

# **CONTRIBUȚII LA CALCULUL ȘI ALCĂTUIREA STRUCTURILOR MIXTE DIN OȚEL-BETON**

Teză destinată obținerii  
titlului științific de doctor inginer  
la  
Universitatea "Politehnica" din Timișoara  
în domeniul INGINERIE CIVILĂ  
de către

**Ing. Marina Lute**

Conducător științific:	prof.univ.dr.ing Valeriu Stoian
Referenți științifici:	prof.univ.dr.ing Ovidiu Mîrșu
	prof.univ.dr.ing. Vasile Păcurar
	prof.dr.ing. Augustin Popăescu
	prof.onorif.dr.ing. Decebal Anastasescu

Ziua susținerii tezei: 11.12.2008

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- |                        |   |
|------------------------|---|
| 1. Automatică          | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie              | 8. Inginerie Industrială                    |
| 3. Energetică          | 9. Inginerie Mecanică                       |
| 4. Ingineria Chimică   | 10. Știința Calculatoarelor                 |
| 5. Inginerie Civilă    | 11. Știința și Ingineria Materialelor       |
| 6. Inginerie Electrică |   |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2008

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,  
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221  
e-mail: editura@edipol.upt.ro

## Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele în cadrul Departamentului de Construcții Civile, Industriale și Agricole al Facultății de Construcții din cadrul Universității „Politehnica” din Timișoara.

Doresc să exprim mulțumirile mele conducătorului științific, Prof.dr.ing. Valeriu Stoian, și recunoștința mea pentru sprijinul acordat, și mai ales pentru libertatea deplină de exprimare pe care mi-a permis-o în toate etapele desfășurării activității de doctorat.

Mulțumesc d-lui Prof.dr.ing. Vasile Păcurar, și d-lui Prof.dr.ing. Augustin Popăescu, membri ai comisiei științifice, care au recenzat teza, au recomandat-o pentru susținerea publică, și au acceptat să fie alături de mine la susținerea publică.

Mulțumesc d-lui Dr.ing. Decebal Anastasescu pentru exigența și atenția specială pe care a acordat-o recenziei tezei, precum și pentru recomandările pentru urmarea cercetărilor în viitor.

Mulțumesc în mod deosebit d-lui Prof.dr.ing. Ovidiu Mîrșu pentru atenția constantă pe care mi-a acordat-o pe tot parcursul activității de doctorat, pentru ideile pe care le-a agreat sau nu, pentru atenția acordată la realizarea încercărilor, interpretarea rezultatelor, redactarea lucrării și organizarea susținerii publice.

Nu în ultimul rând, aș dori să mulțumesc mamei și fratelui meu, pentru susținerea necondiționată pe care mi-au acordat-o pe tot parcursul elaborării tezei.

Marina Lute

Lute, Marina

**Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor mixte din oțel-beton**

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 33, Editura Politehnica, 2008, 160 pagini, 39 figuri, 27 tabele.

ISSN:1842-581X

ISBN: 978-973-625-772-8

Cuvinte cheie: structuri compozite, grinzi compozite oțel-beton, rigiditate, ductilitate

Rezumat,

Lucrarea tratează studiul comportării grinzilor compozite oțel-beton supuse la încărcări seismice, în cazul în care au următoarea compoziție a secțiunii transversale: profil metalic, placă din beton armat armată cu două rânduri de rețele de armătură, armăturile longitudinale ancorate cu bulcle verticale prelungite în interiorul plăcii de beton. Studiul a fost tratat atât din punct de vedere teoretic – prin modelare cu metoda elementului finit în domeniul elastic și în domeniul plastic – cât și din punct de vedere experimental. S-au realizat două elemente de încercare scara 1:1 care să pună în practică și să valideze problemele apărute în cadrul cercetării teoretice.



# CUPRINS

<b>CUVÂNT ÎNAINTE</b>	3
<b>CUPRINS</b>	5
<b>1. INTRODUCERE</b>	9
1.1. Obiectul tezei de doctorat	10
<b>2. CONTEXTUL TEORETIC AL PROBLEMEI</b>	12
2.1. Definiții	12
2.1.1. Termeni și definiții	12
2.1.2. Structuri compozite. Structuri flexibile și structuri rigide	13
2.1.3. Conceptul de lățime efectivă	16
2.2. Probleme de proiectare seismică la cadre compozite	22
2.2.1. Rigiditatea EI	23
2.2.2. Momentul capabil plastic pentru dimensionarea la încovoiere $M_{Rd}$	25
2.2.3. Ductilitatea	26
2.2.4. Evaluarea ductilității locale a secțiunilor	30
2.2.5. Concepte europene de proiectare referitoare la cadre compozite situate în zone seismice	34
2.3. Mecanismul de transfer al momentului încovoiator de la grinda compozită la stâlp	38
2.3.1. Eurocode 4	38
2.3.2. Abordarea echipei Plumier	40
2.3.3. Eurocode 8	42
2.4. Concluziile cercetărilor teoretice	43
<b>3. SINTEZA CERCETĂRILOR EXPERIMENTALE REALIZATE PE CADRE COMPOZITE CU NODURI RIGIDE</b>	46
3.1. Contextul cercetărilor	46
3.2. Încercări efectuate la Universitatea din Trento: încărcări dinamice pe grinzi compozite oțel-beton	47
3.3. Încercări efectuate la Ismes: încărcări dinamice pe grinzi compozite oțel-beton	48
3.3.1. Scopul cercetării	48
3.3.2. Ductilitatea secțiunii	49
3.3.3. Rezultate experimentale	49

3.3.4. Prelucrarea datelor	50
3.4. Încercări efectuate la Saclay: încercări ciclice pe cadre compozite cu noduri rigide	51
3.4.1. Scopul cercetării	51
3.4.2. Descrierea elementului de încercare	51
3.4.3. Descrierea încercării	53
3.4.4. Concluzii	54
3.5. Încercări efectuate la Darmstadt: studii pe noduri compozite	55
3.5.1. Descrierea elementelor de încercare	55
3.5.2. Standul de încercare	56
3.5.3. Descrierea încercărilor	57
3.5.4. Rezultatele încercărilor	57
3.5.5. Concluzii	60
3.6. Încercări efectuate la Centrul de Cercetare ISPRA: încărcări ciclice pe două direcții pe cadre compozite spațiale	60
3.6.1. Elementul de încercare	60
3.6.2. Programul încercării	62
3.6.3. Rezultate obținute	63
3.7. Concluzii	64
4. <b>PROIECTAREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE</b>	66
4.1. Expunerea problemei	66
4.2. Descrierea structurii	66
4.3. Analiza globală elastică a structurii	67
4.3.1. Rigiditatea secțiunii transversale a grinzii	68
4.3.2. Elemente utilizate la modelarea structurilor	74
4.3.3. Analiza structurii solicitată la încărcări verticale	79
4.3.4. Analiza structurii solicitată la încărcări orizontale	83
4.3.5. Concluzii	89
4.4. Alegerea modelelor experimentale	90
4.4.1. Încărcări aplicate elementelor	91
4.5. Modelarea comportării elementului experimental în domeniul plastic	92
4.5.1. Modelarea cu elemente finite de suprafață	93
4.5.2. Starea de eforturi în grindă	94
4.5.3. Starea de eforturi în stâlpi, noduri și conexiuni	95
4.5.4. Starea de eforturi în placa de beton	98
5. <b>ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE REALIZATE PE CADRE PORTAL COMPOZITE</b>	101
5.1. Descriere generală	101

5.2. Caracteristicile elementelor experimentale	103
5.2.1. Caracteristici geometrice	103
5.2.2. Materiale folosite	103
5.2.3. Alcătuirea elementelor experimentale	104
5.2.4. Standul de încercare	106
5.3. Încercarea elementelor experimentale	108
5.3.1. Principiul de încercare	108
5.3.2. Comportarea elementelor experimentale	110
5.4. Analiza rezultatelor experimentale	125
5.4.1. Evaluarea ductilității pe baza diagramelor experimentale	125
5.4.2. Comportarea grinzii metalice	135
5.4.3. Comportarea armăturilor longitudinale	136
5.4.4. Comportarea armăturilor transversale	142
5.5. Concluzii	144
<b>6. CONTRIBUȚII PERSONALE</b>	<b>145</b>
<b>ANEXA 1</b>	<b>149</b>
<b>BIBLIOGRAFIE</b>	<b>156</b>



# 1. INTRODUCERE

Contextul intern și internațional pune din ce în ce mai mult accentul pe utilizarea materialelor de construcție la capacitatea lor maximă, astfel încât idei arhitecturale complexe să poată fi puse în practică respectând criteriile de bază ale unei proiectări moderne, și anume siguranță și calitate pe fondul unei optimizări a secțiunii elementelor de rezistență.

Pe acest fond au apărut mai multe soluții de proiectare, printre care și structurile compozite oțel-beton. Acestea încep să fie studiate și folosite, în mod efectiv și pe scară mai largă, cu începere din deceniul 4 al secolului XX.

Ele au fost „descoperite” în mod cu totul neprevăzut, cu ocazia exploatării unor poduri de șosea, la care, din necesitatea reducerii greutatei proprii, grinzile principale au fost realizate din oțel, iar dala podului din beton armat; capetele de nit aflate la partea superioară grinzilor metalice și aderența oțel-beton au asigurat conlucrarea grinzilor cu dala de beton armat, ansamblul grinzi de oțel – dală de beton armat comportându-se ca o structură unitară (ulterior, capetele de nit și aderența nu s-au mai considerat, pentru motive de siguranță, drept elemente de legătură, prevăzându-se în acest scop dispozitive speciale).

În timp s-a demonstrat că structurile compozite oțel-beton pot realiza, în comparație cu structurile din oțel, economii de metal de 15 – 50%, funcție de tipul construcției și modul de execuție, și totodată greutatea mult mai mică față de structurile de beton armat.

În anii '70, în Timișoara s-a format un grup de cercetare puternic, studiile teoretice și experimentale efectuate aici aducând contribuții importante la elaborarea unor metode unitare de calcul la stări limită al structurilor compozite oțel-beton și la dezvoltarea unei teorii de calcul la starea limită de rezistență, luând în considerare gradul real de plasticizare a secțiunii compuse corespunzător atingerii deformației specifice limită (de rupere) în fibra extremă comprimată din beton; această teorie a fost acceptată, ca o variantă, și de comisia mixtă europeană AIPC – CEB – CECM – FIP „Construcții compuse oțel-beton” în vederea elaborării unor recomandări internaționale. La nivel național, cercetările s-au materializat în elaborarea unui normativ [58] a primei cărți de specialitate publicată pe această temă [8], și prin elaborarea unor teze de doctorat.

Totuși, cercetările făcute inițial considerau ca element tipic al unei structuri compozite grinzile supuse la încovoiere din încărcări verticale, încărcările laterale de tip seismic fiind sporadice. De aceea, în anul 1994, comisiile reunite de redactare a Eurocodurilor (SC8 – Sons Comite '08 – Constructien Europeen en zone seismique, TC 250 – Eurocode și CEN – Comité Européen de Normalisation) au luat decizia de a nu acorda părții referitoare la construcțiile compozite oțel-beton supuse la încărcări seismice decât un statut de anexă informativă. S-a considerat la acea dată că studiile asupra subiectului erau insuficiente, și nu se putea avea încredere în textul acelei perioade.

Subiectul a devenit de actualitate în anul 1994, ca urmare a cutremurului de la Northridge (Los Angeles), unde comportamentul structurilor metalice și compozite oțel-beton în cadre a fost catastrofal. S-au identificat mai multe cauze ale

catastrofei, pornind de la materialul de bază – oțelul, materialele și procedeele de sudură, până la aspecte specifice elementelor compozite care au avut o contribuție negativă, deoarece prin caracterul asimetric al secțiunilor în T, întinderea la fibra inferioară este mai mare decât la secțiunile simetrice din oțel, pentru aceeași rotație.

Cercetări experimentale importante în domeniu au fost finanțate în mod indirect, ca parte a programului „Mari instalații” care a permis realizarea de încercări pe masa vibrantă de la ISMS (Bergamo), Atena și CEA (Saclay). Apoi a apărut o finanțare din partea Uniunii Europene, care a permis realizarea de încercări pe structuri tridimensionale, în mărime reală, la Centrul Comun de Cercetare a ISPRA, și teste complementare asupra ansamblurilor la Darmstadt.

Aceste cercetări au dus la introducerea în Eurocode 8 a unui capitol de calcul la seism a structurilor compozite, cu referire la structuri în cadre compuse cu noduri rigide și placă compusă cu tablă cutată și beton armat.

### **1.1. Obiectul tezei de doctorat**

Teza de față are ca obiectiv studiul mecanismului de transfer al momentului încovoiator la îmbinarea grindă – stâlp la structurile în cadre compozite supuse la acțiuni seismice, în ipoteza că îmbinarea grindă-stâlp este rigidă, iar placa este din beton armat.

Teza aduce o contribuție la definirea elementelor necesare pentru a efectua un calcul de rezistență al cadrelor la acțiuni seismice. La ora actuală, capitolul relativ la construcțiile cu structură compozită din Eurocode 8, se referă la structuri în cadre cu noduri rigide cu placă compusă beton armat – tablă cutată.

Filozofia de proiectare a unor structuri în cadre, indiferent de alcătuirea lor, trebuie să ia în considerare principiul de bază al proiectării la seism, și anume dimensionarea la capacitatea portantă. La o structură supusă la solicitări seismice, elementele structurii sunt astfel alese încât să realizeze o distribuție a zonelor de disipare a energiei în structură după o schemă prestabilită. Zonele de plastifiere formează un ansamblu care nu pune în pericol echilibrul global al structurii. În acest context, este esențială evaluarea pertinentă a rezistenței fiecărui element, pentru a fi sigur că cedarea va avea loc în zonele proiectate corespunzător. La un cadru, disiparea de energie este dirijată spre zonele plastice potențiale ale grinzilor.

În acest punct apare diferența între structurile metalice și structurile compozite. La structurile din oțel, rezistența secțiunilor și a îmbinărilor sunt relativ bine controlate, și se poate face un istoric al apariției articulațiilor plastice. La structurile compozite, dimpotrivă, contribuția plăcii la momentul capabil al grinzii este o mărime variabilă greu de controlat, care depinde de mai mulți parametri, cum ar fi armătura longitudinală și transversală din placă, tipul conexiunilor, etc. Este importantă cuantificarea efectului acestor parametri, deoarece ei influențează în mod direct rezistența la încovoiere a grinzilor, în consecință, putând modifica ordinea apariției articulațiilor plastice între grinzi și stâlpi, și astfel să compromită conceptul aplicat în proiectare, și anume dirijarea formării articulațiilor plastice în grinzi.

Scopul general al tezei este de a pune în evidență și de a cuantifica rolul plăcii din beton armat în transmiterea momentului de încovoiere de la grindă la stâlp.

Lucrarea este structurată în șase capitole:

- Capitolul 2 prezintă stadiul actual al cercetărilor în domeniu. Se pun în evidență diferitele probleme ale cadrelor compozite cu noduri rigide amplasate în zone seismice și materializarea teoriilor la nivelul standardelor în vigoare.
- Capitolul 3 prezintă istoricul studiilor experimentale pe cadre compozite realizate pe plan european. Din expunere rezultă cu claritate modul de evoluție al filozofiei de proiectare a încercărilor pe cadre compozite, teoriile de calcul infirmate sau acceptate de-a lungul acestor cercetări, contribuția lor la dezvoltarea modului de calcul al structurilor compozite.
- Capitolul 4 descrie teoretic programul experimental realizat în cadrul tezei. Se face referirea la modul de proiectare al elementelor experimentale, aplicarea teoriilor de calcul prezentate în capitolul 2, care au stat la baza programului de încercări, dimensionarea elementului și standului de încercare. De asemenea se prezintă modelarea elementelor în diferite ipoteze de calcul acceptate de standarde.
- Capitolul 5 se referă la realizarea practică a încercărilor, determinarea limitelor de comportare elastică și plastică a elementelor încercate, rezultate obținute. Tot în acest capitol se arată prelucrarea rezultatelor obținute și observații ce pot fi făcute în contextul cercetărilor europene în domeniu.
- Capitolul 6 prezintă concluziile lucrării și contribuția personală a autorului.

