

1. ANALIZE NUMERICE PE NODURI DE CADRE COMPUSE CU AJUTORUL MEF

1.1 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 postelastice.

Prima analiză efectuată a avut ca scop evaluarea stării de eforturi din nod, modul de distribuție al acestora 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 1.1.

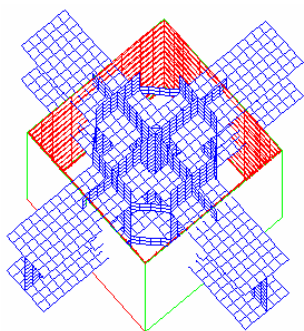


Figura 1.1 - Oțelul structural și discretizarea cu elemente finite

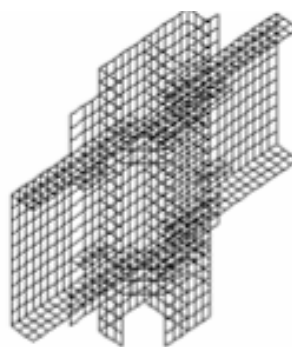


Figura 1.2 - Rețeaua de discretizare a oțelului structural din nod

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 bineînțelese condițiile de simetrie. Modelul și rețeaua de discretizare sunt prezentate în figura 1.2.

Modelele experimentale sunt realizate ca elemente compuse oțel beton. Schema încercării experimentale este prezentată în figura de mai jos.

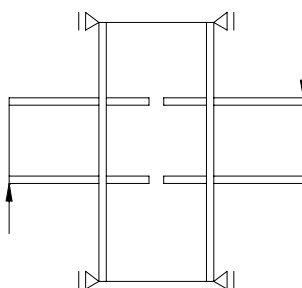
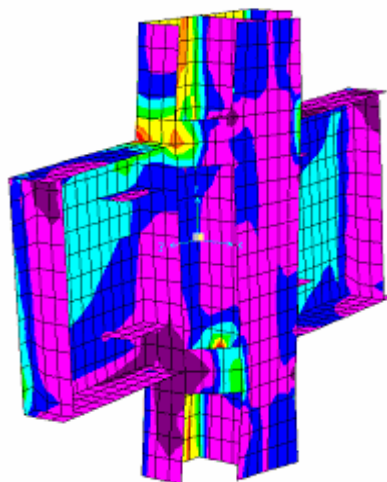


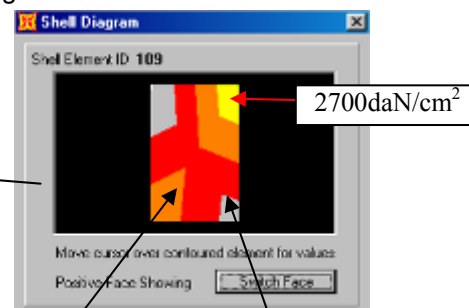
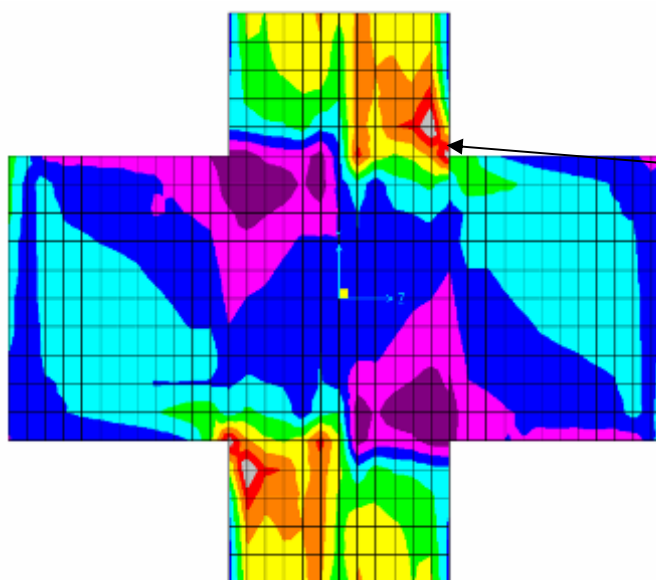
Figura 1.3 – Schema încercării experimentale

Pentru a avea informații în ceea ce privește starea de eforturi din elementele componente ale nodului au fost efectuate analize numerice modelându-se mai întâi oțelul structural.

În figura 1.4 sunt prezentate câteva aspecte privind starea de eforturi din nodul metalic încărcat antisimetric.



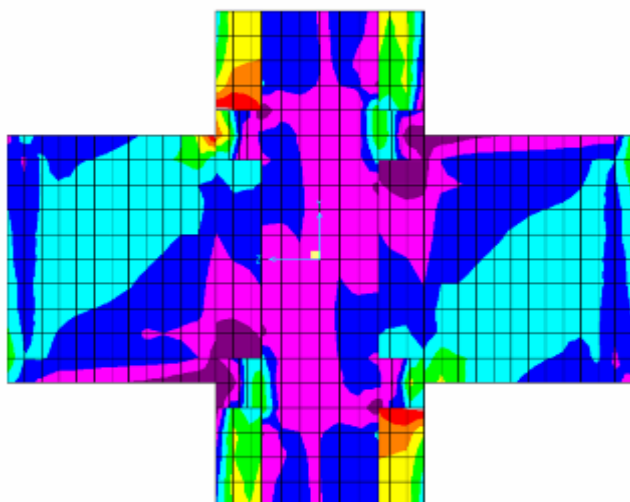
a) Starea de eforturi σ_{\max} vedere generală



3300daN/cm²

4600daN/cm²

b) Starea de eforturi σ_{\max} vedere în planul median



2600daN/cm²

c) Starea de eforturi σ_{\max} vedere din față

Figura 1.4 - Starea de eforturi σ_{\max} în nodul încărcat antisimetric

În urma analizelor efectuate pot fi formulate câteva **concluzii** în ceea ce privește comportarea nodului sub acțiunea încărcărilor antisimetrice:

- 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 cazul analizat efortul maxim se regăsește la nivelul îmbinării grinzii cu stâlpul existând totuși un efort semnificativ și în interiorul panoului nodului;
- aportul rigidizărilor orizontale și verticale din nod nu poate fi neglijat datorită legăturii pe care acestea o realizează.

1.2 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, starea de eforturi din nod într-o secțiune verticală prin acesta la nivelul panoului nodului. S-a presupus că această zonă se găsește în stare plană de tensiuni pe grosimea stâlpului.

În figura 1.5 se prezintă modelarea cu elemente finite a nodului compus așa cum este el alcătuit cu armătură rigidă, elastică și beton. Rezultatele analizei s-au concretizat în valorile eforturilor din armături și beton, releveul fisurilor, deformații.

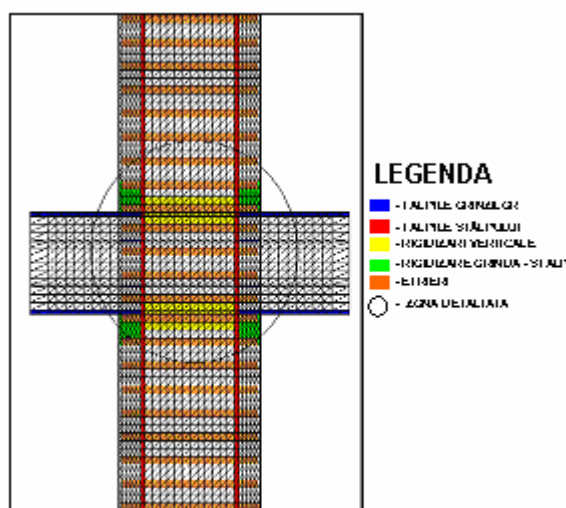


Figura 1.5 - Analiza neliniară în secțiune verticală

Evoluția fisurilor până la rupere odată cu creșterea efortului aplicat este reprezentată în figurile

1.6 .



Figura 1.6 - Starea de fisurare 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.

2. STUDIU COMPARATIV PRIVIND COMPORTAREA NODURILOR COMPUSE OȚEL-BETON ÎNCĂRCATE MONOTON ȘI CICLIC – DETERMINĂRI EXPERIMENTALE –

1. INTRODUCERE

Proiectarea structurilor multi-etajate amplasate în zone seismice se face ținând cont de principii specifice astfel încât acestea să aibă un răspuns și o comportare corespunzătoare la acțiunea seismului. Proiectarea structurilor în cadre impune evaluarea corectă a capacității portante a fiecărui element constitutiv al cadrului: grinzile, stâlpii și nodurile.

