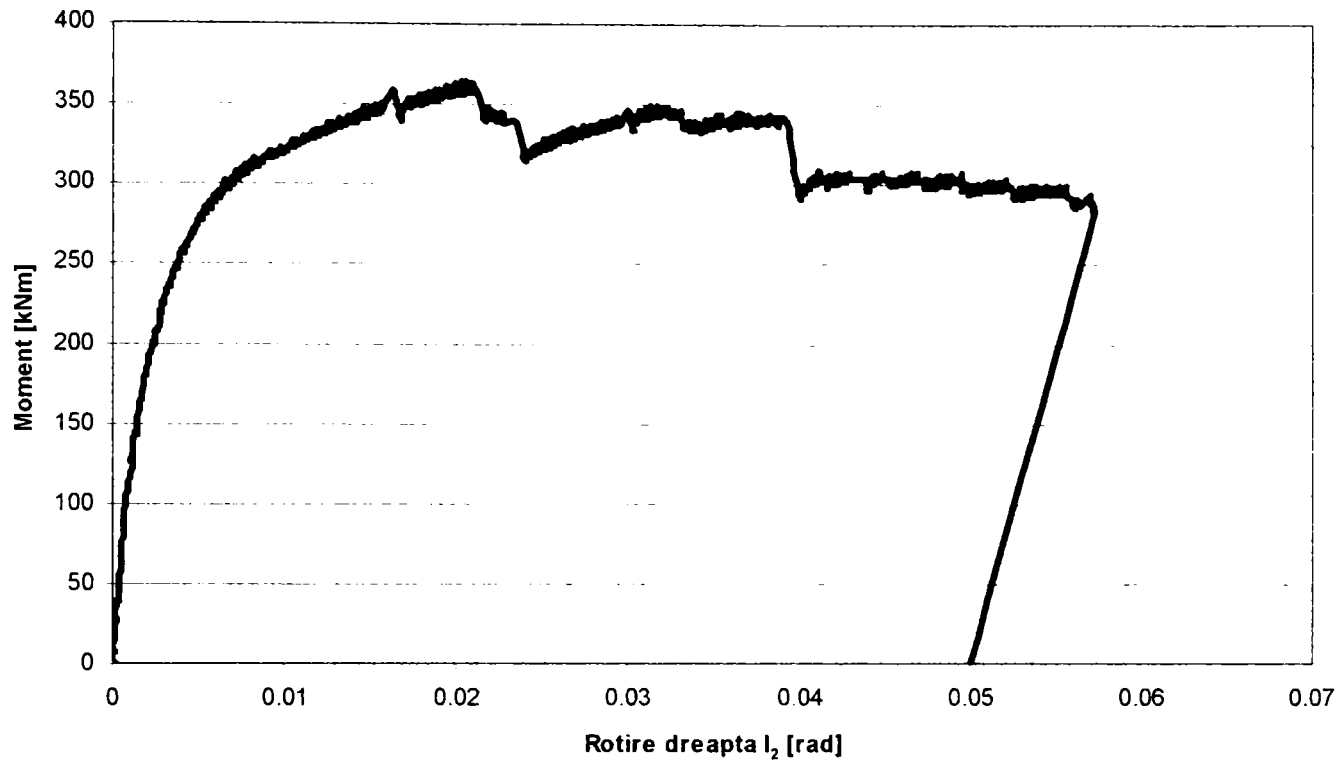


Figura 5.5 - Diagrama moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

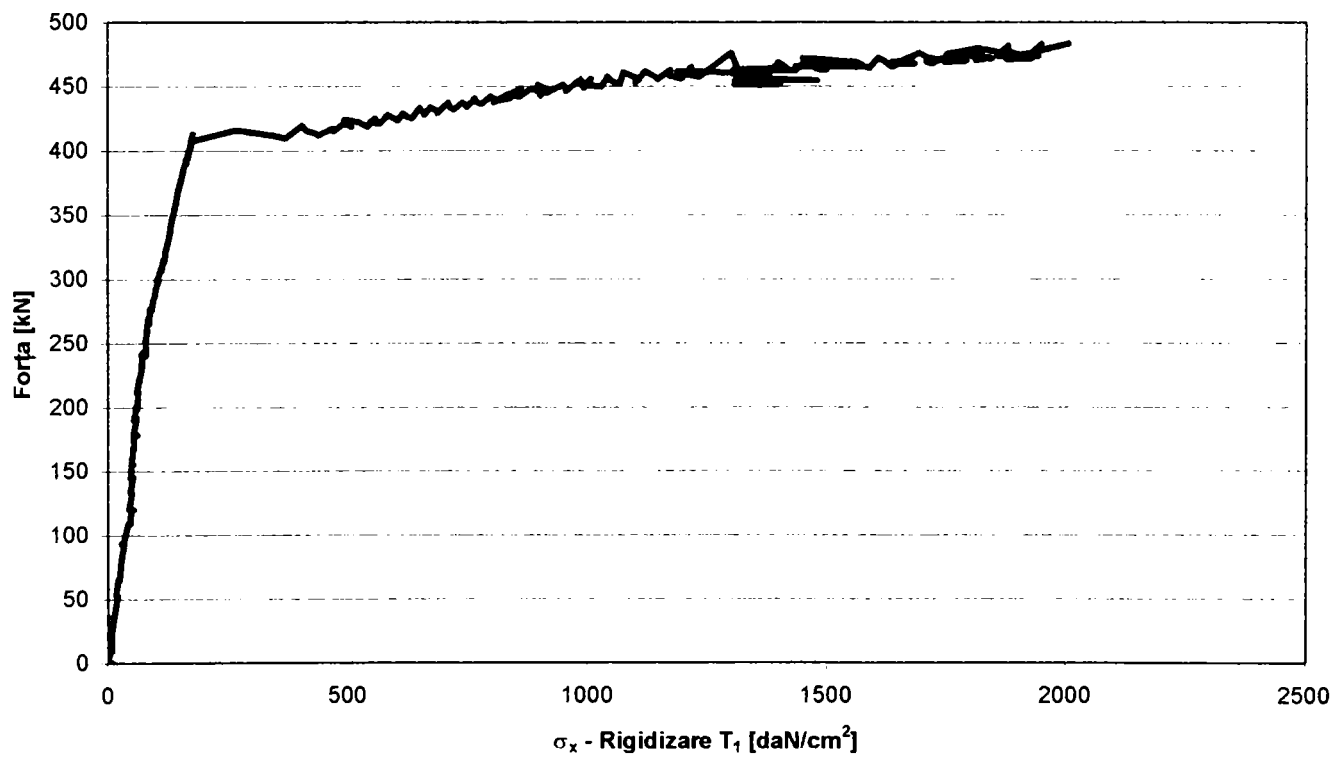


Figura 5.6 - Diagrama forță – efort unitar (T_1)

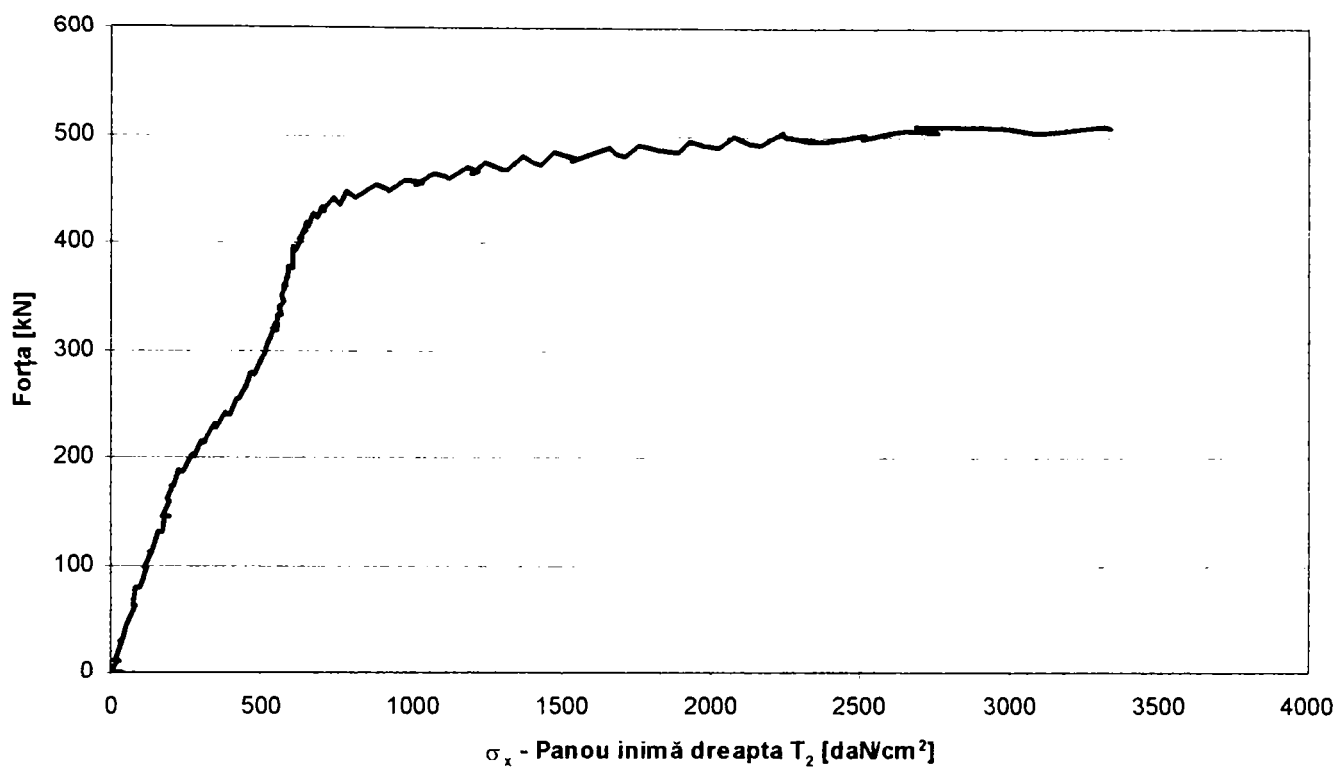


Figura 5.7 - Diagrama forță – efort unitar (T_2)

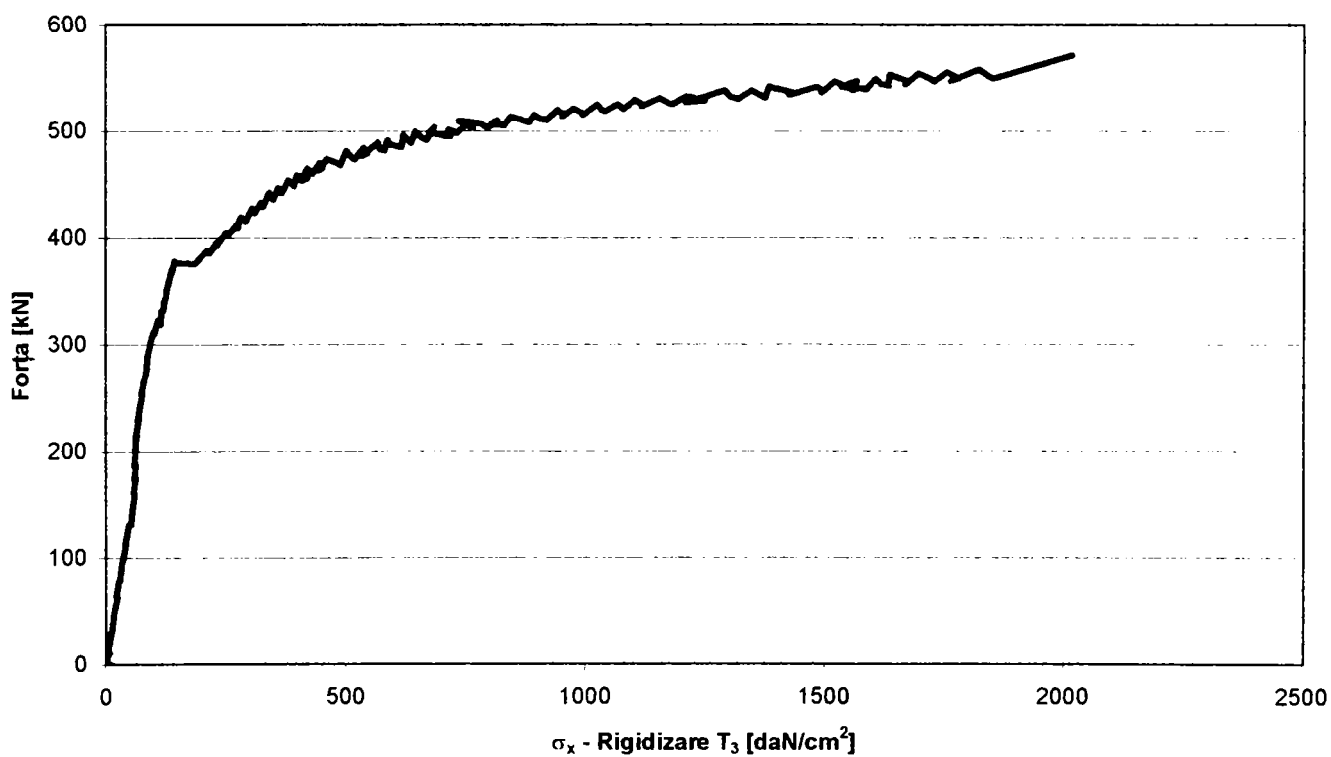
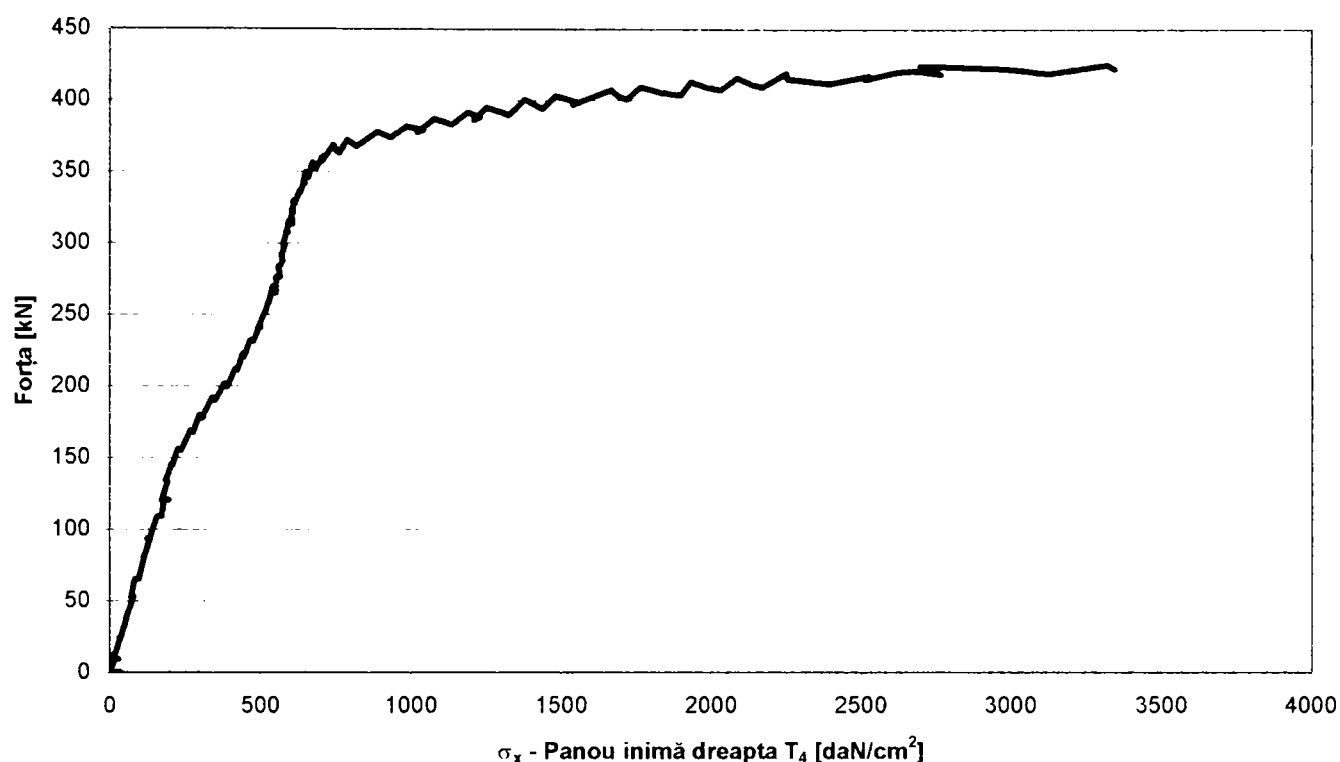


Figura 5.8 - Diagrama forță – efort unitar (T_3)

Figura 5.9 - Diagrama forță – efort unitar (T_4)

Diagramele prezentate în figurile 5.6 ÷ 5.9 obținute pe baza înregistrărilor timbrelor tensometrice arată că în nod participă la preluarea și distribuția eforturilor pe lângă panoul nodului și rigidizările verticale. La momentul solicitării maxime efortul unitar $\sigma_{x \text{ maxim}}$ în rigidizările verticale au atins valoarea de $\sim 2000 \text{ daN/cm}^2$ în timp ce în panoul nodului acesta a ajuns la valoarea de $\sim 3350 \text{ daN/cm}^2$. După atingerea acestor valori înregistrările timbrelor situate pe inima panoului nodului au fost neconcludente deoarece deformațiile panoului au depășit capacitatea de înregistrare a timbrelor.

Determinarea limitei elastice s-a efectuat pe baza prevederilor procedurii ECCS, pornind de la diagrama forță – deplasare medie. Deplasarea medie a elementului a fost calculată ca media aritmetică a deplasărilor înregistrate de captorii d_1 respectiv d_2 . Valoarea deplasării e_y care reprezintă limita elastică în cazul elementului experimental SJ1 a rezultat 6,18 cm.

Pentru stabilirea limitei elastice s-a apelat la utilizarea programului EXCEL, reprezentându-se diagrama efort deplasare medie respectiv tangentele la această curbă. Reprezentarea grafică respectiv valoarea deplasării e_y care corespunde limitei elastice sunt prezentate în figura 5.10.

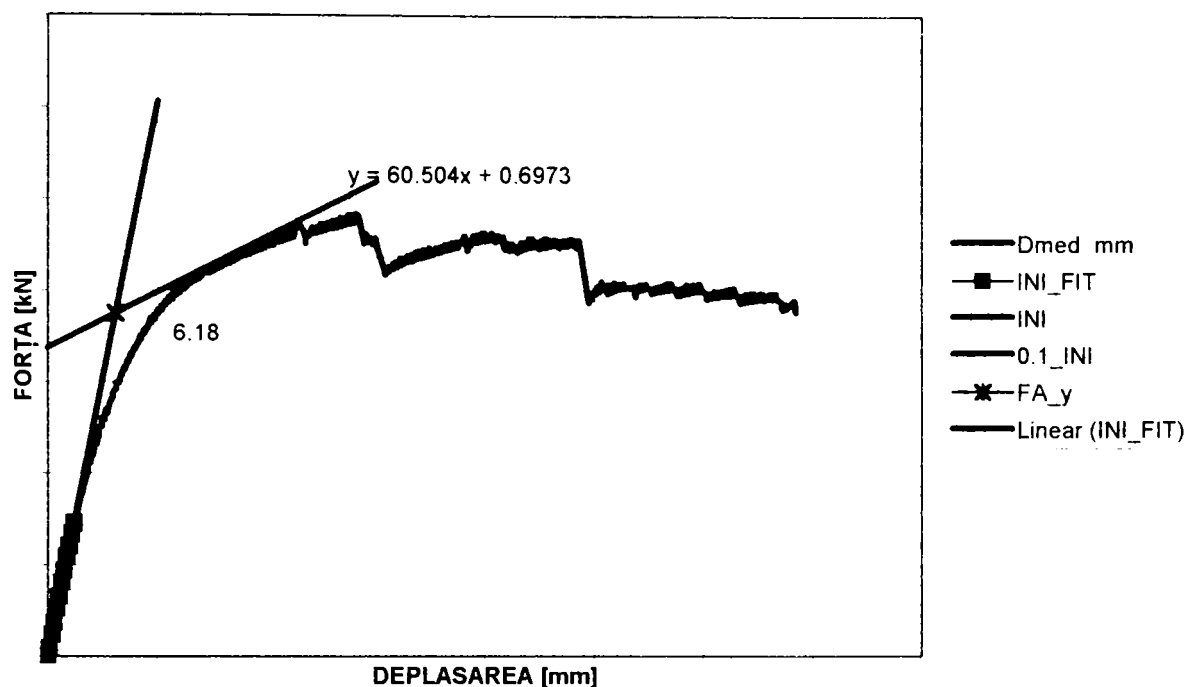
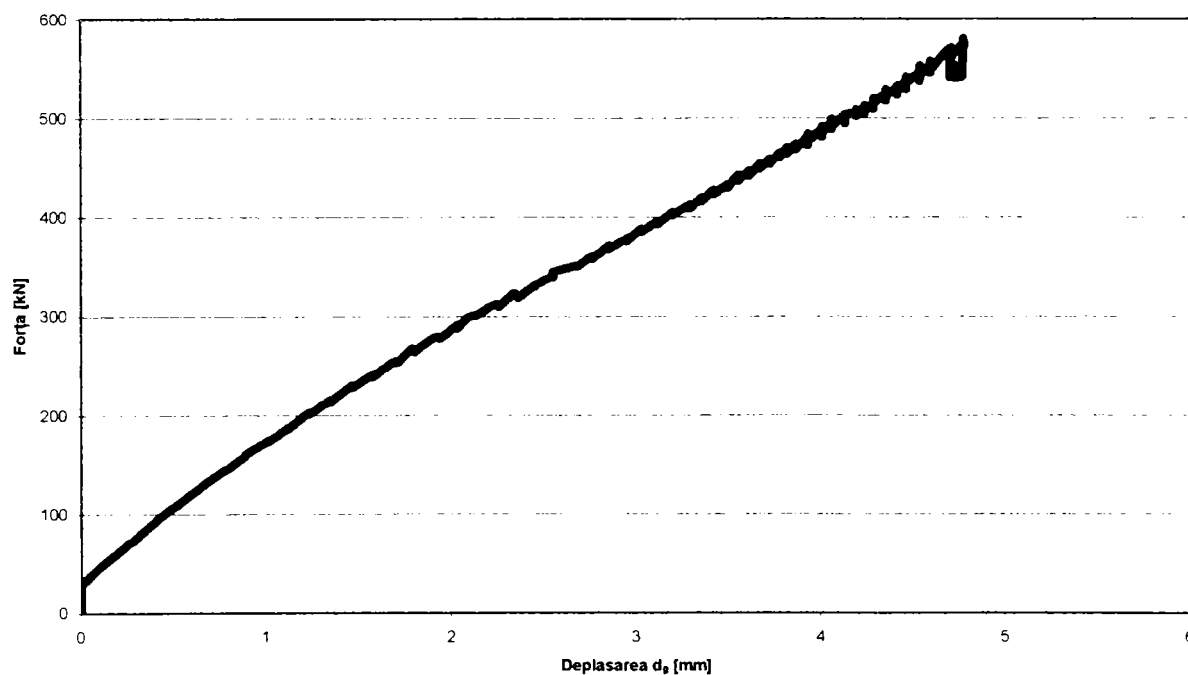


Figura 5.10 - Diagrama forță – deplasare medie

Pornind de la valoarea e_y obținută s-au stabilit valorile deplasărilor pistonului pentru efectuarea încercării ciclice. Valorile deplasărilor pistonului diferă de cele ale elementului datorită deplasării elastice a riglei cadrului experimental, deplasare evidențiată de înregistrările captorului d_9 .


 Figura 5.11 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_9

După cum se poate observa din diagrama forță deplasare prezentată în figura 5.11 la valoarea maximă a forței $P = 580,2$ kN deplasarea maximă a grinzii cadrului experimental a fost $d_9 = 4,6$ mm. Diagrama relevă situarea în domeniul elastic al comportării cadrului experimental.

Deoarece încercarea experimentală s-a efectuat prin introducerea unor valori impuse ale deplasării pistonului, iar limita elastică stabilită conform procedurii ECCS s-a făcut pe baza valorilor deplasărilor efective ale elementului încercat s-a impus pentru încercarea ciclică corectarea valorilor deplasărilor impuse pistonului.

Valorile impuse ale deplasărilor elementului experimental SJ2 respectiv valorile impuse pistonului (valori mai mari datorită deformației riglei cadrului experimental) sunt prezentate în tabelul 5.1.

Tabelul 5.1

Deplasarea	Nr cicluri	Perioada T [min]	Deplasare impusă nod [mm]	Amplitudine piston dP [mm]
$\pm e_y / 4$	1	3	$\pm 1,55$	5,6
$\pm 2 e_y / 4$	1	3	$\pm 3,10$	11,0
$\pm 3 e_y / 4$	1	3	$\pm 4,65$	15,7
$\pm e_y$	1	3	$\pm 6,20$	20,42
$\pm 2 e_y$	3	18	$\pm 12,4$	36,1
$\pm 4 e_y$	3	18	$\pm 24,8$	63,2
$\pm 6 e_y$	3	18	$\pm 37,2$	88,4

5.2 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale - elementul SJ2

Încercarea elementului SJ2 a fost efectuată conform celor prezentate în paragraful 4.8.2 pe baza prevederilor ECCS, pornind de la rezultatele încercării monotone efectuate pe elementul SJ1. Cu ajutorul datelor înregistrate pe parcursul încercării ciclice s-au trasat câteva diagrame semnificative care caracterizează starea de eforturi și de deformații existentă în nod pe parcursul încercării. Pe baza acestor diagrame se pot face aprecieri în ceea ce privește modul de comportare al nodului studiat cât și efectua comparații cu rezultatele altor încercări experimentale similare.