## 2. CONTEXTUL TEORETIC AL PROBLEMEI

### 2.1. Definiții

#### 2.1.1. Termeni și definiții

Încă de la apariția structurilor compozite pe piața cercetării în construcții, dezbaterile în jurul lor nu au luat în considerare doar performanțele structurilor, ci și denumirea lor. În anii de început, structurile au purtat numele de „structuri compuse oțel-beton”, pentru ca în anii 90 să se impună termenul de influență franceză „structuri mixte”. O dată cu tipărirea normativului NP 033-99, s-a reintrodus termenul de „structuri compuse”, iar la implementarea euronormelor în țară, la lansarea SR EN 1994-1-1:2004 s-a introdus termenul de „structură compozită oțel-beton”.

Se observă că subiectul a suscitat multe pasiuni, iar cercetătorii în domeniu au încercat să impună termenul provenit limba de circulație internațională favorită: compozit din engleză, mixt din franceză sau compus din germană. O definiție succintă pentru fiecare termen din limba română legat de acest subiect a apărut în [12] și este redată mai jos:

- Materiale compozite = materiale la care componentele sunt definite la nivel de cristal; pot include materiale de tipul lianților (ciment, var, ipsos), metalelor, produselor ceramice, polimerilor etc.; materialele de construcții organice naturale (paie, lemn, etc.), sunt de asemenea materiale compozite.
- Elementele compozite sunt alcătuite din două materiale distincte ce alcătuiesc o entitate singulară ale cărei proprietăți nu sunt posedate de componenții individuali; în această categorie se pot include: betoane cu armare dispersă (fibre de sticlă, fibre de oțel, polimeri), betonul armat, betonul precomprimat, elementele din beton cu armătură rigidă, etc.
- Elementele compuse sau mixte, sunt alcătuite din două sau mai multe materiale, combinate în scopul utilizării raționale a caracteristicilor fizico-mecanice ale acestora; aspectul de bază al acestor elemente îl constituie conlucrarea dintre materiale, asigurată prin diferite tipuri de elemente de legătură care au rolul de a transmite eforturile de lunecare între materialele componente. Asemenea elemente pot fi realizate într-o gamă foarte variată, prin asocierea oțelului cu betonul, a lemnului cu betonul, a lemnului cu oțelul sau cu fibra de sticlă, etc. În această categorie se includ: planșee compuse oțel-beton, la care grinzile metalice conlucrează cu o placă de beton sau placă compusă oțel-beton; plăcile compuse tablă cutată-beton; planșee compuse lemn beton, etc.

Fiecare din aceste puncte de vedere poate fi argumentat pro sau contra, cu egale șanse de succes. Pentru lucrarea de față totuși, s-a preferat utilizarea termenului impus de Euronorme, precum și definițiile agreate de acestea:



- Element compozit = un element structural cu componente din beton și oțel structural sau oțel format la rece legate prin conectori de forfecare astfel încât să se limiteze alunecarea longitudinală între beton și oțel și separarea unei componente de cealaltă
- Structurile compozite sunt alcătuite din elemente structurale diferite cum ar fi stâlpi din beton armat cu grinzi transversale metalice sau ferme metalice, acoperișuri compuse cu grinzi transversale din beton precomprimat și cu pane fie din beton armat fie metalice, etc.

### 2.1.2. Structuri compozite. Structuri flexibile și structuri rigide

Termenul de „structură compozită” cuprinde un ansamblu diversificat de structuri. Eurocode 4 definește un cadru compozit ca fiind o structură în care o parte sau totalitatea grinzilor și stâlpilor sunt elemente compozite și majoritatea elementelor care rămân sunt structuri din oțel. Un stâlp compozit poate fi format fie din profile de oțel înglobate în beton, fie țevi de oțel umplute cu beton. O grindă compozită este în general formată dintr-un profil de oțel de tip I, eventual înglobat în beton și conlucrând cu o placă de beton armat sau o placă compozită (beton armat turnat pe o tablă cutată).

Structurile compozite studiate în această lucrare sunt compuse din grinzi compozite cu profile neînglobate în beton, placă din beton armat și stâlpi metalici. Legătura dintre placă și grindă este asigurată de dornuri ductile. Structurile se presupun capabile să dezvolte articulații plastice în grinzile compozite spre a disipa la maxim energia la care sunt supuse.

În Eurocode 3 și 4, structurile sunt clasificate în funcție de comportarea lor sub acțiuni verticale și funcție de modul de preluare a încărcărilor laterale de tip seism. Se deosebesc astfel, structuri „contravântuite” și „necontravântuite”, și structuri „rigide” și „flexibile”.

O structură este numită „contravântuită” dacă rigiditatea laterală din planul structurii este asigurată de un sistem de contravântuiri, suficient de rigid pentru a reduce răspunsul său la forțe orizontale la mai puțin de 80%, adică deplasarea orizontală a structurii contravântuite trebuie să fie inferioară sau egală cu 1/5 din deplasarea orizontală a aceleiași structuri fără contravântuire.

Terminologia engleză „sway” și „non-sway” definește mai curând o clasificare a structurilor „flexibile” și „rigide” de așa manieră încât să decidă asupra necesității de a lua în considerare efectele de ordinul II. Se definește o limită pentru deplasarea orizontală, astfel încât sub această limită structura să fie puțin sensibilă la efectele de ordinul al doilea, și să fie numită „rigidă”. Peste această deplasare orizontală limită structura este clasificată drept „flexibilă” și trebuie luate în considerare efectele de ordinul II. Criteriul de clasificare se bazează pe valoarea unui parametru  $\alpha_{cr}$ , numit factor de amplificare critică (EC3, EC4) a încărcării.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad (2.1)$$

unde:

$\alpha_{cr}$  – factor de încărcare critică, prin care încărcarea de calcul se mărește până la limita ce conduce la instabilitatea elastică

$F_{Ed}$  – încărcarea de calcul pe structură

$F_{cr}$  – încărcarea critică de flambaj pentru modul de instabilitate globală

O structură este numită flexibilă dacă factorul de încărcare critică este inferior lui 10, și rigidă dacă acesta este superior valorii amintite:

$\alpha_{cr} < 10 \quad \Rightarrow$  structură flexibilă  $\Rightarrow$  se iau în considerare efectele de ordinul II

$\alpha_{cr} \geq 10 \quad \Rightarrow$  structură rigidă  $\Rightarrow$  se iau în considerare efectele de ordinul I

Eurocode 4 în varianta ENV se limita la studiul structurilor cu deplasarea orizontală limitată ca mai sus pentru structuri rigide. Versiunea Euronorme preluată și de SR EN 1994 permite și dimensionarea structurilor flexibile în anumite condiții, pentru anumite tipuri de analiză. Tipurile de analiză agreate de EC4/SR EN 1994 sunt prezentate sintetic mai jos.

- Calcul liniar-elastic cu redistribuție limitată: Se aplică pentru grinzi continui și cadre pentru verificări la stări limită, altele decât oboseala; momentele încovoietoare pot fi redistribuite dacă se ține cont de efectele comportării neelastice a materialelor și a tuturor tipurilor de flambaj
- Calcul global rigid plastic: pentru verificări la stări limită, altele decât oboseala, dacă:
  - toate elementele și nodurile cadrului sunt din oțel sau compozite
  - oțelul structural îndeplinește condițiile de ductilitate  $f_u/f_y \geq 1,1$ ,  $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$
  - secțiunile transversale au suficientă capacitate de rotire în zonele plastice potențiale
  - nodurile sunt capabile să susțină momentele plastice capabile pentru a asigura o suficientă capacitate de rotire
- Calcul liniar elastic de ordinul II:
  - pentru verificarea elementelor structurale
  - calculul momentelor de ordinul II se face prin multiplicarea momentelor de ordinul I cu un factor echivalent al distribuției de momente
- Analiza elasto-plastică: calcul de ordinul II, cu considerarea secțiunilor plastificate
- Analiza plastică neliniară: calcul de ordinul II, cu considerarea plastifierii parțiale a elementelor în zonele plastice

În cazul structurilor în cadre, Eurocode 3, 4, 8 și P100-1/06 propun o alternativă simplă de calcul al factorului de încărcare critică. Conform notațiilor din P100, relația care trebuie îndeplinită pentru a putea neglija efectele de ordinul II este:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (2.2)$$

unde:

$\theta$  – coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel;

$P_{tot}$  – încărcarea verticală totală la nivelul considerat, în ipoteza de calcul seismic;

$d_r$  – deplasarea relativă de nivel, determinată ca diferența deplasărilor laterale medii la partea superioară și la cea inferioară a nivelului considerat;

$V_{tot}$  – forța tăietoare totală de etaj;

$h$  – înălțimea etajului

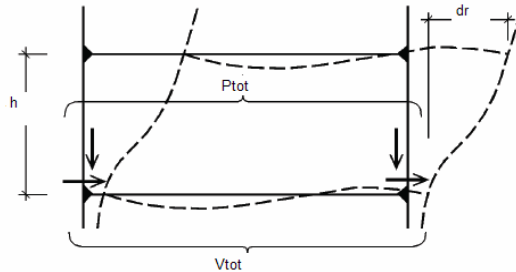


Fig. 2.1. Notații pentru relația (2.2)

Posibilitatea de a lua în considerare efectele de ordinul II este esențială pentru calculul structurilor la solicitări seismice. De fapt, pentru a evita luarea în considerare a acestor efecte, soluția este de dimensionare a structurii astfel încât să se limiteze deplasările laterale ale structurii. Aceasta ar avea drept consecință imposibilitatea disipării energiei prin formarea de articulații plastice cu ductilitate mărită, structura trebuind să fie supradimensionată la acțiunea seismică pentru a limita deplasările orizontale și a asigura stabilitatea de ansamblu a structurii. Această regulă restrictivă va fi ignorată în cele ce urmează.

Metodele de analiză admise pentru un calcul seismic sunt clar definite în Eurocode 8. Dimensionarea se poate face doar prin calcul liniar, echivalent cu un calcul neliniar prin utilizarea factorului de reducere  $q$  (factor de comportare) a spectrului de răspuns elastic. Factorul  $q$  este un factor introdus pentru a reduce forțele corespunzătoare răspunsului elastic ținând cont de răspunsul neliniar al structurii. Depinde de natura materialului structural, tipul de sistem structural și concepția de proiectare.

Funcție de gradul de regularitate în plan și elevație pentru structură, se diferențiază două metode de calcul:

- metoda forțelor laterale asociate modului de vibrație fundamental;
- metoda calculului modal cu spectre de răspuns, aplicabilă în general tuturor tipurilor de clădiri

Aceste analize corespund analizelor elastice de ordinul I. Atunci când  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , efectele de ordinul II sunt luate în calcul prin amplificarea acțiunilor seismice cu factorul  $\frac{1}{(1-\theta)}$ . Această metodă corespunde metodei de calcul liniar elastic de ordinul II din Eurocode 4 (metoda de calcul liniar elastic de ordinul II).

Metodele de calcul neliniare sunt permise numai pentru evaluarea performanțelor structurii, deoarece nu poate verifica explicit realizarea mecanismului de plastificare urmărit.

- metoda de calcul dinamic liniar;
- metoda de calcul static neliniar: mecanismul de plastificare la acțiuni seismice este pus în evidență în mod aproximativ. Permite evaluarea capacităților de deformare. Cerințele de deplasare laterală sau ductilitate se stabilesc separat, din spectrele de răspuns seismic neelastic.

- metoda de calcul dinamic nelinier: mecanismul de plastificare la acțiuni seismice este pun în evidență în mod explicit, printr-un calcul de tip biografic. Furnizează cerințele de deplasare și ductilitate corespunzătoare accelerogramelor utilizate. În cadrul acestor metode, coeficientul  $\theta$  este limitat la valoarea 0,3.



Fig. 2.2. Model interacțiune conexiune - reazem

rigid sau flexibil (fig. 2.2). În model, fiecare conexiune și reazemul asociat sunt reprezentate de câte două arcuri cu comportare liniar-elastică cu constanta arcului  $k_d$  și respectiv  $k_s$ , care împreună au o constantă efectivă  $k_n$ .

$$\text{Adică, } k_n = \frac{k_s k_d}{(k_s + k_d)} \quad (2.3.)$$

Extremele intervalului de valori dat de această relație determină tipul reazemului: dacă  $k_n$  ia valori mult mai mici decât  $k_s$  sau  $k_d$ , atunci:

- $k_s \gg k_d, k_n \Rightarrow$  îmbinare rigidă
- $k_d \gg k_s, k_n \Rightarrow$  îmbinare flexibilă

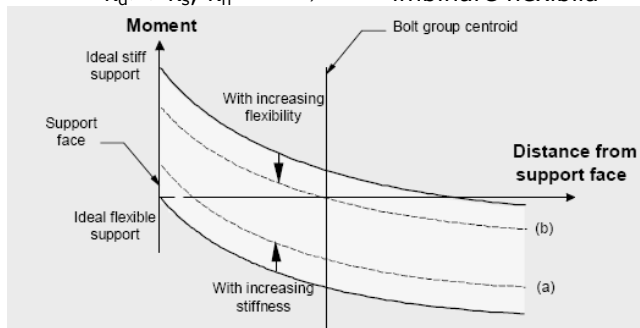


Fig. 2.3. Diagrame de moment încovoietor pentru diverse tipuri de îmbinări

Modul de comportare al îmbinărilor poate fi exprimat și grafic, funcție de raportul rigidităților celor două elemente din îmbinare.

În final tipul îmbinării determină tipul structurii - flexibilă sau rigidă.

Diagrama de momente pentru îmbinare flexibilă este curba (a) din figură, iar curba (b) reprezintă diagrama de momente pentru îmbinare rigidă.

Modelul de calcul al structurii este dat de modul de încadrare al îmbinării ca rigidă sau flexibilă, încadrare standardizată tabelar funcție de dimensiunile conexiunii.

### 2.1.3. Conceptul de lățime efectivă

Comportamentul real al unei grinzi compozite este departe de ipoteza conservării secțiunilor plane, datorită unor fenomene precum comportamentul bidimensional al plăcii și deformarea neuniformă pe lățime datorată alunecării de forfecare (sau lunecării relative) la interfața oțel-beton. Conceptul de lățime efectivă

include toate aceste fenomene prin definirea unei secțiuni plane echivalente, de lățime fixă, ce permite calculul conform ipotezei de conservare a secțiunilor plane.

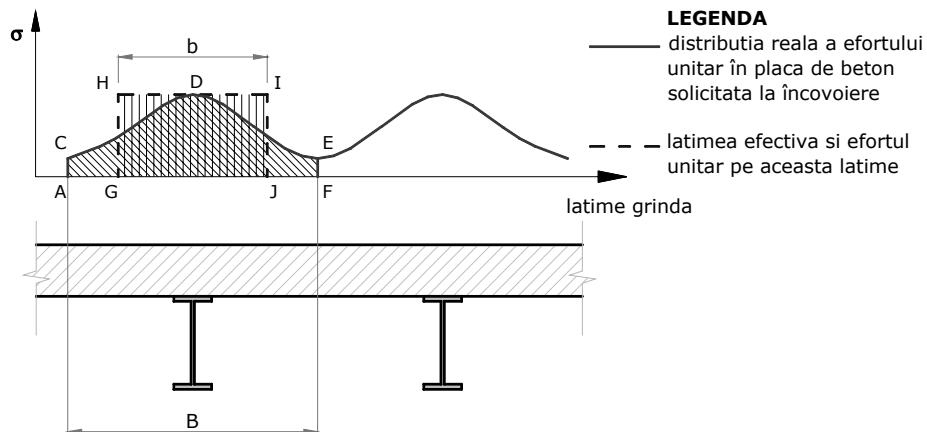


Fig. 2.4 Lățimea efectivă de placă

Într-o secțiune dată, efortul unitar pe grosimea plăcii variază ca în fig. 2.4. Valoarea efortului maxim din D va fi obținută dacă se înlocuiește lățimea reală a plăcii „B” cu lățimea efectivă „b”, astfel încât suprafața GHIJ să fie egală cu suprafața ACDEF. Cercetări bazate pe teoria elasticității au arătat că raportul  $b/B$  depinde în mod complex de raportul dintre lățimea „B” și deschiderea „L” a grinzii, de modul de încărcare, de condițiile de rezemare, ș.a. Conceptul de lățime efectivă este utilizat atât pentru calculul momentelor de inerție cât și pentru calculul momentelor de rezistență elastică ale structurii.

#### **Lățimea efectivă conform EUROCODE 4**

Pentru grinzile clădirilor, Eurocode4/SR EN 1994-1-1 apreciază ca suficient de exactă presupunerea că lățimea efectivă este constantă pe toată zona de moment pozitiv a fiecărei deschideri, și egală cu  $b_{eff,1}$  din mijlocul deschiderii (fig. 2.5.). Aceeași ipoteză este valabilă și pe întreaga zonă de moment negativ de o parte și de alta a unui reazem intermediar, valoarea indicată fiind  $b_{eff,2}$  de pe reazemul respectiv.