În cazul structurilor compuse oțel-beton dimensionarea nodurilor este deficitară neexistând cercetări suficiente de aprofundate care să permită stabilirea unei metode de dimensionare în care să fie luate în considerare toate elementele constitutive ale nodului: oțel structural, armătura și betonul.

În cadrul Departamentului CCIA al Universității Politehnica din Timișoara se desfășoară un program de cercetări experimentale cu scopul de a furniza date primare în ceea ce privește comportarea nodurilor compuse oțel beton. Lucrarea de față prezintă rezultatele câtorva încercări experimentale pe noduri compuse oțel-beton efectuate de colectivul de cercetare.

Elementele experimentale proiectate au fost calibrate cu ajutorul analizelor numerice efectuate. Programul experimental a cuprins 2 încercări monotone și 2 ciclice. Dintre acestea câte o încercare monotona respectiv ciclică a fost efectuată pe noduri compuse.

2. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

Toate încercările experimentale s-au efectuat având la bază metodologia de încercare menționată în procedura de încercare ECCS. Încărcarea s-a aplicat la nivelul superior al stâlpului. Treptele de încărcare au fost stabilite pentru fiecare element experimental în parte.

Încărcarea s-a aplicat în control de deplasare al actuatorului, valoarea forței [kN] fiind înregistrată la fiecare treaptă de deplasare impusă [mm].

Încercarea monotona efectuată a avut ca scop determinarea limitei elastice pe baza curbei de comportare, limită necesară pentru definirea ciclurilor la încercările ciclice.

2.1 ÎNCERCAREA MONOTONĂ A NODULUI COMPUS CJ1

Încercarea monotona a fost efectuată cu scopul determinării limitei elastice pentru nodul compus CJ1 și pentru a efectua un studiu comparativ al comportării aceluiași tip de nod sub sarcini de tip diferit monotone și ciclice. 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 . Dispunerea aparatelor pentru înregistrarea comportării elementelor este prezentată în fig. 2.1.

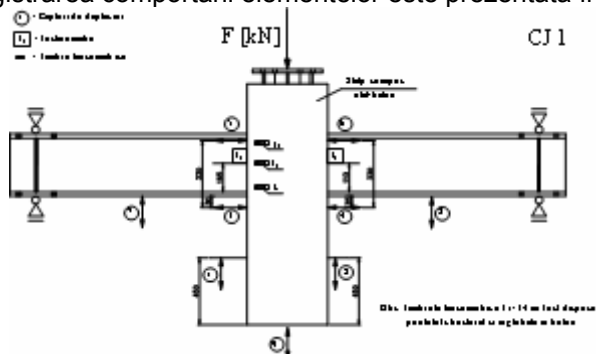


Figura 2.1 – Nodul compus CJ1 - dispunerea dispozitivelor de înregistrare

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 deplasărilor e_y care corespund limitei elastice sunt prezentate în figura 2.2.

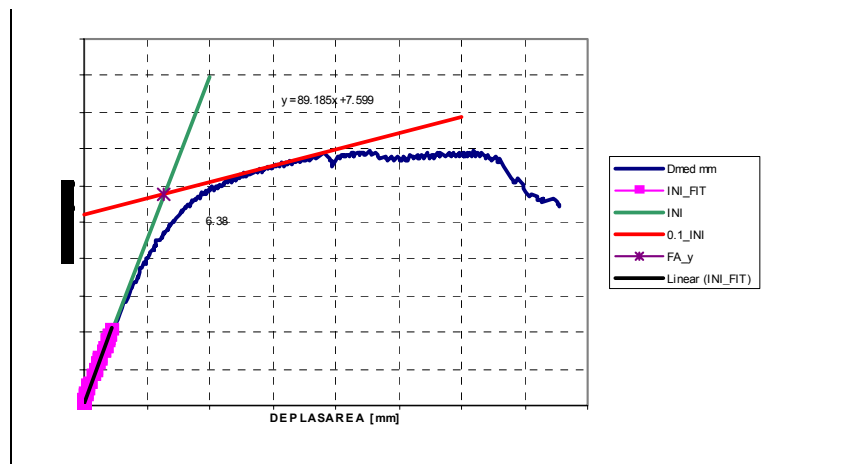


Figura 2.2 – Determinarea limitei elastice - nodul compus CJ1

În tabelul 1 sunt prezentate sintetic valorile obținute în urma încercării experimentale efectuate pe nodul compus CJ1.

Tabelul 1

| Nodul / tip încercare | Momentul maxim | Deplasarea maximă d_{med} | Rotirea ultimă | Limita elastică e_y | Moment serviciu experim | Moment serviciu calculat |
|-----------------------|----------------|-----------------------------|----------------|-----------------------|-------------------------|--------------------------|
| | [kNm] | [mm] | [mrad] | [mm] | [kNm] | [kNm] |
| CJ – 1 / monoton | 523 | 37,8 | 14,37 | 6,38 | 352,4 | 206,9 |

2.2 ÎNCERCAREA CICLICĂ A NODULUI COMPUS CJ2

Pe baza limitei elastice stabilite în urma încercării monotone s-a stabilit modul de încercare a elementului încărcat ciclic. Nodul compus a fost încărcat pornind de la limita elastică determinată pe baza încercării monotone utilizând procedura ECCS.

În fotografiile 1 și 2 sunt prezentate câteva aspecte de la pregătirea și din timpul încercărilor experimentale.



Foto 1 - Elementul experimental CJ2
– echipat pentru încercare -



Foto 2 - Elementul experimental CJ2
– dezvoltarea fisurilor -

Aspecte legate de starea betonului după terminarea încercărilor experimentale sunt prezentate în foto 3 și 4.

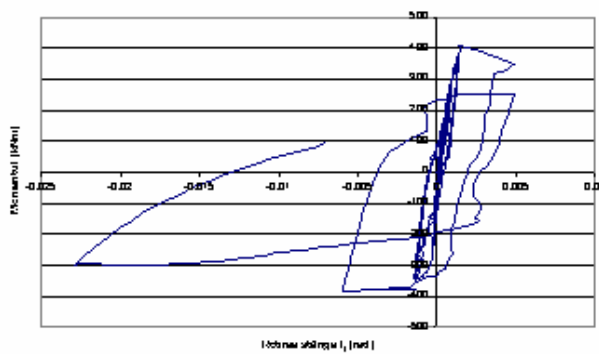


Foto 3 – Fisurarea în dreptul sudurii a rigidizării Verticale dintre tălpile stâlpului

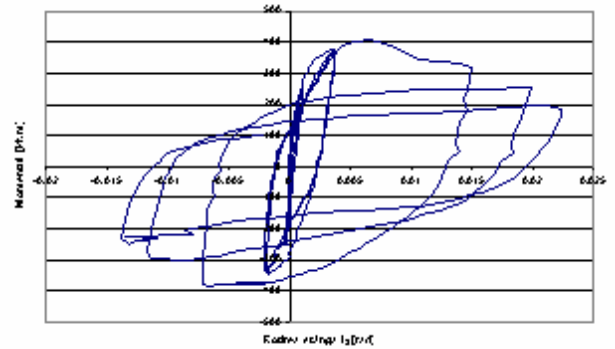


Foto 4 - Elementul experimental CJ2 – dezvoltarea fisurilor -

Comportarea nodului a fost studiată pe baza diagramelor moment rotire înregistrate la fețele nodului. Diagramele sunt prezentate în figura 2.3.



a) Diagrama moment – rotire stânga (l_1) la fața nodului



b) Diagrama moment – rotire dreapta (l_2) la fața nodului

Figura 2.3 – Diagrame moment rotire nod CJ2

Înregistrarea făcută de înclinometrul l_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 2.4. Energia disipată cumulată este prezentată în diagrama din figura 2.5.