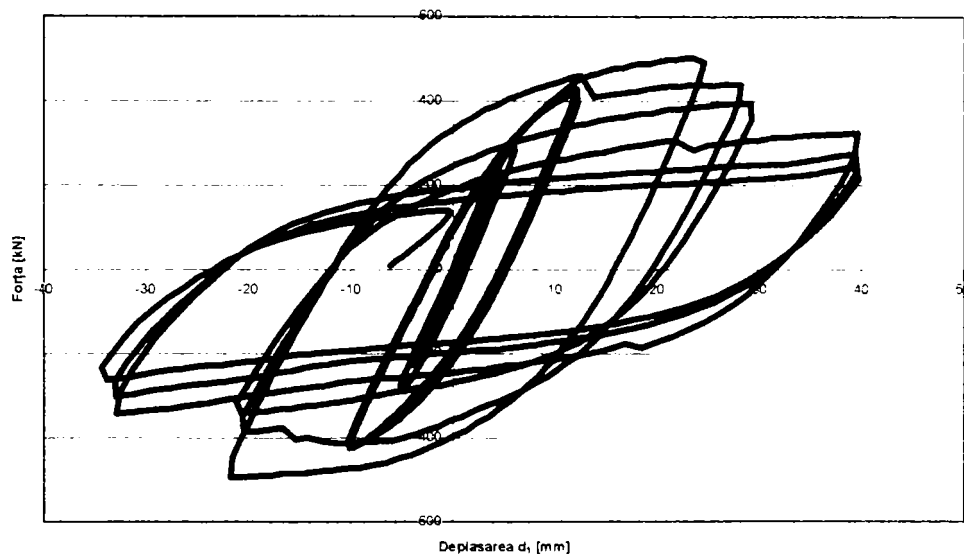


Figura 5.12 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_1

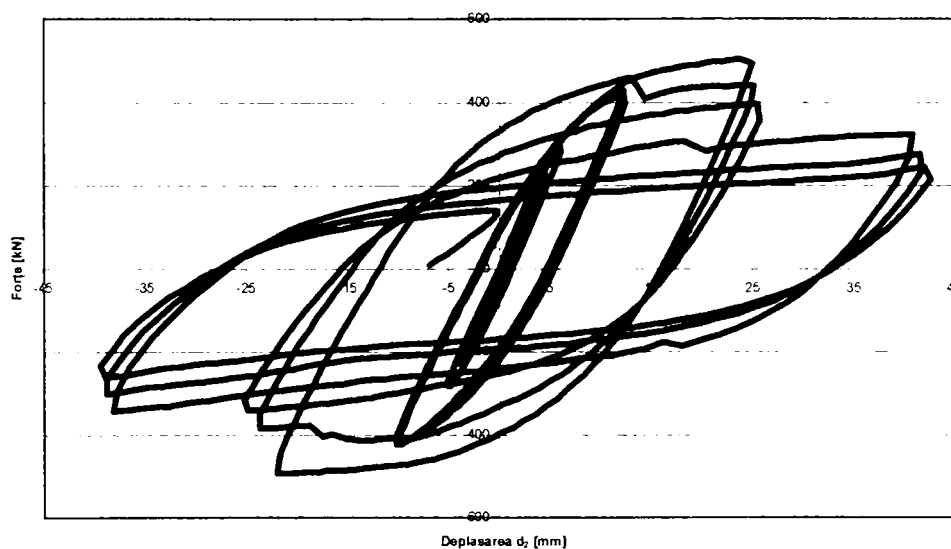


Figura 5.13 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_2

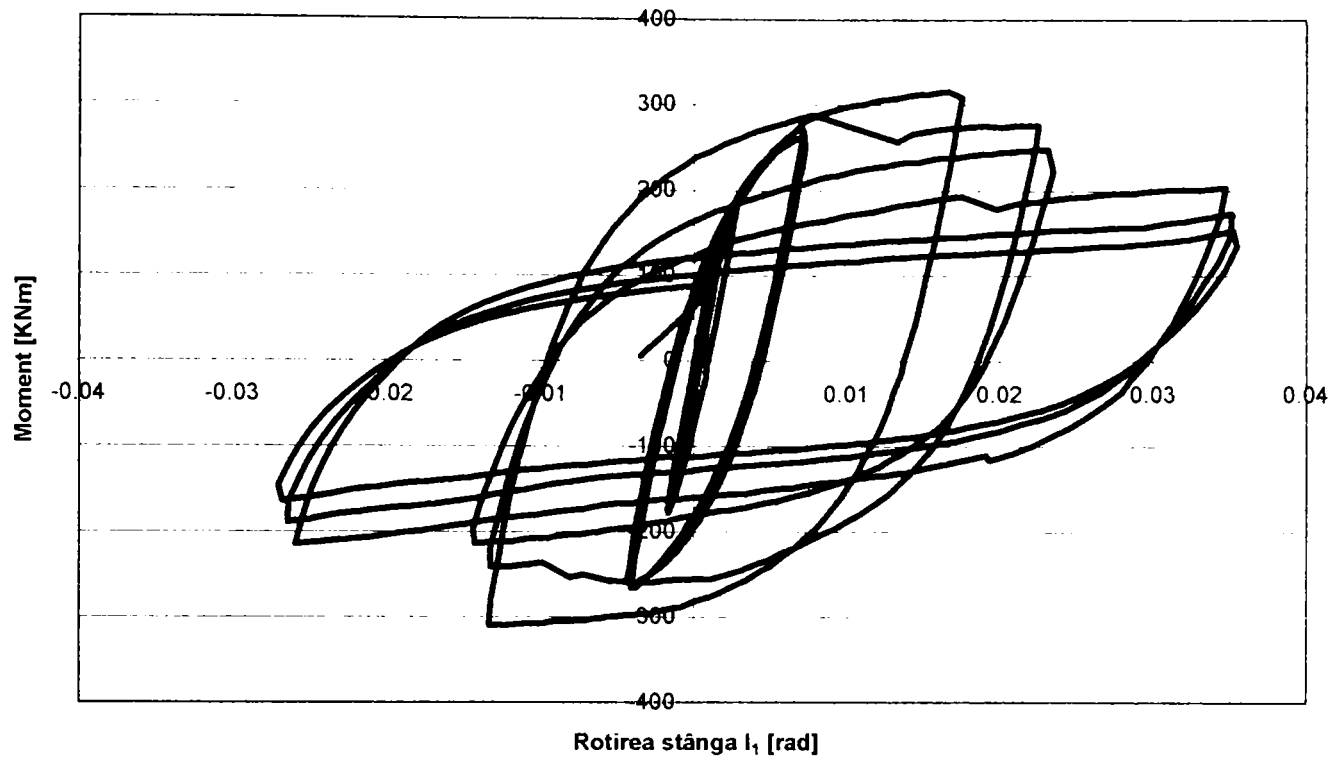


Figura 5.14 - Diagrama moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului

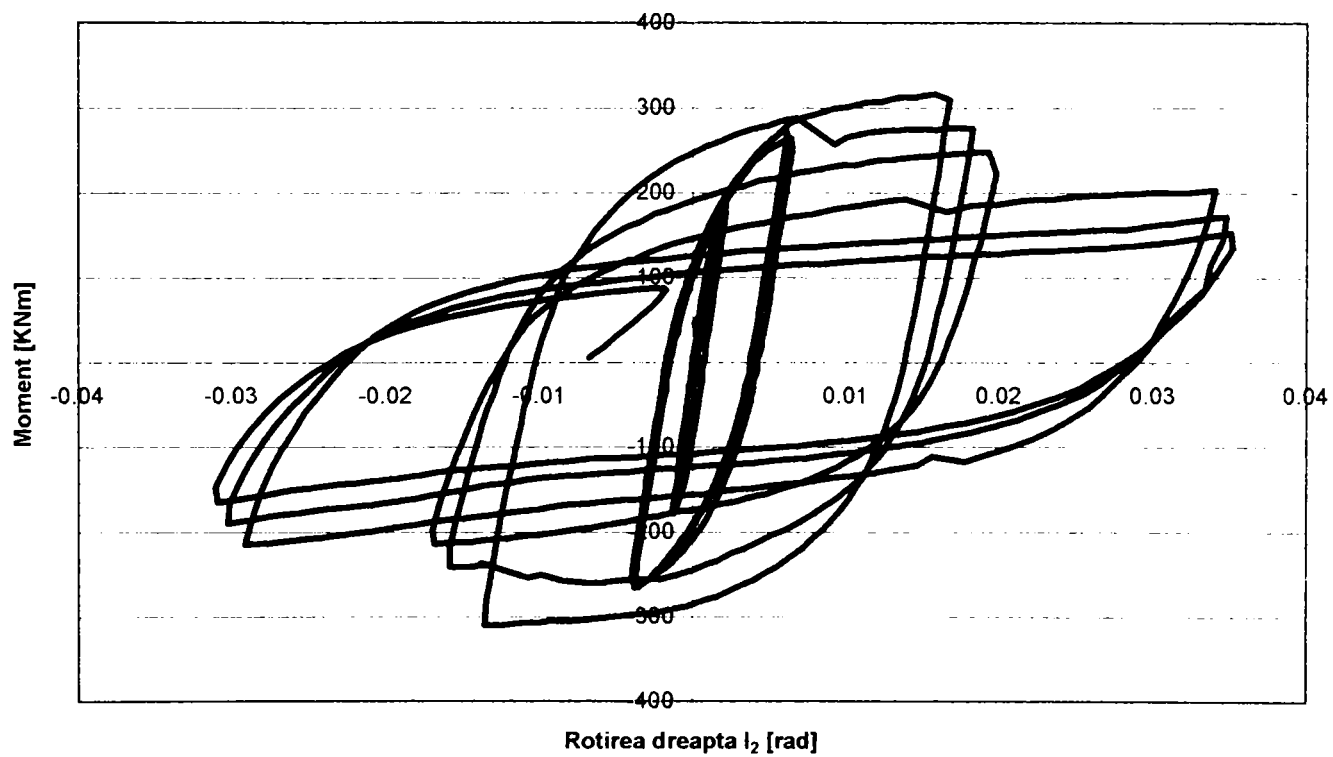


Figura 5.15 - Diagrama moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

Diagramele moment rotire sunt caracteristice comportării unui nod metallic ductil, putând fi catalogate ca și noduri cu ductilitate mărită în conformitate cu [87] rotireultimă depășind valoarea de 30mrad.

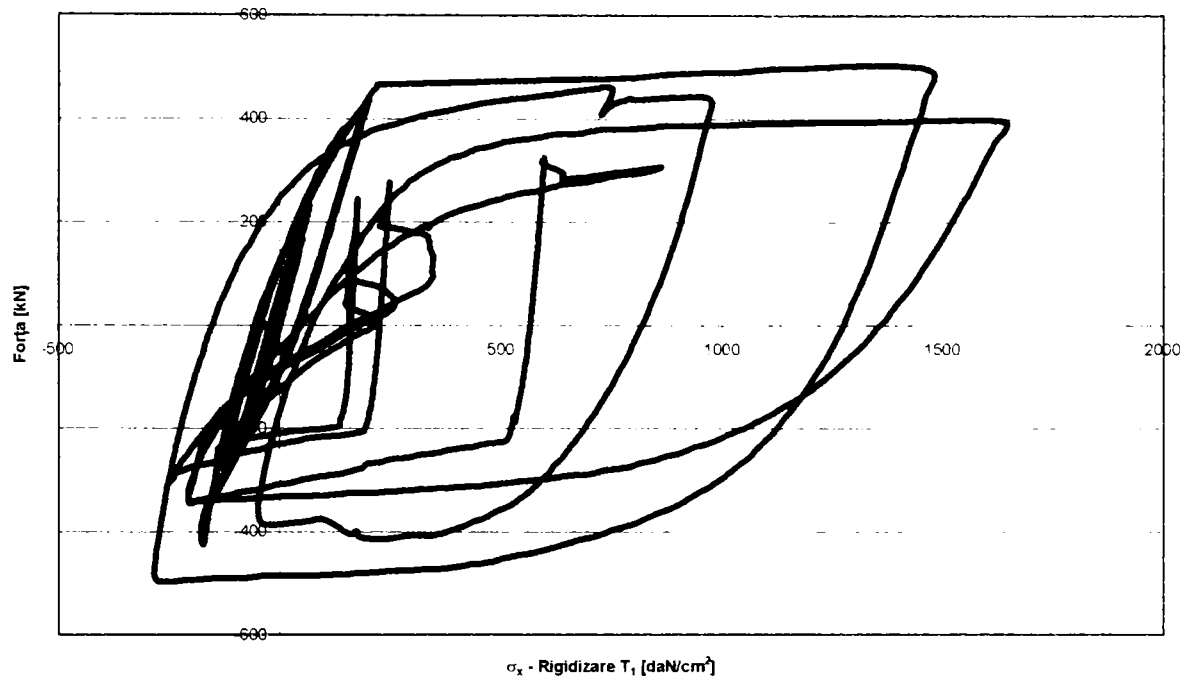


Figura 5.16 - Diagrama forță – efort unitar (T_1)

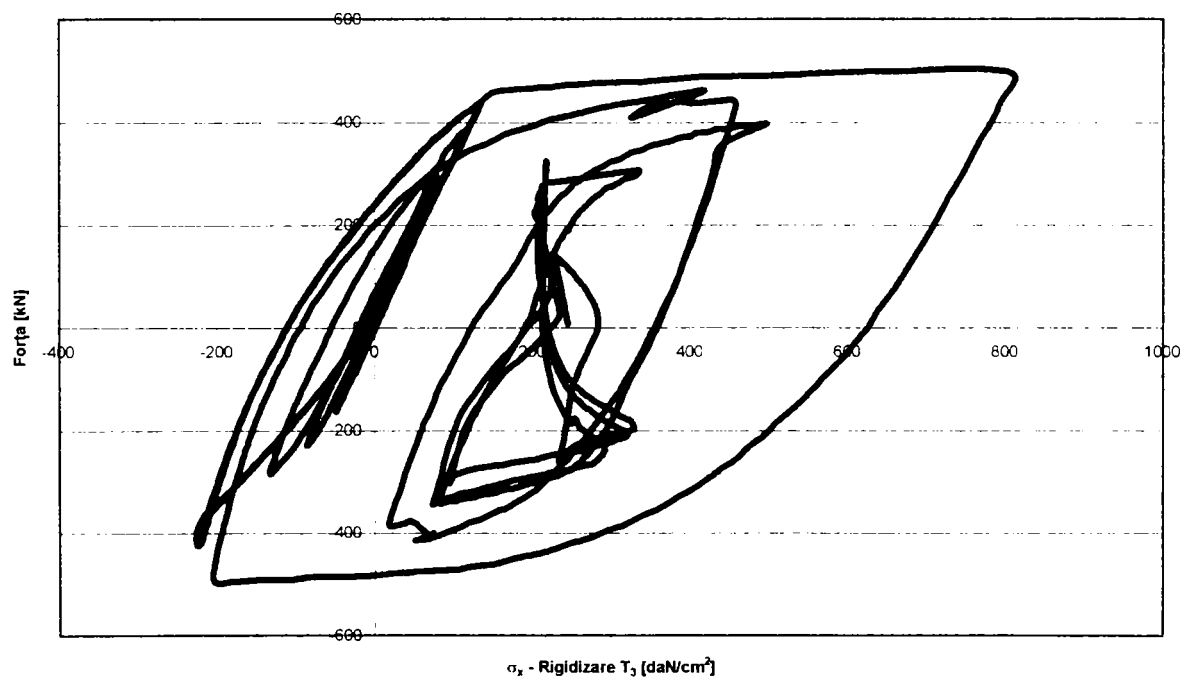


Figura 5.17 - Diagrama forță – efort unitar (T_3)

Diagramele prezentate în figurile 5.16, 5.17 obținute pe baza înregistrărilor timbrelor tensometrice arată că în rigidizările verticale $T_1 - T_3$ participă la distribuția eforturilor din nod și implicit la disiparea energiei, alături de panoul nodului și rigidizările verticale.

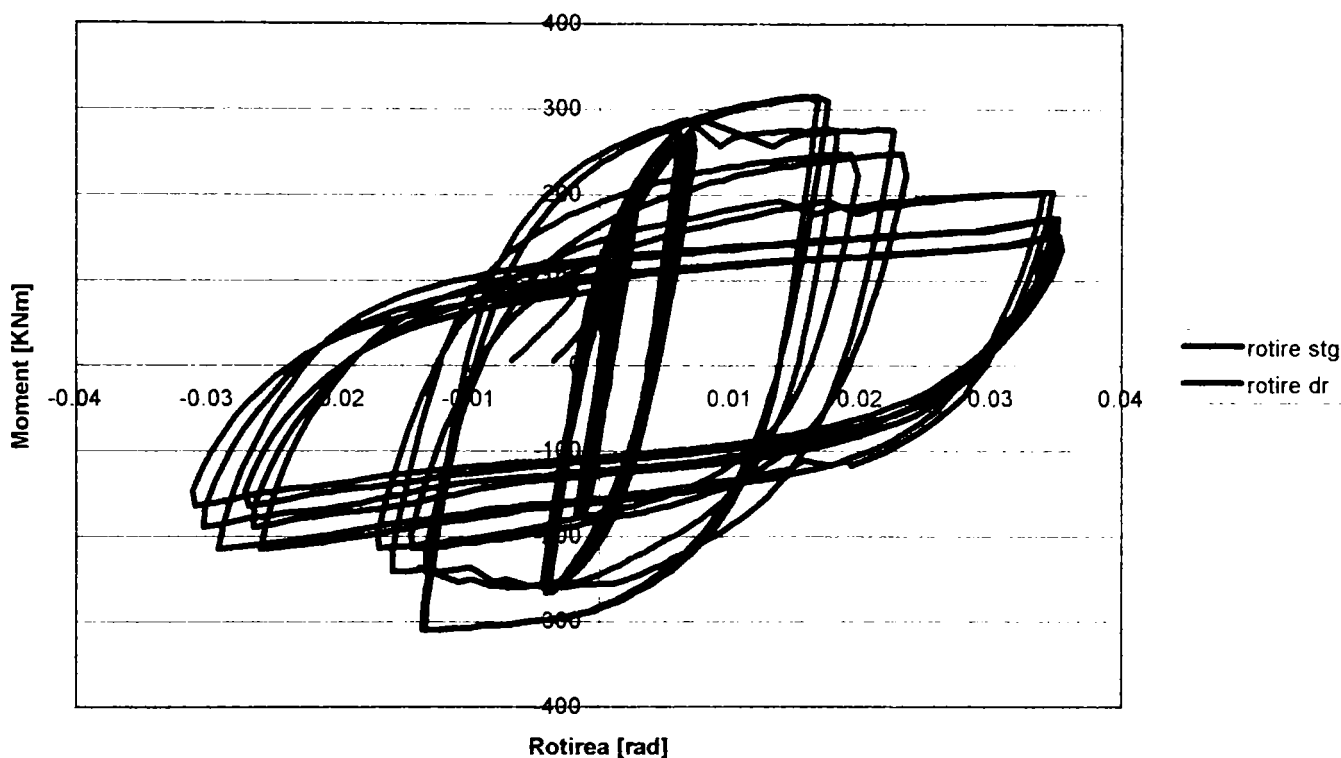


Figura 5.18 - Diagramă comparativă moment – rotire ($I_1 - I_2$)

Diagrama comparativă moment - rotire prezentată în figura 5.20 demonstrează o comportare simetrică a nodului așa cum era de așteptat având în vedere alcătuirea geometrică simetrică a acestuia. Diferențele minore de comportare sunt justificate pe de-o parte de micile excentricități tehnologice care pot apărea în timpul încercărilor experimentale iar pe de altă parte de mici diferențe de comportament datorită sudurilor.

Pornind de la ciclogramele moment rotire s-a evaluat energia disipată pe fiecare ciclu de încărcare diagrama rezultată fiind prezentată în figura 5.19.

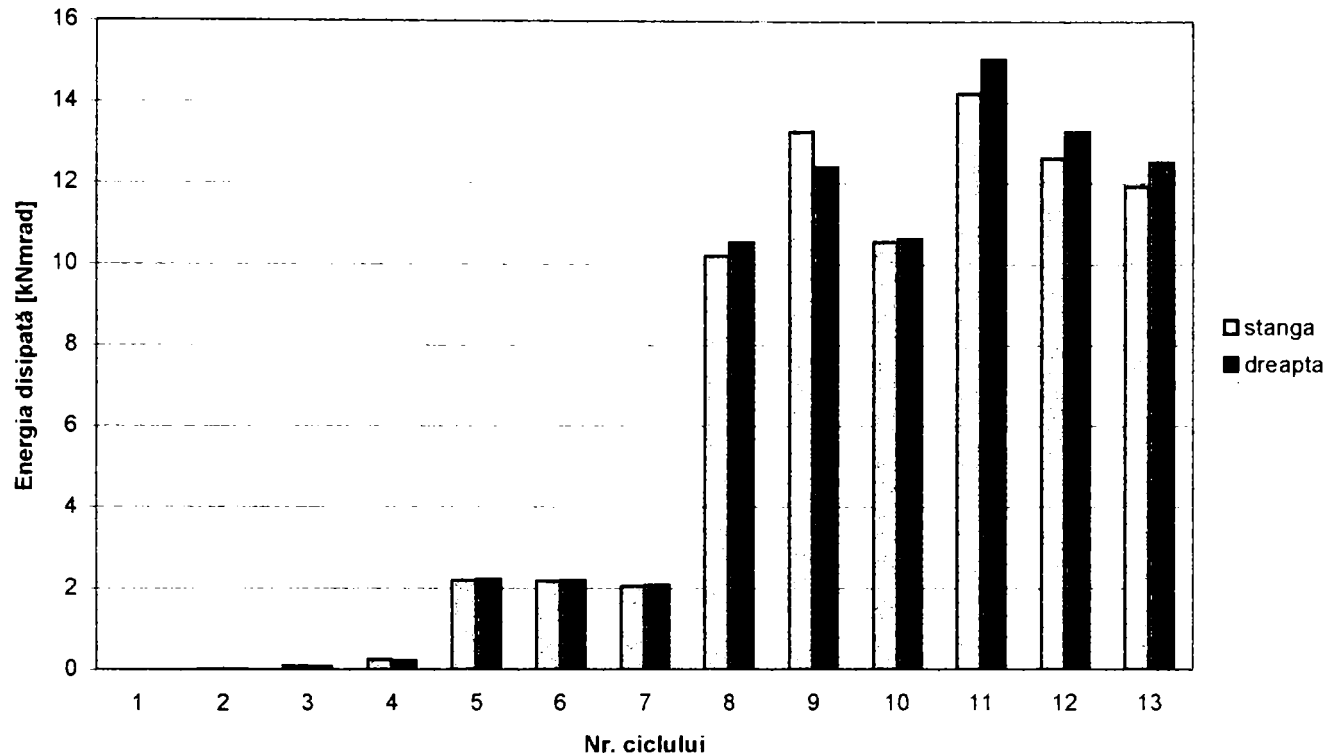


Figura 5.19 - Energia disipată pe fiecare ciclu efectuat

Energia disipată în primele cicluri până la atingerea limitei elastice este nesemnificativă înregistrând o creștere minoră de la un ciclu la altul. Cele trei cicluri efectuate la $2e_y$ arată că energia disipată scade de la un ciclu la celălalt fiind datorată unor degradări structurale care au loc. La cele 3 cicluri efectuate pentru deplasări de $4e_y$ se constată că în al doilea ciclu are loc un consum de energie mai ridicat decât în celelalte, acest ciclu corespunzând momentului de cedare al rigidizărilor verticale. Tendința descrescătoare de consum a energiei de la un ciclu la celălalt se regăsește și la ultimele 3 cicluri efectuate pentru deplasări de $6e_y$.

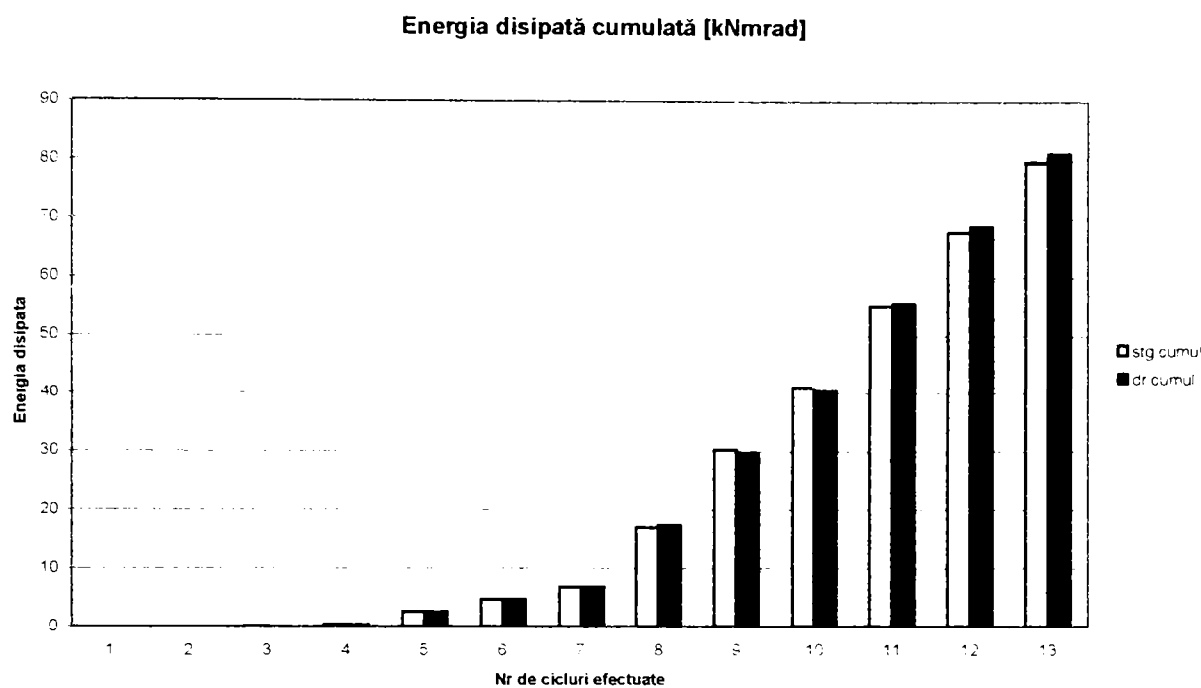


Figura 5.20 - Energia disipată cumulată

Energia disipată cumulată demonstrează că nodul are o comportare disipativă energia totală disipată după 13 cicluri fiind de ~80 kNmrad. Diferențele dintre valorile energiilor disipate în stânga respectiv dreapta nodului sunt ne semnificative.

Evoluția rigidității secante pe parcursul ciclurilor este reprezentată în figura 5.23.

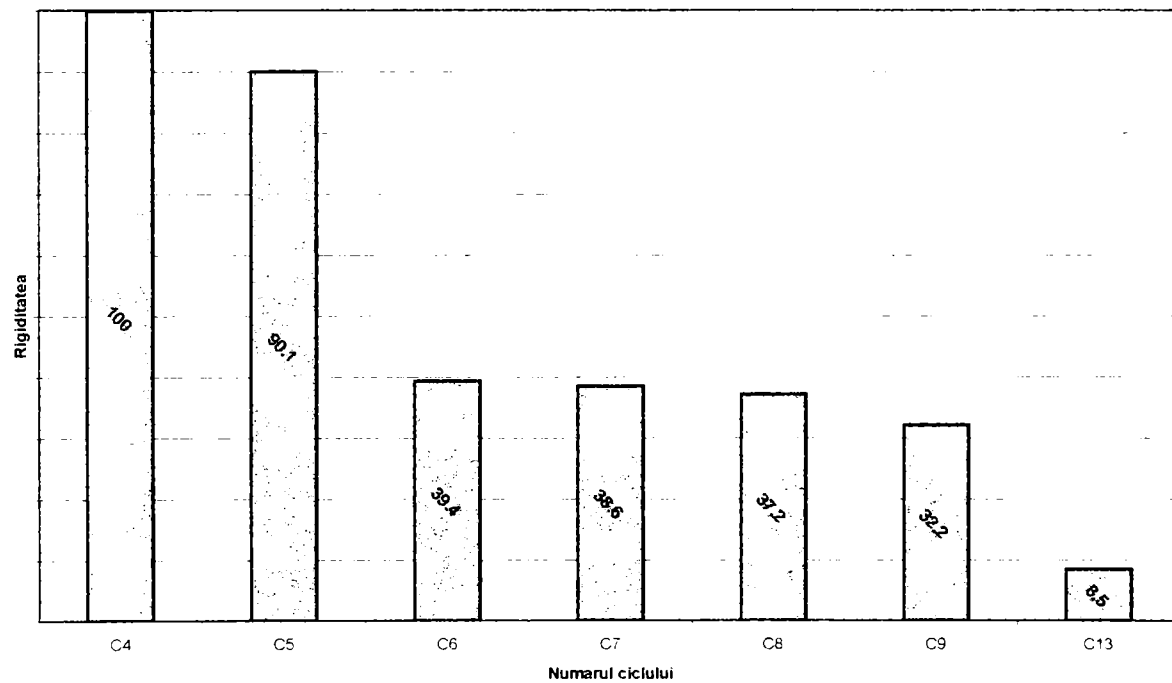


Figura 5.21 - Degradarea rigidității inițiale

Rigiditatea inițială se degradează pe măsura creșterii numărului de cicluri până la valoarea de 8% din cea inițială la ultimul ciclu.

5.3 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale - elementul CJ1

Încercarea experimentală a elementului CJ1 a permis culegerea de informații în ceea ce privește comportarea nodului compus oțel-beton sub încărcări monotone, stabilirea limitei elastice necesară efectuării încercării ciclice respectiv studierea modului de rupere comparativ cu nodul metalic SJ1 încercat în același mod. Starea de eforturi și deformații pe parcursul încercării este relată de diagramele prezentate în cele ce urmează.