Pentru acestea, se face presupunerea că lățimea efectivă  $b_{ef}$  este egală cu  $L_e/8$  de fiecare parte a rîndului de buioane dacă nu este decât un rînd, și la exteriorul rîndurilor de buioane, dacă sunt două (fig. 2.5),  $L_e$  fiind distanța dintre punctele de momente nule.

Valorile lățimilor efective se iau egale pentru calculul momentelor de inerție și pentru calculul momentelor încovoietoare capabile. Această ipoteză face ca lățimile efective calculate cu modele elastice să dea valori cu grad ridicat de siguranță momentelor plastice ale secțiunilor, ceea ce înseamnă o aproximare clasică de calcul la sarcini verticale, unde siguranța în proiectare se obține dintr-un calcul cu norme inferioare de rezistență.

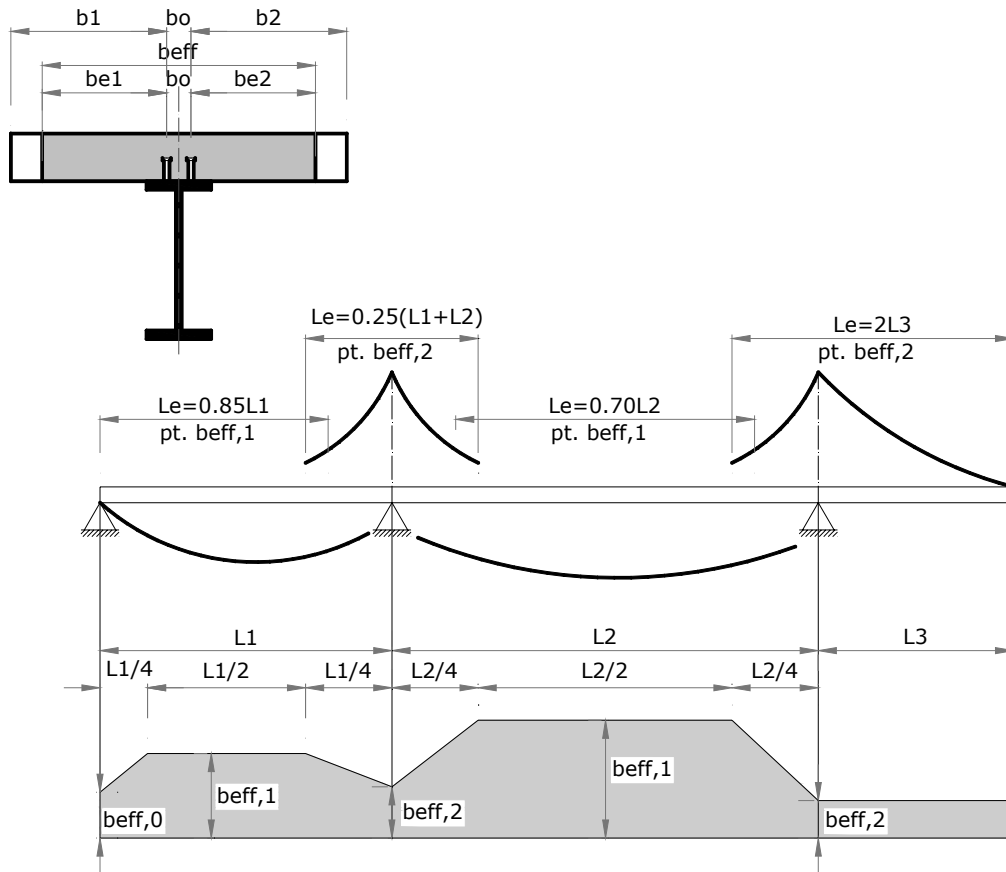


Fig. 2.5. Definierea deschiderilor echivalente pentru lățimea activă a tăpii de beton conform Eurocode4

Pentru un calcul la acțiuni seismice, în Eurocode4 nu există valori pentru  $L_e$  de luat în considerare la calculul lățimii active de placă. În plus, aproximarea care constă în considerarea aceluiași valori pentru lățimea activă în calculul elastic și în calculul plastic pune probleme, deoarece această aproximare poate conduce la subestimări ale rezistențelor din zonele pe care le dorim disipative, să denatureze calculul la capacitatea portantă a zonelor adiacente, și în consecință să deplaseze zonele de dispere în locuri nedorite. Ceea ce reprezintă siguranță în dimensionarea clasică poate deveni insecuritate în dimensionarea seismică.

#### **Lățimea efectivă conform EUROCODE 8 și P100-1/2006**

Normativele ce tratează în detaliu calculul la încărcări seismice, consideră diferită lățimea de placă ce trebuie considerată pentru calculul rigidității grinzii, comparativ cu calculul capacității portante a acesteia în domeniul plastic. De asemenea, pe lângă aspectul geometric al problemei, mai sunt considerați factori de influență asupra lățimii active de placă, următorii:

- solicitarea din beton (compresiune sau întindere)
- prezența grinzilor transversale în nodul considerat

- poziția nodului considerat: marginal sau intermediar
- armături longitudinale ancorate conform cerințelor standardului pentru a putea prelua încărcări laterale
- armături transversale în aceleași condiții, și în plus ancorarea lor în stâlp.

Lățimea efectivă a plăcii  $b_{eff}$  (fig. 2.6) este:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (2.4)$$

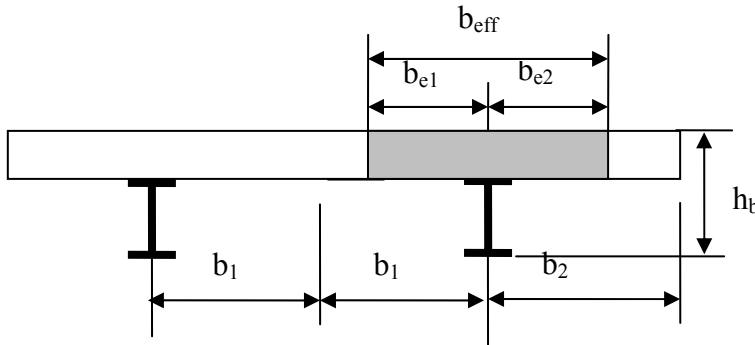


Fig. 2.6. Definierea deschiderilor echivalente pentru lățimea activă a tăpii de beton

conform Eurocode8 / P 1 0 0 / 1 - 0 6

Tabelul 2.1 Lățimea efectivă parțială a plăcii grinzilor compozite

$b_e$	Condiții de alcătuire din zona nodului grindă-stâlp	$b_e$ pentru calculul momentului capabil $M_{Rd}(\text{plastic})$	$b_e$ pentru calculul rigidității I(elastic)
A. Stâlp interior	Există sau nu grindă transversală	Pentru $M^-$ : 0,1l Pentru $M^+$ : 0,075l	
B1. Stâlp exterior	Există o grindă marginală transversală rezemată pe stâlp, cu conexiune totală cu placa și armături suplimentare în placă $A_T$ și $A_S$ , corespunzător ancorate de conectori	Pentru $M^-$ : 0,1l Pentru $M^+$ : 0,075l	Pentru $M^-$ : 0.05 l Pentru $M^+$ : 0,0375 l
B2. Stâlp exterior	Există o fâșie de placă în consolă față de stâlp în care armăturile longitudinale se ancorează cu bucle.	Pentru $M^-$ : 0,1l Pentru $M^+$ : $b_c/2 + 0,7h_c/2$ sau $h_c/2 + 0,7b_c/2$	
B3. Stâlp exterior	Există un dispozitiv adițional fixat de talpa stâlpului cu o lățime $b_{el}$ mai mare decât lățimea tăpii stâlpului $b_c$ , iar	Pentru $M^-$ : 0,1l Pentru $M^+$ : $b_c/2 + 0,7h_c/2$	Pentru $M^-$ : 0.05 l

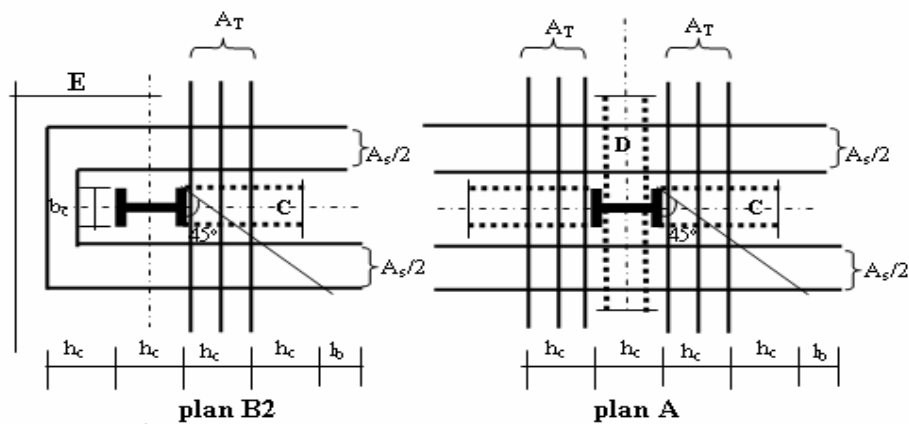
$b_e$	Condiții de alcătuire din zona nodului grindă-stâlp	$b_e$ pentru calculul momentului capabil $M_{Rd}(\text{plastic})$	$b_e$ pentru calculul rigidității I (elastic)
	armăturile longitudinale din placă nu sunt ancorate	sau $h_c/2 + 0,7b_c/2$	Pentru $M^+$ : $0,0375 I$
B4. Stâlp exterior	Nu există element transversal sau armăturile longitudinale nu sunt ancorate de stâlp	Pentru $M^-$ : 0 Pentru $M^+$ : $b_c/2$ sau $h_c/2$	Pentru $M^-$ : 0 Pentru $M^+$ : $0,0025 I$

unde:  $h_c, b_c$  – sunt notațiile din fig. 2.7

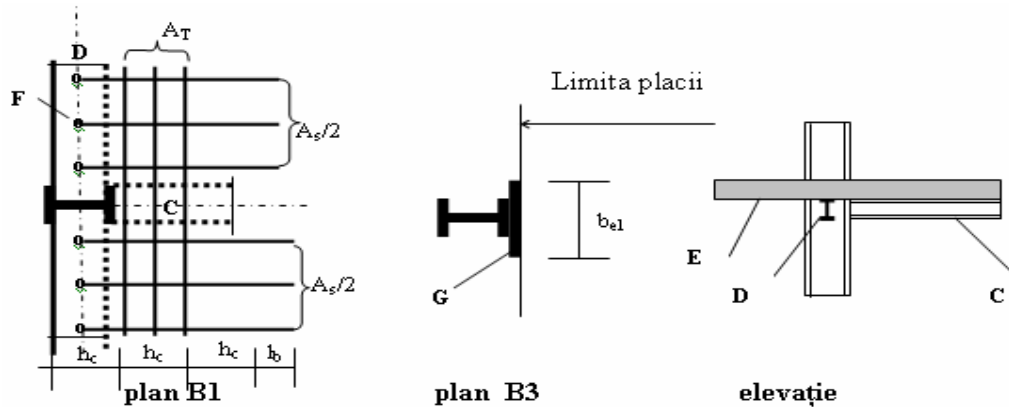
$I$  – deschiderea grinzii în zona considerată

Lățimile efective parțiale ale plăcii situate de o parte și de alta a axei grinzii,  $b_{e1}$  și respectiv  $b_{e2}$  utilizate pentru calculul momentelor capabile  $M_{Rd}$  și respectiv a rigidităților  $EI$  se vor determina conform tabelului 2.1. Aceste valori nu vor depăși jumătatea distanțelor între grinzi ( $b_1$ ) și distanța până la marginea liberă a plăcii ( $b_2$ ). Valorile date în tabel sunt valabile în condițiile în care în placă sunt prevăzute armăturile suplimentare conform fig. 2.7.

Cazurile A, B1, B2, B3 prevăzute în norme sunt ilustrate în fig. 2.7.







- A - Nod interior      B - Nod exterior      C - Grindă compozită  
 D - Grindă marginală compozită    E - Fâșie de placă în consolă față de stâlp  
 F - Conectori    G - Dispozitive suplimentare sudate de stâlp

Fig. 2.7. Dispunerea barelor suplimentare  $A_s$ ,  $A_T$  și situații de evaluare ale lățimii efective de placă

Din problematica prezentată se poate remarca faptul că, armăturile luate în considerare la calculul lățimii efective de placă, respectiv al momentelor capabile plastice pentru grinda compozită, trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

- Armătura longitudinală:
  - se ancorează de conectorii de forfecare fixați pe riglele transversale, sau
  - formează bucle de ancoraj în jurul stâlpilor din nodul considerat.
- Armătura transversală:
  - este dispusă pe lungimea  $h_c$  de la fața stâlpului, în cazul în care mecanismul de transfer al eforturilor de la grindă la stâlp se bazează pe rolul de tirant al acesteia
  - este dispusă pe lungimea  $1,5b_{eff}$ , dacă armătura transversală are rol de freta pentru betonul din jurul stâlpului.

Prin detalierea calculului lățimii efective de placă pentru cazuri particulare, și separarea calculului caracteristicilor geometrice pentru rigiditate și capacitate portantă, evaluarea rezistențelor în zonele disipative este obținută cu un grad ridicat de precizie.

Totuși, prin teoriile adoptate de standarde, nu au fost discutate încă toate punctele de vedere ce pot apare relativ la acest subiect datorita complexității factorilor ce influențează lățimea efectivă a plăcii. Astfel, o nouă abordare a subiectului a apărut la Universitatea din Trento (Amadio, Fragiaco ș.a.) [3], [4], [24], [25], care consideră că la evaluarea lățimii efective de placă în domeniul plastic trebuie luați în considerare următorii parametri:

- distribuția, cantitatea și tipul de armătură din placă
- clasa secțiunii de oțel (se cunoaște faptul că dacă voalarea locală are loc prematur, momentul plastic maxim în ansamblul secțiunii nu mai poate fi atins)

- numărul și tipul conectorilor (gradul conexiunii de forfecare – de mare importanță în stadiul elastic, și care poate conduce la cedarea prematură a conexiunii în stadiul plastic)
- cedarea de forfecare a plăcii (ruperea fragilă, ce poate fi evitată printr-o proiectare adecvată a grosimii plăcii și a armării transversale)
- tipul încărcării (ciclică sau nu)
- gradul de confinare al betonului (important în mod particular în cazul plăcii comprimate, legat de prezența armăturii transversale)

Noutatea rezidă din luarea în considerare a posibilității ruperii fragile a plăcii și evitarea acesteia. Din această cauză, în zonele de moment pozitiv, unde resursele de ductilitate ale betonului sunt limitate, se păstrează valoarea din EC4, respectiv  $b_{ei}/8$ , iar pentru zona de moment negativ se consideră o valoare mai mică, și anume  $b_{ei}/4$ . Propunerea prezentată se situează între valorile acceptate în cele două standarde de referință EC8 și EC4. În comparație cu prevederile EC8 nu se specifică influența modului de ancorare al barelor de armătură ductile și/sau influența grinzilor transversale asupra valorii  $b_{eff}$

## 2.2. Probleme de proiectare seismică la cadre compozite

Dimensionarea la seism a structurilor se poate realiza în moduri diferite, în funcție de intensitatea și frecvența cutremurelor și de destinația clădirii. Astfel, se poate dori evitarea oricărei deteriorări a structurii, chiar și pentru elemente nestructurale, pentru structuri cu destinații speciale (spital de exemplu), sau seismul din zona respectivă este relativ de slabă intensitate și de frecvență mare. Într-un asemenea caz, structura trebuie să rămână în domeniul elastic și deplasările trebuie limitate. Parametrul principal este deci evaluarea corectă a deplasărilor structurii, ceea ce implică o evaluare precisă și corectă a rigidităților și deci a lățimilor efective în domeniul elastic. O dimensionare mai puțin riguroasă ar implica numai controlul rezistenței elementelor, fără limitarea deplasărilor în starea limită de serviciu.