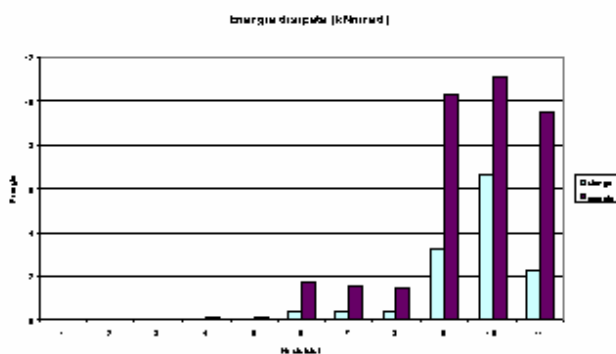


Figura 2.4 - Energia disipată pe fiecare ciclu efectuat

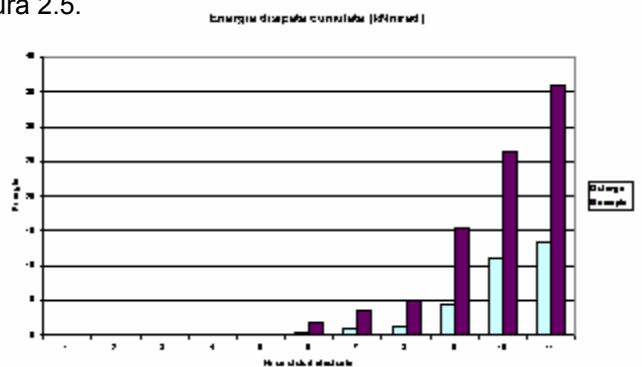
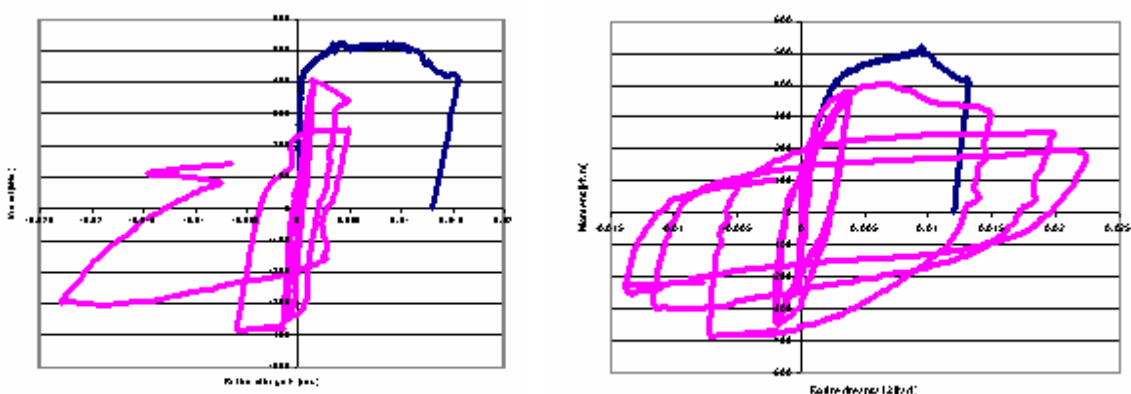


Figura 2.5 - Energia disipată cumulată

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 $4e_y$ 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 $6e_y$.

3. STUDIU COMPARATIV PRIVIND COMPORTAREA NODULUI COMPUS INCERCAT MONOTON (CJ1) ȘI CICLIC (CJ2)

Diagramele moment rotire care caracterizează comportarea celor două noduri compuse CJ1 – CJ2 sunt prezentate în figura 2.6.



a) Diagrama comparativă moment – rotire stânga (I_1) la fața nodului

b) Diagrama comparativă moment – rotire dreapta (I_2) la fața nodului

Figura 2.6 – Diagrame moment rotire noduri CJ1 –CJ2

În tabelul 2 sunt prezentați sintetic parametrii care caracterizează comportarea celor două noduri compuse încercate.

Tabelul 2

| 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 2.7 este reprezentată diagrama comparativă pentru curba moment rotire obținută la încercarea monotonă a elementului CJ1 și curba înfășurătoare a ciclurilor încercării elementului CJ2.

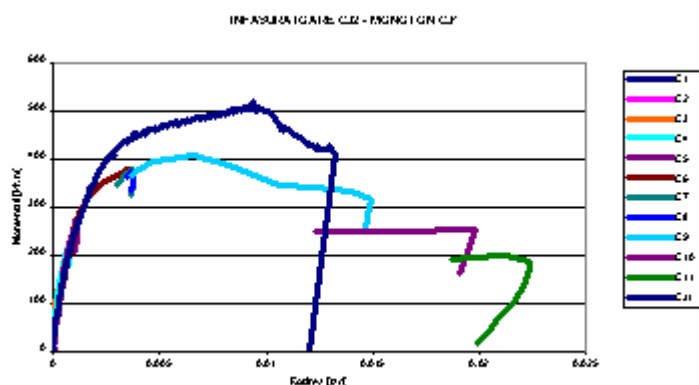


Figura 2.7 - Diagrama comparativă curba înfășurătoare nod CJ2 – monoton CJ1

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.

4. CONCLUZII

- Analizând rezultatele obținute în urma încercărilor experimentale se poate concluziona că:
- la încercarea ciclică momentul maxim este mai mic cu 23% pentru ciclul pozitiv respectiv cu 27% pentru cel negativ, față de încercarea monotonă;
 - efectuarea unui calcul simplificat prin considerarea doar a aportului oțelului structural și neglijarea aportului rigidizărilor din nod și a betonului 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 redistribuția eforturilor spre beton și armătura elastică, nivelul eforturilor fiind sensibil modificat față de situația când ar exista doar oțelul structural;
 - pierderea stabilității inimii stâlpului este împiedicată de betonul din nod;
 - betonul din nod îmbunătățește comportarea în zona comprimată a acestuia.

3. MODEL DE DIMENSIONARE A UNEI ÎMBINĂRI CU PLACĂ DE CAPĂT ȘI CONECTORI

3.1 Îmbinarea grinzilor mixte cu placă de capăt și conectori

În Australia, începând cu anul 1960, din motive tehnico-economice au fost întreprinse cercetări de către Departamentul de Șosele de Stat cu scopul de a pune la punct o nouă modalitate de îmbinare a grinzilor pentru realizarea podurilor mixte.

R.A. Kell, A.Fried et J.K. Lloyd prezintă diferite etape care au marcat evoluția tehnicilor de îmbinare utilizate în Australia bazate pe utilizarea unor piese de beton armat pentru a asigura continuitatea grinzilor pentru poduri.

Pentru îmbinarea cu placă de capăt și conectori înglobați într-o grindă transversală de beton armat într-o primă fază, grinzile principale din oțel sunt puse în operă și au o comportare de grindă simplu rezemată la cele două capete; în faza a doua, structura devine compusă prin turnarea grinzii transversale de beton armat cât și a plăcii tablierului.

Plăcile de capăt au rolul de a distribui eforturile de compresiune de la nivelul tălpii inferioare a grinzii metalice în beton; conectorii de la partea superioară a grinzii au rolul de a transmite eforturile de întindere în dala de beton și armătură iar cei de pe placa de capăt de va transmite forța tăietoare în grinda transversală de beton armat.

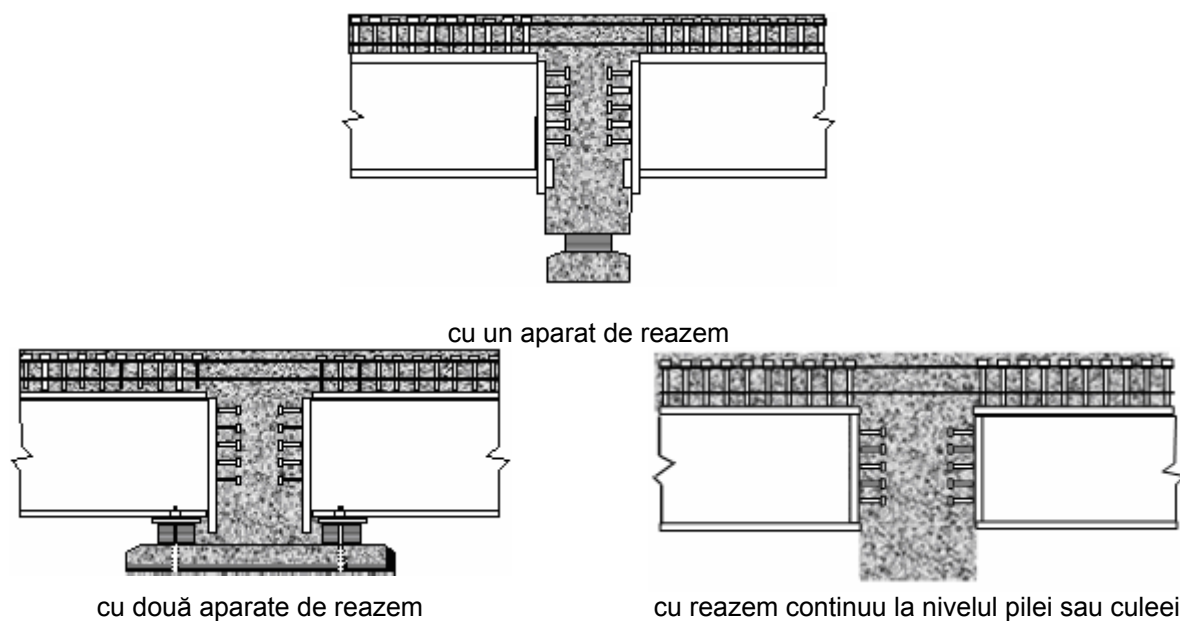


Figura 3.1 – Îmbinare cu placă de capăt și gujoane în grindă transversală de beton armat

3.2 Model simplificat de dimensionare

Presupunem că solicitările maxime transmise de grindă în îmbinare pe reazem sunt momentul elastic de dimensionare (negativ) $M_{el,Rd}^-$ determinat pentru o secțiune curentă a grinzii (cu un procentaj de armătură normal) și forța tăietoare $V_{Pl,Rd}$.