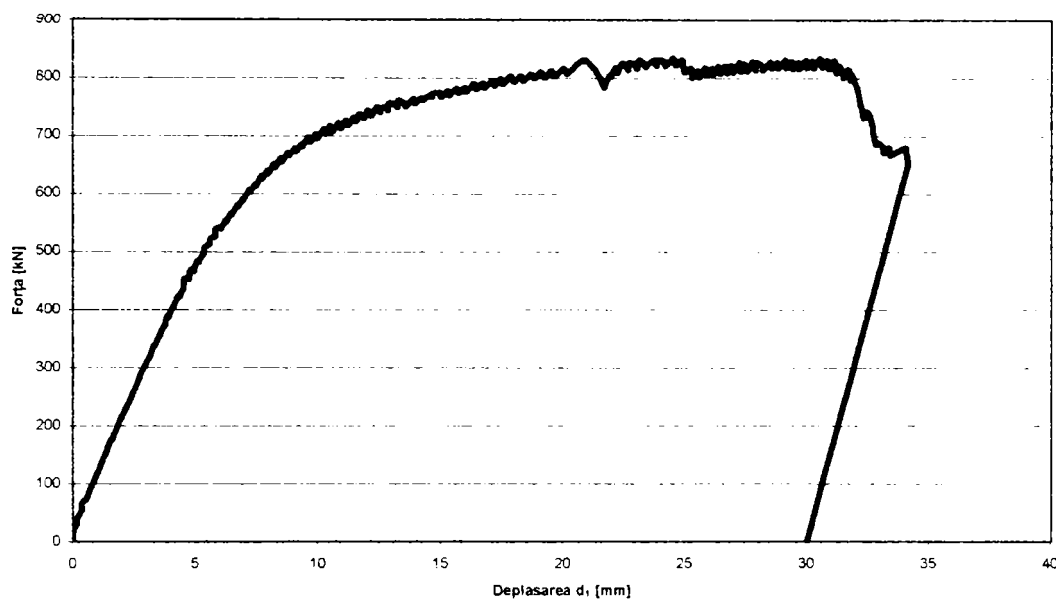


Figura 5.22 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_1

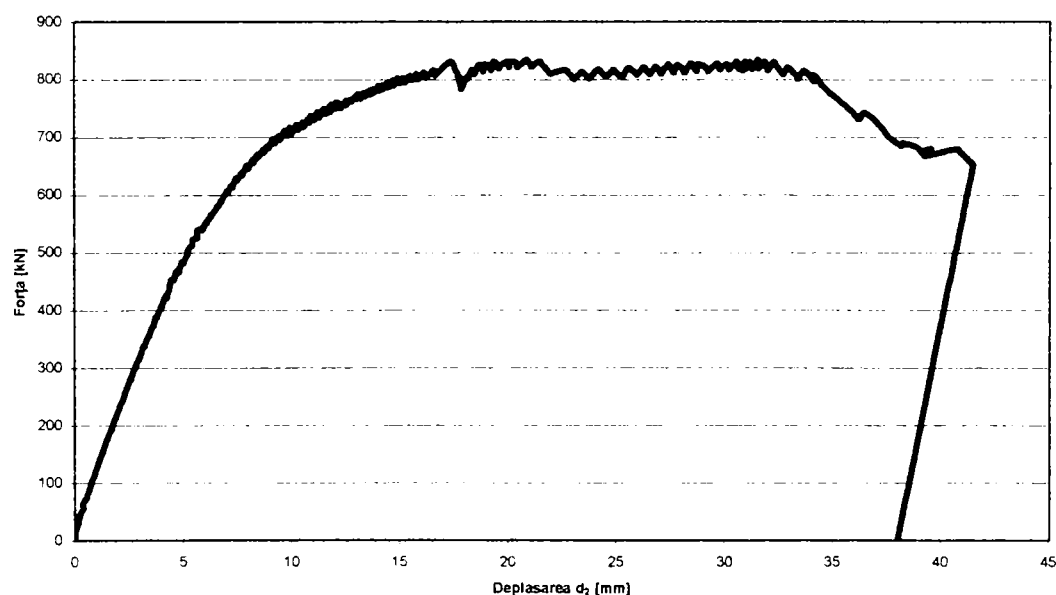


Figura 5.23 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_2

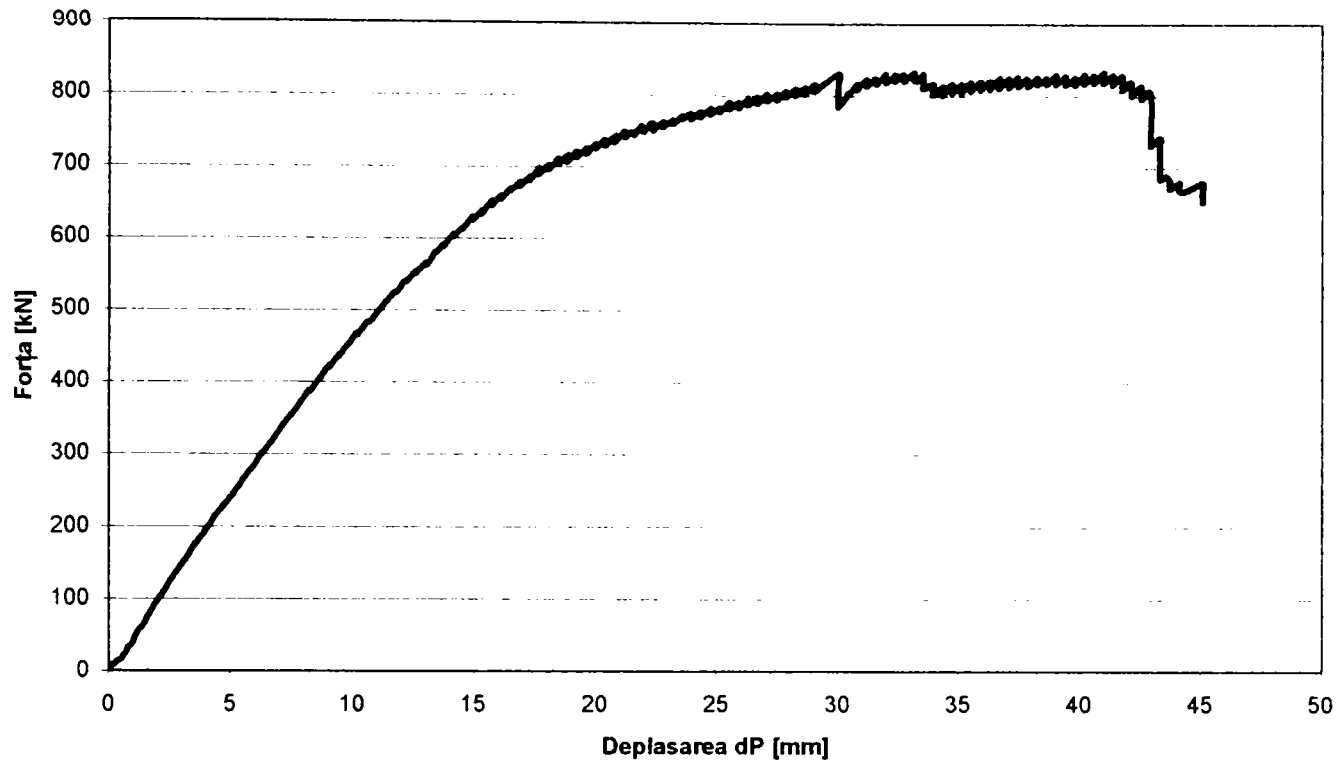


Figura 5.24 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul dP

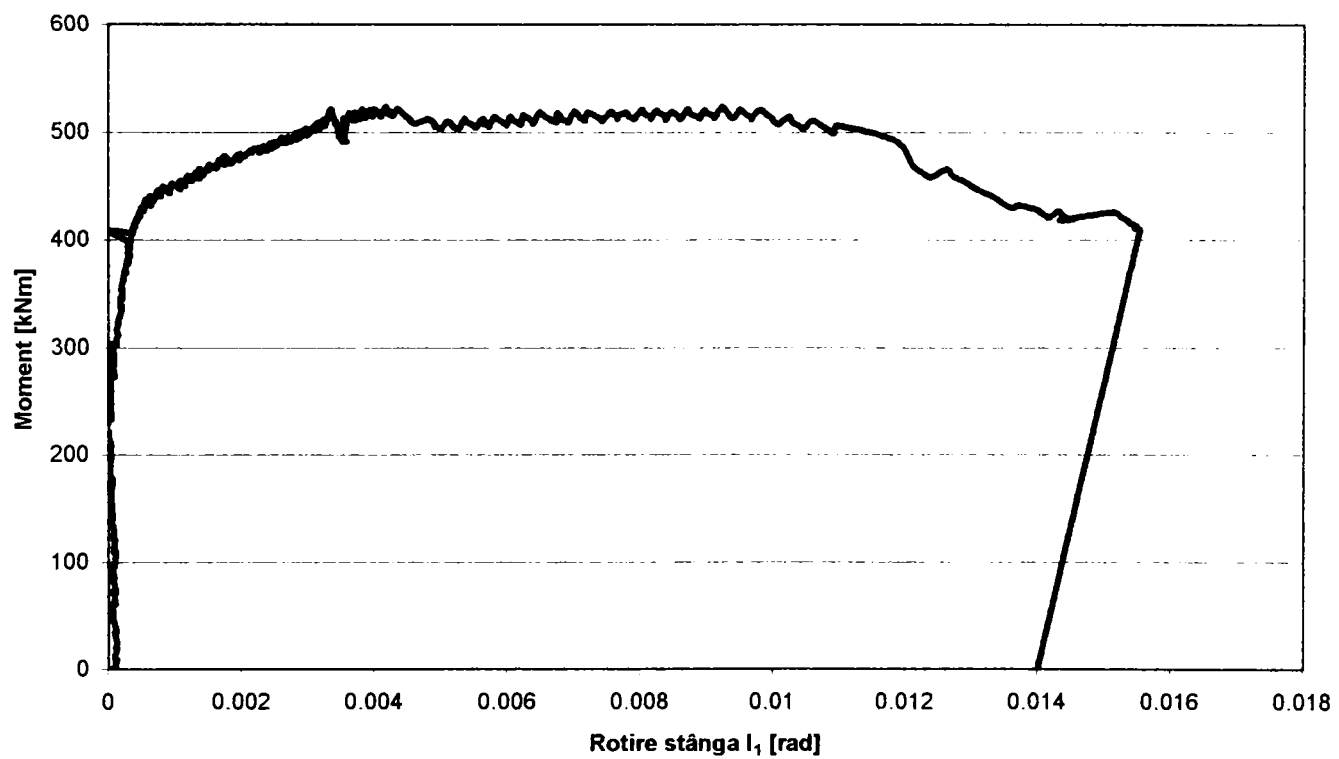


Figura 5.25 - Diagrama moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului

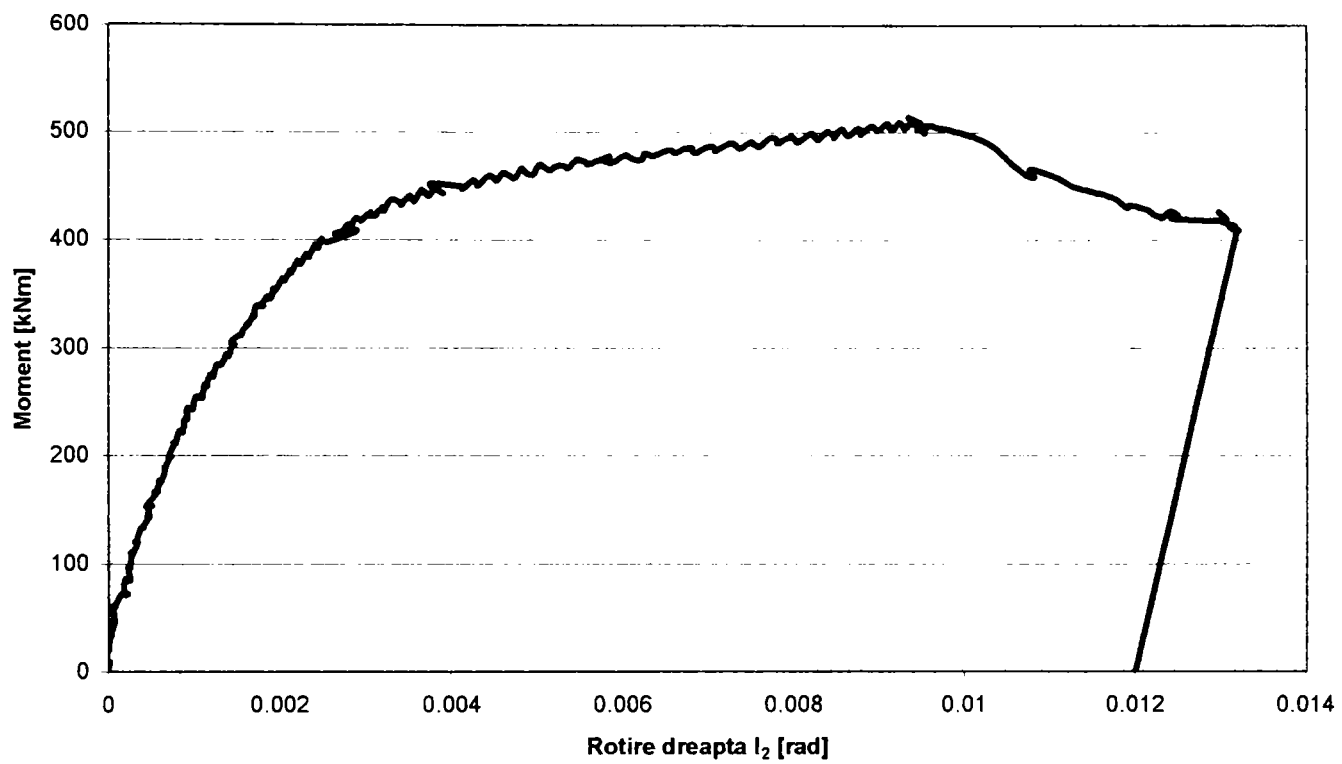


Figura 5.26 - Diagrama moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

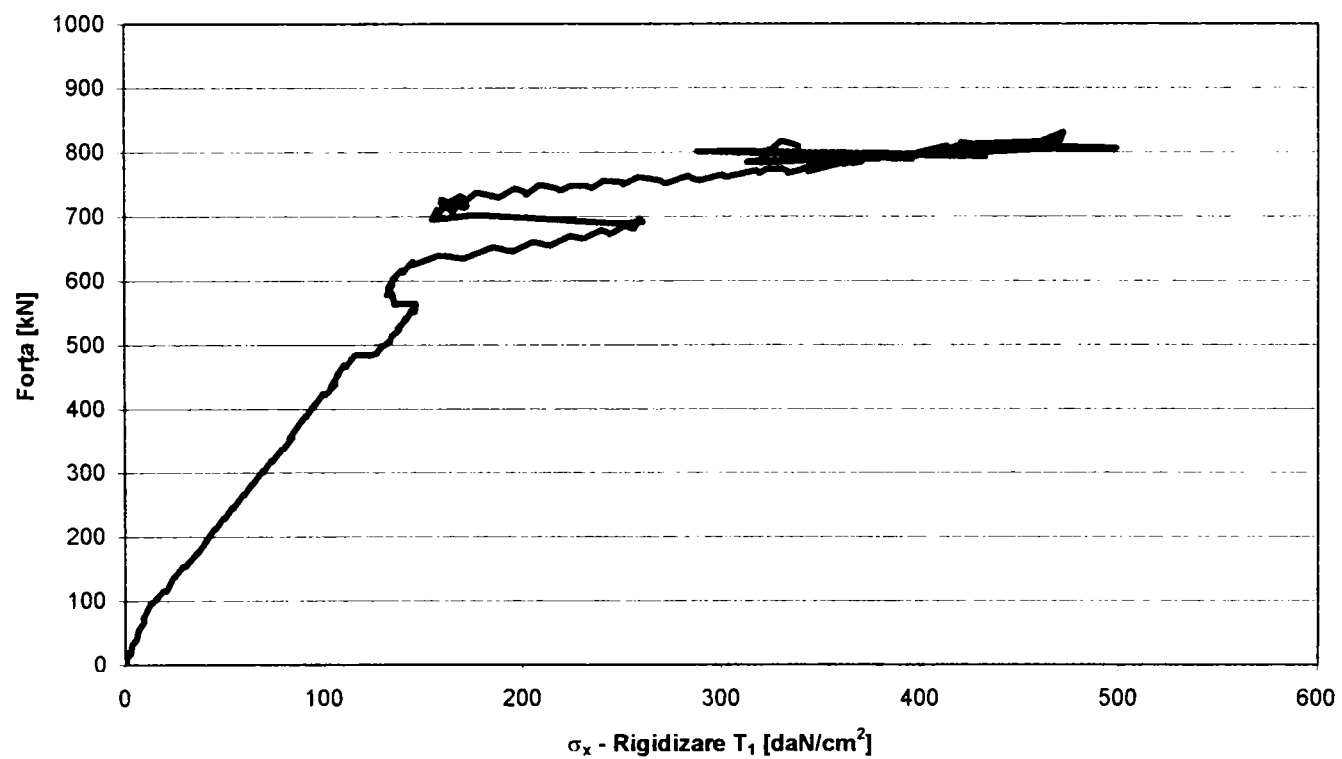


Figura 5.27 - Diagrama forță – efort unitar (T_1)

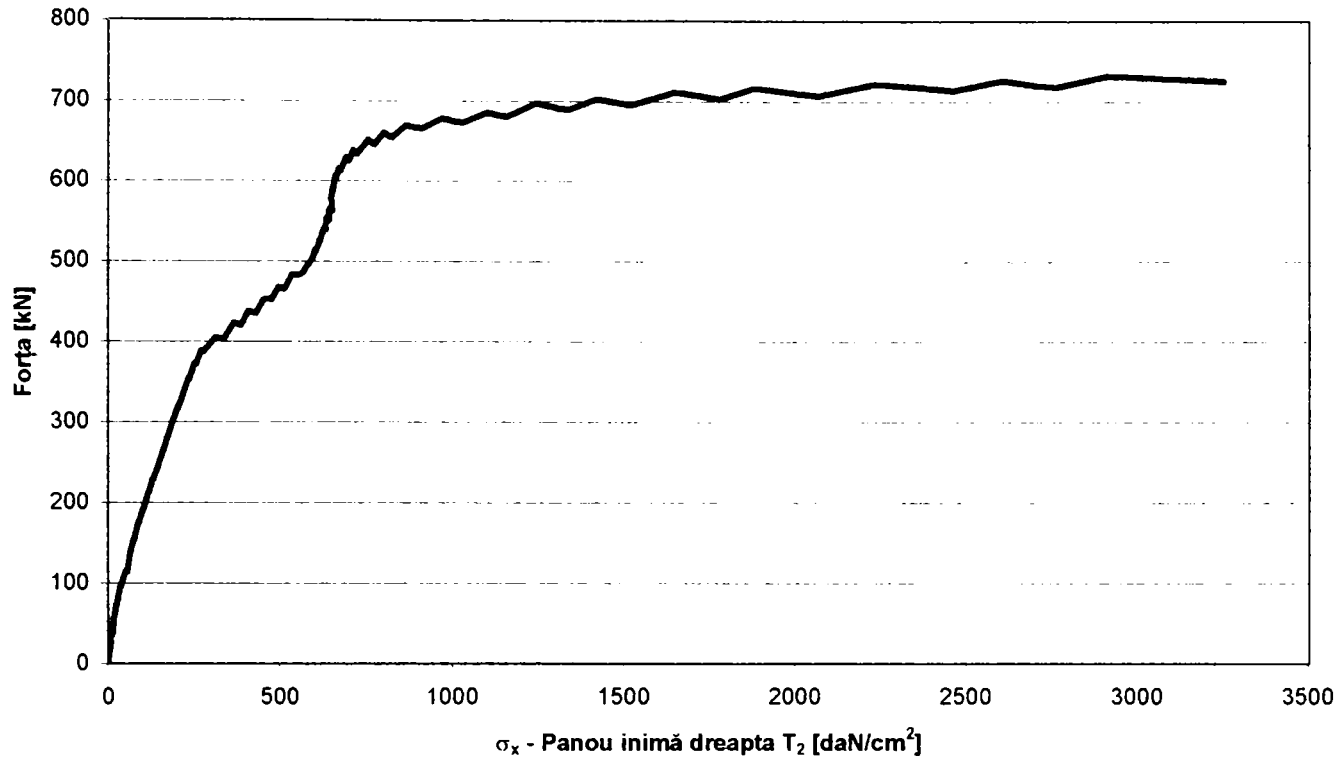


Figura 5.28 - Diagrama forță – efort unitar (T_2)

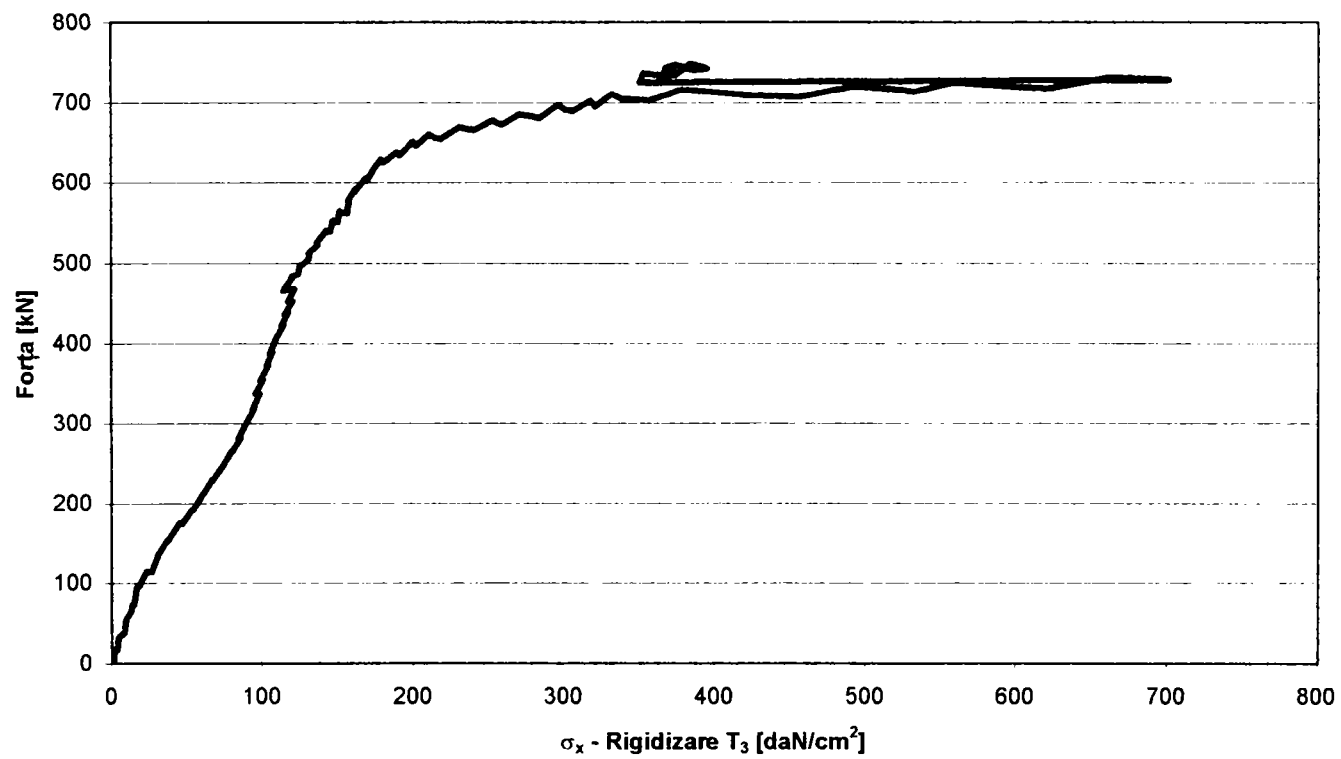
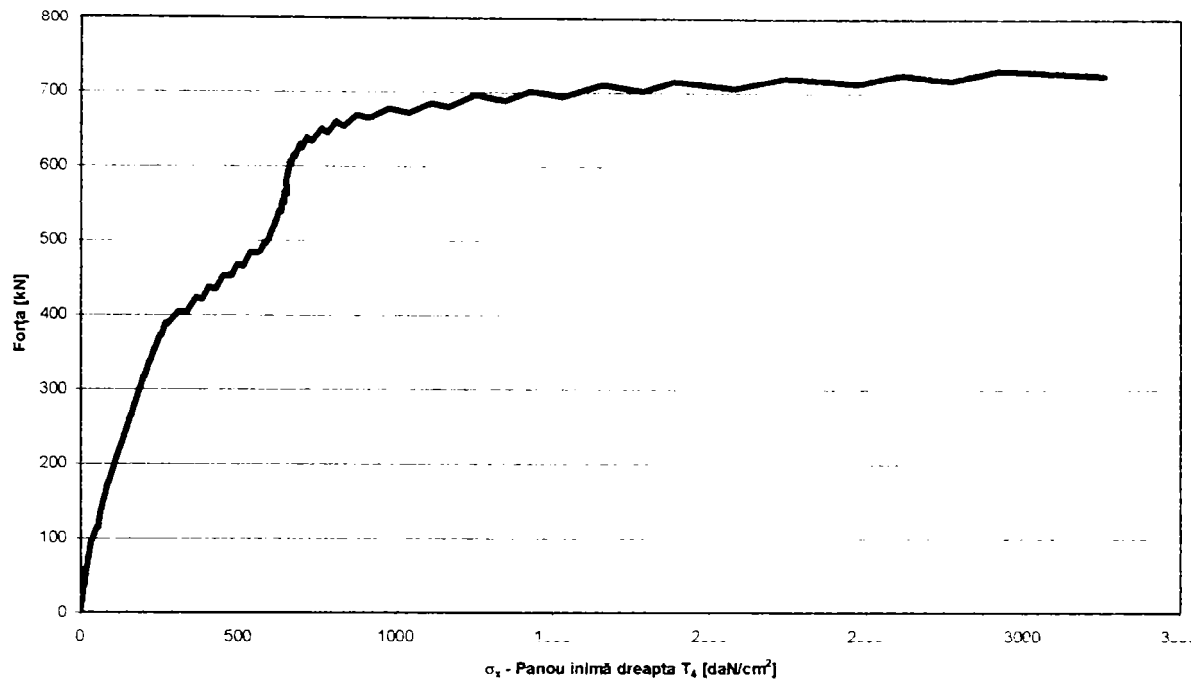
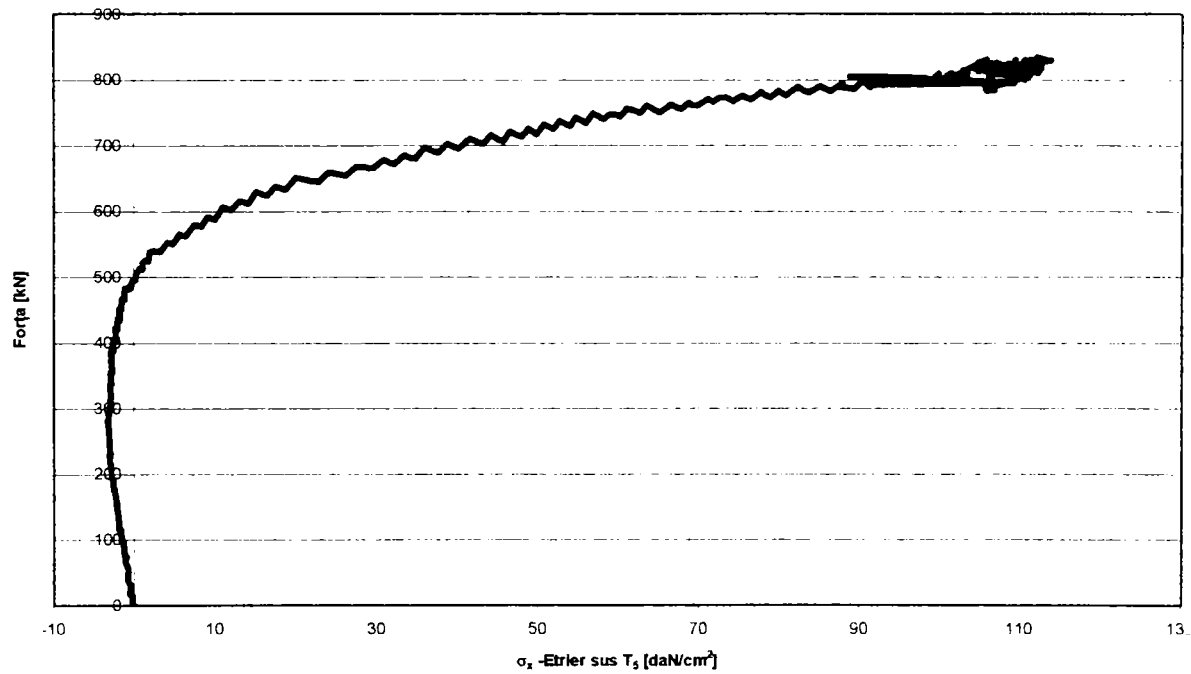
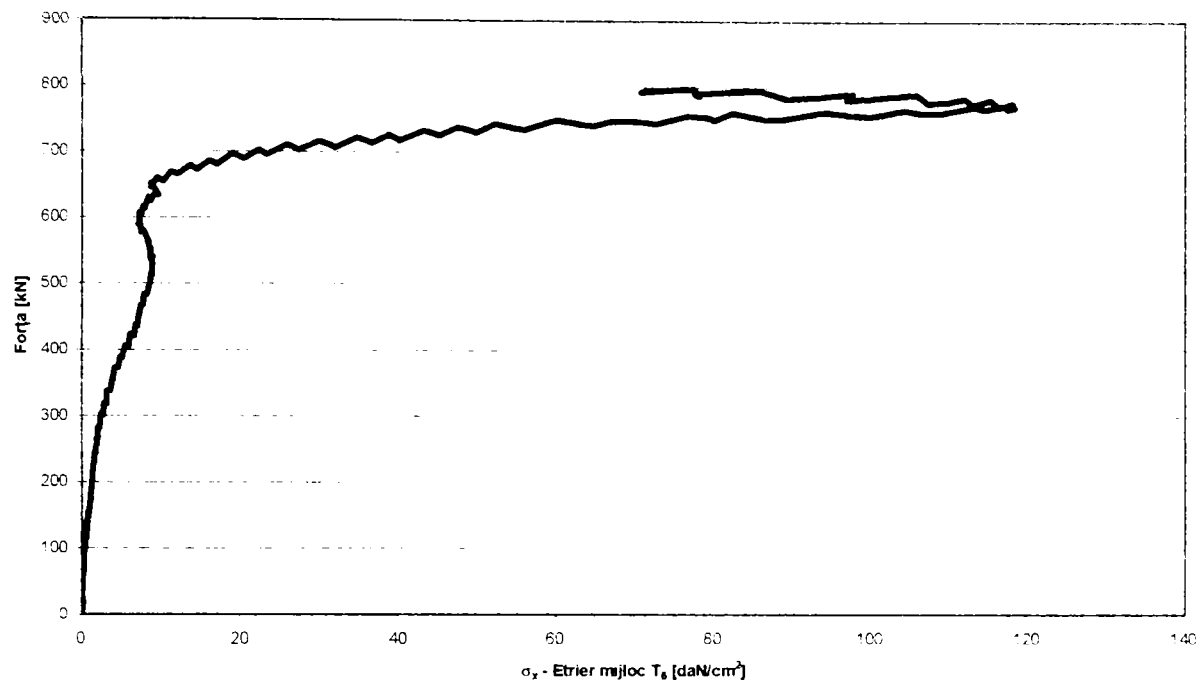


Figura 5.29 - Diagrama forță – efort unitar (T_3)


 Figura 5.30 - Diagrama forță – efort unitar (T₄)

Pentru punerea în evidență a participării etrierilor din nod la preluarea și distribuția stării de eforturi au fost reprezentate diagramele forță - efort unitar determinate pe baza înregistrărilor timbrelor tensometrice dispuse pe etrieri.