În cazul unui cutremur de grad seismic mai mare, cu perioadă de revenire foarte mare, starea limită finală este o stare limită „ultimă”. Structura poate fi puternic deteriorată și să suporte deformații ireversibile importante, dar echilibrul global al structurii trebuie păstrat. Structura trebuie să fie capabilă să suporte deplasări laterale importante, fără deteriorări substanțiale ale capacității portante la încărcări verticale. În afară de rezistență, zonele puternic solícitate trebuie să fie suficient de ductile pentru a-și păstra rezistența dincolo de plastificarea zonei. Principiul unei astfel de dimensionări este dimensionarea la capacitatea portantă. Se aleg zonele structurii în care se dorește disiparea energiei datorate seismului. Se definesc zonele plastice – cele mai puțin rezistente comparativ cu celelalte – care vor absorbi energia din seism. Aceste zone de plastificare sunt alese pentru a forma un mecanism global de cedare fără a antrena și prăbușirea structurii. La structurile în cadre, conformarea structurii este corectă din acest punct de vedere atunci când zonele plastice potențiale sunt dirijate spre extremitățile grinzilor. Dificultatea de proiectare constă în stabilirea rigidității și rezistenței acestor elemente astfel încât curgerea să aibă loc în zonele indicate.

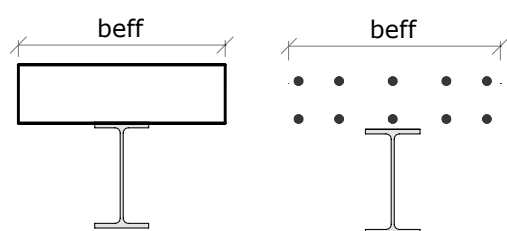
Metoda de referință pentru proiectarea seismică este metoda de calcul modal cu spectre de răspuns, cu combinarea efectelor componentelor acțiunii seismice. Comportarea structurii este reprezentată printr-un model liniar-elastic, iar

acțiunea seismică este descrisă prin spectre de răspuns de proiectare. Se ține seama de disiparea energiei acumulate prin plasticizarea zonelor de disipare cu ajutorul factorului de comportare  $q$ , divizor al spectrului elastic. Se verifică apoi ca în fiecare zonă critică valoarea de proiectare a efectului efortului secțional  $E_d$  să fie inferioară valorii corespunzătoare a efortului capabil de calcul  $R_d$ . Pentru ca metoda să fie aplicabilă, trebuie îndeplinite următoarele deziderate:

- definirea cu un grad de precizie acceptabil a caracteristicilor elastice  $EI$  pentru grinzi în zonele curente și în zonele de disipare pentru modelarea structurii; în particular, trebuie ca aceste caracteristici să conducă la o evaluare corectă a perioadelor de vibrații ale structurii, deoarece eforturile  $E_d$  depind de acestea.
- definirea momentelor capabile plastice  $M_{Rd}$  pentru zonele plastice potențiale
- alegerea coeficienților de multiplicare a eforturilor de calcul pentru zonele nedisipative (stâlpi) funcție de rezistențele plastice ale zonelor disipative (similar cu calculul eforturilor în stâlpi conform P100-92)
- să putem verifica dacă ductilitatea zonelor plastice potențiale este suficientă
- estimarea corectă a factorului de comportare  $q$

### 2.2.1. Rigiditatea EI

#### Generalități



a. secțiune nefisurată      b. secțiune fisurată  
Fig. 2.8. Ipoteze de calcul pentru determinarea rigidității secțiunilor compuse

calcularea unei secțiuni echivalente din oțel, unde lățimea efectivă a betonului este redusă la o lățime echivalentă a oțelului prin intermediul raportului dintre modulele de elasticitate ale oțelului și betonului  $n = \frac{E_a}{E_c}$ . Calculul rigidității unei secțiuni compozite fisurate nu ține seamă decât de armăturile plăcii care se află pe lățimea efectivă.

#### Modulul de elasticitate $E_c$

Modulul de elasticitate  $E_c$  al betonului este un factor ce poate influența rigiditatea unei secțiuni nefisurate. Valorile propuse în codurile de proiectare sunt în general valori secante ale modului de rezistență, care au fost stabilite pentru o evaluare de siguranță a deplasărilor. Pentru calculul raportului  $n$ , prEN1994 consideră că pot apare două situații, și anume:

- se va considera un raport al modulelor  $n_L$  dacă se ia în considerare contractia și curgerea lentă, care devin importante în cazul turnării grinzilor în etape. La calculul acestuia se ține cont de tipul încărcărilor la care este supus elementul și timpul la care se aplică acestea după turnare.

- se consideră un raport  $n$  cu valoarea prezentată mai sus dacă contracția și curgerea lentă nu au efecte importante. Pentru calculul momentului de inerție în domeniul elastic modulul de elasticitate al betonului este  $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2}$ , unde

$E_{cm}$  este modulul secant al betonului pentru încărcări de scurtă durată.

Se poate observa că alegerea clasei betonului va influența vizibil rigiditatea secțiunii grinzii. Pentru aceasta, Eurocode4 limitează utilizarea claselor de beton la proiectarea elementelor compozite între C20/25 până la C62/75, respectiv în valori ale modulului de elasticitate  $E_{cm}$  între 29 și 37 N/mm<sup>2</sup>.

Versiunea actuală a Eurocode 8 are o abordare mai unitară relativ la alegerea acestei valori, introducând o valoare constantă pentru raportul modulelor,  $n=7$  pentru toate tipurile de beton, ceea ce conduce la o valoare constantă a modulului  $E_c = 30$  N/mm<sup>2</sup>.

### **Considerarea efectelor fisurării betonului**

Pentru încărcări verticale și acțiunea vântului, la calculul global elastic, Eurocode 4 permite utilizarea unei lățimi efective constante în fiecare deschidere. Valorile se consideră pentru secțiunea nefisurată, fiind  $b_{eff,1}$  la mijlocul deschiderii (fig. 2.1) pentru o deschidere sprijinită la ambele capete, și  $b_{eff,2}$  pe reazemul unei console. Analiza elastică nefisurată folosește rigiditatea la încovoiere  $E_a I_1$  a secțiunii nefisurate. Această metodă mai este denumită și „calcul fără fisuri”. Eventual, într-o a doua etapă, se poate face un calcul mai detaliat dacă în fibra extremă a betonului întins se atinge dublul rezistenței la întindere a betonului. În acest caz se poate utiliza rigiditatea  $E_a I_2$  a secțiunii fisurate, calculate cu lățimea efectivă pe reazem. Se admite și o simplificare, pentru grinzile compozite cu talpa de beton deasupra secțiunii de metal, și pentru rapoarte ale deschiderilor adiacente mai mari de 0,6: se utilizează  $E_a I_2$  pentru peste 15% din deschidere de fiecare parte a reazemelor, și  $E_a I_1$  în rest.

Pentru calculul la încărcări din seism, Eurocode 8 prevede două metode alternative de considerare a rigidității grinzilor, fără a preciza cazurile în care este utilizabilă una sau alta dintre metode:

- Rigiditatea este variabilă în lungul deschiderii, funcție de semnul momentului încovoietor:  $E_a I_1$  pentru moment pozitiv (beton nefisurat), și  $E_a I_2$  pentru zonele de moment negativ (beton fisurat), în fiecare zonă diferind și lățimea efectivă de placă, conform tab. 2.1. Metoda prezintă dezavantajul stabilirii zonelor de compresiune/întindere. În cazul combinațiilor din seism, aceste zone sunt alternante, și de aici rezultă îngreunarea calculului eforturilor și deplasărilor în structură.
- Rigiditate constantă în lungul deschiderii grinzii, pornind de la un moment de inerție echivalent  $I_{eq} = 0,6I_1 + 0,4I_2$ . Dezavantajul acestei metode constă în subevaluarea zonei comprimate, care va fi considerată în proporție de 40% fisurată.

### 2.2.2. Momentul capabil plastic pentru dimensionarea la încovoiere $M_{Rd}$

Dimensionarea structurilor la capacitatea portantă implică cunoașterea ordinei de apariție a articulațiilor plastice. Pentru aceasta trebuie să considerăm două tipuri de momente capabile în zonele disipative:

- Rezistențe minime nominale la moment pozitiv și negativ. Aceste momente de rezistență servesc la dimensionarea zonelor disipative și trebuie să reprezinte limite inferioare de rezistență în lungul elementului structural. La calculul lor se ține seama doar de armăturile ductile. Se iau în considerare coeficienții parțiali de siguranță pentru material.
- Rezistențe maxime la moment pozitiv și la moment negativ. Servesc la dimensionarea zonelor adiacente zonelor disipative, care trebuie să rămână elastice. Aceste momente trebuie să țină seama de rezistența „reală” din zonele disipative, și deci de toți factorii care determină rezistența grinzii. Pentru a se evita ruperea în zone nedisipative, Eurocode 4 a introdus un coeficient de majorare a momentelor de rezistență a grinzilor compuse de 1,20 la dimensionarea nodurilor. În Eurocode 8 acest coeficient este de 1,30 pentru dimensionarea la capacitate portantă a stâlpilor și de 1,35 pentru noduri.

Se pot prezenta diverși factori menționați în normativele actuale, care asigură siguranța în proiectare a rezistențelor de dimensionare:

- diferența dintre rezistența reală a materialelor și rezistențele de calcul, date prin coeficienții parțiali de siguranță;
- armăturile considerate neductile cum sunt plasele de armătură, care aduc o rezistență suplimentară, chiar dacă nu se contează pe ductilitatea lor;
- efectul nivelului de deformație asupra rezistenței materialelor.

#### ***Lățimea efectivă a tălpii de beton***

Un alt factor ce contribuie la modificarea valorilor rezistențelor plastice este valoarea de calcul a lățimii efective de placă. Așa cum s-a menționat în 2.1.3, valorile de calcul a lățimilor efective depind de o multitudine de parametri:

- tipul încărcării la care este supusă grinda;
- zona din lungul grinzii pentru care se calculează;
- tipul și poziția geometrică a reazemului pentru care se calculează;
- capacitatea armăturilor longitudinale și transversale de a prelua încărcări seismice;
- semnul momentului încovoiator în zona de calcul.

În decursul unui proces de proiectare obișnuit, toți acești factori își modifică caracteristicile, pentru fiecare combinație de încărcări în parte, fapt ce poate conduce la o supraarmare a grinzilor, iar în cazuri extreme la o rezistență plastică reală în grindă superioară celei din stâlpi și deci mutarea zonelor disipative la extremitățile superioare ale acestora.

#### ***Armături efective la întindere***

Barele de armătură longitudinală luate în considerare la calculul rezistenței plastice negative, depinde de asemenea de tipul încărcărilor la care este supus elementul și de lățimea efectivă a plăcii de pe care sunt considerate acestea:

- Eurocode 4, consideră la calculul momentelor plastice toate armăturile longitudinale aflate pe lățimea efectivă de placă în zona considerată. Acest lucru se referă doar la evaluarea rezistențelor plastice sub încărcări verticale.
- Pentru încărcări din seism, Eurocode 8 diferențiază modul de considerare al armăturilor capabile să preia seismul funcție de poziția grinzii în planul orizontal al structurii:
  - Pentru grinzi ancorate de stâlpi intermediari, se iau în considerare la calcul toate armăturile longitudinale aflate pe lățimea efectivă egală cu 0,1 din deschidere;
  - Pentru grinzi ancorate de stâlpi exteriori:
    - Dacă există o consolă a plăcii de beton aflată la partea exterioară, se iau în considerare armăturile longitudinale de pe lățimea efectivă 0,1l, ancorate cu buclă în jurul stâlpului;
    - În cazul existenței grinzilor transversale, se iau în considerare armăturile longitudinale de pe lățimea efectivă 0,1l, ancorate de conectorii de pe grinzile transversale;
    - Dacă nici una din aceste condiții nu este îndeplinită, nu se va lua în considerare nici o armătură longitudinală, iar lățimea efectivă a plăcii de beton de pe care sunt considerate în calcul armăturile, este 0.

### 2.2.3. Ductilitatea

Ductilitatea este o caracteristică primordială a structurilor proiectate să reziste la seism prin formarea unui mecanism plastic global. De aceea definiția ductilității este de maximă importanță în proiectarea structurilor.

Ductilitatea poate fi definită ca și capacitatea unei structuri și a diferitelor elemente selecționate din aceasta, de a se deforma inelastic fără pierderea exagerată a rezistenței și rigidității. Conform literaturii de specialitate, se pot considera 4 moduri de cuantificare a ductilității unei structuri: ductilitatea de material, ductilitatea de secțiune, ductilitatea de rotație și ductilitatea de element. Prima este legată de capacitatea de deformație locală a materialelor, a doua este asociată cu capacitatea de rotație pentru o secțiune a unei grinzi, a treia este legată de capacitatea de rotație la capetele grinzii, respectiv de noduri, iar ultima se referă la comportamentul global al structurii, respectiv la deplasarea acesteia (tab. 2.2).

#### Ductilitatea de material

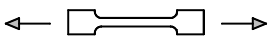
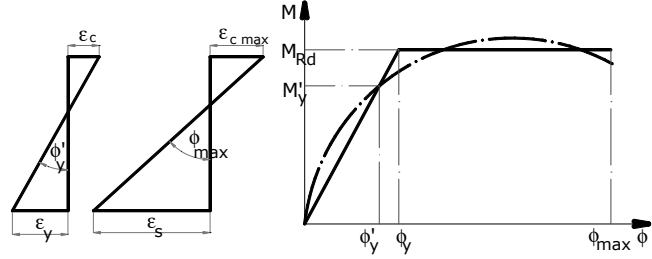
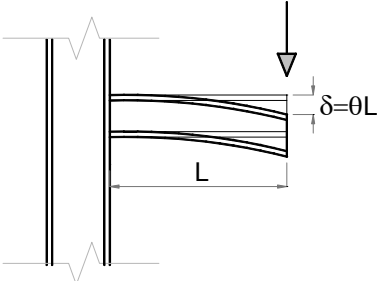
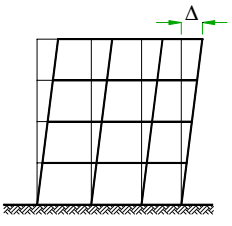
Sursa ductilității este capacitatea materialelor de a suporta deformații plastice fără o reducere importantă a tensiunii. Se definește ca raportul între deformația specifică totală  $\varepsilon$  și deformația specifică elastică  $\varepsilon_y$ . Este evident că betonul simplu are ductilitate de material foarte scăzută. Alegerea rațională a armării elementului putând duce la o îmbunătățire considerabilă a ductilității de material.

#### Ductilitatea de secțiune

La grinzi, capacitatea de rotație din articulațiile plastice este cea care interesează. Se poate defini o ductilitate de curbură (rotație pe unitatea de lungime), ca fiind raportul dintre curbura maximă  $\phi_{\max}$  și curbura elastică  $\phi'_y$ . În cazul unei secțiuni compozite, trebuie făcută deosebirea între rotația la încovoiere pozitivă și negativă. La moment pozitiv, curbura elastică este corelată cu curbura primei limite elastice, ce corespunde fie deformației limite elastice a oțelului ( $\varepsilon_y = f_y/E_a$ ), fie deformația

limită elastică a betonului ( $\varepsilon_c = 1.5\text{‰}$ ). Curbura ultimă este în general controlată prin atingerea deformației limită ultimă în beton ( $\varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$ ) și de deformația limită ultimă a oțelului ( $\varepsilon_r = 15\%$ ). (capacitatea de deformație a oțelului este superioară)

Tabelul 2.2 Nivele de definire a ductilității

Ductilitate de material - deformație material -	$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}$	
Ductilitate de secțiune - curbura grinzi -	$\mu_\phi = \frac{\phi_{max}}{\phi'_y}$	
Ductilitate de rotație - noduri -	$\mu_\theta = \frac{\theta}{\theta_y} = \frac{\delta}{\delta_y}$	
Ductilitate de element - deplasare structură-	$\mu_\Delta = \frac{\Delta}{\Delta_y}$	

Cei mai importanți factori care afectează ductilitatea de secțiune, conform cu Paulay și Priestley [37], sunt:

- Alungirea ultimă a betonului  $\varepsilon_{cu}$ , deoarece deformația specifică ultimă a betonului controlează de obicei curbura ultimă, valori mai ridicate ale acesteia conducând la o ductilitate de secțiune sporită.
- Forța axială crește înălțimea zonei comprimate la curgere și la alungirea ultimă, ceea ce rezultă în creșterea curburii la curgere  $\phi_y$  și a reducerii pentru curbura ultimă. În consecință, ductilitatea de secțiune scade.