Lucrările analizate sunt caracteristice podurilor cu travei multiple. Tipul de pod este cu grinzi multiple metalice și dală de beton armat, pod caracteristic pentru lucrări curente necesare liniilor clasice de viteză maximă autorizată inferioară sau cel mult egală cu 200 km/h. Tablierele sunt cu două căi de acces și sunt alcătuite din 4 grinzi principale (tip A - figura 3) sau 8 grinzi principale (tip B) pe care reazemă o dală de beton armat.

Acest studiu este efectuat pentru un pod cu tablier alcătuit din 4 grinzi principale (tip A). Deschiderile podului sunt definite în figura 3.2.

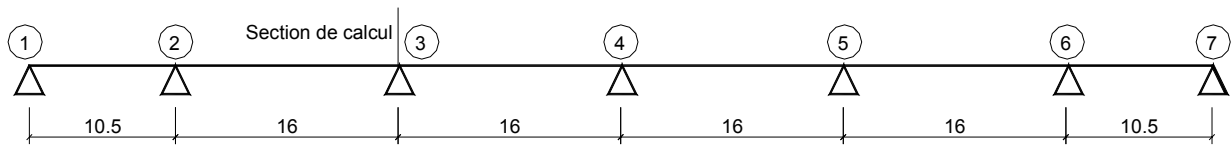


Figura 3.2 – Deschideri de calcul

Principalele caracteristici geometrice ale tablierului pentru podul analizat sunt indicate în figura

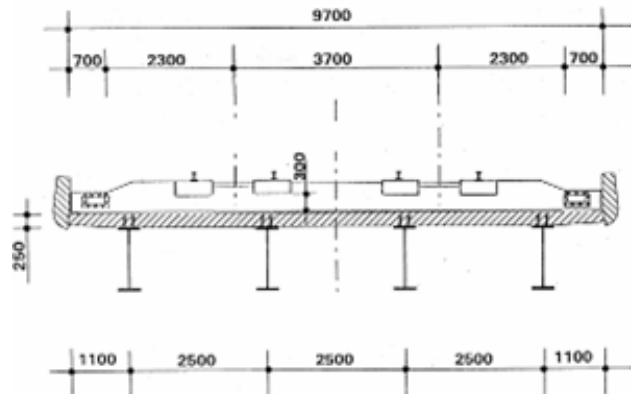
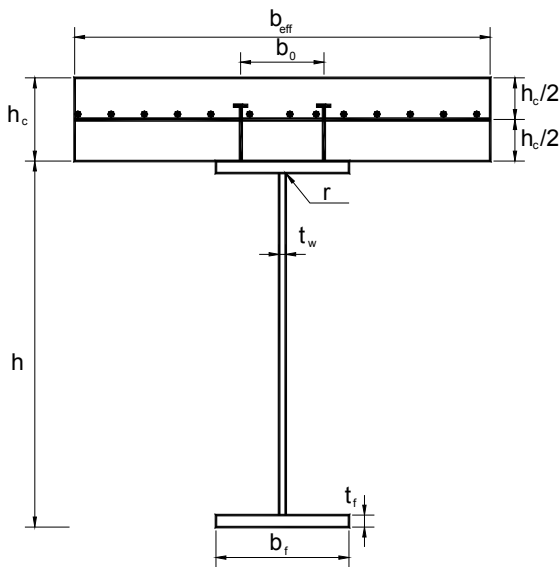


Figura 3.2 – Caracteristici geometrice ale tablierului

Caracteristicile secțiunii transversale ale ginzii principale mixte sunt indicate în figura 3.3.



OTELUL STRUCTURAL – HLB 1100 -

$h = 1100$; $b_f = 400$; $t_w = 20$;

$t_f = 36$; $r = 20$

$A_a = 497 \text{ cm}^2$;

$I_y = 1005000 \text{ cm}^4$;

S355, $E = 210000 \text{ Mpa}$

$f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$; $\gamma_a = 1$

DALA DE BETON - C45/55 -

$h_c = 25 \text{ cm}$;

$f_{ck} = 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$; $\gamma_s = 1.5$

$E_{cm} = 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\tau_{Rd} = 0.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

ARMATURA ELASTICA

$A_s = 4688 \text{ mm}^2$ (15 ϕ_{12})

$f_{sk} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$; $\gamma_s = 1.15$

Figura 3.3 – Caracteristicile geometrice ale grinzilor principale

La calculul momentului $M_{el,Rd}$, eforturile unitare din încovoiere în oțel sunt egale cu :

$$\sigma_{a,inf} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$$

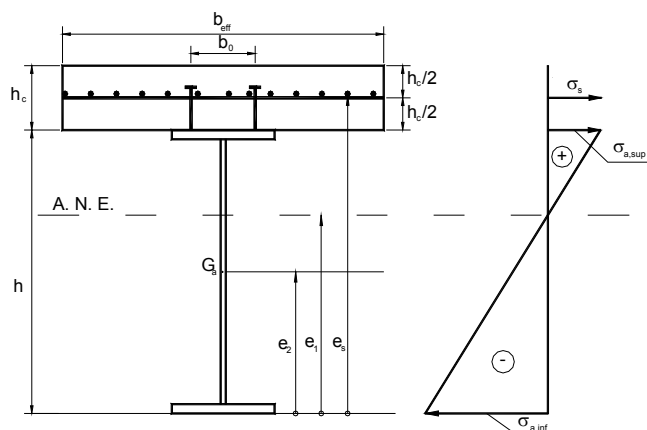


Figura 3.4 – Diagrama de tensiuni unitare pe secțiunea transversală

Dacă presupunem distribuția eforturilor unitare pe secțiunea transversală indicată în figura 3.4, neglijând betonul întins dar incluzând armăturile, momentul elastic $M_{el,Rd}$ are valoarea:

$$M_{el,Rd} = \sigma_{a,inf} \cdot \frac{I_2}{e_1} = \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot \frac{I_2}{e_1} = \frac{355}{1.0} \cdot \frac{1200186 \cdot 10^4}{608.2} = 7005 \text{ KNm} \quad (2)$$

Riscul de pierdere a stabilității este exclus prin dimensiunile grinzii metalice iar forța tăietoare este egală cu:

$$V_{Pl,Rd} = 1.04 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 1.04 \cdot 988 \cdot 20 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} = 4212 \text{ KN} \quad (3)$$

3.3 Principiul de dimensionare

Figura 3.5 reprezintă principiul de calcul adoptat considerând o secțiune de calcul A – A' în vecinătatea reazemului cu distribuția eforturilor unitare în profilul metalic și armătură respectiv o secțiune B – B' în îmbinare, cu o distribuție triunghiulară a eforturilor de compresiune în beton și efortul de întindere din armături.

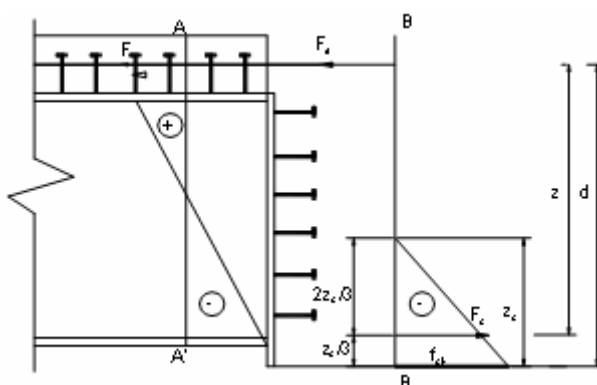


Figura 3.5 - Principiul de calcul adoptat

3.4 Dimensionarea conectorilor

Rezistența de calcul la forfecare a unui conector sudat se calculează în conformitate cu EC 4.2 – 6.3.2.1 astfel:

$$\min \begin{cases} P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \end{cases} \quad (4)$$

Dacă alegem conectori de tip Nelson cu diametrul $d = 25\text{mm}$, numărul conectorilor necesari este:

$$n = \frac{V_{Pl,Rd}}{P_{Rd}} = \frac{4212}{141.3} = 29.8 \rightarrow 30 \text{ connecteurs} \quad (5)$$

Dispoziția conectorilor respectând distanțele minime necesare pe cele două direcții este prezentată în figura 3.7. Pentru a avea o distribuție simetrică a conectorilor alegem 32 conectori.