 Figura 5.31 - Diagrama forță – efort unitar (T₅)

Figura 5.32 - Diagrama forță – efort unitar (T₆)

Diagramele prezentate în figurile 5.27 ÷ 5.32 obținute pe baza înregistrărilor timbrelor tensometrice arată că în nod participă la preluarea și distribuția eforturilor pe lângă panoul nodului rigidizările verticale și etrierii dispuși pe înălțimea nodului. La momentul solicitării maxime efortul unitar σ_x maxim în rigidizările verticale au atins valoarea de $\sim 700 \text{ daN/cm}^2$ în timp ce în panoul nodului acesta a ajuns la valoarea de $\sim 3300 \text{ daN/cm}^2$. După atingerea acestor valori înregistrările timbrelor situate pe inima panoului nodului au fost neconcludente deoarece deformațiile panoului au depășit capacitatea de înregistrare a timbrelor. Înregistrările arată că deși etrierii dispuși pe înălțimea nodului participă la preluarea și distribuția eforturilor aceștia au o rezervă mare de capacitate portantă în momentul atingerii încărcării maxime efortul unitar în ei situându-se doar la valoarea de 120 daN/cm^2 . După această valoare efortul unitar scade acest fapt putând fi pus pe seama degradărilor betonului din nod, beton care nu mai poate realiza transferul de eforturi către etrieri.

Determinarea limitei elastice s-a efectuat pe baza prevederilor procedurii ECCS, pornind de la diagrama forță – deplasare medie. Deplasarea medie a elementului a fost calculată ca media aritmetică a deplasărilor înregistrate de captorii d_1 respectiv d_2 . Valoarea deplasării e_y care reprezintă limita elastică în cazul elementului experimental CJ1 a rezultat $6,38 \text{ cm}$ (fig. 5.33).

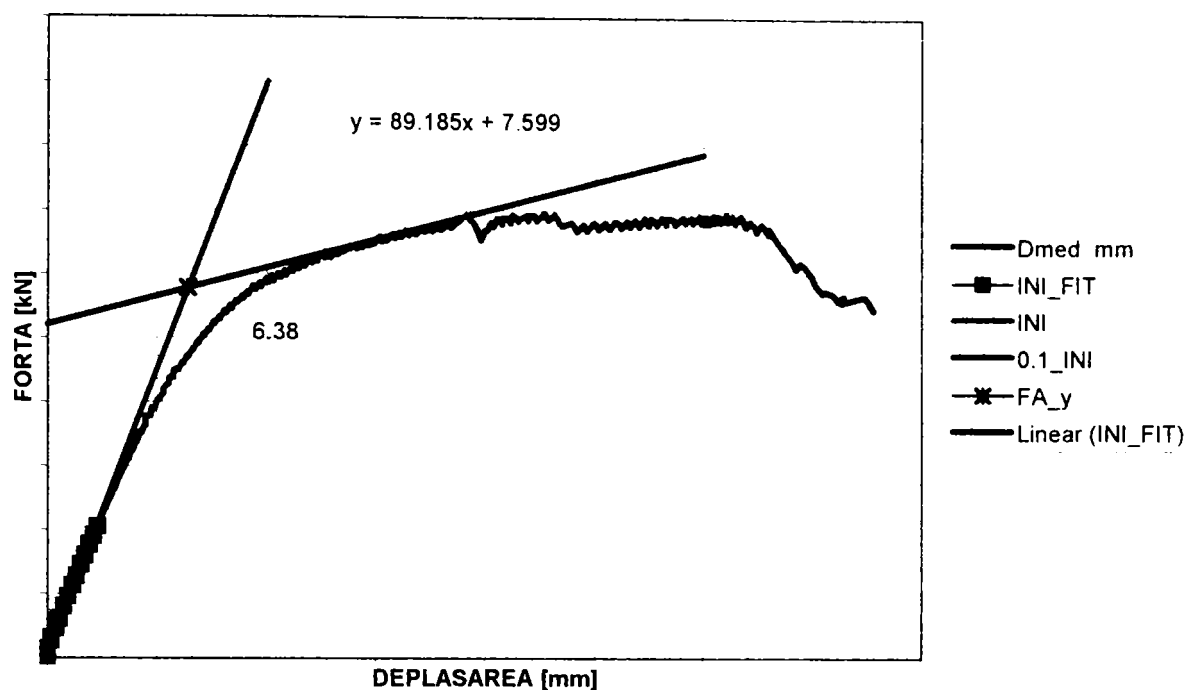
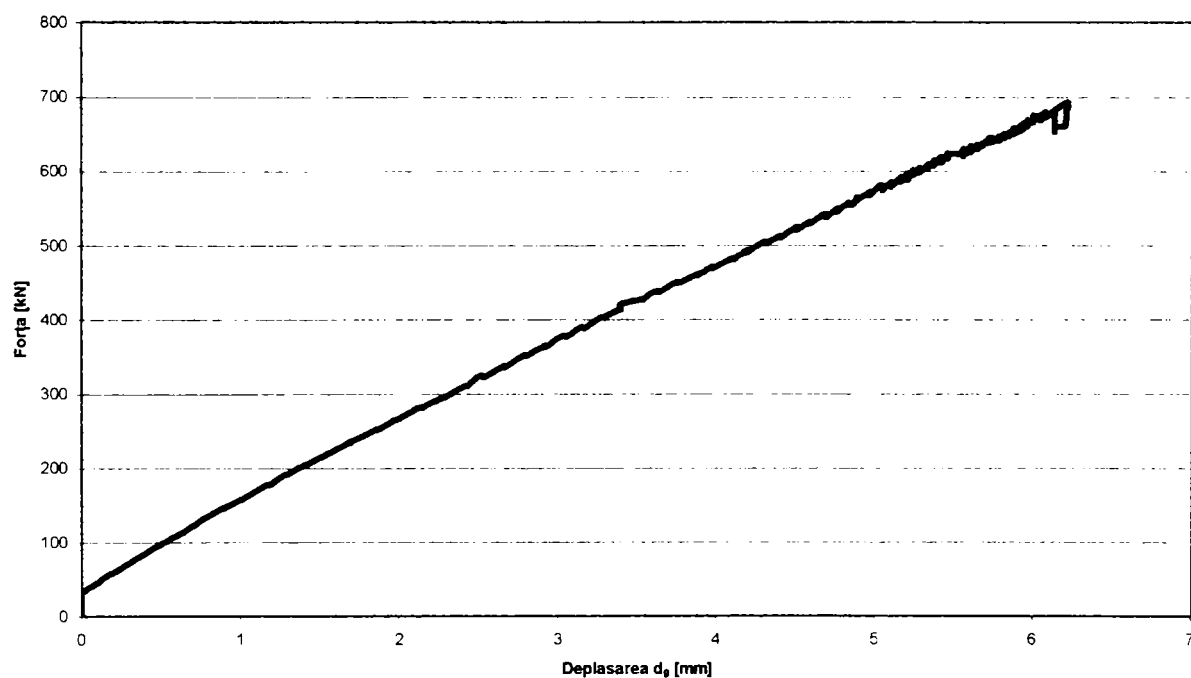


Figura 5.33 - Diagrama forță – deplasare medie

Pornind de la valoarea e_y obținută s-au stabilit valorile deplasărilor pistonului pentru efectuarea încercării ciclice. Valorile deplasărilor pistonului diferă de cele ale elementului datorită deplasării elastice a riglei cadrului experimental, deplasare evidențiată de înregistrările captorului d_9 .


 Figura 5.34 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_9

După cum se poate observa din diagrama forță deplasare prezentată în figura 5.34 la valoarea maximă a forței $P = 833,8$ kN deplasarea maximă a grinzii cadrului experimental a fost $d_9 = 6,2$ mm. Diagrama relevă situarea în domeniul elastic a comportării cadrului experimental.

Deoarece încercarea experimentală s-a efectuat prin introducerea unor valori impuse ale deplasării pistonului, iar limita elastică stabilită conform procedurii ECCS s-a făcut pe baza valorilor deplasărilor efective ale elementului încercat s-a impus pentru încercarea ciclică corectarea valorilor deplasărilor impuse pistonului.

Valorile impuse ale deplasărilor elementului experimental CJ2 respectiv valorile impuse pistonului (valori mai mari datorită deformației riglei cadrului experimental) sunt prezentate în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2

Deplasarea	Nr cicluri	Perioada T [min]	Deplasare impusă nod [mm]	Amplitudine piston dP [mm]
$\pm e_y / 4$	1	3	$\pm 1,595$	7,20
$\pm 2 e_y / 4$	1	3	$\pm 3,19$	13,80
$\pm 3 e_y / 4$	1	3	$\pm 4,785$	20,32
$\pm e_y$	1	3	$\pm 6,38$	26,08
$\pm 2 e_y$	3	18	$\pm 12,76$	44,60
$\pm 4 e_y$	3	18	$\pm 25,52$	70,16
$\pm 6 e_y$	3	18	$\pm 38,28$	92,00

5. 4 Interpretarea rezultatelor încercărilor experimentale - elementul CJ2

Încercarea elementului CJ2 a fost efectuată conform celor prezentate în paragraful 4.8.4 pe baza procedurii ECCS, pornind de la rezultatele încercării monotone a elementului CJ1. Cu ajutorul datelor înregistrate pe parcursul încercării ciclice s-au trasat diagrame semnificative care caracterizează starea de eforturi și de deformații existentă în nod pe parcursul încercării. Pe baza diagramelor se pot face aprecieri în ceea ce privește modul de comportare al nodului studiat cât și efectua comparații cu rezultatele altor încercări experimentale similare.

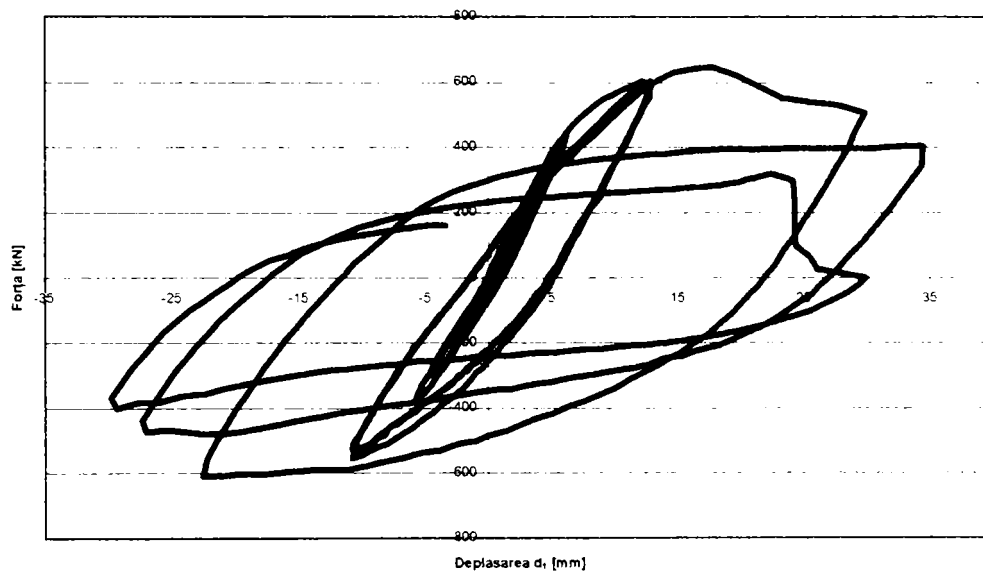


Figura 5.35 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_1

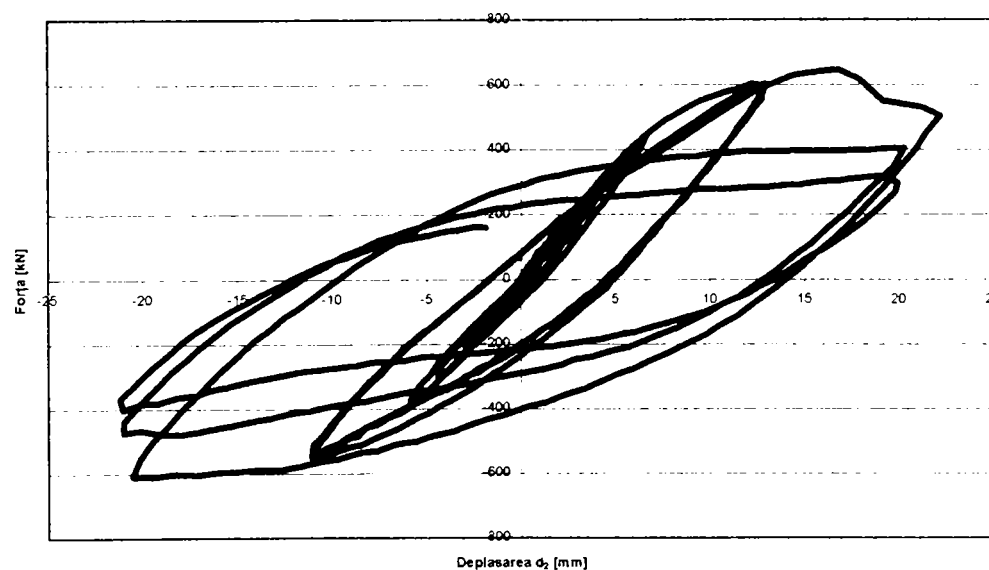


Figura 5.36 - Diagrama forță – deplasare înregistrată de captorul d_2

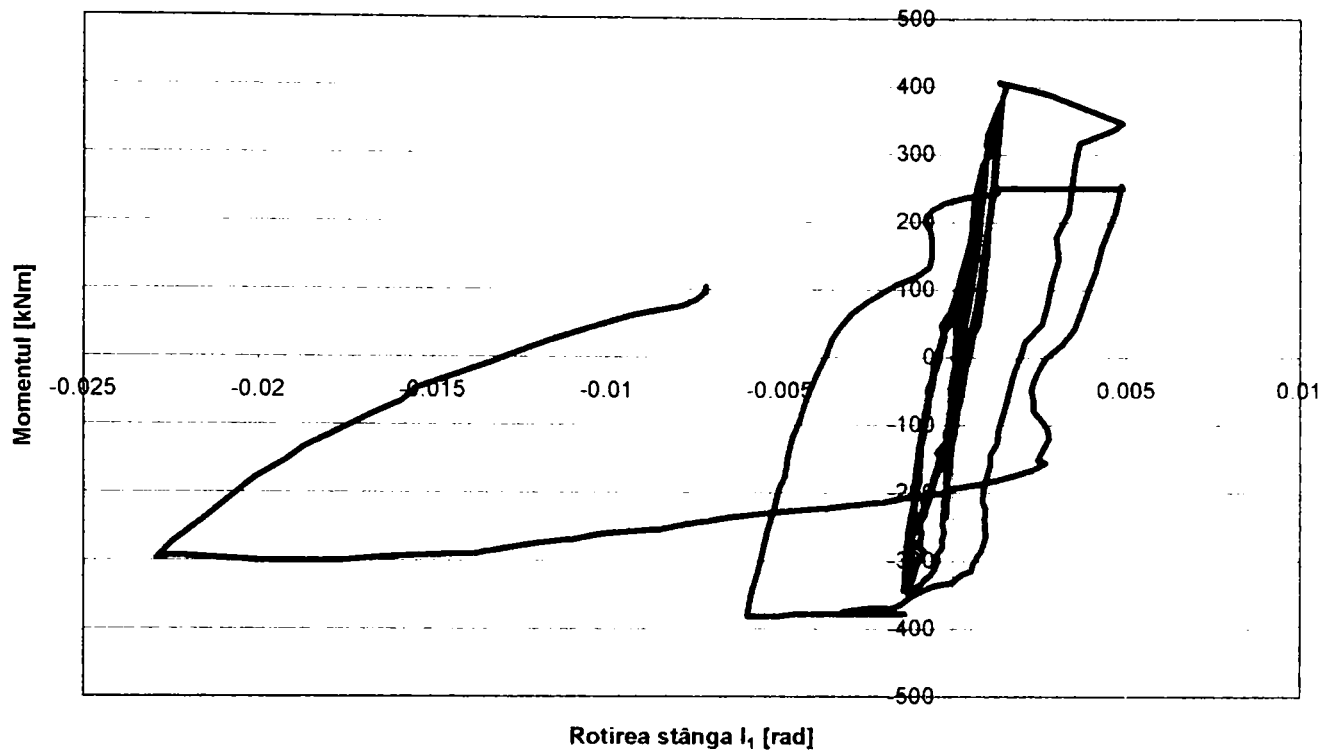


Figura 5.37 - Diagrama moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului

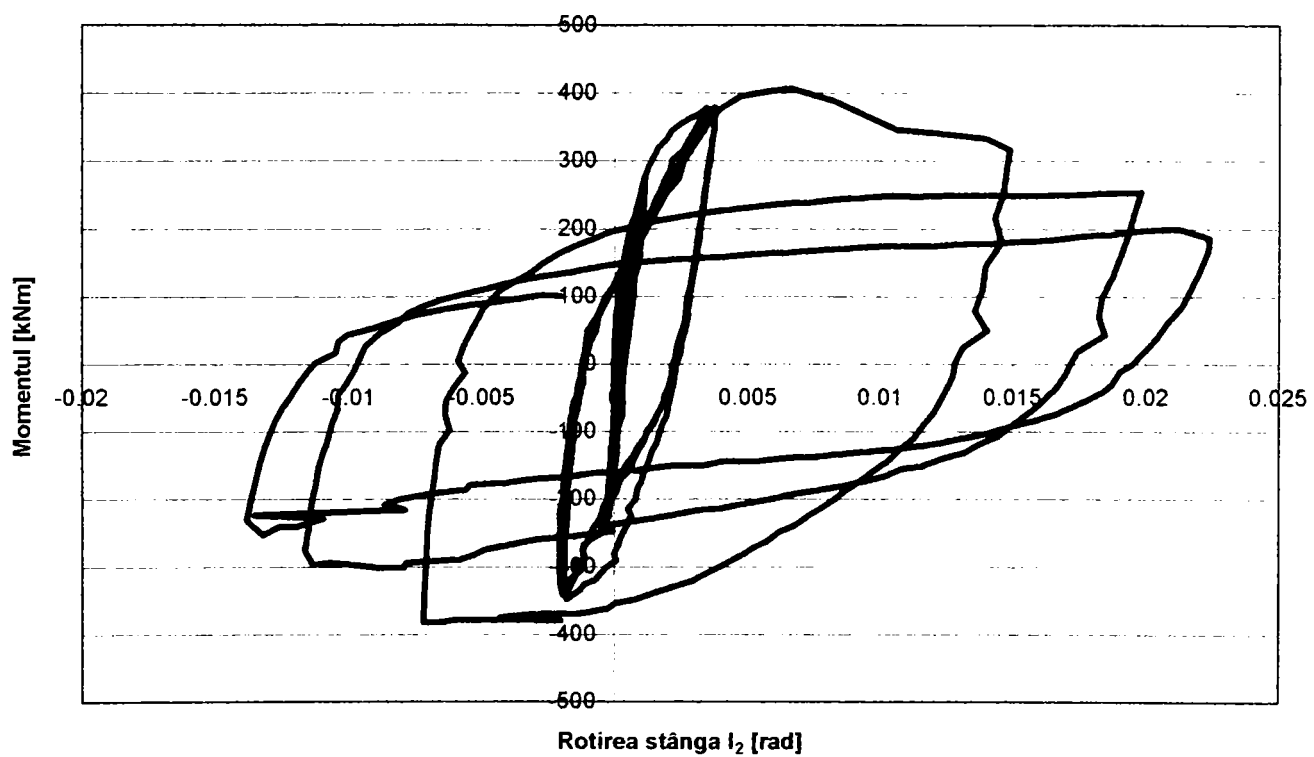


Figura 5.38 - Diagrama moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

În standardele moderne de proiectare din Statele Unite [87] cadrele metalice necontravântuite se împart în trei categorii:

- cadre metalice necontravântuite speciale, în care nodurile de îmbinare riglă stâlp trebuie să aibe o ductilitate mărită, iar rotirea ultimă a nodurilor trebuie să atingă valoarea de 30 mrad;

- cadre metalice necontravântuite intermediare la care rotirea ultimă a nodurilor trebuie să atingă valoarea de 20 mrad;

- cadre metalice necontravântuite normale, pentru care valoarea ultimă a nodurilor trebuie să atingă valoarea de 10 mrad.

Pornind de la clasificarea făcută de standardele moderne americane pentru comportarea nodurilor metalice, comportarea nodului compus testat este caracteristica comportării unui nod metalic pentru un cadru intermediar rotirea ultimă depășind valoarea de 20mrad.