- Rezistența la compresiune a betonului sporită: o creștere a  $f_{ck}$  reduce înălțimea zonei comprimate la curgere și la deformația ultimă, de unde o curbura de curgere  $\phi_y$  mai mică, iar cea ultimă  $\phi_m$  mai mare. În consecință, ductilitatea de secțiune  $\mu_\phi$  crește. Se poate remarca faptul că odată cu creșterea clasei betonului, alungirea ultimă scade, astfel încât pentru betoanele de clasă foarte ridicată, ductilitatea secțiunii poate să scadă.
- Limita de curgere a armăturii mai ridicată conduce la o deformație specifică de curgere  $\epsilon_y$  mai mare și deci la o ductilitate de secțiune  $\mu_\phi$  redusă. Acest lucru influențează și curbura negativă

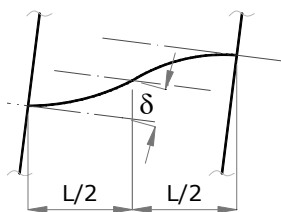


Fig. 2.9. Calculul parametrului convențional de rotație plastică  $\theta_p$

#### Ductilitatea de rotație

O ductilitate de rotație importantă nu poate fi obținută numai dacă deformațiile plastice au posibilitatea să se dezvolte pe o lungime suficientă a elementului. Pentru a putea vorbi de capacitatea de rotire a nodului, trebuie luată în considerare și ductilitatea de rotație a grinzii, care asociază curbării noțiunea de lungime.

Ductilitatea de rotație a grinzii se definește ca fiind raportul dintre rotația maximă totală a articulației plastice  $\theta$  și rotația elastică  $\theta_y$ . Parametrul de rotație plastică este definit ca  $\theta_p = \delta/0,5L$ , unde  $\delta$  este

săgeata grinzii la mijlocul deschiderii, iar  $L$  deschiderea grinzii (fig. 2.9).

#### Ductilitatea de element

Ductilitatea de element reprezintă o unitate de măsură a ductilității globale a structurii, și este definită ca raportul deplasării laterale totale ( $\Delta = \Delta_y + \Delta_p$ ), și deplasarea laterală elastică  $\Delta_y$ . Ea poate fi direct comparată cu ductilitatea necesară pentru a rezista la seism, și care este dată de factorul de comportare  $q$  a structurii. Deplasarea laterală ar trebui să fie considerată în centrul de greutate al forțelor seismice, dar în general este luată la nivelul planșeului peste ultimul nivel fără mare eroare.

Pentru diverse structuri se poate determina relația între ductilitatea locală (de secțiune sau de curbură) și ductilitatea globală (de structură). La structurile întregi, relația între cele două este complexă, deoarece depinde de topologia structurii, de distribuția rigizărilor, etc. În [43] se tratează ca exemplu o structură sub formă de consolă din beton armat încastrată în teren. Pentru aceasta, după atingerea momentului plastic în articulația plastică, se înregistrează rotiri la un moment constant. Rotirea din articulația plastică este egală cu  $\theta_p = \phi_p L_p = (\phi_{max} - \phi_y) / L_p$ , unde  $L_p$  este lungimea din grindă pe care se înregistrează deformații inelastice. Deplasarea de la vârful elementului după formarea articulației plastice, se datorează în totalitate rotirii din articulația plastică. În ipoteza în care articulația plastică se consideră la mijlocul lungimii  $L_p$ , deplasarea vârfului structurii din rotirea în articulația plastică este egală cu  $\Delta_p = \theta_p (L - 0,5L_p)$ . Folosind expresiile de mai sus, se poate stabili următoarea relație între ductilitatea de element  $\mu_\Delta$  și ductilitatea la nivel de secțiune  $\mu_\phi$ :

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} (L - 0,5L_p) \quad (2.5)$$

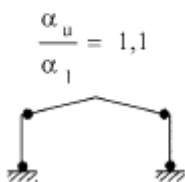
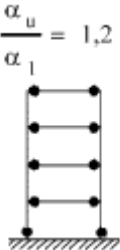
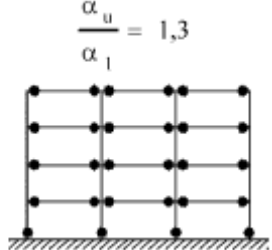


Relația (2.5) indică faptul că ductilitatea de element  $\mu_{\Delta}$  nu este egală cu ductilitatea de secțiune  $\mu_{\phi}$ . În general valoarea ductilității la nivel de element este mai mică decât cea la nivel de secțiune.

*Influența redistribuției momentelor asupra ductilității structurii*

Redistribuția momentelor influențează ductilitatea de element și în final ductilitatea de structură, motiv pentru care aceasta este permisă numai în cazuri specifice. Astfel, Eurocode 4 permite redistribuirea momentelor în anumite limite, și numai pentru structurile contravântuite.

Tabelul 2.3 Nivele de definire a ductilității conform EC8

 <p><math>\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1</math></p>	 <p><math>\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2</math></p>	 <p><math>\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3</math></p>								
<p>a. raportul <math>\alpha_u/\alpha_1</math> pentru cadre necontravântuite; zonele disipative permise la extremitățile grinzilor și la baza stâlpilor</p>										
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">STRUCTURAL TYPE</th> <th colspan="2">Ductility Class</th> </tr> <tr> <th>DCM</th> <th>DCH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>a) Moment resisting frames</td> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;"><math>5\alpha_u/\alpha_1</math></td> </tr> </tbody> </table>	STRUCTURAL TYPE	Ductility Class		DCM	DCH	a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_u/\alpha_1$		
STRUCTURAL TYPE		Ductility Class								
	DCM	DCH								
a) Moment resisting frames	4	$5\alpha_u/\alpha_1$								
<p>b. factorul de comportare impus pentru clasele de ductilitate medie (DCM) și mare (DCH) la cadre necontravântuite</p>										

Pe de altă parte, în Eurocode 8 și P100/1-06, se definesc:

$\alpha_1$  – factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării primei articulații plastice în sistem

$\alpha_u$  – factorul de multiplicare a forței seismice orizontale corespunzător formării mecanismului cinematic global

Raportul  $\alpha_u/\alpha_1$ , este deci un factor de „redistribuție plastică”, care permite o apreciere a nivelului capacității de rotație necesară în structură. Cu cât raportul  $\alpha_u/\alpha_1$  este mai mare, cu atât ductilitatea de rotație locală trebuie să fie mai mare pentru a putea realmente atinge valoarea  $\alpha_u$ . Valori de siguranță pentru raportul  $\alpha_u/\alpha_1$  sunt date în Eurocode8 (tabelul 2.3). Ductilitatea globală necesară este cu atât mai mare cu cât raportul  $\alpha_u/\alpha_1$  este mai mare. Aceasta se traduce prin valoarea factorului de comportament  $q$ :

$$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (2.6)$$

Scopul redistribuirii momentelor este de a dimensiona secțiunile de o manieră mai economică, astfel încât rezistența secțiunilor să corespundă cel mai bine diagramei de solicitări, pentru ca materialele să fie utilizate corespunzător, articulațiile plastice să se formeze de o manieră mai apropiată de cea dorită, iar raportul  $\alpha_u/\alpha_1$  care apreciază raportul forțelor dintre formarea primei articulații plastice și formarea celei

din urmă să fie cât mai mic posibil. Raportul  $\alpha_u/\alpha_1$ , la limită va tinde la 1, dacă redistribuirea este perfectă.

O redistribuire a momentelor are ca efect reducerea secțiunilor, deci structura devine mai puțin rigidă, crește perioada proprie de vibrație, și eforturile de dimensionare pot scădea.

Dacă prin redistribuția momentelor sunt micșorate momentele negative și mărite momentele pozitive, se va micșora momentul de rezistență negativ micșorând secțiunile armăturilor, care se vor plastifica la o solicitare mai mică decât cea la care ele ar fi fost dimensionate pentru un moment neredus. Cererea de ductilitate a armăturilor va fi mai mare în raport cu o dimensionare fără redistribuire. Pe de altă parte, momentul negativ conduce la o compresiune în partea inferioară a profilului metalic. Această compresiune poate provoca o voalare locală. Dacă se reduce secțiunea armăturilor, avem mai puține probleme de voalare, și capacitatea de rezistență în această zonă a primei plastifieri crește.

În concluzie putem spune că pentru o structură calculată cu redistribuire de momente se modifică următorii parametri:

- Aria de armătură scade
- Perioada proprie de vibrație a structurii crește la redistribuirea momentelor
- Eforturile de calcul scad
- Valoarea factorului de multiplicare  $\alpha_1$  pentru apariția primei articulații plastice scade
- Valoarea factorului de multiplicare  $\alpha_u$  pentru apariția ultimei articulații plastice scade
- Valoarea factorului de comportare  $q$  scade.

Din datele prezentate mai sus se poate face doar o comparație din punct de vedere economic al celor două tipuri de dimensionări, pentru o comparație tehnică fiind necesar un exemplu de calcul de structură în ambele variante. Totuși, putem spune că redistribuirea prezintă avantaje atât din punct de vedere economic (secțiuni mai mici) cât și din punct de vedere al performanțelor structurii ( $\alpha_u/\alpha_1$  tinde la 1), doi parametri fiind favorabili acestei concluzii:

- Reducerea secțiunilor poate produce o diminuare a solicitării seismice
- Reducerea procentului de armare în zona de moment negativ poate să permită dimensionarea unor secțiuni mai ductile din punct de vedere al riscului de voalare locală a profilului metalic.

#### **2.2.4. Evaluarea ductilității locale a secțiunilor**

Ductilitatea secțiunilor compozite la încărcări laterale este determinată de capacitățile de rotație a secțiunilor la moment pozitiv și/sau negativ.

##### Zonele de moment pozitiv

Într-o secțiune compozită, ductilitatea de „încovoiere pozitivă” este controlată prin strivirea betonului din placă și/sau prin plastifierea oțelului din talpa întinsă a profilului metalic. Ruperea ductilă corespunde celui de-al doilea caz, și un mod de a evita strivirea betonului este de a controla poziția axei neutre plastice,

adică de a limita raportul  $x/d$  (EC4-structuri compozite și EC2-beton armat) adică a limita curbura secțiunii supusă la moment plastic pozitiv.

În prSR EN 194-1-1 (2004) o limitare a raportului  $x/d$  apare în două cazuri:

- În cazul unei analize globale plastice, capacitatea de rotație poate fi presupusă suficientă pentru oțel S355 dacă  $x < 0,15d$  în orice deschidere în care mai mult de jumătate din încărcarea totală de calcul pentru acea deschidere se concentrează pe o lungime de  $1/5$  din deschidere. Această regulă foarte severă se justifică prin faptul că acțiunile curente din grupări fundamentale nu trebuie să conducă la strivirea betonului. Această regulă nu se aplică și atunci când se arată că articulația va fi cea din urmă care se va forma în acea deschidere și că ea nu necesită o ductilitate importantă.
- În cazul momentului capabil plastic pozitiv la încovoiere pentru secțiuni ce conțin oțel S420 și S460, trebuie să se considere valori reduse ale momentului plastic pentru secțiunile în care  $x_{pl}/d$  este superior lui  $0,15$ . Această reducere este liniară începând de la  $M_{Rd}$  cu  $x_{pl}/d=0,15$  până la  $0,85M_{Rd}$  cu  $x_{pl}/d=0,4$ . De la  $x_{pl}=0,4$ , momentul de rezistență este un moment elastic al secțiunii.

Plumier (Raport ICONS 2002) [45] propune o formulă bazată pe același principiu de limitare a deformațiilor din fibrele extreme ale oțelului și betonului dintr-o secțiune compozită:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_a} \quad (2.7)$$

unde:

$\varepsilon_{cu}$  – alungirea specifică la rupere a betonului sub încărcări ciclice

$\varepsilon_a$  – alungirea specifică totală a oțelului în starea limită ultimă

În acest caz, valorile considerate pentru  $\varepsilon_{cu}$  constituie punctul critic în definirea lui  $x/d$ . La nodul grindă-stâlp, betonul este armat și limitat lateral de către placă și armăturile sale, ceea ce înseamnă că deformația finală de rupere poate să fie cu mult superioară valorii de  $3,5\%$ . Gradul de limitare nu poate fi definit prin similaritate cu ancorarea grinzii de beton armat în stâlp din beton armat, și o evaluare corectă a lui  $\varepsilon_{cu}$  este dificilă fără măsurarea deformației betonului într-o configurație reală a nodului supus la o încărcare ciclică. Aceste valori nu există în prezent, iar la preluarea acestei relații în Eurocode 8 s-au considerat valori de siguranță care se referă la încărcări statice uniaxiale.

La calculul la acțiuni seismice, P100-1/06 limitează raportul  $x/h_b$  ( $h_b$  este notația din P100 pentru înălțimea secțiunii compozite) funcție de clasa de ductilitate și tipul oțelului, după cum urmează:

Tabelul 2.4. Valori maxime ale înălțimii relative a zonei comprimate din beton pentru asigurarea ductilității grinzilor din oțel compozite cu placă de beton

Clasa de ductilitate	q	$f_y$	$(x/h_b)_{max}$
H	$q \geq 4$	355	0,20
H	$q \geq 4$	235	0,27
M	$1,5 < q < 4$	355	0,27
M	$1,5 < q < 4$	235	0,36

În normele americane AISC (2005) pentru structuri compozite supuse la încărcări seismice se prezintă formula:

$$Y_{PNA} \leq \frac{Y_{CON} + d_b}{1 + \left( \frac{1700F_y}{E} \right)} \quad (2.8)$$

Unde:

$Y_{PNA}$  – înălțimea zonei comprimate;

$Y_{CON}$  – distanța de la fibra superioară a grinzii metalice la fibra superioară a betonului;

$d_b$  – înălțimea profilului metalic;

$F_y$  – limita de curgere a profilului metalic;

$E$  – modulul de elasticitate pentru oțel;

Dacă în expresia (2.8) se folosesc simbolurile Eurocode, rezultă:

- înălțimea secțiunii compozite:

$$d = Y_{CON} + d_b \quad (2.9)$$

- înălțimea zonei comprimate  $x = Y_{PNA}$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} x \leq \frac{d}{1 + \left( \frac{1700f_{ya}}{E_a} \right)} \\ \varepsilon_y = \frac{f_{ya}}{E_a} \end{array} \right\} \Rightarrow x \leq \frac{d}{1 + 1700\varepsilon_y} \Rightarrow \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1 + 1700\varepsilon_y} \quad (2.10)$$

De unde, pentru tipurile de oțel indicate în P100 rezultă:

- Pentru oțel S235  $\frac{x}{d} \leq 0,34$
- Pentru oțel S355  $\frac{x}{d} \leq 0,26$

Rezultă că normele americane sunt mai permissive la acest capitol, chiar față de limitările date pentru clasa de ductilitate medie din P100.

#### Zonele de moment negativ

Ductilitatea secțiunilor compozite la moment negativ este asigurată prin restricționarea clasei secțiunii profilului metalic, adică limitând raportul între înălțimea și grosimea suprafeței laterale a secțiunilor la valorile date în Eurocode 3. Clasa inimii grinzii (ENV 1994-1-1) supuse la încovoiere și compresiune depinde de aportul zonei sale comprimate, astfel spus de poziția axei neutre plastice din secțiunea compozită. La moment negativ, poziția axei neutre plastice este legată direct de aria de armătură de pe lățimea efectivă a plăcii. O scădere a procentului de armare corespunde la o deplasare a axei neutre spre talpa liberă, și la o creștere a zonei comprimate a inimii secțiunii. Aplicarea regulilor de ductilitate a condus în final la limitarea inferioară a ariei de armare din lățimea efectivă (prSR EN 1994-1-1):

$$A_s \geq \rho_s A_c \text{ cu} \quad (2.11)$$

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (2.12)$$

unde:

- $A_c$  – aria activă a tălpi de beton;
- $f_y$  – valoarea nominală a rezistenței la curgere a armăturii rigide în  $N/mm^2$ ;
- $f_{sk}$  – rezistența caracteristică la curgere a armăturii;
- $f_{ctm}$  – rezistența medie la întindere a betonului, (EN 1992-1-1, tabelul 3.1 sau tabelul 11.3.1)
- $k_c$  – coeficient care ține seama de distribuția de eforturi unitare pe secțiune, imediat înainte de fisurare
- $\delta$  – este egal cu 1,0 pentru secțiuni transversale din clasa 2, și egal cu 1,1 pentru secțiuni transversale din clasa 1, secțiuni în care se produc rotiri ale articulațiilor plastice.