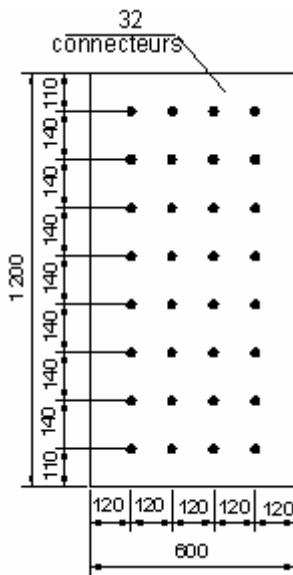


Figura 3.6 - Dispunerea conectorilor pe placa de capăt

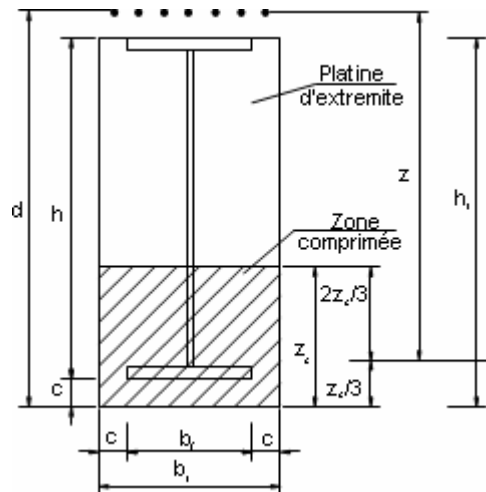


Figura 3.7 – Zona comprimată

3.5 Transmisia $M_{el,Rd}$ în îmbinare

Plecînd de la principiul de calcul adoptat și prezentat în figura 3.6 în îmbinare zona comprimată este arătată în figura 8.

Scriind condițiile de echilibru impuse în secțiunea de calcul obținem înălțimea necesară a zonei comprimate $z_c = 716.7 \text{ mm}$, ceea ce conduce la o creștere a procentului de armare din dala de beton de la 1,5% la 4,7%.

Transferul efortului din talpa superioară a grinzii de oțel la armături se realizează prin intermediul conectorilor dispuși pe grinda de oțel.

Numărul de conectori necesari este:

$$n = \frac{V_I}{P_{Rd}} = \frac{6450}{141.3} = 45,6 \text{ connecteurs} \rightarrow 46 \text{ connecteurs} \quad (6)$$

Lungimea de dispunere a conectorilor necesară în cazul adoptării unei repartiții uniforme, este dată funcție de numărul de rânduri ales.

Tabelul 1. Lungimea de dispunere a conectorilor funcție de numărul de rânduri

| Număr de rânduri | 2 rânduri | 3 rânduri | 4 rânduri |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Lungimea necesară (mm) | 2875 | 1916 | 1437 |

3.6 Transmiterea forței tăietoare $V_{Pl,Rd}$ în îmbinare

Rezistența la forfecare a unei grinzi de beton armat, cu armături transversale în conformitate cu prevederile EC2 – 4.3.2.4.3 este egală cu:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad (7)$$

Dar în acest caz:

$$V_{Rd3} \neq V_{Pl,Rd} \quad (8)$$

$$V_{cd} = V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40\rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (9)$$

Dacă se neglijează efectul forței axiale în secțiune pentru o distanță între etrieri $s = 100$ mm, aria de etrieri necesară este $A_{sw} = 560 \text{ mm}^2$, deci etrieri $\phi 20 / 10$ cm.

Dacă considerăm efectul forței axiale în secțiune pentru o distanță între etrieri $s = 100$ mm, aria de etrieri necesară este $A_{sw} = 397 \text{ mm}^2$ - deci etrieri $\phi 16 / 10$ cm.

3.7 Concluzii preliminare

Studiul a avut ca si scop principal examinarea îmbinării cu placă de capăt și conectori a grinzilor mixte și propunerea unui model de calcul simplificat. Studiul a permis relevarea unor aspecte particulare în alegerea unui principiu de dimensionare mai corect pentru care normativele nu au prevederi specifice.

Pentru validarea principiului de calcul adoptat și pentru stabilirea acurateții metodei simplificate de dimensionare sunt necesare efectuarea de analize numerice și încercări experimentale.

3.8 Analize numerice privind comportarea imbinarii grinzilor compuse

Primul model studiat a fost un model fără etrieri în îmbinare. Acest model reprezintă jumătate din îmbinare (ținând cont de simetrie) și un tronson din grinda mixtă cu lungimea de 2.4m, tronson care reprezintă $\sim 0.15 \cdot l$ (l -deschiderea). Secțiunea de capăt a grinzii mixte astfel analizate corespunde momentului încovoietor minim din deschiderea grinzii continue.