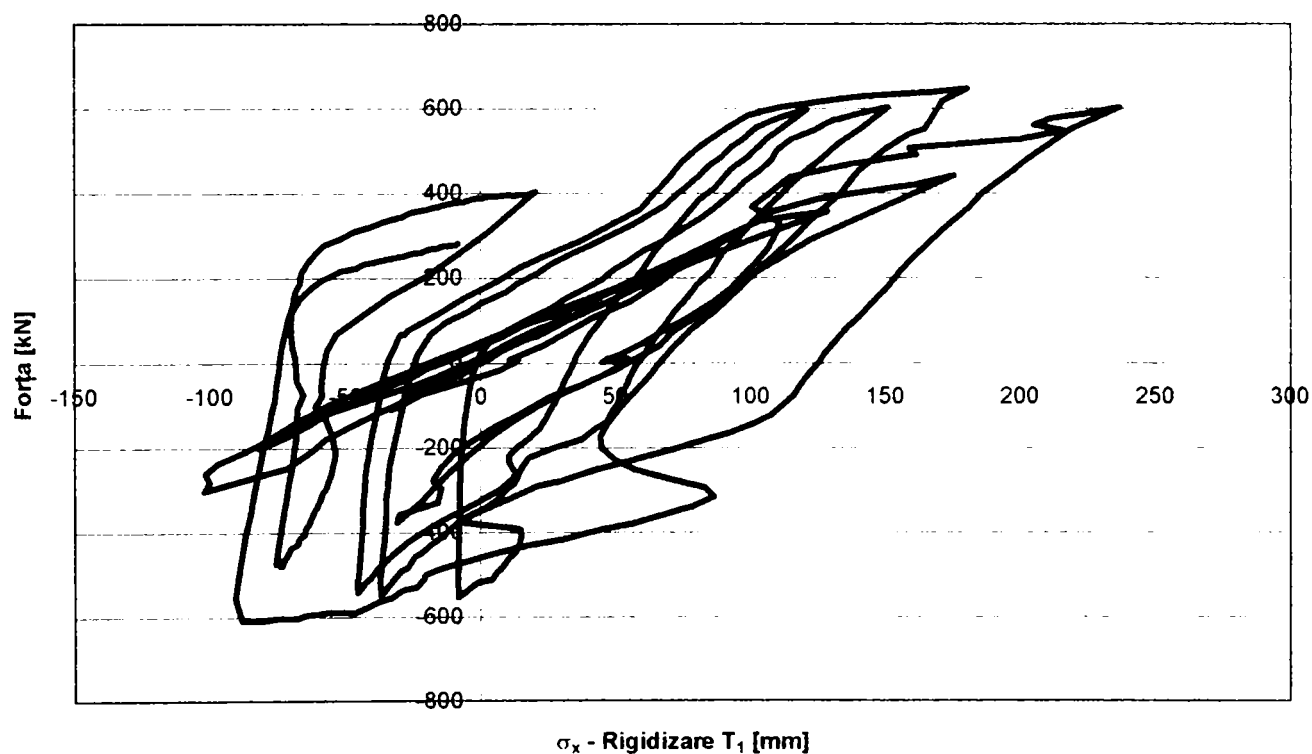


Figura 5.39 - Diagrama forță – efort unitar (T_1)

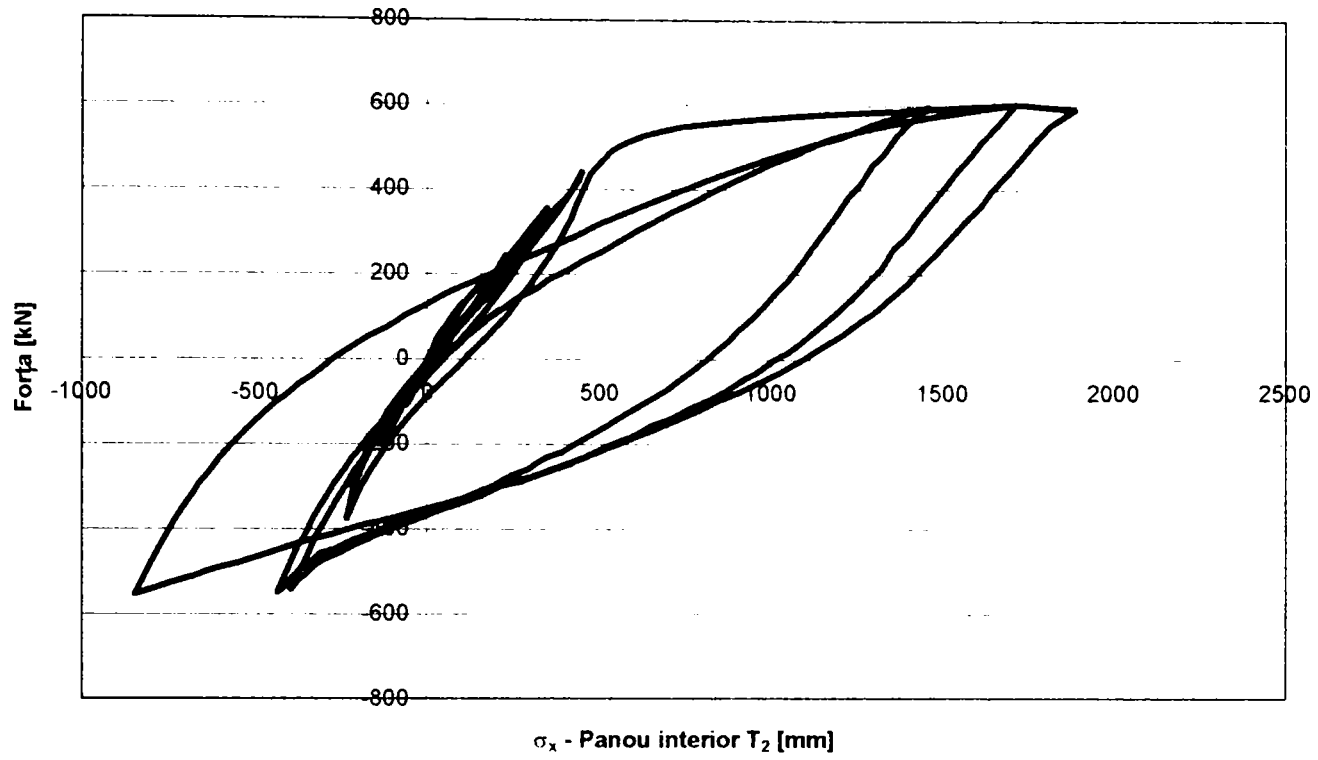


Figura 5.40 - Diagrama forță – efort unitar (T₂)

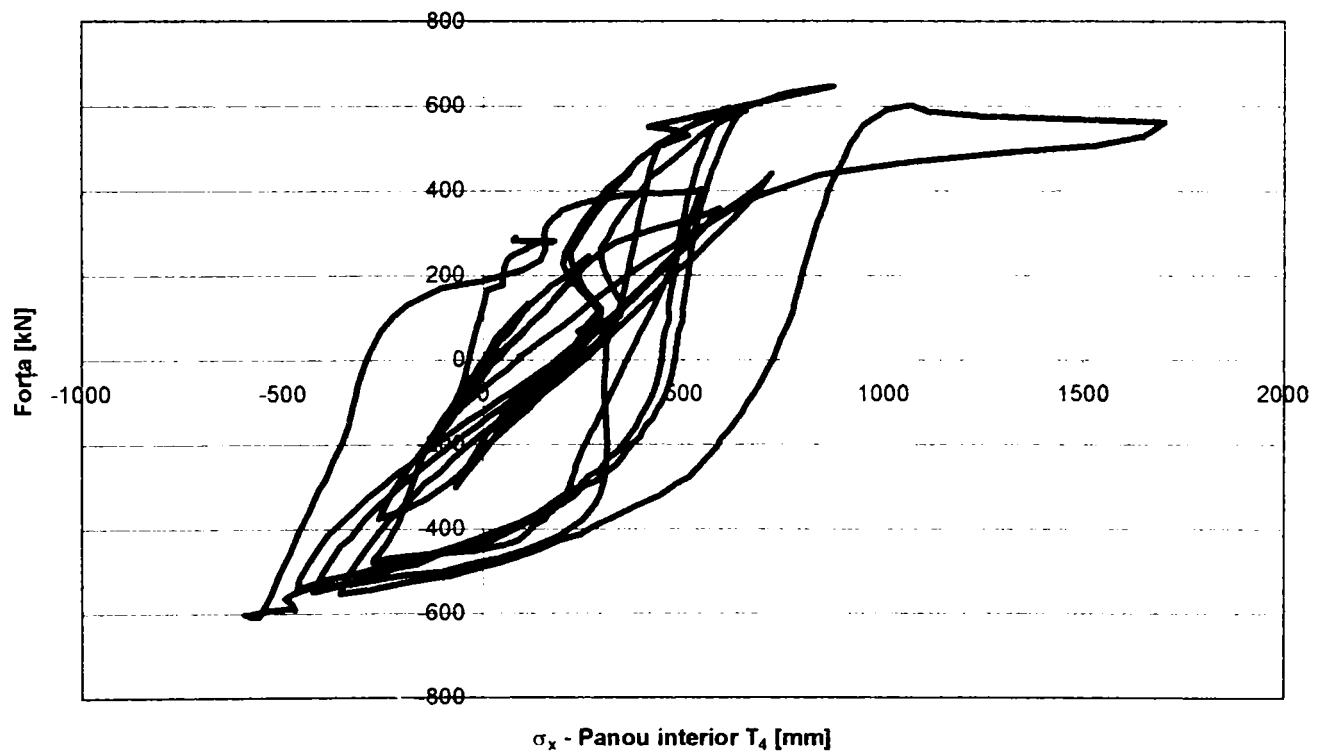


Figura 5.41 - Diagrama forță – efort unitar (T₄)

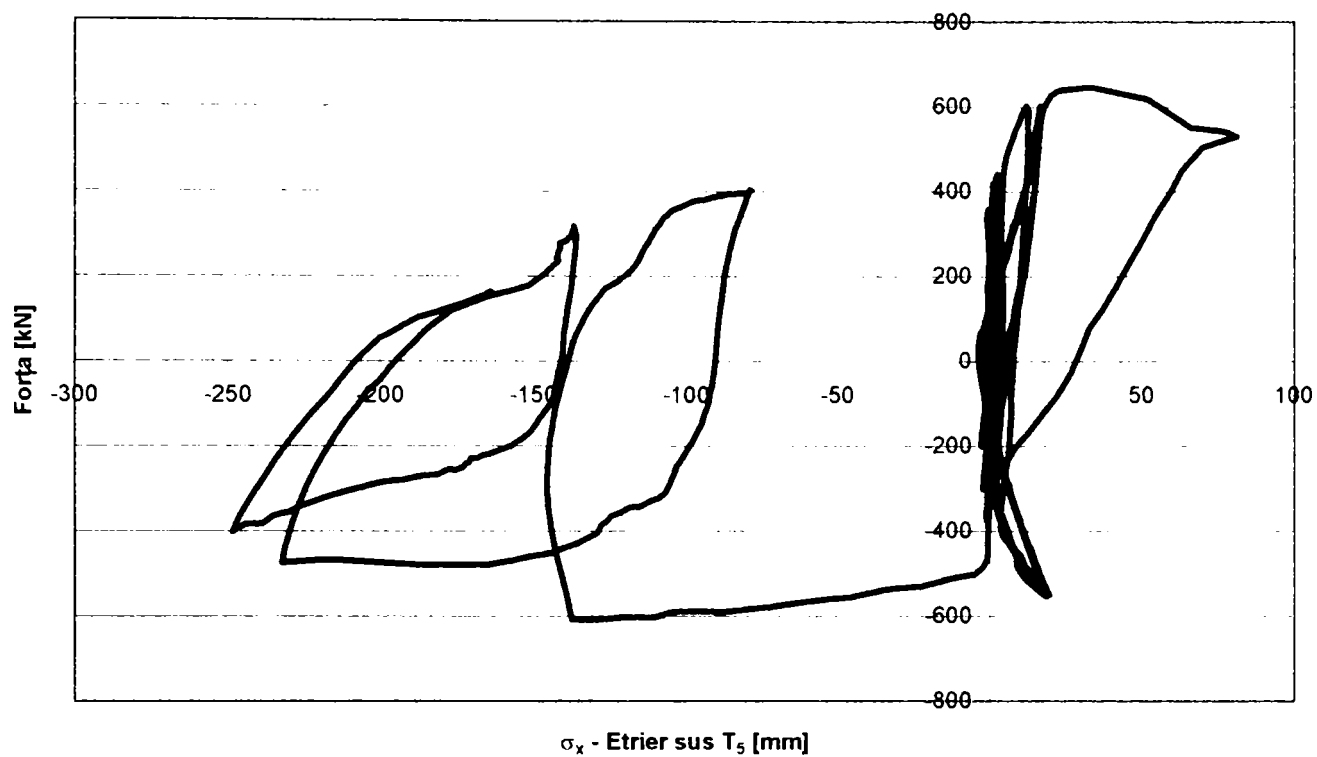


Figura 5.42 - Diagrama forță – efort unitar (T_5)

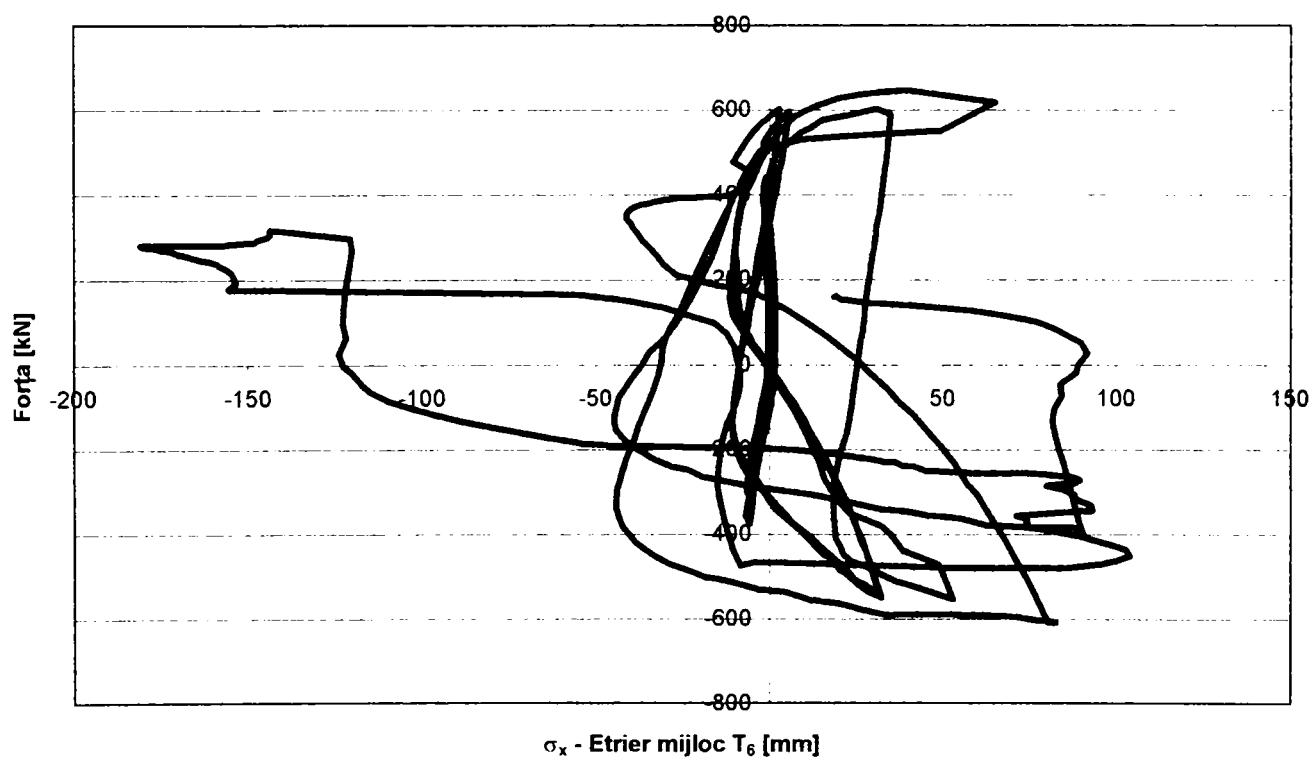


Figura 5.43 - Diagrama forță – efort unitar (T_6)

Diagramele prezentate în figurile 5.39 – 5.43 confirmă participarea la distribuția eforturilor din nod a rigidizărilor verticale și a etrierilor dispuși în zona nodului.

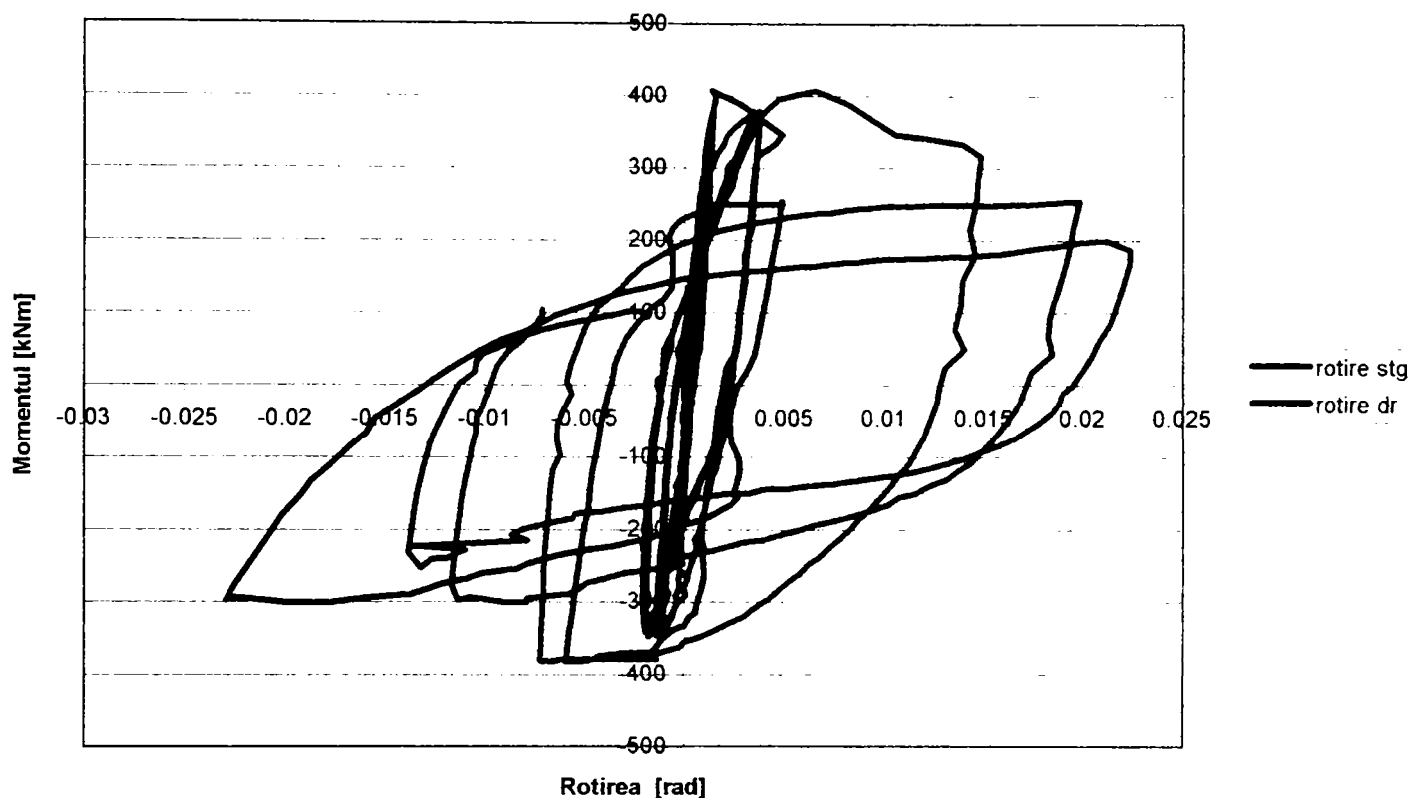


Figura 5.44 - Diagramă comparativă moment – rotire ($I_1 - I_2$)

Diagrama comparativă moment - rotire prezentată în figura 5.44 demonstrează o comportare simetrică a nodului așa cum era de așteptat având în vedere alcătuirea geometrică simetrică a acestuia. Înregistrarea făcută de inclinometrul I_1 a fost afectată după ciclul 2 la valoarea deplasării $2e_y$ de fisurarea betonului și deformațiile acestuia. Pornind de la ciclogramele moment rotire s-a evaluat energia disipată pe fiecare ciclu de încărcare diagrama rezultată fiind prezentată în figura 5.45.

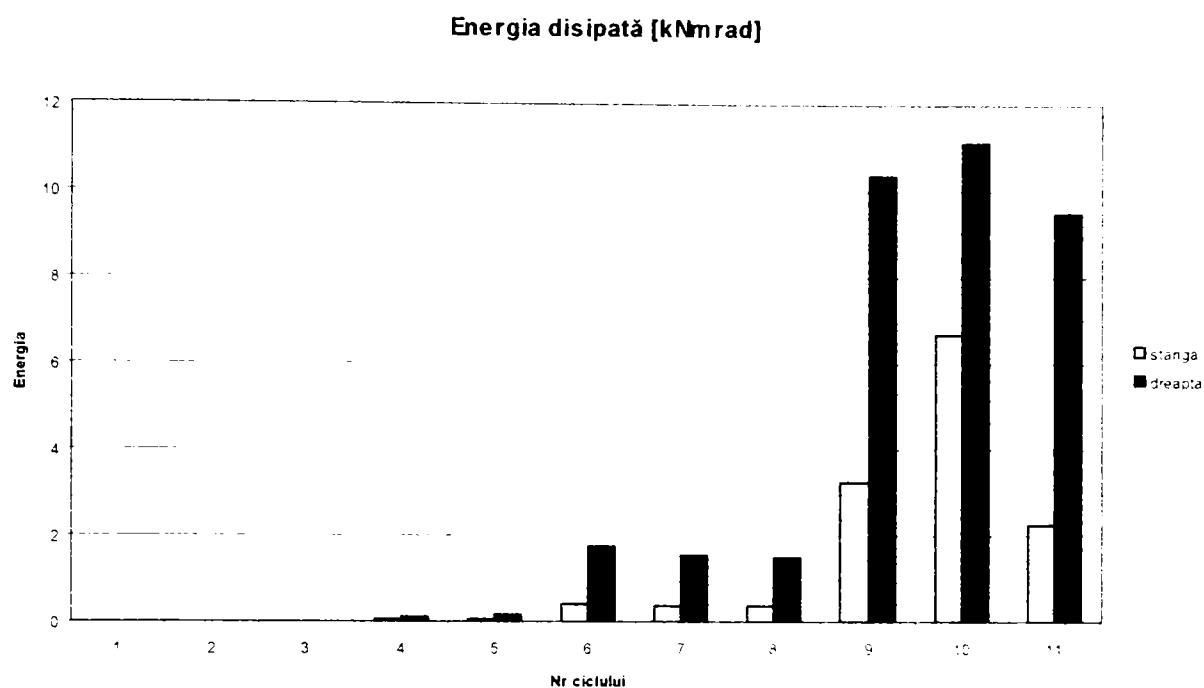


Figura 5.45 - Energia disipată pe fiecare ciclu efectuat

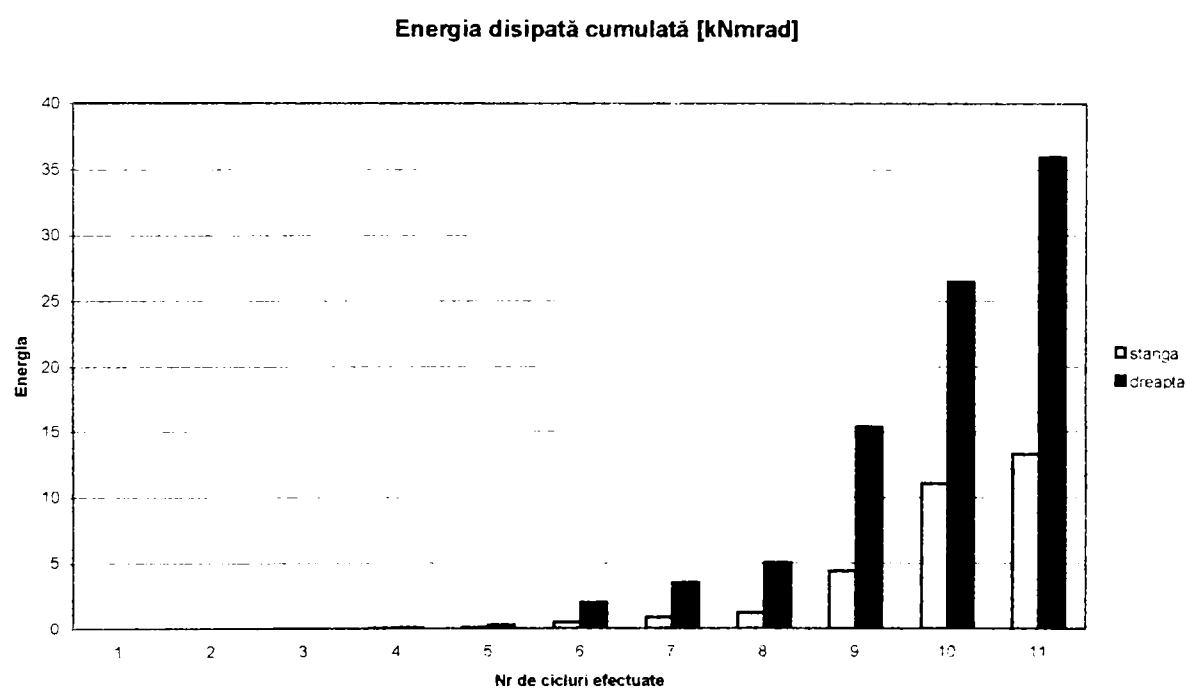


Figura 5.46 - Energia disipată cumulată

Energia disipată în primele cicluri până la atingerea limitei elastice este nesemnificativă înregistrând o creștere minoră de la un ciclu la altul. Cele trei cicluri efectuate la $2e_y$ arată că energia disipată scade de la un ciclu la celălalt fiind datorată unor degradări structurale care au loc. La cele 3 cicluri efectuate pentru deplasări de

4 e_y se constată că în al doilea ciclu are loc un consum de energie mai ridicat decât în celelalte, acest ciclu corespunzând momentului de cedare al rigidizărilor verticale. Tendința descrescătoare de consum a energiei de la un ciclu la celălalt se regăsește și la ultimele 3 cicluri efectuate pentru deplasări de 6 e_y .

Evoluția rigidității pe parcursul ciclurilor este reprezentată în figura 5.47.

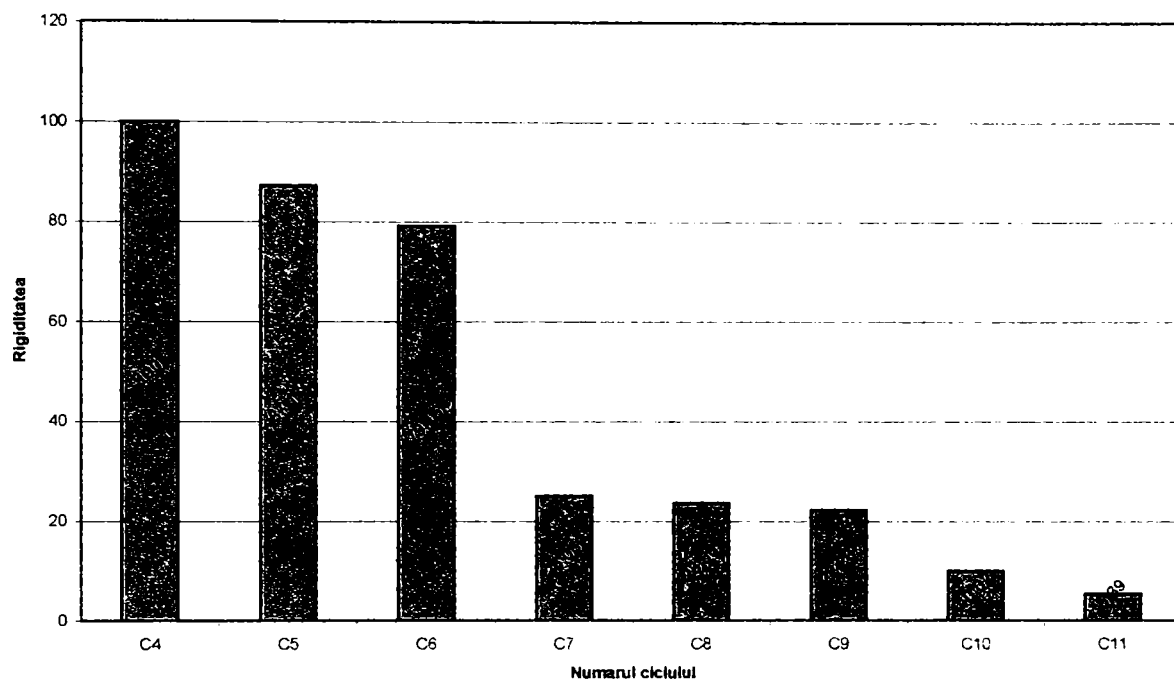


Figura 5.47 - Degradarea rigidității inițiale

Rigiditatea inițială se degradează pe măsura creșterii numărului de cicluri până la valoarea de 5,3% din cea inițială la ultimul ciclu.

5. 5 Studiu comparativ privind comportarea nodurilor

Pentru a putea face o comparație între comportamentul sub încărcări monotone și ciclice se prezintă în continuare câteva diagrame comparative.

5.5.1 Comparație comportare element experimental SJ1 – element experimental SJ2

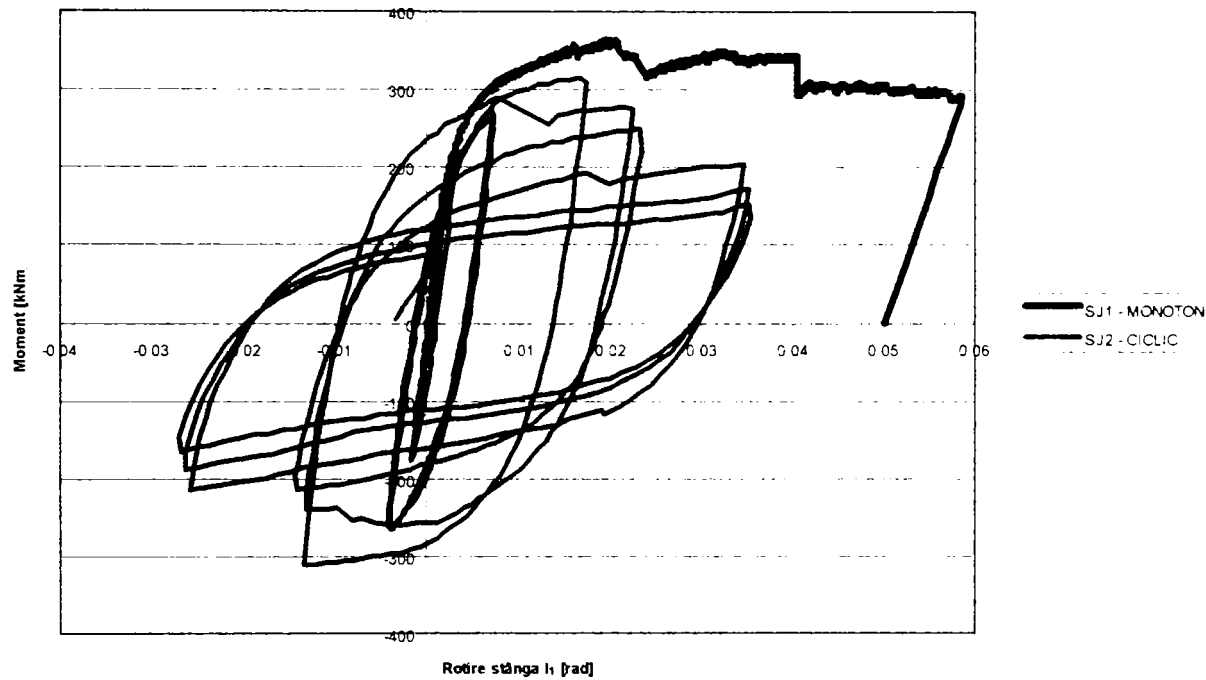


Figura 5.48 - Diagrama comparativă moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului



Figura 5.49 - Diagrama comparativă moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

Diagramele prezentate în figurile 5.48, 5.49 arată alături de curbele moment rotire obținute pentru cele două elemente experimentale SJ1 respectiv SJ2.