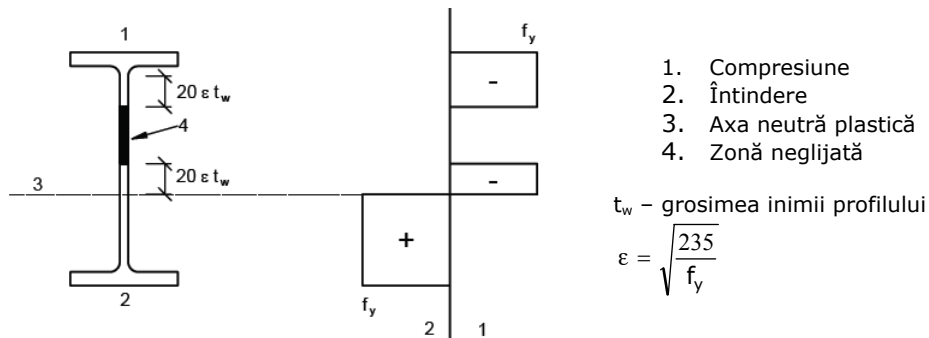


Fig. 2.10. Clasa 2 efectivă pentru inimă

Conform prEN1993-1-1:2004 [68], ductilitatea secțiunii este influențată de clasa secțiunii profilului metalic. Pentru întreaga secțiune se adoptă clasa cea mai mică corespunzătoare elementelor componente ale secțiunii. Excepție face cazul în care inima profilului este de clasă 3 iar tălpile de clasă 1 sau 2. În acest caz, întreaga secțiune se consideră de clasă 2, iar zona comprimată a inimii va fi înlocuită cu de două zone adiacente de lungime  $20\varepsilon t_w$  de o parte și de alta, ca în fig. 2.10.

Standardul australian pentru structuri compozite, AS2327.1-96 prevede o secțiune efectivă funcție de zveltețea elementelor componente ale profilului metalic, reducând astfel secțiunile din clase mai mari la clasa 1 sau 2. Funcție de limitele de zveltețe corespunzătoare, care depind de cerințele de rezistență și ductilitate ale secțiunii transversale ale grinzilor supuse la încovoiere, sunt date următoarele clase:

- a. **Secțiuni compacte.** Secțiunile transversale din această clasa pot atinge momentul capabil plastic și au capacitate de rotire suficientă pentru a permite dezvoltarea unei articulații plastice.
- b. **Secțiuni non-compacte.** Secțiunile din această categorie pot atinge momentul capabil elastic, dar nu și pe cel plastic
- c. **Secțiuni zvelte.** Nu sunt capabile să atingă momentul capabil elastic.

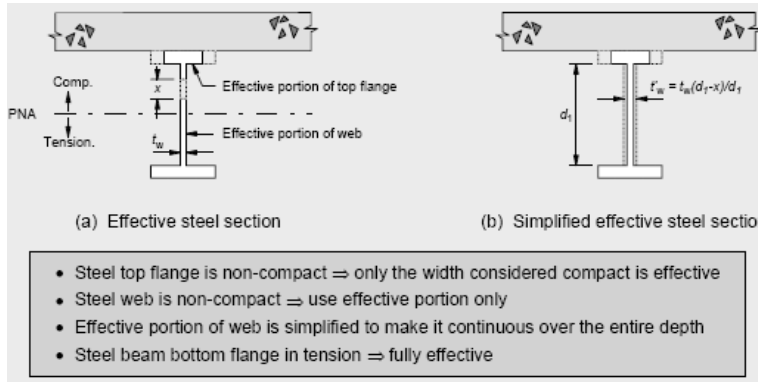


Fig. 2.11. Secțiunea efectivă  
a. talpa superioară non-compactă.  
b. inima non-compactă

face funcție de zveltețea fiecărui element în parte. Astfel, profilul metalic este împărțit în elemente plate (inimă, tălpi, etc), și pentru fiecare în parte se determină dacă este element compact (solicitat doar la întindere) sau nu. Aria elementelor compacte este egală cu aria lor efectivă. În caz contrar, se elimină zonele comprimate, aria efectivă fiind egală aproximativ cu zona întinsă a elementului.

### 2.2.5. Concepte europene de proiectare referitoare la cadre compozite situate în zone seismice

Pe plan european, s-a desfășurat în ultimii ani un important proiect de cercetare a comportării la încărcări seismice a cadrelor compozite necontravântuite cu noduri rigide. S-au urmat două opțiuni de proiectare seismică pentru aceste cadre:

- Se neglijează comportarea compozită a grinzilor și îmbinărilor cu stâlpii; în acest caz la proiectare se iau în considerare doar proprietățile grinzii metalice; aceasta presupune o deconectare corespunzătoare a plăcii față de profilele metalice, deoarece pentru calculul rigidității stâlpilor trebuie ținut cont de valoarea reală a rigidității grinzii, care nu trebuie subevaluată.
- Se consideră la proiectare rigiditatea și capacitatea portantă a grinzii compozite; în acest caz, trebuie cunoscute date de proiectare: lățimea efectivă a grinzilor, procentul de armare și dispunerea armăturilor din placă, proporția secțiunilor, factori de comportare, cerințe pentru conexiuni de forfecare, etc. Pentru anumite tipuri de soluții structurale, aceste date apar în capitolul 7 și anexa C din Eurocode 8.

#### Concepte de proiectare

Conform lui Plumier și Doneux [44], [45], [46], structurile în cadre compozite supuse la seism pot fi proiectate conform unuia din următoarele concepte de proiectare:

- Conceptul a: comportare structurală disipativă cu zone disipative compozite;
- Conceptul b: comportare structurală disipativă, cu zone disipative în profilele metalice;
- Conceptul c: comportare structurală nedisipativă.

Calculul la încărcări seismice necesită o capacitate de rotire corespunzătoare, așa că numai secțiunile compacte sunt agreate în proiectarea la seism. Secțiunile zvelte sunt excluse, iar cele non-compacte sunt transformate în secțiuni echivalente compacte. Transformarea se

În conceptele a și b, este luată în calcul capacitatea de rezistență la seism a zonelor disipative din structură dincolo de limita elastică. În acest caz factorul de coportare  $q$  este mai mare de 1,5.

În conceptul b, structurile nu iau în considerare coportarea compozită în zonele disipative; aplicarea acestui concept este condiționată de conformarea strictă a structurii la regulile ce previn implicarea plăcii de beton în rezistența zonelor disipative; astfel, structura compozită este dimensionată conform Eurocode 4 la încărcări verticale și conform Eurocode 3 pentru zonele disipative. Pentru evaluarea corectă a unei comportări de acest tip, în cadrul încercărilor, s-a utilizat spumă polituratică pentru izolarea plăcii față de stâlp în zonele de capăt, și împiedicarea transmiterii momentului încovoietor de la placă direct la stâlp.

În structurile nedisipative (conceptul c), efectul acțiunilor se calculează pe baza analizei elastice, fără luarea în considerare a comportării neliniare a materialelor, dar luând în considerare reducerea momentului de inerție datorită fisurării betonului.

Regulile de proiectare pentru structurile compozite (conceptul a) țintesc către dezvoltarea în structură a mecanismelor plastice locale sigure (zone disipative) și în dezvoltarea unui mecanism global de disipare a energiei care să preia energia seismică din structură.

Tabelul 2.5 Concepte de proiectare, factori de comportare și clase de ductilitate a structurilor

CONCEPT DE PROIECTARE	FACTOR DE COMPORTARE $q$	CLASĂ DE DUCTILITATE
c Structură nedisipativă	$1 \leq q \leq 1,5$	O - obișnuită
a sau b Structură disipativă	$1,5 \leq q \leq 4$	I - intermediară
a sau b Structură disipativă	$q \geq 4$	S - specială

Tabelul 2.5 are următoarea semnificație. Pentru conceptul de proiectare a comportării disipative a structurilor compozite (concept a), s-a propus definirea a două clase de structuri I – intermediară și S- specială. Acestea corespund unei abilități crescute a structurii de a disipa energia prin intermediul mecanismelor plastice. O structură aparținând unei clase date de ductilitate trebuie să îndeplinească cerințe specifice referitor la următoarele aspecte: tipul structurii, clasa secțiunii, capacitate de rotire a îmbinărilor și elemente constructive de detaliu. Astfel se propune ca o structură în clasa de ductilitate I să aibă o capacitate de rotație plastică de 25mrad, iar pentru clasa S, 35 mrad. Pentru structurile nedisipative (clasa O din tabel) se permite proiectarea neseismică clădiri în regiuni cu seismicitate scăzută.

### Materiale

Betonul utilizat poate fi doar de clasă cuprinsă între C20/25 și C40/50. Barele de armătură considerate la calculul rezistenței plastice în zone disipative, trebuie să satisfacă cerințele referitoare la raportul  $f_u/f_y$  și cele de alungire. Se acceptă ca armătură doar armătura profilată, cu excepția etrierilor care pot avea profil neted. Plasele sudate pot fi utilizate în zonele disipative, chiar dacă nu îndeplinesc criteriile de ductilitate, însă trebuie introduse și armături ductile pe traseul plaselor.

Acest lucru este necesar, deoarece o problemă ce apare la proiectarea cadrelor cu noduri rigide. Sub încărcări seismice se obține unui moment plastic cu considerarea procentului de armare rezultat din considerarea armăturilor ductile. La calculul la capacitatea portantă a grinzilor compuse se iau în considerare toate

armăturile, inclusiv plasele sudate care nu sunt ductile, rezultând o un moment capil plastic sporit fără acoperire în realitate. Soluția rezultată din cercetările recente indică întreruperea armăturilor neductile în zonele plastice potențiale, și înlocuirea acestora cu armături ductile pe aceste zone.

*Tipuri structurale și factori de comportare*

Structurile compozite oțel-beton pot fi încadrate într-unul din următoarele tipuri de structuri, funcție de modul de comportare sub acțiuni seismice:

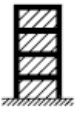
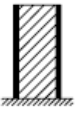
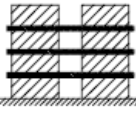
- Cadre cu noduri rigide, la care grinzile și stâlpii pot fi în soluție metalică sau compozită;
- Cadre compozite contravântuite centric, la care grinzile și stâlpii pot fi în soluție metalică sau compozită, contravântuirile fiind din oțel structural;
- Cadre compozite contravântuite excentric;
- Sisteme structurale compozite, ce se comportă ca pereții diafragmă din beton armat;
- Pereți compuși oțel-beton, formați din plăci metalice verticale încastrate în beton armat.

Tabelul 2.6 prezintă valorile luate de factorul de comportare  $q$ , responsabil pentru capacitatea de disipare a energiei din structură, funcție de tipul de structură. Valorile lui  $q$  pentru cadrele compozite cu noduri rigide și pentru cadre contravântuite sunt similare cu cele de la structuri metalice și structuri din beton armat. S-a demonstrat (Sanchez 1999) că valorile lui  $q$  nu diferă în mod semnificativ de la un tip de material la altul, atâta timp cât ductilitățile locale disponibile sunt similare și este făcută o evaluare corectă a lui  $\alpha_1$ . Există totuși alți factori care pot influența valorile lui  $q$ , cum ar fi rezistența scăzută la oboseală a secțiunilor T în comparație cu secțiunile simetrice, frecarea la luncare la interfața oțel-beton, etc.

*Criterii generale pentru comportarea structurilor disipative*

Structurile cu zone disipative sunt proiectate astfel încât zonele disipative să prezinte o ductilitate și rezistență adecvată, astfel încât voalarea locală, curgerea sau alte fenomene datorate comportării histeretice să nu afecteze stabilitatea de ansamblu a structurii.

Tabelul 2.6. Tipuri structurale și factori de comportare asociați

		Ductility Class		
		S	I	
e) Reinforced concrete shear wall elements. $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \approx 1.1$				
TYPE 1  Steel or composite moment frame with concrete infill panels.	TYPE 2  Concrete walls reinforced by encased vertical steel sections.	TYPE 3  Concrete shear walls coupled by steel or composite beams.	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$2.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
f) Composite steel plate shear walls with RC elements. $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \approx 1.2$		$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$2.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	



Se permite utilizarea nodurilor semirigide și a conexiunilor parțiale, dacă au o capacitate de rotație adecvată, conform cu deformațiile globale. Elementele ce se întâlnesc în respectiva conexiune sunt stabile, iar efectul îmbinărilor asupra deformațiilor sau deplasărilor laterale globale sunt luate în considerare.

#### Rezistențele plastice ale zonelor disipative

În proiectare se consideră două rezistențe plastice ale zonelor disipative:

- Rezistența minimă plastică a zonelor disipative este luată în considerare la verificarea secțiunilor elementelor disipative. Se calculează luând în considerare doar betonul și elementele din profilul metalic din componența secțiunii care sunt ductile.
- Rezistența maximă plastică a zonelor disipative este considerată în calculul la capacitatea portantă a elementelor adiacente zonelor disipative; valoarea sa se stabilește luând în considerare betonul și întregul profil metalic din zona considerată, inclusiv acele părți care nu sunt în mod necesar ductile, ca de exemplu plasele sudate.

#### Reguli pentru proiectarea de detaliu a zonelor disipative

Proiectarea detaliilor de armare din placa de beton în zona de îmbinare ține cont de tipul elementelor compozite. În tabelul 2.7 s-au sintetizat cerințele de ductilitate pentru secțiunile din zonele disipative rezultate în urma încercărilor.

Tabelul 2.7. Relația între factorul de coportare a structurii și cerințele de ductilitate a secțiunilor

Ductility Class of Structure	S	I	O
Behaviour Factor (q)	$q \geq 4$	$1.5 < q < 4$	$1 \leq q \leq 1.5$
Partially Encased (flange outstand limits c/t)	10 $\varepsilon$	15 $\varepsilon$	21 $\varepsilon$
Filled Rectangular (h/t limits)	24 $\varepsilon$	38 $\varepsilon$	52 $\varepsilon$
Filled Circular (d/t limits)	80 $\varepsilon^2$	85 $\varepsilon^2$	90 $\varepsilon^2$

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0.5}$$

La grinzile compuse, obiectivul proiectării este menținerea integrității structurale a plăcii de beton în timpul seismului, în timp ce curgerea are loc la partea inferioară a secțiunii metalice și/sau în armăturile din placă. S-a demonstrat experimental că acest că acest deziderat este atins dacă sunt îndeplinite condițiile din tab. 2.7; lățimea efectivă a grinzii  $b_{eff}$  trebuie luată în considerare în mod diferit la definirea momentului de inerție și a momentelor plastice ale secțiunii. Pentru obținerea ductilității în zonele plastice, raportul  $x/d$  dintre înălțimea  $x$  a zonei comprimate și înălțimea totală a secțiunii  $d$  trebuie să îndeplinească condiția (2.7)

Grinzile concepute să se comporte ca grinzi compuse în zonele disipative pot fi proiectate cu conexiune parțială pentru orice regiune de moment pozitiv conform cu Eurocode4, dacă gradul de conexiune este minim 0,8 pentru orice zonă de moment negativ.

Analiza structurii

La cadre, rezistența plastică a secțiunii compuse se calculează luând în considerare doar profilul metalic, dacă placa este total deconectată față de cadrul metalic, pe o suprafață circulară de diametru  $2b_{\text{eff}}$  în jurul stâlpului.

Pentru analiza elastică dinamică a unei structuri sub acțiuni seismice, rigiditatea  $I_1$  a secțiunilor compozite la care betonul este comprimat se calculează considerând secțiunea efectivă de beton funcție de raportul al modulelor de elasticitate  $n = E_a/E_c = 7$ .

Rigiditatea  $I_2$  a secțiunilor compozite se calculează atunci când betonul este considerat fisurat și doar părțile metalice ale secțiunii sunt active. Structura este analizată luând în anumite zone prezentate betonul comprimat și în altele întins. Se va utiliza un moment de inerție unic:

$$I_{\text{eq}} = 0,6I_1 + 0,4I_2 \quad (2.14)$$

### 2.3. Mecanismul de transfer al momentului încovoietor de la grinda compozită la stâlp

În literatura de specialitate au apărut mai multe valori ale momentelor ce descriu comportarea plăcii de beton la transferul la stâlp.

#### 2.3.1. Eurocode 4

Eurocode 4 prezintă regulile de proiectare pentru structurile compozite supuse la încărcări verticale. În secțiunea 8 se prezintă comportarea zonelor de nod pentru aceste structuri.