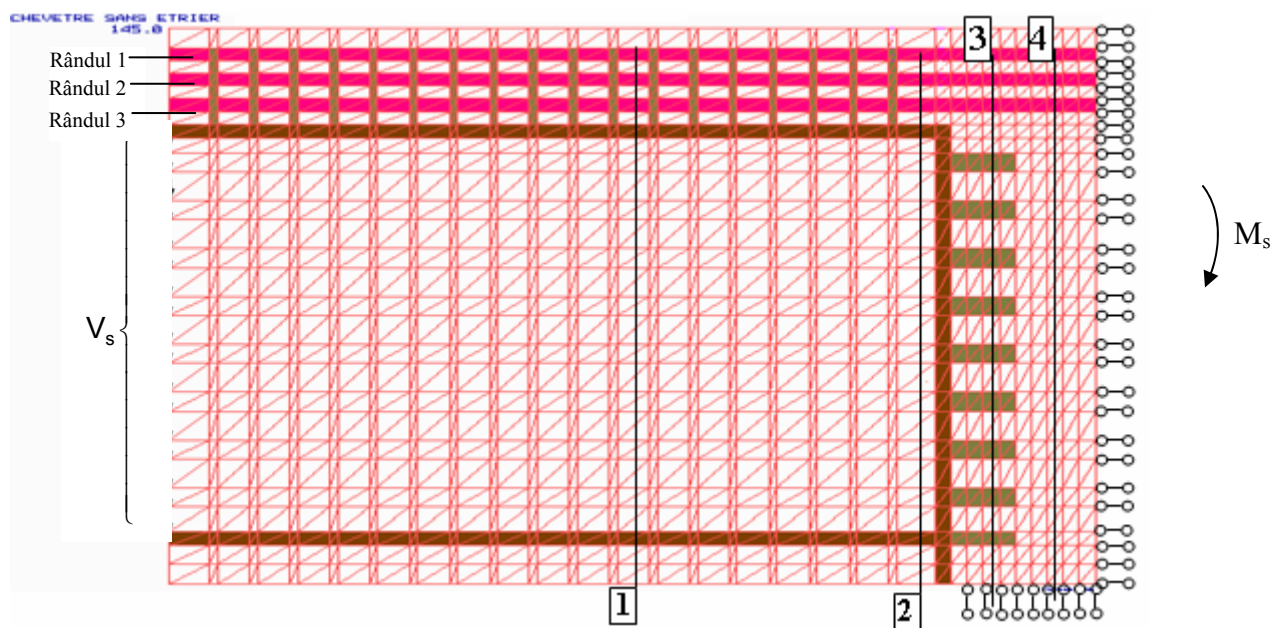


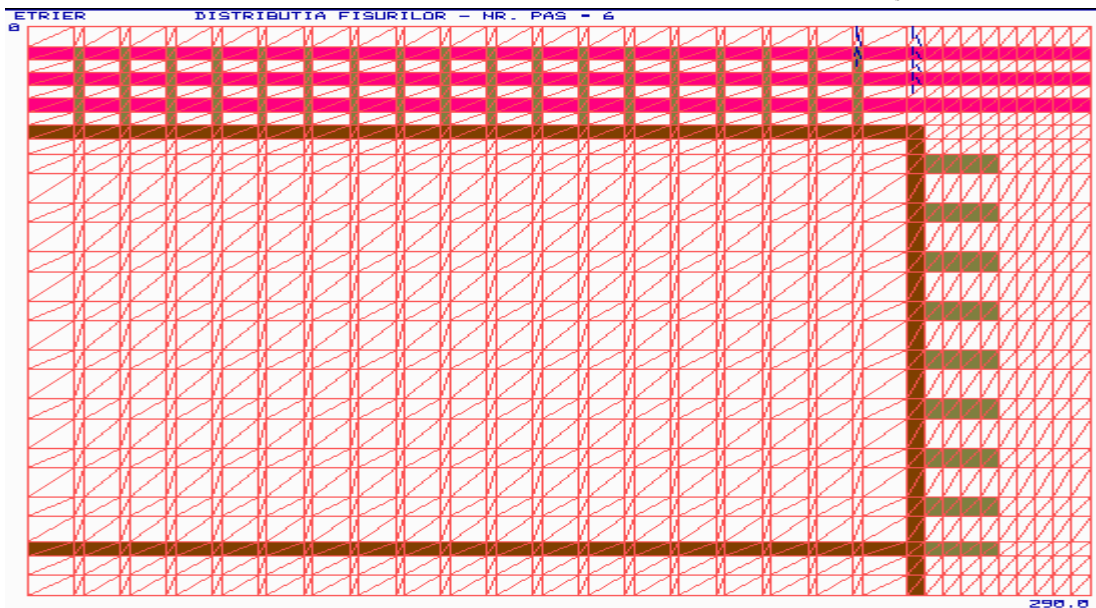
Figura 3.8 – Rețeaua de discretizare și poziția secțiunilor 1÷4 – model fără etrieri

Discretizarea îmbinării analizate, modul de încărcare și condițiile de rezemare sunt prezentate în figura 3.8. Modelarea dalei de beton armat s-a făcut utilizând elemente finite de beton armat cu procente de armătură aferente iar modelarea grinzii metalice utilizând elemente finite de același tip

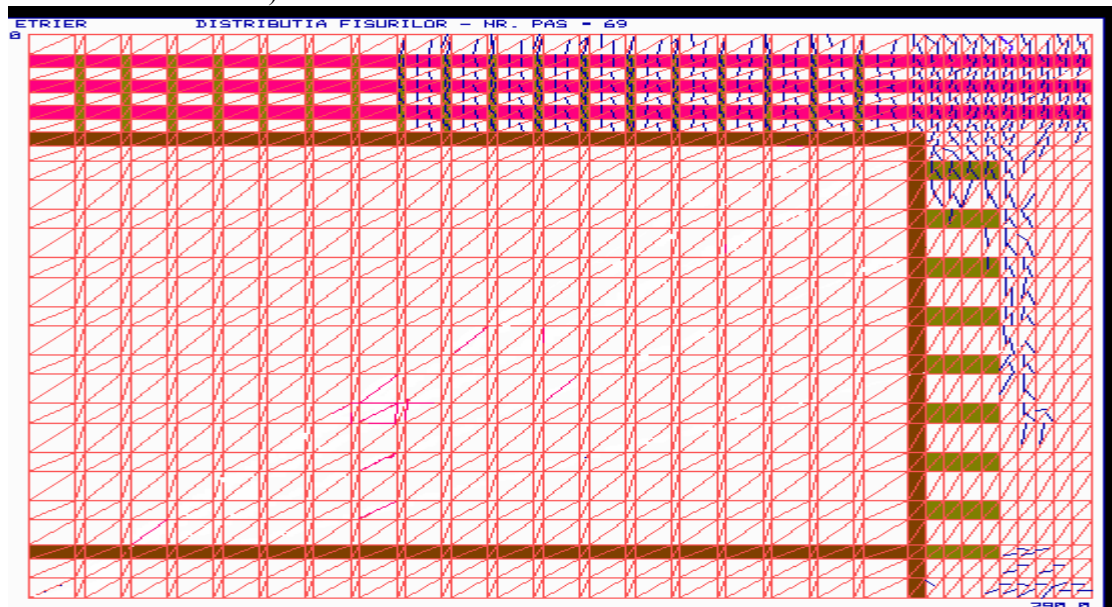
cu procent de armare 100%. La nivelul de contact dală de beton-grindă metalică a fost considerat un contact perfect. Conectorii au fost introduși în analiză sub forma unor armături legate de talpa superioară a grinzii metalice. O modelare similară a fost efectuată pentru conectorii de pe placa de capăt. Condițiile de rezemare introduse au fost: blocaje orizontale în axa de simetrie; blocaje verticale la nivelul inferior al îmbinării propriu-zise, adică în reazem. Modelul este alcătuit din 1392 de noduri și 2632 elemente triunghiulare.

Obiectivul studiului a fost de a determina starea de eforturi unitare în armături, în betonul dalei și în grinda metalică. Pentru aceasta au fost alese patru secțiuni, reprezentându-se în fiecare efortul unitar pe direcție orizontală σ_x . Primele fisuri au apărut în dala de beton în dreptul plăcii de capăt (figura 3.9a).

În figura 3.9b este prezentată starea de fisurare înregistrată la rupere ($V_s^{(u)} = 1393\text{kN}$).



a) Starea de fisurare la 27 % din încărcarea ultimă



b) Starea de fisurare la rupere

Figura 3.9 – Evoluția fisurilor în îmbinare pentru diferite trepte de încărcare

Valorile și distribuția eforturilor σ_x la rupere pentru patru secțiuni semnificative sunt prezentate în figura 3.10.

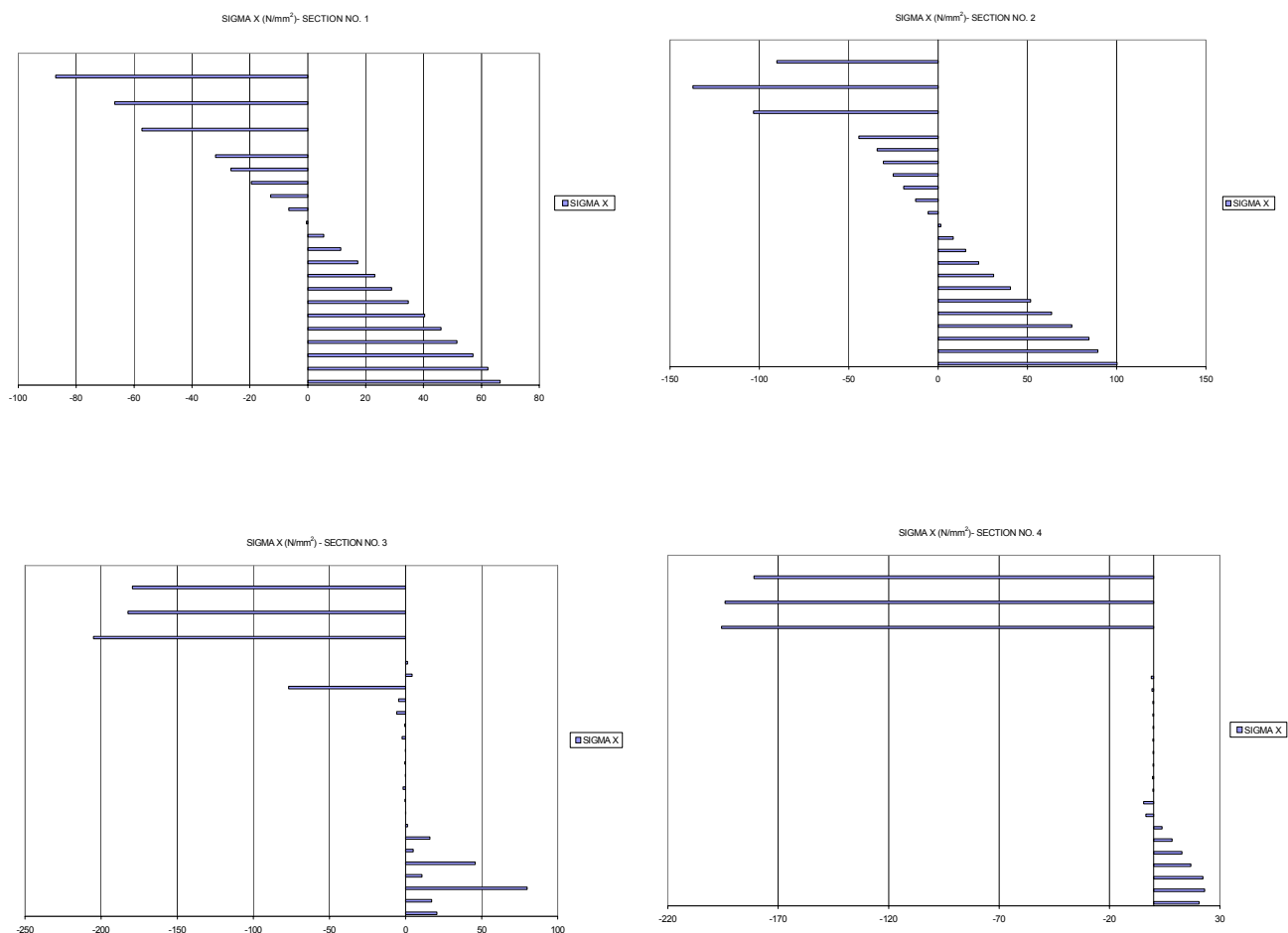
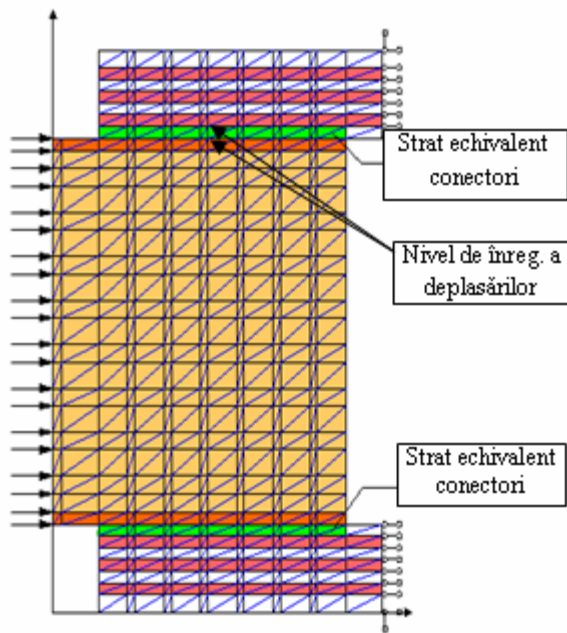