Se poate observa o bună corelare între cele două curbe în porțiune inițială, așa numită „zonă elastică”, în care deformațiile cresc odată cu creșterea efortului. După limita de elasticitate curbele încercării ciclice se abat de la curba încercării monotone, comportamentul ciclic fiind caracterizat de o regularitate a ciclurilor, cu o deteriorare progresivă a rigidității nodului de la un ciclu la celălalt.

În tabelul 5.3 este prezentată o comparație valorică pentru parametrii care caracterizează comportamentul celor două elemente .

Tabelul 5.3

Nodul / tip incercare	Momentul maxim [kNm]	Deplasarea maximă d_{med} [mm]	Rotirea ultimă [mrad]	Limita elastică e_y [mm]	Moment serviciu experim [kNm]	Moment serviciu calculat [kNm]	Modul de cedare
SJ – 1 / monoton	364	70,2	50,7	6,18	281,2	190,6	Cedare suduri rigidizări verticale întinse flambaj rigidizări comprimate Fisurare panou nod
SJ – 2 / ciclic	+ 315,5	+ 41,17	+ 35,2		+ 201,4		
	-310,39	-36,8	- 29,3		- 215,8		

Se observă că la încercarea ciclică momentul maxim este mai mic cu 13,4% pentru ciclul pozitiv respectiv cu 14,8% pentru cel negativ.

La încercarea ciclică deplasările maxime înregistrate la baza stâlpului scad cu ~ 50% față de aceleași deplasări obținute la încercarea monotona. Momentul de serviciu experimental la încercarea ciclică, apreciat ca momentul aferent atingerii limitei deplasării elastice este aproximativ 2/3 din momentul maxim înregistrat. Momentul de serviciu experimental este mai mare cu cca. 47% față de momentul de serviciu calculat în cazul încercării monotone și cu 5% (ciclul pozitiv) respectiv 13% (ciclul negativ) în cazul încercării ciclice.

Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă – Teză de doctorat
Ing. Daniel DAN

În figura este reprezentată diagrama comparativă pentru curba moment rotire obținută la încercarea monotonă a elementului SJ1 și curba înfășurătoare a ciclurilor încercării elementului SJ2.

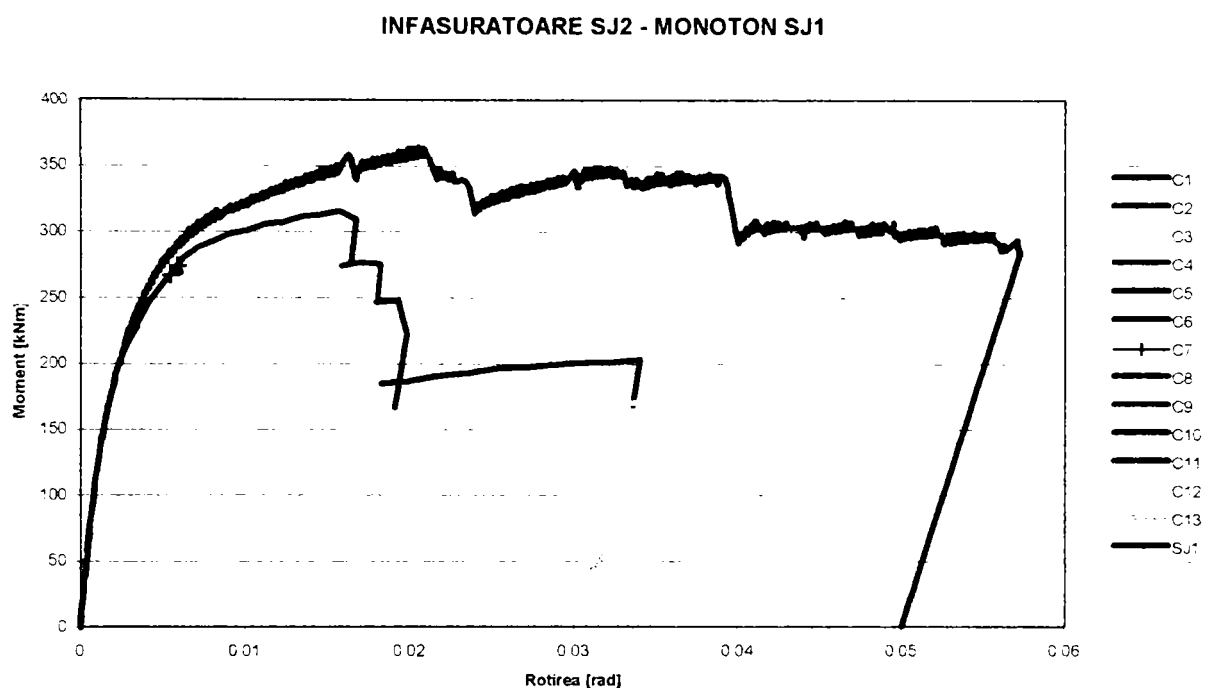


Figura 5.50 - Diagrama comparativă curba înfășurătoare nod SJ2 – monoton SJ1

Analizând curbele reprezentate se observă că rigiditatea inițială a elementului nu este influențată de încărcarea ciclic repetată, existând totuși o diferență foarte mică a acesteia la încercarea monotonă.

5.5.2 Comparație comportare element experimental SJ1 – element experimental CJ1

Comportamentul comparativ al elementelor experimentale SJ1 respectiv CJ1 încercate monoton poate fi efectuat pe baza diagramelor moment rotire prezentate în figurile 5.51, 5.52.

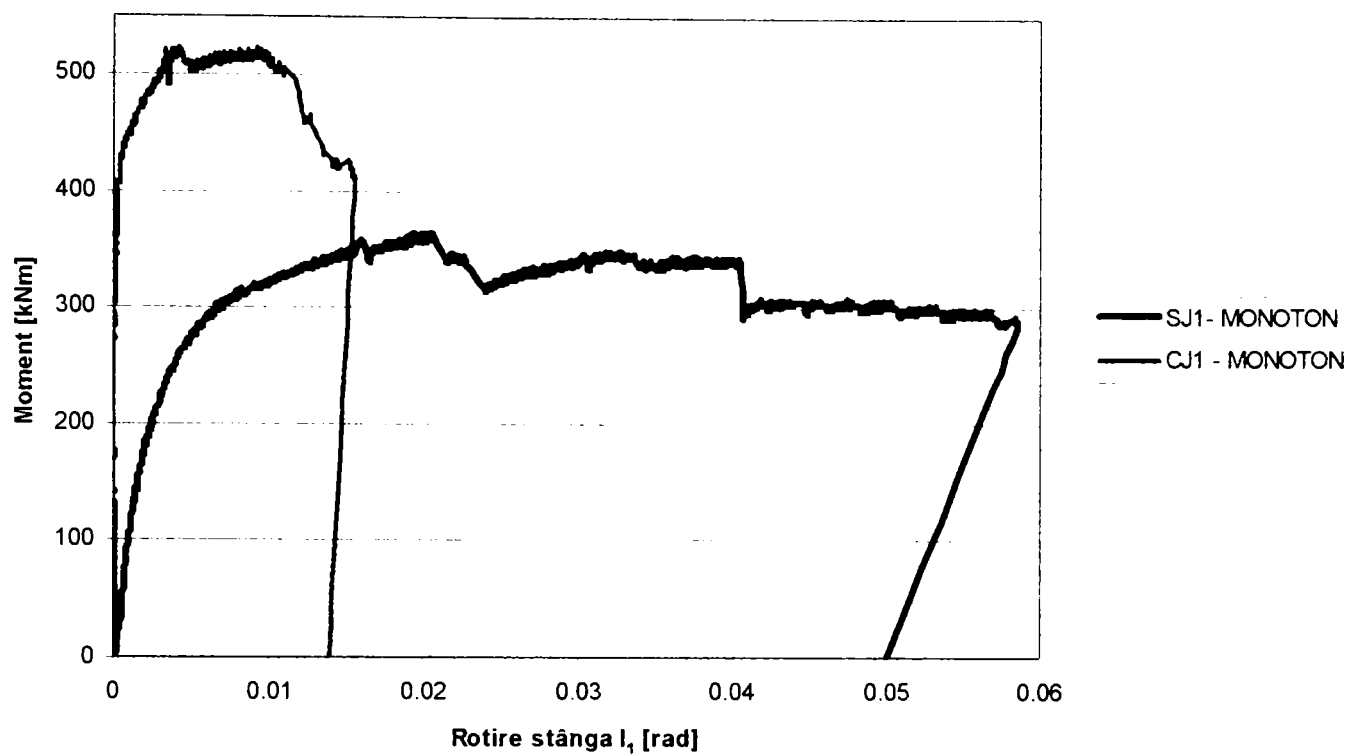


Figura 5.51 - Diagrama comparativă moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului

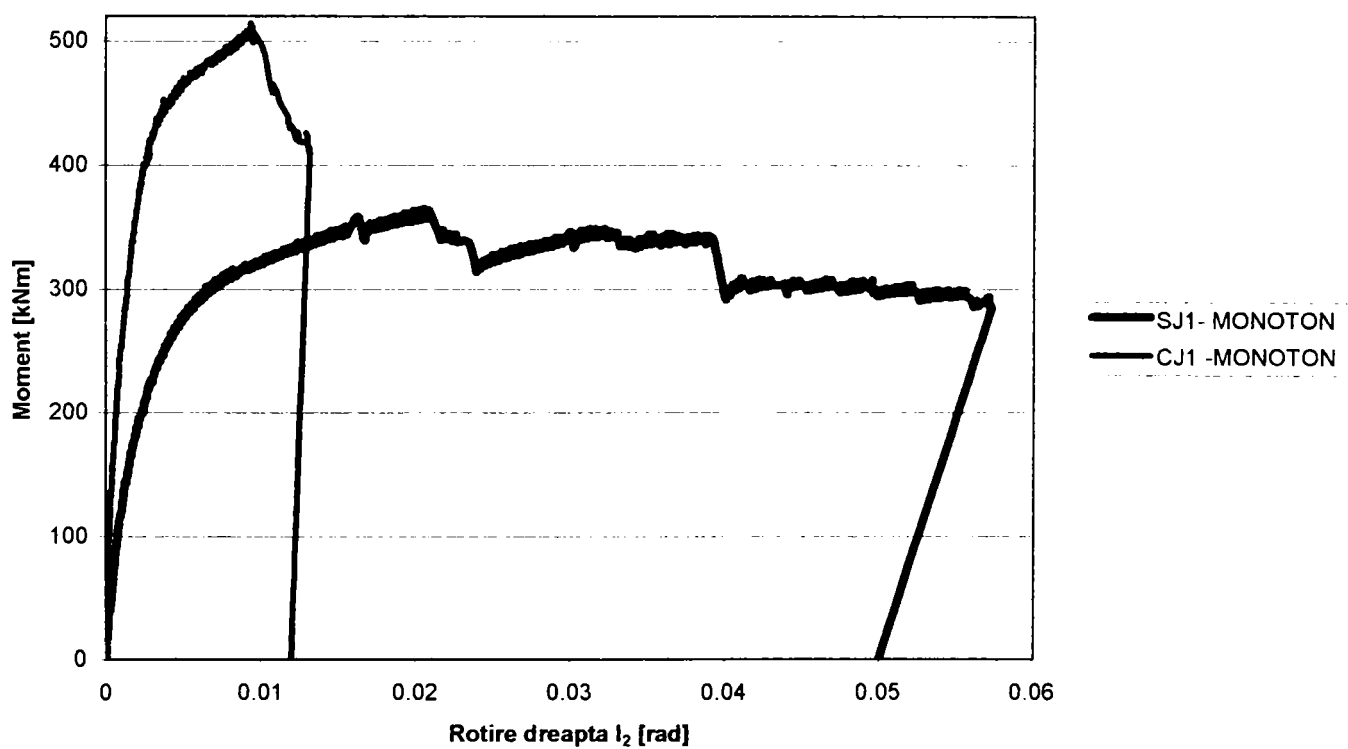


Figura 5.52 - Diagrama comparativă moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

În tabelul 5.4 este prezentată sintetic o comparație valorică a parametrilor care caracterizează comportarea nodurilor.

Tabelul 5.4

Nodul / tip încercare	Momentul maxim	Deplasarea maximă d_{med}	Rotirea ultimă	Limita elastică e_y	Moment serviciu experim	Moment serviciu calculat	Modul de cedare
	[kNm]	[mm]	[mrad]	[mm]	[kNm]	[kNm]	
SJ – 1 / monoton	364	70,2	50,7	6,18	281,2	190,6	Cedare suduri rigidizări verticale întinse flambaj rigidizări comprimate Fisurare panou nod
CJ – 1 / monoton	523	37,8	14,37	6,38	352,4	206,9	Cedare suduri rigidizări verticale, Fisurare beton Fisurare panou nod

Se observă că momentul maxim al nodului compus CJ1 este cu 43,7% mai mare decât al nodului metalic SJ1, în condițiile în care rigiditatea nodului compus este mai mare cu 51%. Deplasarea maximă medie înregistrată la baza stâlpului nodului compus CJ1 scade la 53,8% din valoarea înregistrată la nodul metalic SJ1. Rotirea ultimă a nodului compus CJ1 este semnificativ mai mică având valoarea de 28,3% din rotirea nodului metalic SJ1. În ceea ce privește limitele elastice acestea au valori aproximativ egale pentru ambele elemente. Momentul de serviciu experimental corespunzător atingerii limitei elastice este 77% din momentul maxim pentru nodul SJ1 și 67% din momentul maxim pentru nodul CJ1. Momentul de serviciu experimental al nodului compus CJ1 este mai mare cu 25,3% față de cel al nodului metalic SJ1.

În cazul în care la calculul momentului de serviciu se elimină aportul rigidizărilor verticale, momentul devine 80kNm ceea ce reprezintă 30% din momentul obținut experimental. Această ipoteză de calcul este neeconomică și neadecvată.

Modul de rupere al celor două elemente este similar diferența esențială constând în faptul că la elementul compus CJ1 analizat după încercare prin îndepărtarea betonului nu s-au observat flambări ale rigidizărilor verticale sau a panoului interior al nodului în zona comprimată. Acest lucru era de așteptat betonul și etrierii fretând stâlpul și implicit împiedicând flambajul și deformațiile transversale.

Pe baza rezultatelor comparative prezentate se apreciază că nodul compus a avut un comportament de nod rigid iar încercarea de a calcula acest nod ca un nod metalic nerigidizat este departe de comportarea reală a nodului.

5.5.3 Comparație comportare element experimental SJ2 – element experimental CJ2

Studiul comparativ între comportarea celor două elemente experimentale are la bază diagramele moment rotire înregistrate la cele două fețe ale nodului din figurile 5.53 respectiv valorile sintetice ale parametrilor ce caracterizează comportarea prezentate în tabelul 5.5.

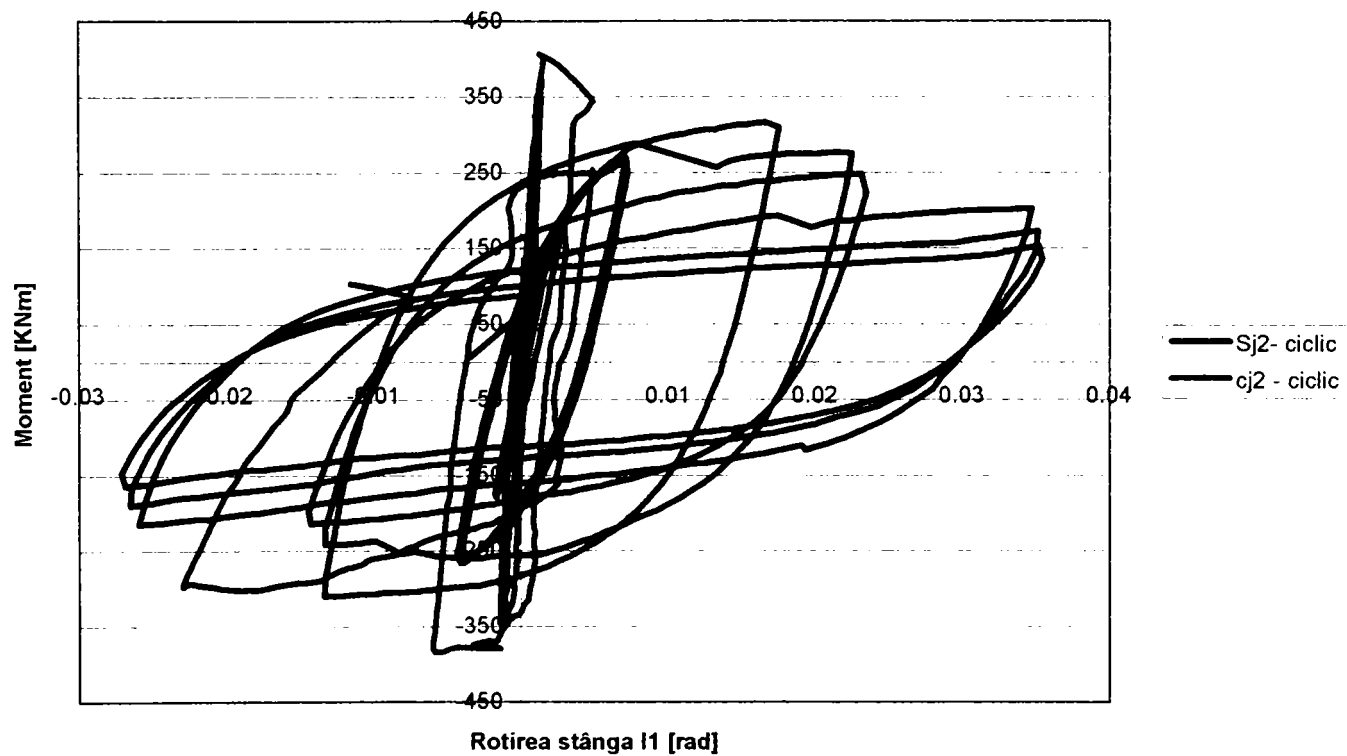


Figura 5.53 - Diagrama comparativă moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului

Diagrama moment rotire înregistrată de înclinometrul I_1 a fost perturbată după primul ciclu $2e_y$ din cauza degradărilor semnificative ale betonului pe această față, motiv pentru care reprezentarea a fost făcută până la înregistrarea acestei perturbări.

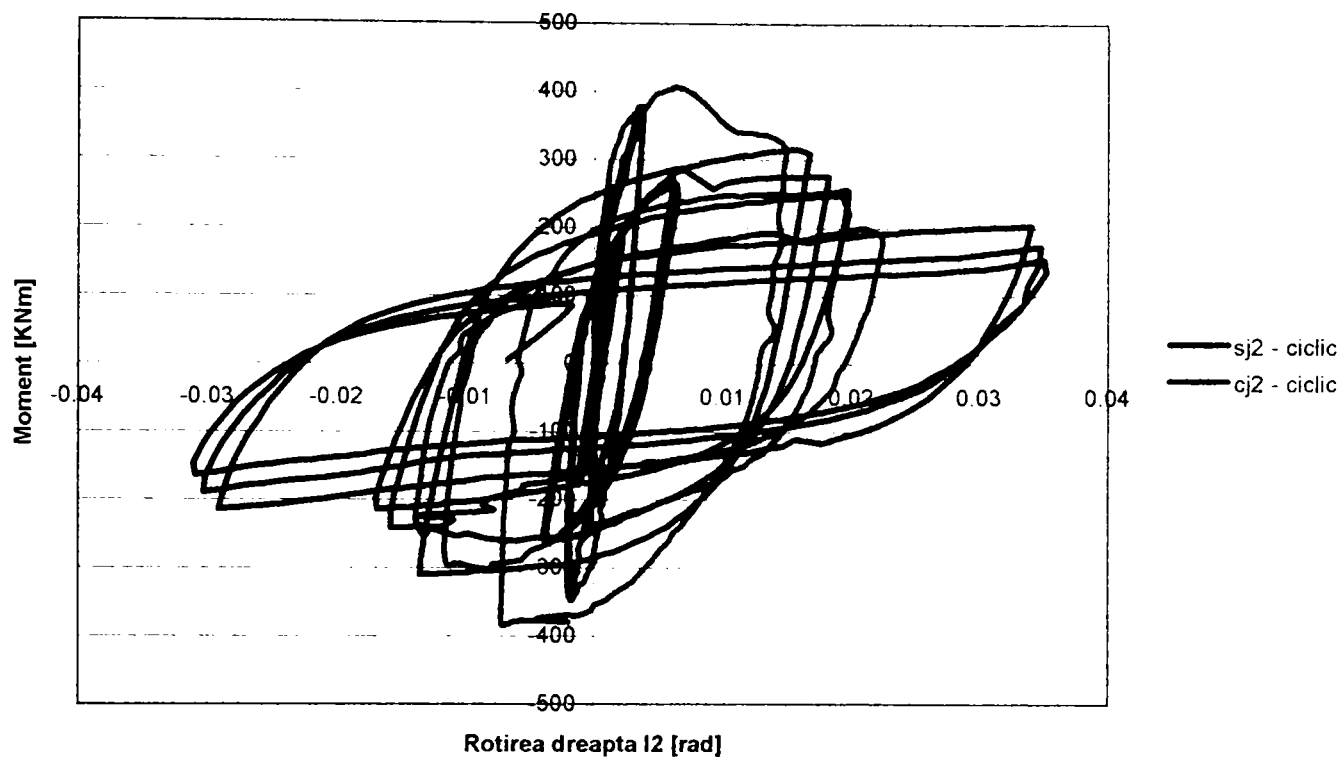


Figura 5.54 - Diagrama comparativă moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

Din analiza celor două diagrame prezentate în figurile 5.53 și 5.54 se poate observa o comportare simetrică a ambelor elemente experimentale sub încercări ciclice. Pentru ambele există o comportare elastică la ciclurile inițiale până la valoarea e_y după care are loc o degradare a rigidității însoțită de creșterea deformațiilor respectiv scăderea capacității portante. În zona ciclurilor negative se înregistrează totuși mici diferențe față de cele pozitive, diferențe care pot fi datorate pe de-o parte faptului că de fiecare dată elementele au fost încercate începând cu ciclul pozitiv și deci la ciclul negativ rigiditatea inițială era deja degradată de ciclul pozitiv efectuat și pe de altă parte lipsei unei încercări monotone în zona negativă care să stabilească mai exact limita elastică negativă, afectată bineînțeles și de comportarea standului experimental în această zonă.

Diagramele prezentate arată prin alinarea lor caracterul disipativ al ambelor noduri încercate, caracter care este mai redus la nodul compus CJ2.

Caracterul disipativ al ambelor noduri încercate ciclic este pus în evidență deasemenea de variația energiei totale cumulate reprezentate comparativ în figura 5.55. Așa cum se poate observa energia disipată crește de la un ciclu la celălalt dar

energia totală disipată la nodul CJ2 după 11 cicluri este mai mică cu 35% față de nodul SJ2. Încercarea nodului CJ2 a fost oprită după 11 cicluri datorită fisurării excesive a betonului.

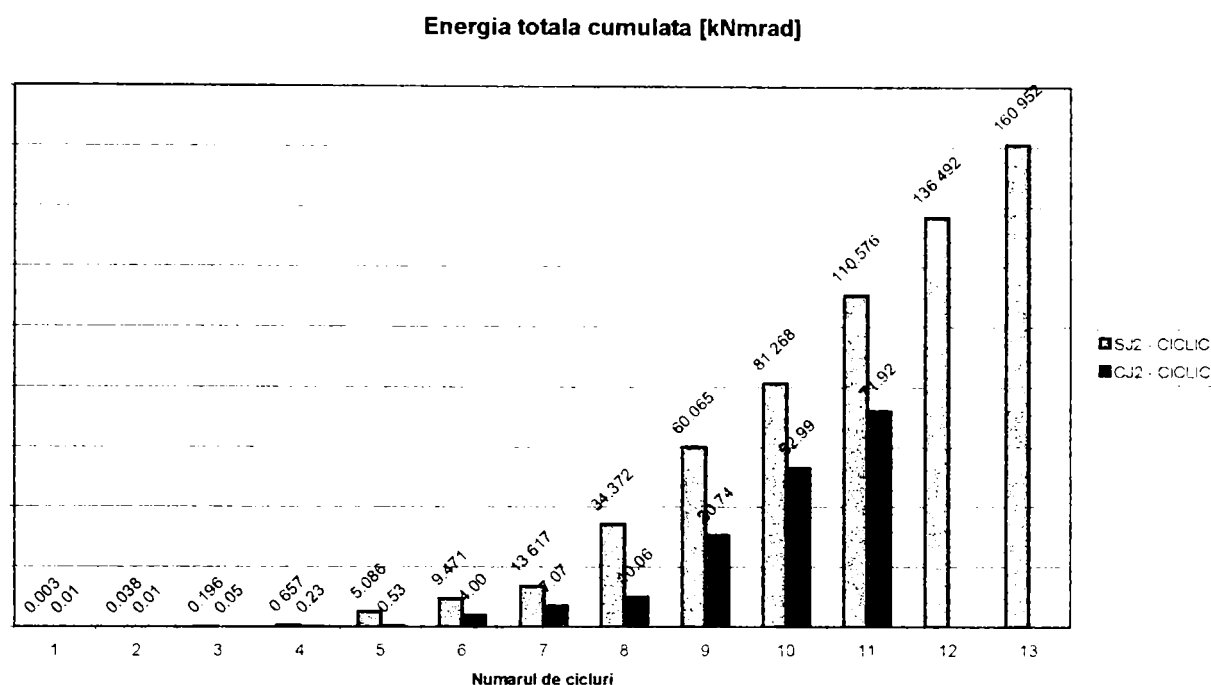


Figura 5.55 - Diagrama comparativă energie totală cumulată SJ2 – CJ2

Tabelul 5.5

Nodul / tip incercare	Momentul maxim	Deplasarea maximă	Rotirea ultimă	Limita elastică e_y	Moment serviciu experim	Moment serviciu calculat	Modul de cedare
	[kNm]	[mm]	[mrad]	[mm]	[kNm]	[kNm]	
SJ – 2 / ciclic	+ 315,5	+ 41,17	+ 35,2	6,18	+ 201,4	190,6	Cedare suduri rigidizări verticale Fisurare panou nod
	- 310,39	-36,8	- 29,3		- 215,8		
CJ – 2 / ciclic	+ 405,6	+ 27,36	+ 22,3	6,38	+ 348,7	206,9	Cedare suduri rigidizări verticale Fisurare panou nod
	- 382,8	- 25,51	- 13,8		-369,9		

Pe baza datelor din tabelul 5.5 se pot face următoarele aprecieri:

- momentul maxim experimental pozitiv crește la nodul compus CJ2 cu 28,5% față de cel al nodului metalic SJ2;

- momentul maxim experimental negativ crește la nodul compus CJ2 cu 23,3% față de cel al nodului metalic SJ2;
- deplasarea maximă pozitivă se reduce cu 34% iar cea negativă cu 31% la nodul CJ2 față de nodul SJ2;
- rotirea ultimă pozitivă scade cu 37% iar cea negativă cu 53% la nodul CJ2 față de nodul SJ2;
- momentul maxim de serviciu experimental pozitiv crește cu 73% la nodul CJ2;
- momentul maxim de serviciu experimental negativ crește cu 71% la nodul CJ2;
- modul de cedare este similar la ambele noduri încercate cu diferența că la elementul compus deschiderea fisurii din panoul nodului respectiv înălțimea acesteia sunt sensibil mai reduse.