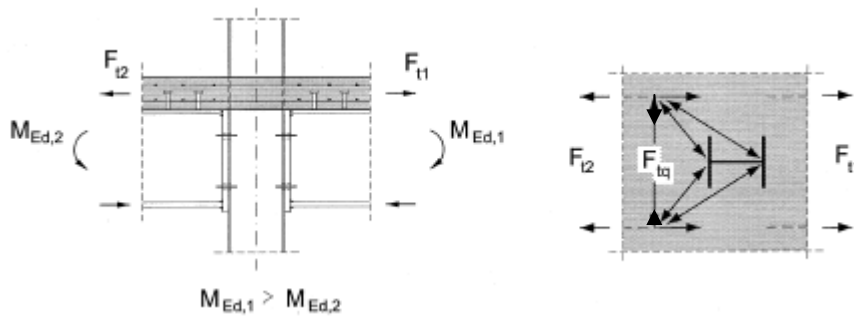


Fig. 2.12. Model strut-and-tie

În cazul momentelor neechilibrate, întinderea suplimentară dintr-o parte a nodului va fi echilibrată de un efort de compresiune pe stâlp, de cealaltă parte a nodului printr-un mecanism de tip „strut and tie”. În acest caz, barele longitudinale de armătură au rolul de a împiedica cedarea armăturii transversale și de a evita ruperea fragilă a betonului. Pentru configurații de stâlpi de margine, armătura longitudinală întinsă din placă trebuie ancorată suficient dincolo de deschiderea grinzii pentru a permite dezvoltarea unei rezistențe la întindere corespunzătoare. Acest model apare în fig. 2.13, ca dezvoltare propusă în COST C1 1997, pentru momente negative neechilibrate în noduri.

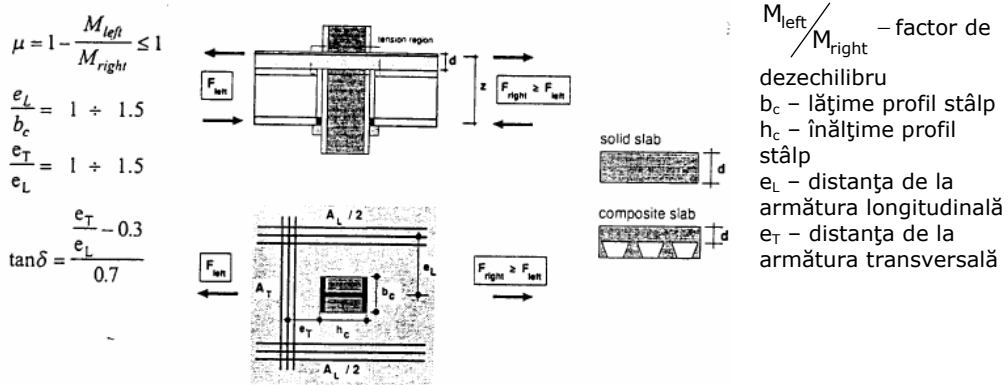


Fig. 2.13. Abordarea EC4 pentru momente negative neechilibrate (COST C1, 1997)

În urma acestei abordări, se obțin următoarele cantități necesare de armătură:  
 - cantitatea de armătură longitudinală și transversală necesară pentru a exclude cedarea armăturii transversale

$$A_L \leq \frac{2A_T \cdot \text{tg} \delta \cdot f_{yT}}{\mu \cdot f_{yL}} \quad ; \quad (2.15)$$

- cantitatea de armătură longitudinală necesară pentru ca să nu apară ruperea fragilă a betonului

$$A_L \leq \frac{0,94 \cdot b_c \cdot d \cdot \gamma_s \cdot f_{ck}}{\mu \cdot \gamma_c \cdot f_{yL}} \quad (2.16)$$

unde:

- $A_L$  – cantitatea de armătură longitudinală
- $A_T$  – cantitatea de armătură transversală
- $\gamma_s, \gamma_c$  – coeficienți de siguranță pentru materiale
- $f_{yT}, f_{yL}, f_{ck}$  – rezistențe caracteristice pentru armături și beton
- $d$  – grosimea plăcii de beton

Din relația 2.15 rezultă:

$$A_T \geq \frac{\mu}{2 \text{tg} \delta} A_L \frac{f_{yL}}{f_{yT}} \quad (2.17)$$

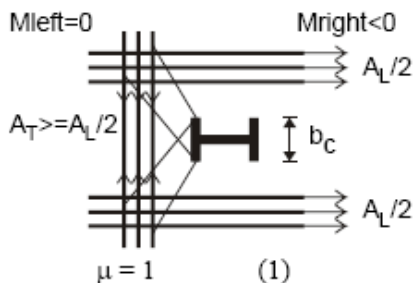


Fig. 2.14. Nod de capăt. Canitatea de armătură conform EC4

Pentru un nod de capăt (fig. 2.14),  $M_{left}=0$ , iar  $\mu=1$ .

$$\begin{cases} A_T \geq \frac{1}{2 \text{tg} \delta} A_L \frac{f_{yL}}{f_{yT}} \\ A_L \leq 0,94 b_c \cdot d \cdot \frac{\gamma_s \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot f_{yL}} \end{cases} \quad (2.18)$$

Dacă se presupune că zonele comprimate din beton formează biele cu înclinare la 45°, atunci  $\text{tg} \delta = 1$ , iar relația 2.18 devine:

$$A_T \geq 0,5A_L \frac{f_{yL}}{f_{yT}} \quad (2.19)$$

Betonul implicat în formarea diagonalelor comprimate din mecanismul de transer este utilizat pentru echilibrarea forței longitudinale, indiferent de sursa acesteia. În cazul nodurilor de capăt, la care  $\mu=1$ , forța longitudinală este dată doar de întinderea din armăturile longitudinale pentru nodurile solicitate de moment negativ, sau, de betonul comprimat pentru nodurile solicitate la moment pozitiv.

Relațiile de mai sus arată ariile minime de armare pentru ca mecanismul ductil proiectat să asigure transferul momentului negativ, atunci când placa de beton este strivită de stâlp. În cazul acțiunii seismice, care generează în noduri momente alternate pozitive/negative, nu s-a demonstrat că mecanismul propus de EC4 furnizează suficientă energie pentru a asigura ductilitatea, prevenind în același timp zdrobirea betonului. Datorită acestui lucru, Plumier și echipa au propus o abordare diferită a problemei.

### 2.3.2. Abordarea echipei Plumier

Conceptul de calcul propus de Plumier are ca scop admiterea de degradări minore în placa de beton, curgerea fiind asigurată în principal de partea inferioară a secțiunii de beton.

Astfel, s-a considerat că, sub acțiunea momentelor pozitive, secțiunile T compozite pot fi considerate ductile dacă este evitată zdrobirea betonului. Voalarea locală a diferitelor zone ale profilului metalic nu controlează starea limită ultimă a grinzilor compozite supuse la moment pozitiv datorită conexiunilor dintre talpa superioară și placa de beton. Pentru a evita cedarea betonului întins, proporțiile geometrice ale unei secțiuni compozite trebuie alese de asemenea manieră încât să se atingă curgerea în talpa inferioară a profilului metalic înainte de atingerea deformației relative ultime  $\varepsilon_c$  în fibra superioară de beton; pentru elementele de beton armat supuse la încărcări ciclice alternante, această cerință este considerată satisfăcută atunci când  $\varepsilon_c \leq 2 \times 10^{-3}$ , atunci când alungirile  $\varepsilon_s$  în profilul metalic sunt destul de mari pentru a obține ductilitatea locală necesară  $\mu$ .

Pentru a evita zdrobirea betonului, trebuie mărită cât mai mult lățimea efectivă de placă pentru ca în acest mod să se obțină ridicarea axei neutre plastice și a obține astfel raportul deformațiilor relative dorit. Astfel, s-a considerat că întregul moment plastic pozitiv ce trebuie transferat la stâlp este definit pe baza unui concept rezultat din EC4, și anume, la încărcări seismice 0,6 din deschiderea grinzii este solicitată la compresiune, iar 0,4 la întindere. În consecință,  $b_{\text{eff}}^+ = 2b_e = \frac{2 \cdot 0,6l}{8} = 0,15l$ . Schemele de calcul elaborate s-au referit la transmiterea întregului moment pozitiv de pe această lățime de placă.

În cazul în care nu există grinzi transversale care să fie considerate ca ajutor la transferul momentului încovoietor, transferul forței de compresiune corespunzătoare lățimii efective 0,15l de la grindă la stâlp, poate fi realizat prin intermediul a două mecanisme (fig. 2.15).

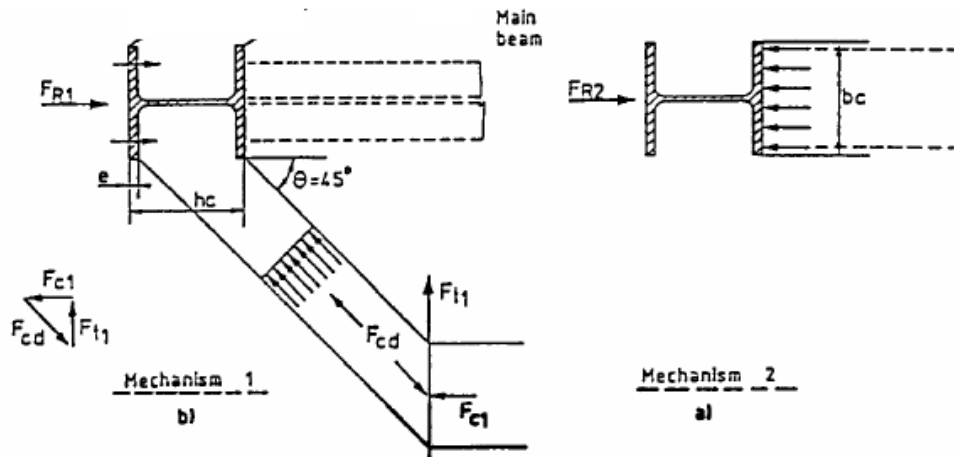


Fig. 2.15. Mecanismele de transfer a forței longitudinale de compresiune/întindere de la grindă la stâlp

Mecanismul 1 poate fi aproximat ca o grindă cu zăbrele, cu două bare comprimate din beton și o bară întinsă corespunzătoare armăturii transversale. Acest mecanism se poate dezvolta doar dacă există dispozitive auxiliare pe talpa stâlpului ce servesc la conectarea între stâlp și grindă. Mecanismul 2 reprezintă compresiunea directă a betonului pe talpa stâlpului. Rezistența de calcul pentru aceste două mecanisme a fost estimată similar cu cele utilizate la proiectarea structurilor din beton armat.

Pentru mecanismul 1, armătura transversală  $A_{s1}$  asigură transferul forței de compresiune prin mecanismul "strut and tie". Având în vedere că în cazul unei clădiri reale apar momente încovoietoare pe două direcții, este mai ușor să se utilizeze secțiuni identice pe ambele direcții, așa că s-a propus aceeași arie de armătură pe ambele direcții (fig. 2.16)

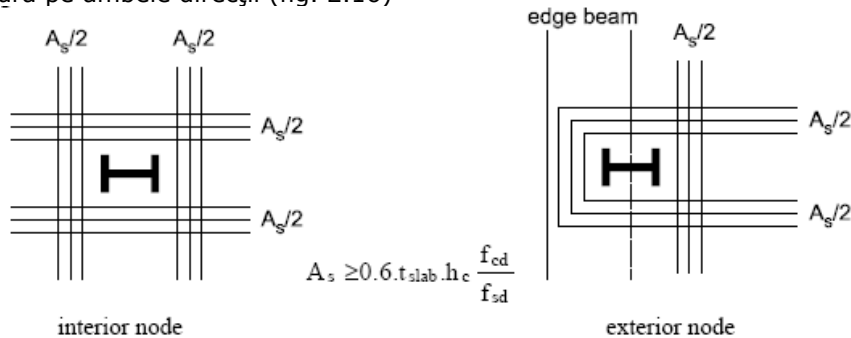
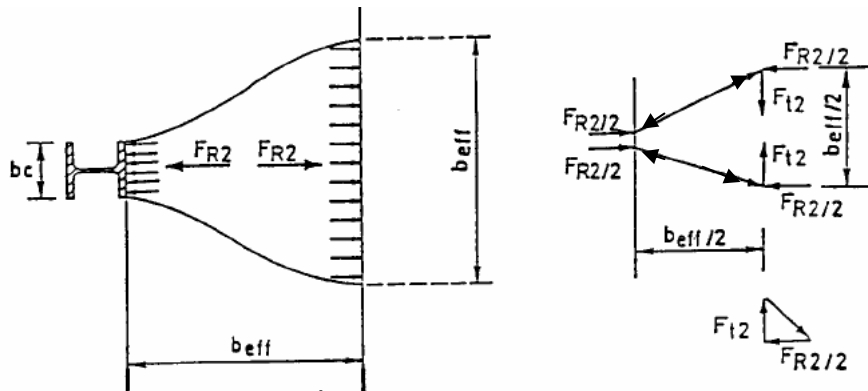


Fig. 2.16. Armături "seismice" în placă în zona nodurilor pentru noduri de margine

În cazul mecanismului 2, forța  $F_{R2}$  (fig. 2.15) poate fi considerată forță concentrată, este preluată de pe lățimea plăcii; induce o forță de întindere transversală  $F_{t2}$ , care conduce la necesitatea armării transversale a grinzii.  $F_{R2}$  preia încărcarea de pe o distanță aproximativ egală cu jumătate din lățimea efectivă a plăcii și generează forța de întindere  $F_{t2}$  care poate fi calculată (fig. 2.17).

Fig. 2.17. Încărcarea echivalentă pentru  $F_{R2}$ 

Prin intermediul acestor mecanisme, autorii consideră că, la acțiuni seismice, se poate transmite un moment încovoietor mai mare decât în cazul prezentat în EC4. Următoarele concluzii pot fi trase relativ la această soluție:

- secțiunea de capăt a grinzii este secțiunea critică în care se dezvoltă cele mai mari deformații atât în beton cât și în secțiunea compozită
- se propune micșorarea lățimii efective de placă la 0,085I, caz în care în secțiunile de capăt ale grinzii axa neutră plastică se deplasează în jos față de poziția acesteia în secțiunile intermediare; devine practic imposibil de păstrat raportul între deplasările relative ale betonului și profilului metalic, iar criteriul de ductilitate în secțiunea de îmbinare nu mai poate fi respectat. De aceea devine necesară prezența armăturii transversale, care permite dezvoltarea unei articulații plastice la capătul grinzii. Fără transferul de efort  $F_{R1}$  și  $F_{R2}$ , betonul în zona de capăt va fi zdrobit în jurul stâlpului la un nivel de rotire relativ mic.

Concluziile acestui studiu au fost adoptate și în Eurocode 8 (ultima versiune), în anexa C.

### 2.3.3. Eurocode 8

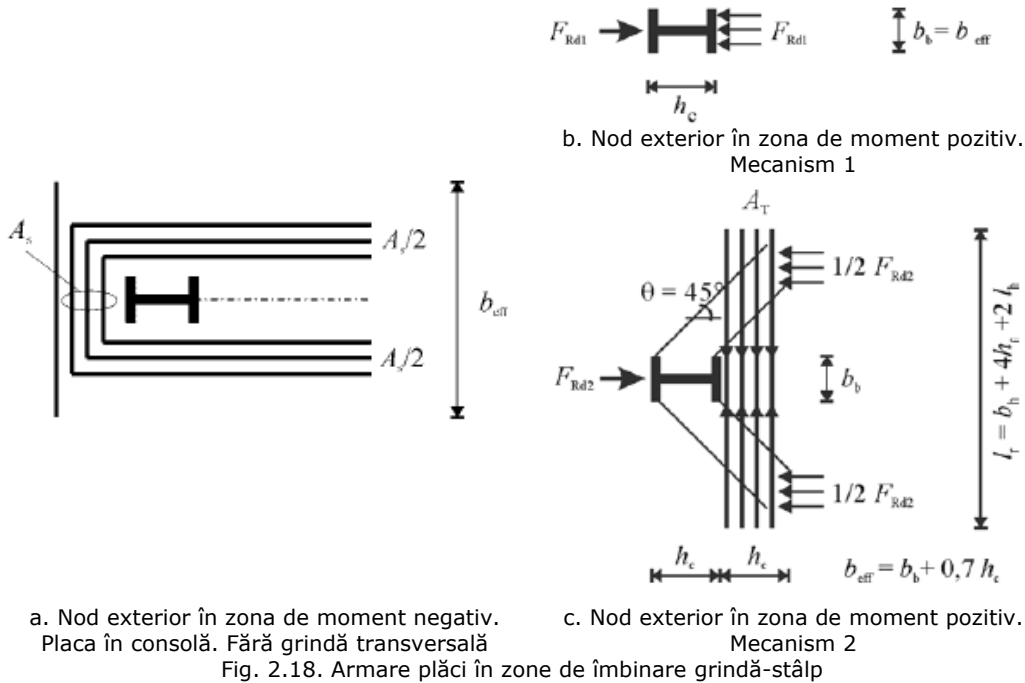
Pentru cadre compozite supuse la sarcini seismice, Eurocode 8 prevede lățimile efective de placă din tab. 2.1, iar pentru fiecare caz prezentat în tabel, în anexa C sunt prevăzute mecanismele de transfer aferente. Prevederi similare apar și în anexa G din P100-1/2006.