Figura 3.10 – Distribuția eforturilor unitare σ_x la rupere

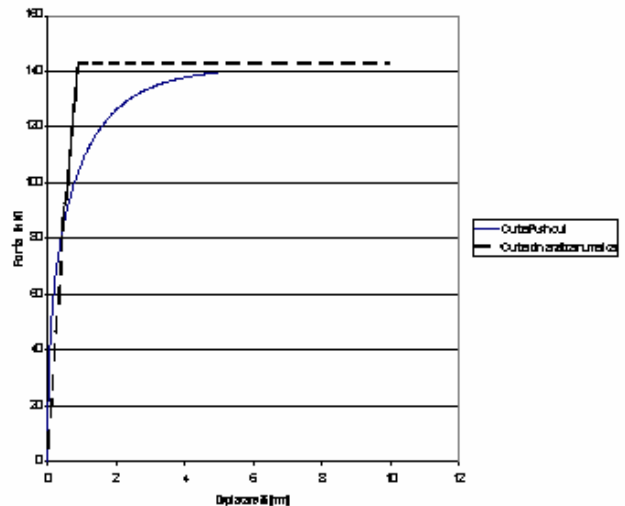
Analizele cu elemente finite efectuate pentru studiul comportării îmbinării grinzilor mixte cu placă de capăt și conectori au condus la concluzia că deplasările înregistrate la nivelul conectorilor sunt foarte mici și deci modelul este prea rigid.

Pentru îmbunătățirea modelării s-au efectuat studii suplimentare. În conformitate cu prevederile capitolului 10 a EC4 a fost elaborat un model numeric aplicat unei epruvete tip “push-out”, considerând pentru dala de beton aceleași dimensiuni și aceleași procente de armare utilizate în analizele anterioare. Obiectivul acestui studiu a fost de a determina curba de comportare a unui conector. Modelul cu ajutorul căruia s-a obținut o comportare similară pentru conectori a fost cel în care conectorii au fost înlocuiți cu un strat echivalent dispus la interfața grindă metalică beton. Pentru acest strat după mai multe încercări au fost stabilite caracteristici corespunzătoare (modul de elasticitate E , procent de armare p) astfel încât să se obțină o comportare similară cu cea obținută în încercările experimentale. Modelul cel mai apropiat de comportarea reală a fost obținut prin introducerea pentru stratul echivalent a unui modul de elasticitate mic respectiv a unor procente de armare dispuse după 45° , stratul fiind practic similar cu o grindă cu zăbrele.

Deplasările înregistrate au fost la nivelul inferior respectiv superior al stratului echivalent. Modelul studiat și curba încărcare - deplasare obținută este prezentată în figura 6 comparativ cu cea obținută din încercarea experimentală de tip “push-out” pentru conectori de tip Nelson.



a) discretizarea și condițiile de rezemare



b) curba efort – deformație pentru conector

Figura 3.11 – Modelarea cu elemente finite a unei încercări de tip “push-out” – cu straturi echivalente

Un alt model studiat a fost cel cu etrieri în îmbinare și cu straturi echivalente pentru conectori atât la nivelul grindă metalică-dală de beton cât și la nivelul plăcii de capăt de la interfața îmbinării propriu-zise. Discretizarea îmbinării este prezentată în figura 3.12. Au fost păstrate pentru reprezentarea eforturilor unitare σ_x aceleași secțiuni caracteristice cu scopul de a putea face o comparație a nivelului de solicitare din îmbinare.

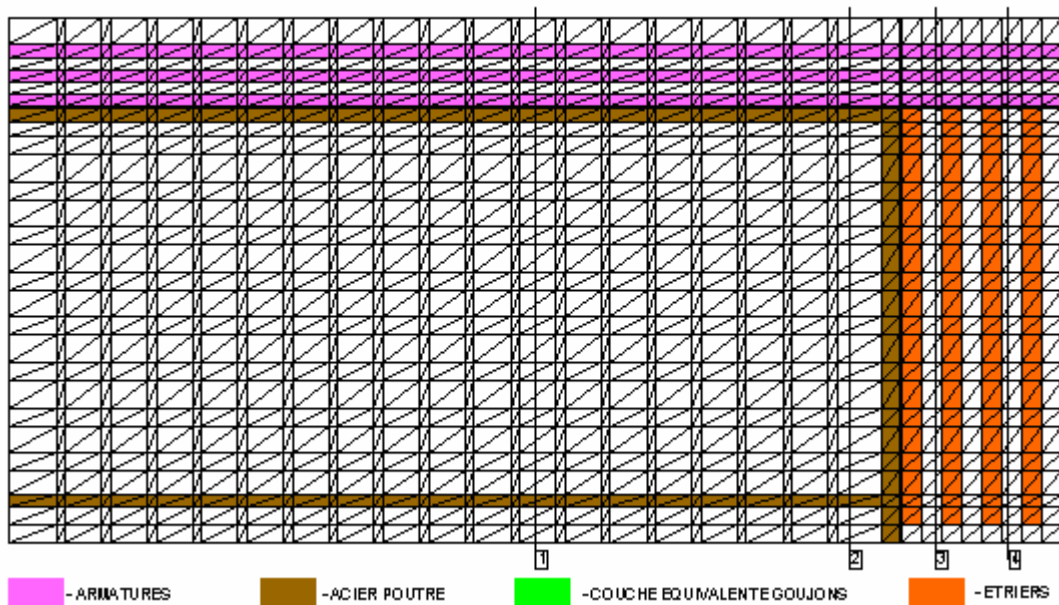


Figura 3.12 – Rețeaua de discretizare pentru analiza cu elemente finite – model cu straturi echivalente

În figura 3.13 este prezentată starea de fisurare la rupere ($V_s^{(u)} = 1658\text{kN}$).