5.5.4 Comparație comportare element experimental CJ1 – element experimental CJ2

Diagramele moment rotire care caracterizează comportarea celor două noduri compuse CJ1 – CJ2 sunt prezentate în figurile 5.56, 5.57.

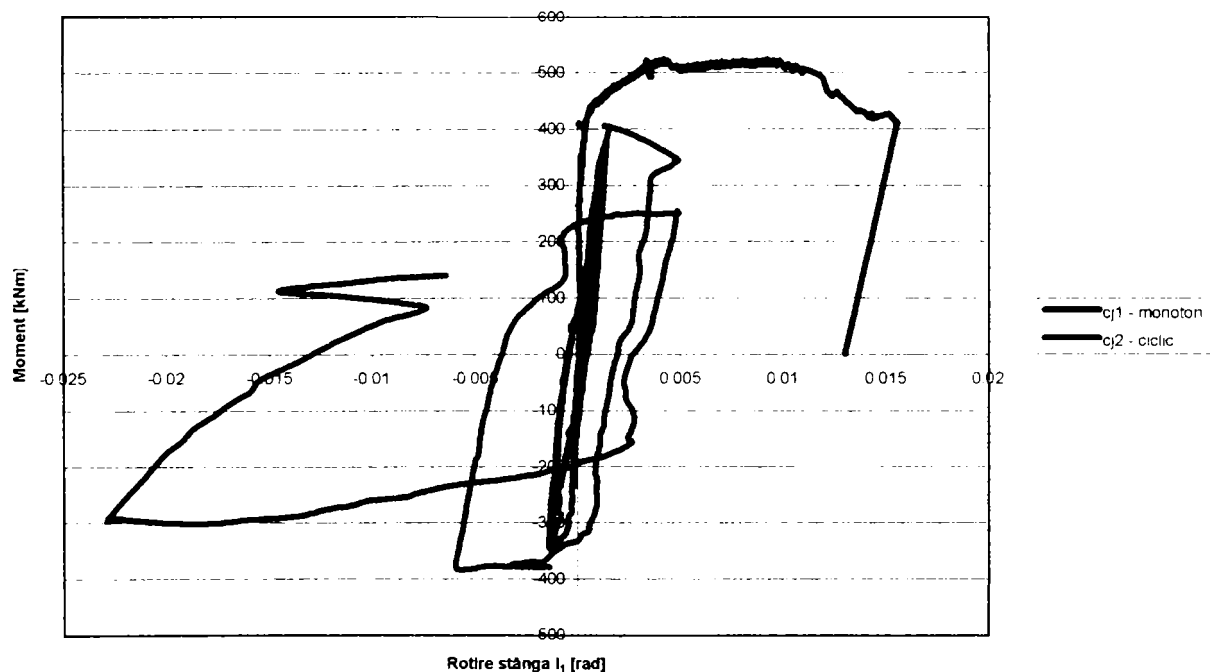
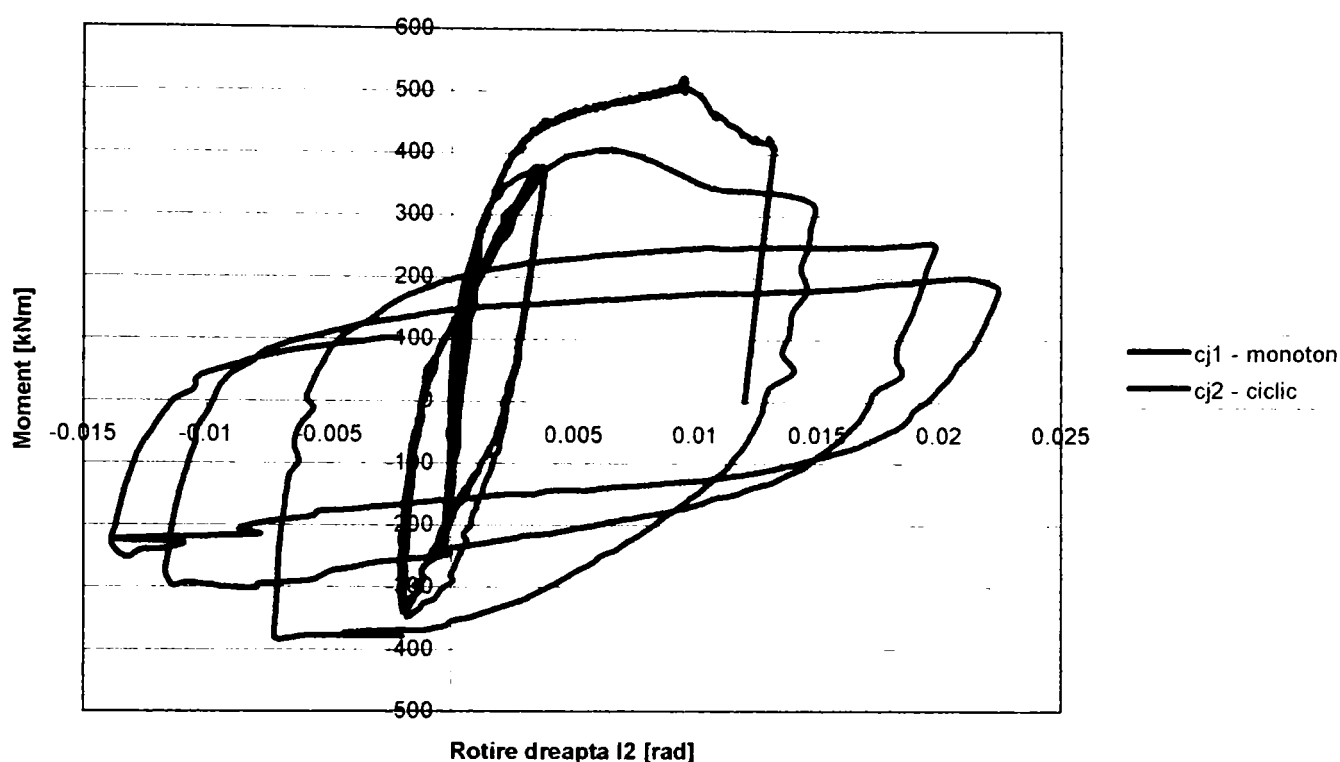


Figura 5.56 - Diagrama comparativă moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului


 Figura 5.57 - Diagrama comparativă moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

În tabelul 5.6 sunt prezentați sintetic parametrii care caracterizează comportarea celor două noduri compuse.

Tabelul 5.6

Nodul / tip încercare	Momentul maxim	Deplasarea maximă	Rotirea ultimă	Limita elastică e_y	Moment serviciu experim	Moment serviciu calculat	Modul de cedare
	[kNm]	[mm]	[mrad]	[mm]	[kNm]	[kNm]	
CJ – 1 / monoton	523,2	37,8	14,37	6,38	352,5	206,9	Cedare suduri rigidizări verticale, Fisurare beton Fisurare panou nod
CJ – 2 / ciclic	+ 405,6	+ 27,36	+ 22,3		+ 348,7		
	- 382,8	- 25,51	- 13,8		-369,9		Cedare suduri rigidizări verticale Fisurare beton Fisurare panou nod

Se observă că la încercarea ciclică momentul maxim este mai mic cu 23% pentru ciclul pozitiv respectiv cu 27% pentru cel negativ.

La încercarea ciclică deplasările maxime înregistrate la baza stâlpului scad cu ~ 27% față de aceleași deplasări obținute la încercarea monotonă. Momentul de serviciu experimental apreciat ca momentul aferent atingerii limitei deplasării elastice este aproximativ 86% din momentul maxim înregistrat. Momentul de serviciu experimental este mai mare cu cca. 70% față de momentul de serviciu calculat în cazul încercării monotone și cu 68% (ciclul pozitiv) respectiv 79% (ciclul negativ) în cazul încercării ciclice.

În figura 5.58 este reprezentată diagrama comparativă pentru curba moment rotire obținută la încercarea monotonă a elementului CJ1 și curba înfășurătoare a ciclurilor încercării elementului CJ2.

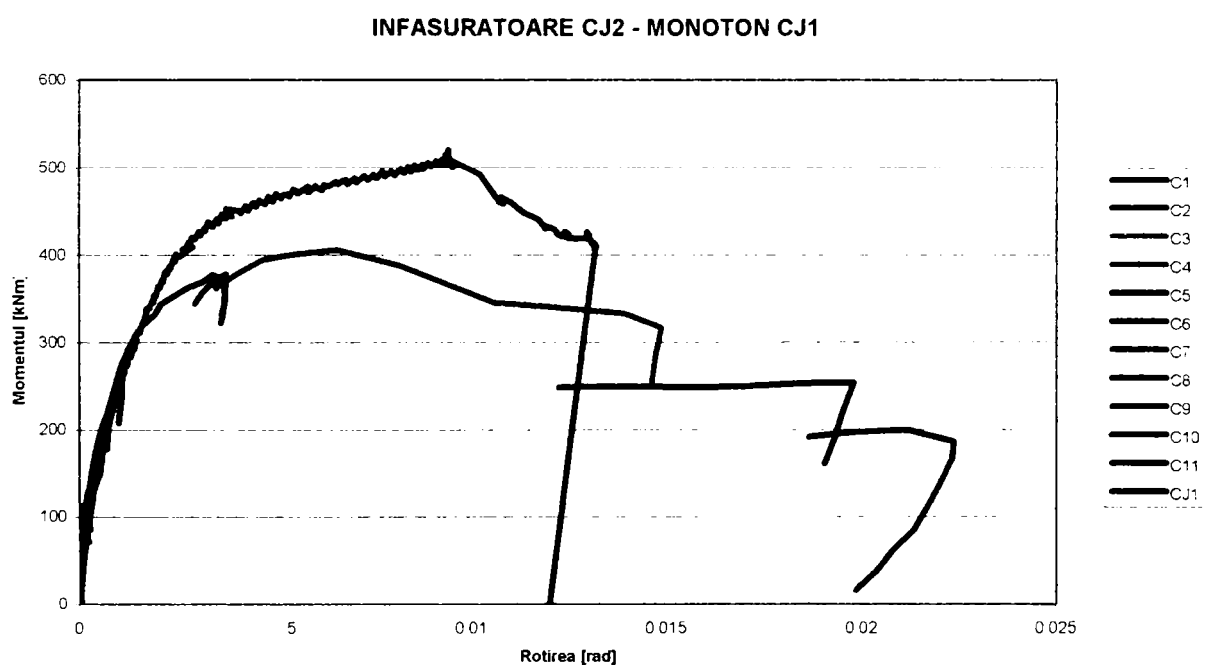


Figura 5.58 - Diagrama comparativă curba înfășurătoare nod CJ2 – monoton CJ1

Analizând curbele reprezentate se observă că rigiditatea inițială a elementului nu este influențată de încărcarea ciclică repetată, existând totuși o diferență foarte mică a acesteia la încercarea monotonă.

5.5.5 Studiu comparativ între analizele numerice și încercarea experimentală

Elementele experimentale testate au avut un comportament similar cu al modelelor analizate numeric. Modul de cedare a fost cel indicat de toate analizele numerice efectuate. Nivelul maxim de încărcare în analizele numerice s-a stabilit la atingerea limitelor elastice ale materialelor (curgerea oțelului întins, zdrobirea betonului comprimat, fisurarea betonului întins). Pe baza acestei ipoteze s-a constatat că forța de rupere stabilită experimental este superioară ca intensitate celei obținute din analiza numerică.

Comportarea teoretică și cea obținută în urma încercărilor experimentale este prezentată comparativ pe baza curbelor forță-deplasare medie (la baza stâlpului) în figurile 5.59 – 5.60.

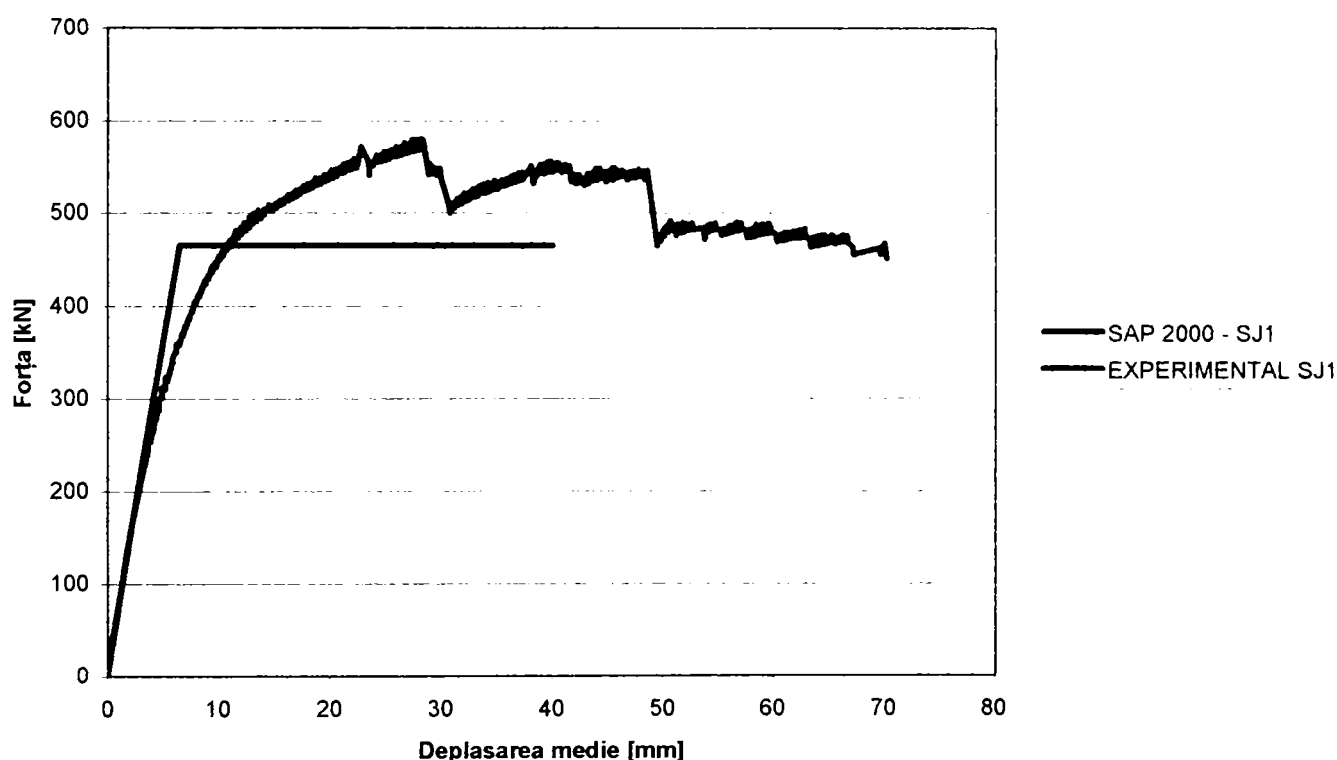


Figura 5.59 - Diagrama comparativă analiza numerică – încercare experimentală –SJ1

Din analiza diagramei prezentată în figura 5.59 se observă că elementul experimental SJ1 (nod metalic – încercare monotonă) a avut un comportament similar modelului analizat cu programul SAP2000 (model spațial – oțel structural).

În domeniul elastic se observă că rigiditatea experimentală și cea din analiza numerică sunt foarte apropiate valoric. Analiza cu programul SAP2000 a fost

efectuată în domeniul elastic palierul orizontal al curbei fiind trasat la nivelul atingerii limitei de curgere în cel mai solicitat element finit.

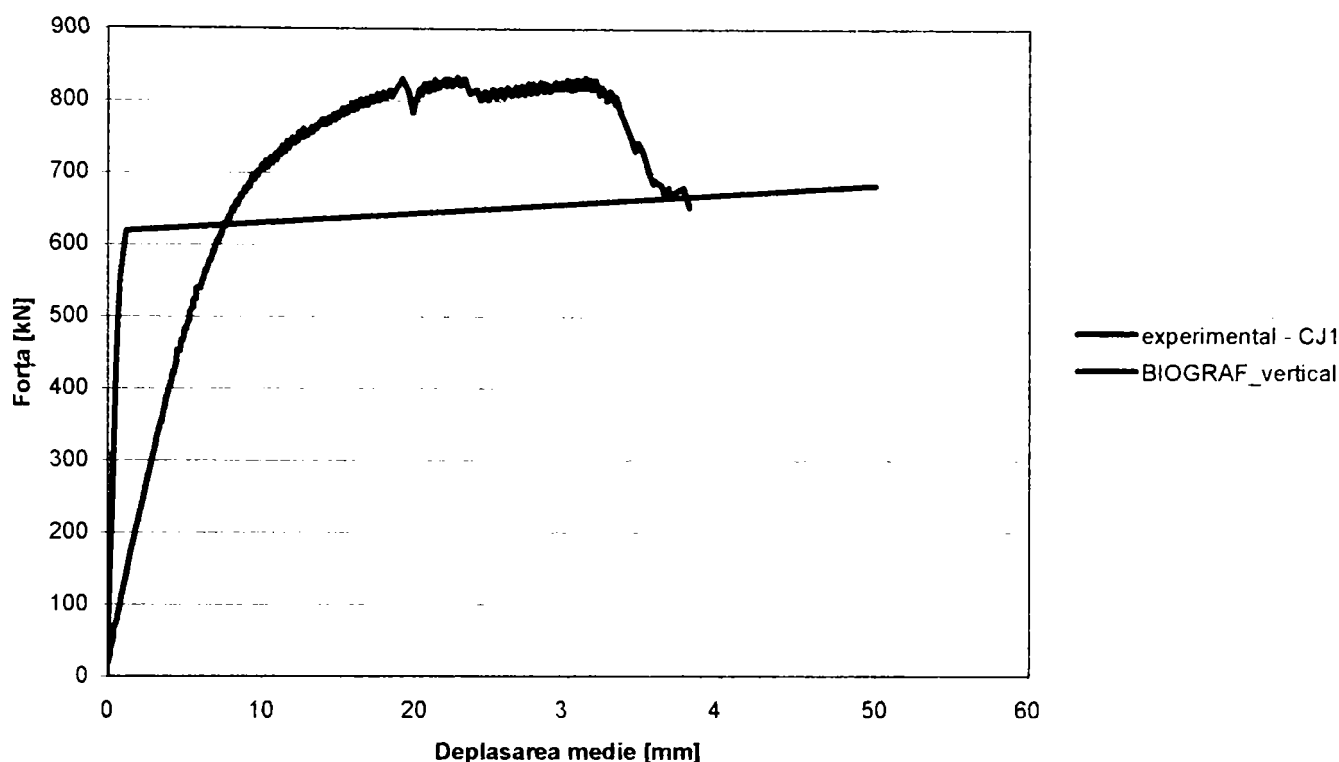


Figura 5.60 - Diagrama comparativă analiza numerică – încercare experimentală – CJ1

Diagrama comparativă prezentată în figura 5.60 arată că rigiditatea elementului analizat cu programul BIOGRAF considerând secțiunea mediană prin inima stâlpului este mai mare decât cea obținută experimental. Valoarea forței la limita domeniului elastic este mai mică pentru elementul analizat decât cea obținută experimental. Această diferență se datorează faptului că analiza efectuată în 2D a presupus că nodul cu alcătuirea spațială se află în stare plană de tensiune. Se poate observa însă că rezultatele analizei au indicat o concentrare de eforturi unitare în interiorul panoului nodului, fenomen regăsit la încercările experimentale.

În urma efectuării încercărilor experimentale și a studierii modului de comportare al elementelor se apreciază că rezultatele încercărilor au fost în concordanță cu rezultatele anticipate prin analizele numerice efectuate pentru calibrarea modelului experimental.

5.5.6 Considerații privind calculul simplificat al nodurilor compuse oțel-beton cu armătură structurală sudată

Pe baza rezultatelor experimentale obținute se poate aprecia că determinarea momentului capabil al nodului studiat cu ajutorul formulei oferită de Anexa J a EC 4 [65] conduce la obținerea unor valori care subvaluează capacitatea portantă a nodului.

Observațiile din timpul încercărilor și modul de cedare al nodului conduc la câteva considerații care pot îmbunătăți modalitatea de calcul simplificat a nodului.

Se apreciază că rigidizările verticale au o contribuție semnificativă la creșterea capacității portante a nodului, punctul sensibil al acestora fiind sudura de la nivelul tălpilor stâlpului. Îmbinarea prin sudură a rigidizărilor verticale nu se poate realiza cu penetrare totală din considerente tehnologice. Înregistrările timbrelor dispuse pe rigidizările verticale arată ca în momentul cedării sudurii efortul unitar în rigidizare atinge valoarea de $\sim 2000 \text{ daN/cm}^2$. În aceste condiții aportul rigidizării poate fi apreciat introducându-se în calculul rezistenței la întindere a rigidizării a unui coeficient de siguranță egal cu 0,6 și ținând seama de orientarea rigidizării față de talpa stâlpului.

Înregistrările timbrelor tensometrice de pe etrierii întinși situați la nivelul nodului arată că aportul acestora este redus, efortul maxim atins în timpul încercării fiind sub 200 daN/cm^2 .

Momentul de serviciu obținut experimental are valoarea $M_{\text{serv.exp}} = 348 \text{ KNm}$. Pornind de la observațiile menționate mai sus momentul capabil al nodului ținând cont de prezența în nod a rigidizărilor verticale, a etrierilor și betonului poate fi evaluat pe baza formulei de mai jos:

$$M_{j,Rd} = \sum_r 0.1 h_r \cdot F_{tr,Rd} + 0.6 \cdot F_{tr,s,Rd} \cdot h_s + m \cdot z \cdot F_{Rd}$$

unde:

- $F_{tr,Rd}$ este rezistența de dimensionare la întindere a rândului "r" de armătură;
- h_r este distanța de la rândul "r" de armătură elastică la centrul zonei comprimate;
- r este numărul rândului de armătură elastică;
- $F_{tr,s,Rd}$ este rezistența de dimensionare la întindere a rigidizărilor verticale;

- h_s este distanța de la CDG al rigidizării la centrul zonei comprimate;
- F_{Rd} este rezistența la întindere a îmbinării metalice sudate;
- z este brațul de pârghie definit ca la îmbinările sudate;
- m este un coeficient al condițiilor de lucru care ține seama de prezența în nod a etrierilor și betonului.

Pentru nodul compus încercat experimental valoarea coeficientului m poate fi determinată astfel:

$$\sum_r 0.1 h_r \cdot F_{tr,Rd} = 1,6 \text{ KNm}$$

$$0.6 \cdot F_{tr,s,Rd} \cdot h_s = 66,7 \text{ KNm}$$

$$z \cdot F_{Rd} = 79,5 \text{ KNm}$$

$$348 = 1,6 + 66,7 + m \cdot 79,5$$

$$\mathbf{m = 3,5}$$

Este de precizat faptul că acest coeficient este egal cu 1 în cazul nodurilor metalice. Încercările experimentale efectuate au oferit un ordin de mărime al coeficientului m pentru un anumit mod de alcătuire al nodului compus, fiind necesare investigații suplimentare pentru stabilirea mai exactă a plajei de valori pentru acest coeficient.

CAPITOLUL 6

**CONSIDERAȚII FINALE ȘI CONTRIBUȚII
PERSONALE**

CAPITOLUL 6. CONSIDERAȚII FINALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

Prezenta teză de doctorat a fost elaborată în cadrul Universității Politehnica din Timișoara, Facultatea de Construcții și Arhitectură, Departamentul de Construcții Civile Industriale și Agricole, conducător științific d-l Prof. Dr. Ing. Stoian Valeriu.

Specimenele experimentale de oțel au fost dimensionate de către autor și executate în cadrul SC CROSI SA Reșița.

Nodurile compuse au fost realizate în cadrul Centrului de Cercetare Materiale Structuri și Tehnologii pentru Construcții CES – MAST.

Încercările experimentale au fost realizate în laboratorul Centrului de Excelență CEMSIG din Departamentul de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor.

6.1 Considerații finale și concluzii generale

Teza abordează o tematică complexă și importantă, încercând să aducă o serie de lămuriri, detalieri și contribuții originale în ceea ce privește calculul și comportarea nodurilor cu secțiune compusă oțel – beton. Studiul bibliografic detaliat, analizele numerice efectuate, programul experimental precum și analiza și interpretarea rezultatelor experimentale au permis formularea unor concluzii importante referitoare la calculul și comportarea nodurilor cu secțiune compusă oțel – beton.

Dezvoltarea industriei construcțiilor cunoaște în ultima decadă o tendință specifică, aceea a utilizării unor materiale de construcții cu caracteristici cunoscute în noi soluții structurale, care să pună în evidență calitățile acestora la capacitate maximă.

În acest context, studiul unor elemente de construcții realizate în structură compusă oțel-beton constituie o preocupare actuală de acută necesitate, mai ales la construcțiile amplasate în zone cu seismicitate ridicată. Până în 1990, în țara noastră acest tip de elemente au fost folosite în mod preponderent la poduri, unde a și fost elaborat în jurul anilor 80 un proiect de normativ. După

aceasta dată, utilizarea construcțiilor cu structura compusă oțel-beton a început să ia amploare, soluția fiind preferată pentru clădirile înalte cum sunt majoritatea clădirilor administrative construite în ultima perioadă. Acest tip de elemente sunt preferate în prezent față de soluțiile clasice datorită avantajelor evidente: capacitate portantă ridicată, zveltețe, ductilitate. De asemenea, folosirea materialelor în această soluție permite exploatarea eficientă a calității acestora, oțelul fiind utilizat în zona întinsă iar betonul în zona comprimată. Totodată, acest tip de element presupune o tehnologie specifică de execuție care conduce la reducerea duratelor de realizare a clădirii în condițiile unui nivel calitativ specific nivelului tehnologic al societății moderne.

Conformarea corectă a structurilor compuse oțel – beton presupune satisfacerea simultană a exigențelor impuse atât la realizarea structurilor metalice cât și a celor din beton armat.

Pentru România țară cu seismicitate ridicată problemele speciale de proiectare impun cunoașterea comportării tuturor elementelor componente ale unei structuri. În ceea ce privește structurile în cadre compuse oțel – beton, urmând tendința mondială în domeniu, în ultima decadă a apărut un element nou care trebuie corect alcătuit și dimensionat astfel încât comportamentul structurii să fie cel așteptat.

Acest element este nodul de cadru adică îmbinarea dintre riglele și stâlpii acestuia. Deoarece domeniul construcțiilor mixte oțel beton este relativ nou până în prezent structurile au fost proiectate pornind de la recomandări străine de calcul sau pe baza unor recomandări provizorii de proiectare. După anul 1999 în România au apărut un normativ [71] și un ghid de proiectare [80] a construcțiilor mixte oțel-beton care rezolvă parțial problema realizării unor structuri compuse eficiente.

Pe plan mondial a fost elaborată în septembrie 1994 o formă revizuită a normei europene EC4 [63] – Concepția și dimensionarea structurilor mixte oțel-beton, Partea 1.1: Reguli generale și reguli pentru construcții. Această normă abordează conceptul de nod ca element constitutiv al unei structuri compuse oțel beton oferind relații de calcul simplificate și principii de alcătuire a nodurilor în Anexa J din 1996 [65]. La începutul anului 2002 a fost publicată și propusă spre aprobare forma finală a EC4 [64]. Problemele constatate de specialiști în utilizarea relațiilor de calcul simplificate oferite au dus la lansarea unor programe de cercetare bazate pe studii experimentale care să lămurească o serie de probleme legate de calculul și alcătuirea nodurilor compuse.

În **capitolul 2** se face o trecere în revistă a metodelor de calcul oferite de literatura de specialitate națională și internațională. Din analiza acestora se poate constata că între metodele și modele de calcul propuse de diferite coduri există deficiențe în ceea ce privește modul de alcătuire a unui nod compus oțel - beton aprecierea parametrilor geometrici, de rezistență și stabilitate.

Conform normei europene EC4 [63] capacitatea portantă a unui nod compus poate fi evaluată ca o sumă a capacității portante a elementelor componente. Calculul este condus pornind de la formule simplificate utilizate la calculul nodurilor metalice la care se adaugă aportul armăturii elastice longitudinale și transversale. Evaluarea capacității portante a unui nod compus nu ține seama însă de prezența betonului în nod, prezență care împiedică apariția flambajului la elementele constitutive ale nodului și aduce un spor de capacitate portantă fiind bine cunoscut comportamentul bun al acestuia la compresiune.

Plecând de la aceste considerente teza și-a propus să analizeze un tip de nod utilizat în practică la realizarea structurii unei clădiri multietajate din Timișoara. S-a avut în vedere studiul comportării sub încărcări ciclice a unui astfel de nod, modul de rupere al acestuia și studiul comparativ al nodului compus cu nodul metalic alcătuit similar.

Având în vedere obiectul tezei în **capitolul 3** sunt prezentate câteva aspecte privind modelarea comportării nodurilor compuse în domeniul elastic și postelastice. Pentru modelarea în domeniul elastic a fost elaborat un model spațial utilizând elemente finite de tip SHELL. Modelul a luat în considerare doar oțelul structural dintr-un nod compus oțel beton. Softul utilizat a fost SAP90, dedicat analizelor structurilor de construcții. Studiul a fost realizat comparativ pentru 3 tipuri de noduri, având ca scop principal stabilirea nivelului de solicitare din acestea.

Modelarea nodului în domeniul postelastice a fost realizată cu programul BIOGRAF program cu elemente finite 2D în stare plană de tensiune. Au fost elaborate două modele primul considerând o secțiune orizontală la nivelul tălpii întinse a grinzii cu grosimea zigidizării verticale din nod iar al doilea considerând o secțiune verticală mediană . În ambele cazuri s-a presupus că elementul se află în stare plană de tensiuni.

Rezultatele comparative ale analizelor efectuate demonstrează că în nod are loc o distribuție a eforturilor unitare la toate elementele constitutive ale nodului

compus, utilizarea relațiilor de calcul împrumutate de la nodurile metalice fiind inadecvată și neeconomică.

În **capitolul 4** este prezentat programul experimental, program care a avut ca scop elucidarea unor aspecte privind comportarea nodurilor compuse oțel-beton sudate, și să răspundă la unele întrebări privind starea de eforturi respectiv modul de cedare al tipului de nod studiat.

Programul experimental a cuprins calculul și alcătuirea propriuzisă a nodului compus oțel-beton, modelarea comportării acestuia în domeniul elastic și postelastice, efectuarea de încercări experimentale pe noduri martor din oțel și încercări experimentale pe noduri compuse oțel beton.

Având în vedere obiectivele propuse pentru studiu dimensionarea nodului s-a făcut astfel încât din ansamblul riglă, nod, stâlp nodul să fie cu capacitatea portantă cea mai mică, fapt ce contravine principiilor de alcătuire a structurilor în cadre amplasate în zone seismice în care articulațiile plastice se dezvoltă în rigle. Precizăm că studiul nu a avut ca scop stabilirea unei corecte dimensionări a nodului ci modul de comportare al acestuia, modul de cedare etc. Studiul nodului nu putea fi efectuat dacă se respectau principiile de dimensionare de la cadrele antiseismice deoarece în acel caz articulația apărând în rigle în nod nu ar fi avut loc degradări.

Pentru dimensionarea mai ușoară a nodului autorul a propus un calcul de tip tabelar utilizând programul EXCEL sintetizând calculul pe mai multe etape. Acest instrument de calcul a devenit foarte eficient în faza de dimensionare permițând modificarea unor caracteristici geometrice respectiv de rezistență calculele efectuându-se automat.

Încercările experimentale au fost efectuate în concordanță cu prevederile procedurii [79] Comisiei Europene de Construcții Metalice (ECCS). Programul experimental a cuprins încercarea a 4 noduri, 2 noduri încercate monoton și 2 ciclic. Încercările monotone au avut ca scop determinarea valorii limitei elastice, valoare pe baza căreia s-au stabilit limitele ciclurilor pentru încercările ciclice.

Capitolul 5 cuprinde analiza detaliată a rezultatelor experimentale obținute atât pentru încercările monotone cât și pentru încercările ciclice. Interpretarea analitică a acestora a urmărit stabilirea degradării rigidității în urma încercărilor ciclice, calculul energiei disipată pe fiecare ciclu și cumulat pe toate ciclurile.

Pe baza rezultatelor experimentale la încercările ciclice obținute se apreciază că nodul compus oțel – beton are o rigiditate mai mare cu ~50% față de nodul

metalic alcătuit similar și o capacitate portantă mai mare cu ~25%. Rotirea ultimă a nodului mixt este mai mică cu 37% în comparație cu cel metalic așa cum era de așteptat betonul și armăturile transversale (etrierii) rigidizând nodul. Din punct de vedere al energiei totale cumulate disipate se poate spune că nodul compus este un nod disipativ fiind încadrat după standardele moderne americane în categoria nodurilor intermediare (rotirea ultima $>20\text{mrad}$).

Valorile experimentale obținute arată că principiul de calcul simplificat prin care se ia în considerare doar aportul oțelului structural fără considerarea rigidizărilor verticale este departe de adevăr valoarea experimentală a capacității portante fiind de 3,3 ori mai mare.

Modul de comportare a nodului compus a fost specific unui nod spațial de structură în cadre înregistrându-se o comportare simetrică de-o parte și de alta a acestuia, simetrie datorată alcătuirii geometrice simetrice.

6.2 Contribuții personale

- **Prezentarea unei sinteze privind avantajele utilizării structurilor compuse oțel – beton, în zone cu seismicitate ridicată.** Sinteza prezintă o analiză calitativă a factorilor de ordin structural care intervin în cazul adoptării unei soluții mixte oțel-beton.
- **Prezentarea sintetică a principiilor generale de alcătuire ce trebuie avute în vedere la alcătuirea unei structuri compuse oțel beton amplasată în zone seismice.**
- **Prezentarea conceptului de nod ca element structural distinct în alcătuirea și calculul unei structuri.** Nodul ca element de construcție este un element nou care trebuie evaluat prin calcul pentru structurile metalice și compuse oțel beton, element introdus după anii 1990. Acest element trebuie avut în vedere încă de la faza de concepere a structurii prin prisma modului de alcătuire, dimensionare și comportare la nivel structural.

- **Prezentarea principiilor de proiectare și a factorilor care intervin în calculul structurilor în cadre compuse oțel – beton, cu accent pe calculul nodurilor acestora.** Prezentarea a avut la bază un studiu bibliografic detaliat al literaturii de specialitate naționale și internaționale sintetizând doar acele aspecte referitoare la conceptul de calcul al nodurilor compuse oțel-beton.
- **Prezentarea unui caz real de utilizare a unui tip de nod compus oțel - beton și efectuarea de analize numerice plane și spațiale în domeniul elastic și postelastice comparativ cu noduri alcătuite similar.** Rezultatele analizelor numerice confirmă caracterul spațial al nodului și corecta dimensionare a acestuia în cadrul structurii reale.
- **Elaborarea unui procedeu rapid de evaluare a capacității portante pentru ansamblul riglă, nod, stâlp pe baza formulelor simplificate oferite de Anexa J a EC4 [65], cu ajutorul programului de calcul tabelar EXCEL.**
- **Efectuarea unui program de încercări experimentale care a cuprins încercarea a 4 noduri (2 metalice și 2 compuse oțel-beton), sub încărcări monotone și ciclice alternante.** Încercările experimentale au urmărit metodologia prezentată în Recomandările Comisiei Europene pentru Construcții Metalice și au fost realizate în cadrul Centrului de Excelență CEMSIG.
- **Efectuarea de analize numerice complexe spațiale în domeniul elastic cu ajutorul unor programe de calcul performante pentru punerea în evidență a modului de comportare spațial și pentru evaluarea stării de eforturi de eforturi din nod.**
- **Efectuarea de analize numerice 2D în domeniul postelastice pentru evaluarea stării de eforturi și studiul modului de dezvoltare a fisurilor din modelul experimental.**

- **Analiza rezultatelor experimentale obținute pentru încercările sub solicitări monotone** pentru stabilirea limitei elastice și a rigidității nodului. Prezentarea comparativă a rezultatelor obținute pentru încercările pe nodul metalic respectiv compus oțel - beton.
- **Analiza rezultatelor experimentale obținute pentru încercările sub solicitări ciclice.** Pe baza rezultatelor experimentale s-a evaluat evoluția rigidității pe măsura creșterii numărului de cicluri, precum și capacitatea de rotire respectiv energia disipată de noduri.
- **Elaborarea unui studiu comparativ între comportarea nodurilor metalice și compuse oțel beton prin prisma rezultatelor încercărilor experimentale.** Studiul conține grafice comparative și tabele comparative pentru evaluarea cantitativă a parametrilor principali care caracterizează comportarea nodurilor.
- **Perfecționarea formulei de calcul simplificat a nodurilor compuse.** Pe baza încercărilor experimentale s-a propus introducerea în formula de calcul simplificat a aportului rigidizărilor verticale din nod și a unui coeficient al condițiilor de lucru m care ține seama de prezența betonului și etrierilor din nod.
- **Susținerea financiară a programului experimental din granturi câștigate prin competiție de către autor și finanțate de către A.N.S.T.I. și C.N.C.S.I.S.** Autorul a fost director de grant la 2 granturi finanțate de A.N.S.T.I. și colaborator principal la alte 6 granturi finanțate de C.N.C.S.I.S.
- **Dezvoltarea bazei materiale a laboratorului departamentului CCIA prin dotarea cu aparatură performantă.** Autorul a obținut prin competiție un grant de finanțare CNFIS din care a fost achiziționată aparatură pentru încercări în valoare de 5000 USD. Deasemenea din contractele de cercetare-proiectare-expertizare încheiate cu Ministerul Educației Naționale și alți agenți economici, la care autorul a participat ca responsabil de contract sau colaborator

principal, s-au achiziționat 6 calculatoare de ultimă generație, 2 copiatoare și 2 imprimante în valoare totală de ~10000 USD.

- **Dezvoltarea cunoașterii științifice în domenii de actualitate.** Autorul a elaborat 15 articole științifice în domeniul construcțiilor compuse oțel-beton, 10 articole în domenii conexe (zidării armate, materiale compozite, reabilitarea structurilor, etc), 2 îndrumătoare de lucrări de laborator și proiectare în cod ISBN, 6 rapoarte de cercetare în domeniul construcțiilor compuse oțel-beton, 3 rapoarte în domeniul zidărilor, 2 rapoarte în domeniul betonului armat, 4 rapoarte în domeniul utilizării materialelor compozite la consolidarea elementelor pentru construcții. În urma efectuării unor stagii de specializare la Nottingham University (1997) și INSA Rennes (2001) autorul a elaborat 2 rapoarte de stagiu dintre care unul în domeniul construcțiilor compuse oțel-beton.
- **Creșterea nivelului de perfecționare prin participarea la cursuri de pregătire post-universitare și stagii de pregătire.** În perioada de elaborare a tezei de doctorat autorul a obținut titlul de MASTER ca urmare a frecventării cursurilor postuniversitare intitulate "Structuri și Tehnologii Noi pentru Construcții" în urma susținerii lucrării disertație "Studiul diferitelor soluții de imbinări ale grinzilor pentru poduri mixte cu deschideri mici". Autorul a efectuat 3 stagii de perfecționare la Nottingham University – Anglia (4 luni), CISM Udine – Italia (2sapt), INSA Rennes – Franța (3luni).

6.3 Valorificarea rezultatelor obținute

Ca urmare a cercetărilor efectuate autorul a publicat ca autor sau coautor un număr de 15 articole științifice în domeniul calculului elementelor compuse oțel - beton dintre care cele mai reprezentative sunt prezentate mai jos:

- V. Stoian, **Daniel Dan** - Considerații asupra stării de eforturi din nodurile compuse oțel beton, Volumul Zilelor Academice Timișene 1999, 12p

- V. Stoian, **Daniel Dan** - Procedeu și program de calcul pentru analiza neliniară a grinzilor compuse oțel-beton, Volumul Zilelor Academice Timișene 1999, 10p
- V. Stoian, **Daniel Dan** - Stress State into a Composite Steel-Concrete Joint, Buletinul Științific al UPT, Tom 44 / 1999, 16p
- V. Stoian, **Daniel Dan** - Finite Element Modell for Composite Steel Concrete Beam Behaviour, Buletinul Științific al UPT, Tom 44 / 1999, 6p
- V. Stoian, **Daniel Dan** - Numerical Analysis of the Composite Steel Concrete Joint, The Behaviour of Constructions under Special Loads, Ed. Orizonturi Universitare, 2000, 16p
- V. Stoian, **Daniel Dan** - Procedure and Computer Program for the Nonlinear Analysis of the Composite Steel - Concrete Beams, The Behaviour of Constructions under Special Loads, Ed. Orizonturi Universitare, 2000, 6p
- **Daniel Dan**, V. Stoian - Modele de dimensionnement d'un raboutage par chevette transversal en béton armé, Buletinul Științific al UPT, Tom 45/59/ 2000, 8p
- **Daniel Dan**, V. Stoian - Etude numerique par elements finis d'un raboutage par chevette transversal en béton armé, Buletinul Științific al UPT, Tom 45/59/ 2000, 14p
- **Daniel Dan**, V. Stoian - Evaluarea capacității portante a unui nod compus oțel-beton, Buletinul Științific al Institutului Politehnic Iași, Tom 47 / 2001, 10p
- V. Stoian, **Daniel Dan** - Studiul performanțelor caracteristice ale unui nod compus oțel beton, Volumul Zilelor Academice Timișene 2001, 8p

- V. Stoian, **Daniel Dan** - Proiectarea unui nod compus oțel beton pentru încercări experimentale, Buletinul AICPS, 2001, 8p
- **Daniel Dan**. V. Stoian - Încercări experimentale privind comportarea nodurilor compuse oțel-beton sub încărcări monotone și ciclice, Universitatea Tehnică Brasov 2002, 6p

6.4 Perspective pentru continuarea cercetărilor

Teza de doctorat deschide noi direcții de cercetare în activitatea autorului și colectivului de cercetare din care face parte. Pe baza studiilor deja întreprinse și rezultatelor obținute autorul își propune continuarea cercetărilor pentru studiul comportării acestor tipuri de noduri la încărcări antisimetrice.

În acest sens autorul a propus și câștigat prin competiție un Grant de cercetare cu tema „**Optimizarea alcatuirii si calculului structurilor compuse otel-beton, beton armat-beton precomprimat pe baza incercarilor experimentale**” finanțat de Ministerul Educației și Cercetării prin Consiliul Național al Cercetării Științifice din Învățământul Superior.

Rezultatele obținute, împreună cu cele care se vor obține în cercetările viitoare pe nodurile compuse oțel-beton vor da posibilitatea îmbunătățirii continue a relațiilor de calcul din literatura de specialitate astfel încât ele să reflecte cu cât mai mare fidelitate comportamentul real al elementelor de construcții.

BIBLIOGRAFIE

1. AVRAM C., BOB C., FRIEDRICH R., STOIAN V.– Numerical analysis of reinforced concrete structures, Elsevier 1993
2. AVRAM C., BOTA V. – Structuri compuse oțel – beton și beton precomprimat – beton armat, Ed. Tehnică București, 1975
3. AVRAM C., BOTA V. – Structuri compuse oțel beton, Ed. Tehnică București, 1980
4. BOB C., BUCHMAN I. sa – Chimie și materiale de construcții, IPTV 1991
5. BUNGALE TARANA S., - Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buiding, Second Edition, Mcgraw – Hill Ltd, 1997
6. CADAR I., CLIPII T., TUDOR A. – Beton armat, Ed. Orizonturi universitare, Timișoara 1999
7. CÂMPIAN C. – Composite Columns – Design of composite steel and concrete structures, Eurocode 4, Worked Examples, edited by J.M. Aribert & V. Păcurar, 1997, Bridgeman Ltd, Timișoara, Romania
8. CÂMPIAN C. – Considerații privind comportarea și calculul stâlpilor cu secțiune compusă oțel-beton, Teză de doctorat, Universitatea Tehnică Cluj 2000
9. CIUTINĂ A., STRATAN A., DINU F., - Cyclic Testing of Beam to Column Joints, Buletinul științific al UPT, Tom 44, 1999
10. DAN D., - Calculul stâlpilor și nodurilor de cadre cu armătură rigidă, Universitatea Politehnica Timișoara, Referat 1998
11. DAN D., - Aplicarea metodelor numerice la analiza structurilor de construcții, Universitatea Politehnica Timișoara, Referat 1998
12. DAN D., - Analiza neliniară a structurilor din beton armat cu armătură rigidă, Universitatea Politehnica Timișoara, Referat 1999
13. DAN D., STOIAN V., - Evaluarea capacității portante a unui nod compus oțel – beton, Buletinul Științific Iași, 2001
14. DAN D., STOIAN V., - Încercări experimentale privind comportarea nodurilor compuse oțel-beton sub încărcări monotone și ciclice, Universitatea Tehnică Brașov, 2002
15. DAN D., STOIAN V., - Contribuții la alcătuirea, proiectarea și calculul elementelor compuse oțel beton, Raport de cercetare, Grant 6153/B15/ ANSTI, 2000

16. DAN D., STOIAN V., - Studiu comparativ între metodele de calcul simplificat și analizele numerice pentru noduri compuse otel beton. Raport de cercetare, Grant 6153/20/ ANSTI, 2001
17. DUBINĂ D., GRECEA D., - Influence of Connection Typology and loading asymmetry. Report Copernicus „Recos” Timișoara 1999
18. DUBINĂ D., RONDAL J., VAYAS.I – Calculul structurilor metalice – Exemple de calcul, Bridgeman Ltd, Timișoara 1997
19. GEORGESCU M., ZAHARIA R., - Introducere în tehnica proiectării asistate de experiment a construcțiilor metalice, Ed. Orizonturi Universitare Timișoara 1999
20. GIONCU V. – Development and design of seismic-resistant steel structures in Romania, Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '94, Timișoara, Romania 1994
21. GIONCU V., MAZZOLANI F., - Alternative methods for assessing local ductility, Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '94, Timișoara, Romania 1994
22. GIONCU V., - Design criteria for seismic resistant steel – structures, Udine 1999
23. GRECEA D. – Calculul static și dinamic al structurilor în cadre multietajate necontravântuite, Ed. Orizonturi Universitare Timișoara 2001
24. HOLMES M., MARTIN L., - Analysis and Design of Structural Connection reinforced concrete and steel, Ellis Horwood Ltd., 1983
25. JOHNSON R. P. – Composite Structures – Departament of Engineering University Warwick, Marea Britanie 1990
26. KLINGSCH W., SCHLEICH J.B. – Composite Steel Concrete Components, Arbed, Luxembourg, 1989
27. KATTNER M., CRISINEL M., - Finite Element Modelling of Semi-Rigid Composite Joints, Fourth International Conference on Computational Structures Technology, Scotland, 1998
28. LLOYD C.P. YAM – Design of Composite Steel – Concrete Structures, Thomson Litho Ltd., East Kilbride, Scotland 1981
29. MATEESCU D. – Clădiri înalte cu schelet din oțel, Ed. Academiei Române 1997
30. MARUSCIAC D., DUMITRAȘ M., ANDREICA H., - Proiectarea structurilor etajate pentru construcții civile, Editura Tehnică, București 2000
31. MAZZOLANI F., PILUSO V., - Design of Steel Structures in Seismic Zones, EECS Document, 1993

Contribuții la calculul și alcătuirea elementelor din beton armat cu armătură rigidă – Teză de doctorat
Ing. Daniel DAN

32. MAZZOLANI F., PILUSO V., - Plastic design of seismic resistant steel frames, Earth. Eng. Structures 1997
33. MAZZOLANI F., - Design of Moment Resisting Frames, CISM Udine 1999
34. MĂRȘU O., BOB C., - Construcții de beton armat – vol1și 2, IPTV Timișoara 1999
35. MIHAI C., HOBJILĂ V., MIHALACHE N. – Noduri grindă – stâlp pentru structuri de beton armat, Editura Tehnică 1996
36. PACOSTE C., STOIAN V., DUBINĂ D., - Metode moderne în mecanica structurilor, Editura Științifică și Enciclopedică, 1988
37. PĂCURAR V., ARIBERT J.M. – Calculul structurilor mixte din oțel-beton, EUROCODE 4 - Exemple de calcul –1997
38. PLUMIER A., - Reduced beam section a safety concept for structures in seismic zones, Buletinul Științific al Universității Politehnica, Vol 41, 1996
39. PLUMIER A., - Composite Steel Concrete Structures, Specific rules for steel concrete composite buildings. provisory version for CISM Courses Udine, 1999
40. STOIAN V.– Structural solutions for new buildings in seismic area, NEW TECHNOLOGIES AND STRUCTURES IN CIVIL ENGINEERING, Case studies on Remarkable Constructions, Edited by D.Dubina, I.Vayas, V.Ungureanu, Timisoara, 1998
41. STOIAN V., DAN D.– Stress State Into A Composite Steel Concrete Joint Buletinul științific al Universității Politehnica din Timișoara, Tom 44, 1999
42. STOIAN V., DAN D.– Finite Element Modell for Composite Steel Concrete Beam Behaviour, Buletinul științific al Universității Politehnica din Timișoara, Tom 44, 1999
43. STOIAN V., DAN D. - Numerical Analysis of the Composite Steel Concrete Joint, The Behaviour of Constructions under Special Loads, Ed. Orizonturi Universitare, 2000
44. STOIAN V., DAN D. - Procedure and Computer Program for the Nonlinear Analysis of the Composite Steel - Concrete Beams, The Behaviour of Constructions under Special Loads, Ed. Orizonturi Universitare, 2000
45. STOIAN V., DAN D. – Considerații asupra stării de eforturi din nodurile structurilor compuse oțel-beton, Zilele Academice Timișene, Ed. Mirton 1999
46. STOIAN V., DAN D. – Procedeu și program de calcul pentru analiza neliniară a grinzilor compuse oțel-beton, Zilele Academice Timișene, Ed. Mirton 1999

47. STOIAN V., DAN D. – Studiul performanțelor caracteristice ale unui nod compus oțel – beton, Volumul Zilelor Academice Timișene, 2001
48. STOIAN V., DAN D. – Proiectarea unui nod compus oțel beton pentru încercări experimentale, Buletinul AICPS, 2001
49. STOIAN V., DAN D. - Aspecte actuale privind sporirea eficienței structurilor din beton armat și precomprimat, Raport de cercetare grant 7003/3/1996
50. STOIAN V., DAN D. - Optimizarea proiectării și alcătuirii construcțiilor civile și industriale din beton armat și cu structura mixtă oțel beton, Rapoarte de cercetare grant 36/6/1998, 35034/11/1999 și 36681/28/2000
51. STOIAN V., CLIPII T. – Proiectarea asistată de calculator în construcții, Timișoara 1995
52. STOIAN V., FRIEDRICH R., - BIOGRAF - Program pentru calculul biografic neliniar al elementelor compuse oțel beton în stare plană de tensiuni, UPT, Departamentul CCIA, Timișoara 1992
53. TEROKA M., MORILA K. – Experimental study on simplified steel reinforced concrete beam-column joints in construction technology, Steel and Composite Structures, Vol 1 Nr. 3, 2001
54. TERTEA I., ONEȚ T., BEURAN M., PĂCURAR V. – Proiectarea betonului armat, Editura Didactică și Pedagogică, București 1977
55. TIEQIANG LI – The analysis and ductility requirements of semirigid composite frames. Vol 1 , University of Nottingham 1995
56. Tudor A. – Contribuții la calculul elementelor și structurilor compuse oțel beton, - Teza de doctorat, Institutul Politehnic “Traian Vuia”, 1986
57. ZANDONINI R., BERNUZZI C., BURSI O. S. – Steel and steel-concrete composite joints subjected to seismic actions, STESSA 1997, Kyoto-Japan
58. *** - 2nd European Conference on Steel Structures Praha, Czech Republic 1999
59. *** - EUROCODE 2 – Calcul des structures en beton, Regles generales et regles pour le batiment, novembre 1990
60. *** - EUROCODE 3 – Design of steel structure – ENV 1993.1.1
61. *** - REVISED ANNEX J OF EC3- Joints in building frames – April 1996
62. *** - REVISED ANNEX J OF EC3- Joints in building frames – January 1997
63. *** - EUROCODE 4 – Design of composite steel and concrete structures – ENV 1994.1.1-1992

- 64.*** - EUROCODE 4 – Design of composite steel and concrete structures – January 2002
- 65.*** - PROPOSED ANNEX J OF EC4 - Composite joints in building frames –1996
- 66.*** - DESIGN OF COMPOSITE JOINTS - ANNEX J OF EC4 – ECCS 1999
- 67.*** - EUROCODE 8 – Design provisions for earthquake resistance structures. Part 1.3, Specific rules for various materials and elements, ENV 1998 1-3, Novembre 1994
- 68.*** - AIJ Standard for Limit State Design of Steel Structures (Draft), Architectural Institute of Japan (English version, October 1992)
- 69.*** - ACI 318 Limit States Design of Concrete, American Concrete Institute Structures, 1992
- 70.*** - British Standards Institution “Steel concrete and composite bridges” Code of practice for design, BS 5400Part 5BS, London, 1989
- 71.*** - Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă NP033-99
- 72.*** - Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat NE 012 –99
- 73.*** - Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat, NP 007-97
- 74.*** - « Comportarea statică și dinamică a unor elemente liniare și a unor subansamble grindă-stâlp cu secțiunea din beton armat cu armătură rigidă », INCERC Iași 1993
- 75.*** - COST C1 – Composite steel – concrete joints in braced frames for buildings, Luxembourg 1997
- 76.*** - Construction metallique et mixte acier-beton, Calcul et dimensionement selon les Eurocodes 3 et 4, Eyrolles 1999
- 77.*** - CTICM -Revue Construction metallique no 3, 1996
- 78.*** - Composite Column Design to Eurocode 4, The Steel Construction Institute, Technical Report 142, 1994
- 79.*** - European Convention for Constructional Steel – work (E.C.C.S) Composite structures. The Construction Press, London, 1981
- 80.*** - Ghid de proiectare și exemple de calcul pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă indicativ GP 042 - 99

81. *** - ICCPDC – Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a structurilor compuse oțel beton, Indicativ P83-81, Buletinul Construcțiilor, Vol 10, 1986
82. *** - Moment Connections in Composite Construction: Interim Guidance for End – Plate Connections, The Steel Construction Institute, Technical Report 143, 1995
83. *** - P100-92 – Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe social-culturale, agrozootehnice și industriale
84. *** - STAS 10107/0 – 90 – Construcții Civile Industriale și Agricole – Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat
85. *** - SAP90 – A Series of Computer Programs for Finite Element Analysis of Structures – Structural Analysis User's Manual, "Computers and Structures, Inc., Berkeley, California 1995
86. *** - Semi rigid structural Connections, IABSE Colloquium, Istanbul 1996
87. *** - American Code - Joints for Steel Structures
88. *** - Normativ pentru calculul elementelor compuse oțel beton P83-81
89. *** - Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea plăcilor compuse tablă cutată – beton, Incerc Timișoara – UPT, Proiect Normativ P134-1993
90. *** - STAS 10108/0-78 – Construcții civile industriale și agricole. Calculul elementelor de oțel