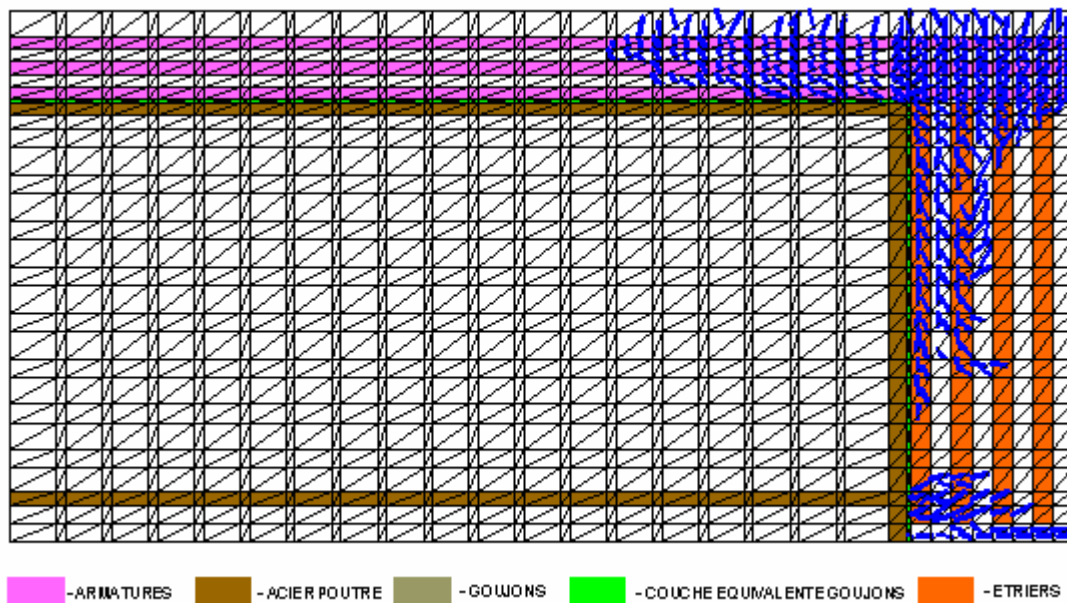


Figura 3.13 - Starea de fisurare la rupere

Valorile și distribuția eforturilor corespunzătoare ruperii pentru cele patru secțiuni caracteristice considerate sunt prezentate în figura 3.14.

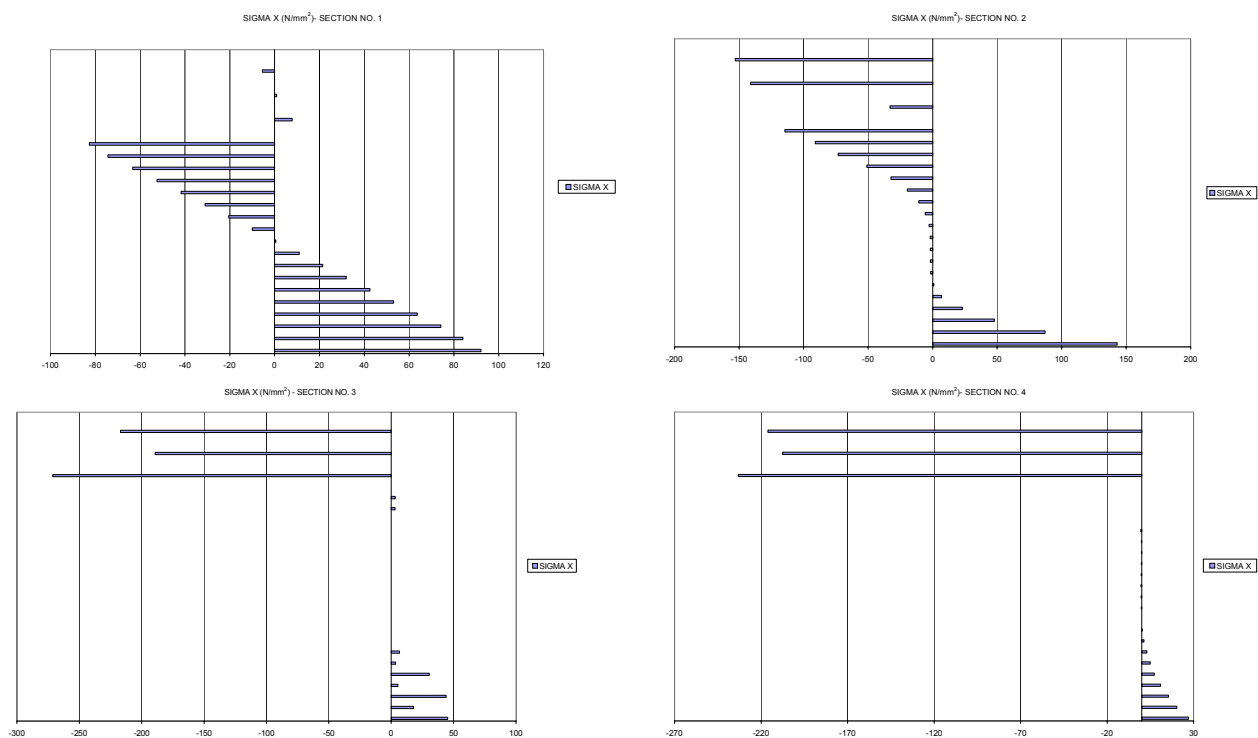


Figura 3.14 - Distribuția eforturilor unitare σ_x la rupere

În figura 3.15 este prezentată evoluția eforturilor unitare σ_x în cele trei rânduri de armătură în momentul ruperii, pe lungimea grinzii.

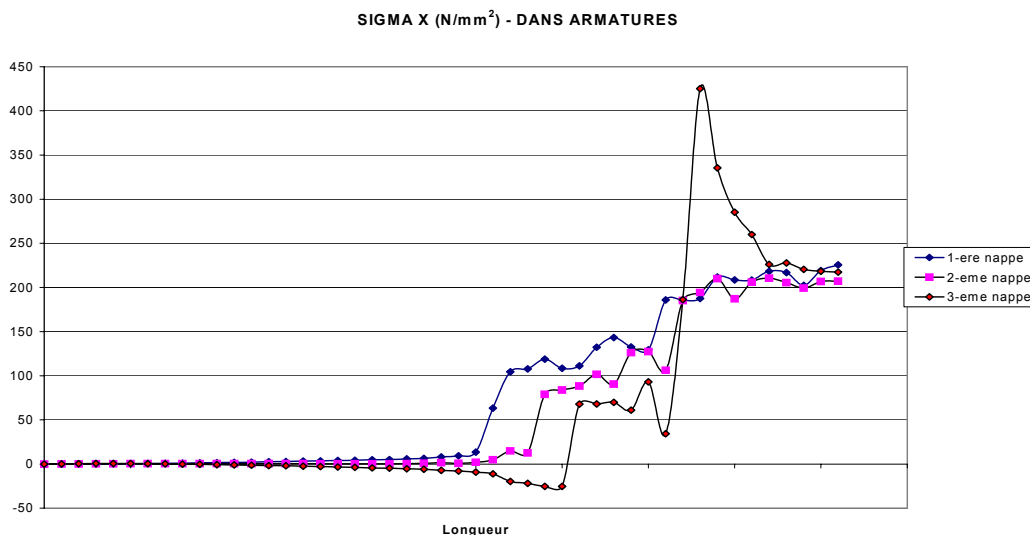


Figura 3.15 – Distribuția eforturilor unitare σ_x în cele trei rânduri de armătură la rupere

4. CONCLUZII

Analizând rezultatele obținute se pot trage următoarele concluzii:

- apariția și evoluția fisurilor este similară pentru modelul cu straturi echivalente în comparație cu modelele inițiale; la cedare, se conturează o secțiune de rupere la nivelul stratului echivalent de la fața îmbinării;
- eforturile unitare în primele două rânduri de armătură (de la partea superioară și din mijlocul dalei) ating valoarea maximă de 220N/mm² ceea ce conduce la concluzia că mai au rezerve de capacitate portantă; eforturile unitare în cel de-al treilea rând de armătură (cel care se găsește la partea inferioară a dalei) ating valoarea maximă de 425N/mm²;
- valoarea maximă a eforturilor unitare de compresiune σ_x în betonul din îmbinare ajunge la valoarea de 28 N/mm² în condițiile în care rezistența betonului la compresiune este 30 N/mm²;
- eforturile unitare în primele două rânduri de armătură cresc progresiv cu apropierea de îmbinare înregistrând un mic salt la interfața cu zona fisurată a dalei probabil datorită unui transfer mai rapid a eforturilor din betonul fisurat la armături;
- cedarea respectiv ruperea, se datorează aparent atingerii limitei rezistenței la compresiune din betonul de la partea inferioară comprimată a îmbinării și atingerii limitei de curgere în armăturile din cel de-al treilea rând;

Studiul utilizării unor îmbinări alternative nu trebuie limitat la aspectele de calcul, fiind absolut necesare investigații privind tehnologia de execuție, costul de producție și punere în operă aspecte care conduc la alegerea unei soluții cât mai eficiente de îmbinare.