Proiectarea plăcii grinzilor compozite pronește de la condiția de asigurare a ductilității la încovoiere a zonelor disipative din grinzi, prin îndeplinirea a două condiții:

- să se evite flambajul componentei din oțel,
- să se evite zdrobirea betonului plăcii.

Prima condiție limitează superior aria de armătură longitudinală întinsă  $A_S$  din lățimea efectivă a plăcii și impune limitarea supleței pereților comprimați ai secțiunii din oțel.

A doua condiție limitează inferior aria de armătură transversală  $A_T$  care trebuie dispusă în placă în imediata vecinătate a stâlpului.



În cazul nodurilor de margine, fără grindă transversală și fără mecanisme auxiliare de legătură între placă și stâlp, dar cu placă în consolă, se pun următoarele condiții de proiectare:

- Pentru evitarea zdrobirii premature a betonului din placă în zona de moment negativ (fig. 2.18.a). În acest caz, momentul maxim ce se poate transfera stâlpului este momentul capabil al grinzii compozite. Barele din lățimea efectivă de placă se vor ancora în placa în consolă prin bucle care înconjoară stâlpul.
- Pentru evitarea zdrobirii betonului în zona de moment pozitiv (fig. 2.18.b). Momentul poate fi transferat în acest caz prin două mecanisme:

Mecanismul 1 (fig. 2.18.b): prin compresiune directă asupra stâlpului. Forța de transfer prin acest mecanism va fi dată de relația (2.20).

$$F_{Rd1} = b_c \cdot d_{eff} \cdot (0,85f_{cd}) \quad (2.20)$$

unde:

$d_{eff}$  - este în cazul plăcilor din beton armat înălțimea totală a plăcii iar în cazul plăcilor compozite cu tablă cutată reprezintă grosimea betonului de peste tabla cutată

$b_c$  - este lățimea stâlpului

Mecanismul 2 (fig. 2.18.c): prin diagonale comprimate din beton care acționează înclinat pe părțile laterale ale stâlpului. Înclinarea acestor diagonale este de 45°. Forța de transfer prin acest mecanism va fi dată de relația:

$$F_{Rd2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot (0,85f_{cd}) \quad (2.21)$$

unde  $h_c$  este înălțimea secțiunii stâlpului

Armătura transversală cu rol de tirant  $A_T$  trebuie să satisfacă relația :

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{2f_{sd}} = 0,3 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd,T}} \quad (2.22)$$

Aria de armatură  $A_T$  se va distribui pe o lățime egală cu  $h_c$  și va fi ancorată corespunzător. Rezultă o lungime totală a barelor de armatură

$$L = b_c + 4h_c + 2l_b \quad (2.23)$$

unde  $l_b$  este lungimea de ancoraj a barei

Forța maximă de compresiune ce poate fi transmisă de placă va fi:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff}^+ \cdot d_{eff} \cdot (0,85f_{cd}) \text{ unde } b_{eff}^+ = 0,7h_c + b_c \quad (2.24)$$

Momentul capabil pozitiv al grinzii compozite va fi calculat considerând o lățime efectivă de placă egală cu  $b_{eff}^+$ .

În concluzie, la dimensionarea plăcii din cadrul unei secțiuni de grindă compozită, vor trebui determinați următorii parametri:

- lățimea efectivă de placă pentru armătura longitudinală ( $b_{eff}^+$ )
  - lățimea efectivă de placă pentru betonul comprimat ( $b_{eff}^-$ )
  - lățimea activă de placă de pe care se preia efortul din armăturile transversale
  - prevederi privind armarea clasică a unei plăci
- Calculul trebuie realizat cu parametri diferiți pentru încărcări verticale și pentru încărcări orizontale din seism.

## 2.4. Concluziile cercetărilor teoretice

Articolele și studiile apărute în literatura de specialitate denotă un interes constant relativ la calculul și alcătuirea structurilor compozite. Un interes special s-a manifestat pentru elaborarea unei metode de proiectare a grinzilor compozite. În urma studiilor efectuate, s-au detașat două moduri distincte de abordare a calculului grinzilor:

- Calculul la încărcări verticale – sistematizat de Eurocode 4. Este primul "îndreptar" de calcul pentru grinzile compozite. Bazele cercetării au fost puse în anii 70; un rol important în perioada respectivă l-au jucat cercetările efectuate la Timișoara, finalizate cu elaborarea unui normativ de calcul a grinzilor compozite supuse la încărcări verticale [53].

La nivel mondial se observă o unificare a rezultatelor cercetărilor, valori similare fiind stipulate la nivel mondial pentru elementele de bază la proiectarea grinzilor (Eurocode 4 [65], AS 2327 [74]). Astfel, lățimea efectivă, momentul capabil, clasa secțiunii sunt similare în cele mai întâlnite



cazuri. Diferențe minore apar în interpretarea secțiunilor cu capacitate de rotire redusă (paragraf 2.2.4)

- Calculul la încărcări orizontale din seism a apărut în ultimii 4 ani, ca un capitol al ultimei versiuni a Eurocode 8 [66], și nu oferă încă modele de proiectare pentru toate tipurile de grinzi compozite ce pot apare în practică. Accentul a fost pus pe grinzi ce au în componență plăci compuse cu tablă cutată cu conexiuni complete.

Din punct de vedere al modului de proiectare efectivă a unei structuri cu cadre compozite, se poate observa o îngreunare a procesului de proiectare față de o structură similară clasică, din oțel sau beton armat.

Cele două standarde amintite indică parametri de calcul diferiți unul față de altul, cel mai defavorabil parametru din acest punct de vedere fiind lățimea activă de placă. Datorită diferențelor ce apar, trebuie luată în considerare evaluarea diferită a structurii pentru calculul la încărcări verticale și orizontale tip seism. În același timp, problema este chiar mai complexă, deoarece lățimea de placă se modifică funcție de semnul momentului încovoietor în lungul grinzii, de poziția grinzii în structură, etc. De aceea chiar și uniformizarea permisă de Eurocode 8 (rel. 2.14) duce la rigidități diferite de grindă în planul orizontal al structurii.

Rezultă că cel mai important lucru pentru un calcul coerent al grinzilor compozite este evaluarea rigidității acestora. Din acest punct de vedere, la alegerea lățimilor de placă trebuie luați în considerare următorii parametri:

- tipul încărcării
- forma diagramei de momente pentru combinația aleasă pentru calcul
- semnul momentului în secțiunea care ne interesează
- amplasarea secțiunii în planul orizontal al structurii analizate
- la ce se utilizează lățimea de placă: calcul de rigiditate sau de moment capabil
- modul de armare al plăcii

Putem spune în final că comportarea unei grinzi compozite este guvernată de comportarea plăcii de beton de beton armat.

## **3. SINTEZA CERCETĂRILOR EXPERIMENTALE REALIZATE PE CADRE COMPOZITE CU NODURI RIGIDE**

### **3.1. Contextul cercetărilor**

În cazul construcțiilor amplasate în zone seismice, structurile metalice au în general o serie de avantaje față de cele din beton armat, datorită încărcării permanente reduse și în consecință datorită forțelor seismice reduse. Abordarea energiei de disipare (de ex. capacitatea de rezistență) pentru proiectarea structurilor metalice sub încărcări seismice se bazează pe conceptul că structurile trebuie să aibă suficientă capacitate de rezistență, ductilitate și energie pentru a disipa energia asociată cu cutremurul, prin intermediul unui mecanism inelastic corespunzător, astfel încât să împiedice cedarea structurii și pierderea de vieți omenești. Așadar, selecția mecanismelor de disipare apare aici ca cerință fundamentală, și, în consecință, comportarea histeretică a componentelor individuale ale cadrelor joacă un rol important în definirea răspunsului global al structurii.

Colapsuri structurale au fost observate însă după cutremure recente (Northridge 1994, Kobe 1995) și porțiuni semnificative ale structurilor metalice la clădiri, poduri, viaducte, au suferit degradări extinse. Cutremurele de la Northridge și Kobe au cauzat mai multe tipuri de comportament structural neașteptat, cum ar fi cedări fragile ale conexiunilor la numeroase cadre cu noduri rigide, care în mod tradițional sunt considerate ductile și capabile să suporte cicluri repetate de deformații inelastice mari. O concluzie rezultată în urma acestor cutremure este legat de deficiența înțelegerii comportării nodurilor rigide la clădirile care nu au colapsat, dar au suportat degradări structurale semnificative.

În structuri au avut loc cedări locale ale elementelor metalice structurale principale și/sau a nodurilor grindă-stâlp. Au fost observate mai multe tipuri de cedări, printre care cele mai frecvente au fost la nodurile sudate grindă-stâlp. În general cedarea a apărut prin fracturarea completă a sudurii de la talpa inferioară a grinzii, în doar câteva dintre cazuri apărând cedarea tălpii superioare. În toate cazurile au fost puțin sau deloc observate articulații plastice dezvoltate în grinzi înaintea cedării sudurilor.

În concluzie, aceste cutremure au adus cercetătorilor o bază largă de date legate de comportamentul acestor structuri în cadre, care, chiar dacă nu au ajuns la colaps global, au schimbat percepția inginerilor relativ la comportarea lor. Ca și consecință, au apărut programe extensive de cercetare în toată lumea, referitor la elemente și noduri supuse la încărcări ciclice și de înțelegere a procesului de cumulare a degradărilor.

Cercetările privind comportarea grinzilor compozite la acțiuni seismice, au început în Europa în anii 90. Încă de la primele încercări (Bursi, Balerini 1996-1999) s-a stabilit un set de reguli de proiectare pentru elementele încercate, set păstrat până la finalul programului de cercetare. Astfel, elementele încercate au avut următoarele elemente comune:

- îmbinare rigidă grindă-stâlp

- placa este placă compusă cu tablă cutată
- armarea plăcii se realizează cu o singură plasă de armătură
- armarătura prevăzută să lucreze la încărcările de tip seism este ancorată cu buclă în jurul stâlpului la nodurile marginale

Capitolul 7 și anexa C din Eurocode 8, [66] reflectă rezultatele acestor programe de încercări. Datorită uniformității modelelor încercate, și modelele de calcul din normă prezintă aceeași uniformitate, lăsând în expectativă realizarea de cercetări pentru alte tipuri de secțiuni ale grinzii compozite.

În prezentul capitol se prezintă o sinteză a cercetărilor efectuate pe această temă.

### 3.2. ÎNCERCĂRI EFECTUATE LA UNIVERSITATEA DIN TRENTO: Încercări dinamice pe grinzi compozite oțel-beton

Încercările realizate de Bursi și Balerini [15], [16] în perioada 1996-1999 au fost printre primele din Europa care au abordat problema transmiterii efortului din placă la stâlp sub acțiuni seismice. Încercările s-au efectuat pe trei noduri compozite rigide supuse la încărcări ciclice și pseudo-dinamice. Cele trei noduri se diferențiază prin diferite grade de conexiune de forfecare: conexiune totală pentru primul element, conexiune parțială cu grad de conexiune 0,68 respectiv 0,41 pentru celelalte două.

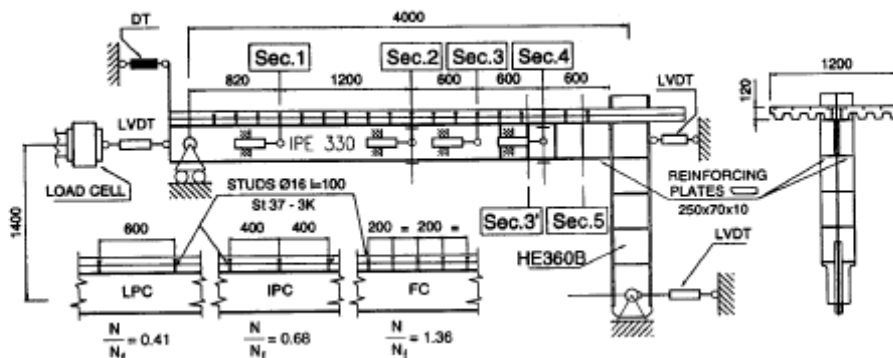


Fig. 3.1. Caracteristici geometrice ale elementului de încercare

Caracteristicile geometrice ale elementelor sunt redade în figura 3.1. Nervurile tablei cutate a plăcii compozite sunt orientate în direcția grinzii longitudinale.

Elementele reprezintă un model la scara 1:1 a unei jumătăți din deschiderea unei grinzi și a unui stâlp dintr-o structură existentă. Îmbinarea între cele două elemente este rigidă, realizată prin sudură. Elemente structurale utilizate:

- stâlp din profil metalic HEB 360.

- grinda metalică profil IPE330,
- placa este placă compozită cu tablă cutată și placă din beton armat.
- Armarea plăcii de beton este realizată cu bare de armătură  $\phi 16 + \phi 12$  ce formează o plasă la partea superioară a plăcii;
- barele longitudinale sunt ancorate cu ajutorul unor bucle în jurul stâlpului.

Comportamentul plastic al elementului cu conexiune totală s-a datorat în principal plastifierii grinzii metalice sub moment pozitiv și fisurării betonului și plastificarea armăturilor sub moment negativ.

Voalarea locală a inimii și tălpii inferioare a profilului metalic este observată la o ductilitate parțială de 4, cu toate că o ductilitate de 6 se atinge în final. Distrugerea elementului survine prin liftarea plăcii de beton. Se menționează că prin ductilitate s-a înțeles raportul între deplasarea plastică ultimă și deplasarea elastică maximă.

Grinda cu conexiune parțială se comportă aproape similar. Flambajul local este observat de asemenea la o ductilitate parțială de 4, cedarea elementului se produce prin ruperea sudurii în zona de moment pozitiv. Cu toate acestea, se obține o ductilitate de 6. Ne putem aștepta la un comportament similar în cazul unui cutremur sever, așa cum o dovedesc încercările pseudo-dinamice derulate.

Studiul grinzilor la oboseală sub încărcări laterale de intensitate scăzută prezentat de autori confirmă bunele performanțe ale grinzilor compozite cu conexiuni parțiale la acțiuni seismice.

### 3.3. ÎNCERCĂRI EFECTUATE LA ISMES: Încercări dinamice pe grinzi compozite oțel-beton

#### 3.3.1. Scopul cercetării

Încercările au fost realizate la ISMES, Bergamo, Italia. Scopul final al acestui program de încercare este determinarea condițiilor de realizare a secțiunii compozite ductile atunci când structura este supusă la încercări seismice. O problemă importantă în acest context o reprezintă valoarea scurtării relative la zdrobire a

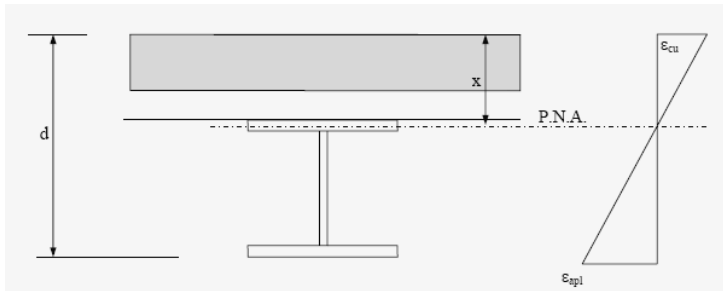


Fig. 3.2. Secțiunea compozită oțel-beton

betonului, valoare necesară la proiectarea în domeniul plastic a secțiunilor compozite ductile supuse la încărcări seismice. Valoarea de  $2 \times 10^{-3}$  este în general admisă la proiectare pentru structuri supuse la încărcări

statice (Eurocode 4). În cazul proiectării la seism, s-a pus problema să se verifice dacă această valoare poate fi mai mare sau nu în cazul încărcărilor cu caracter dinamic sau accidental.

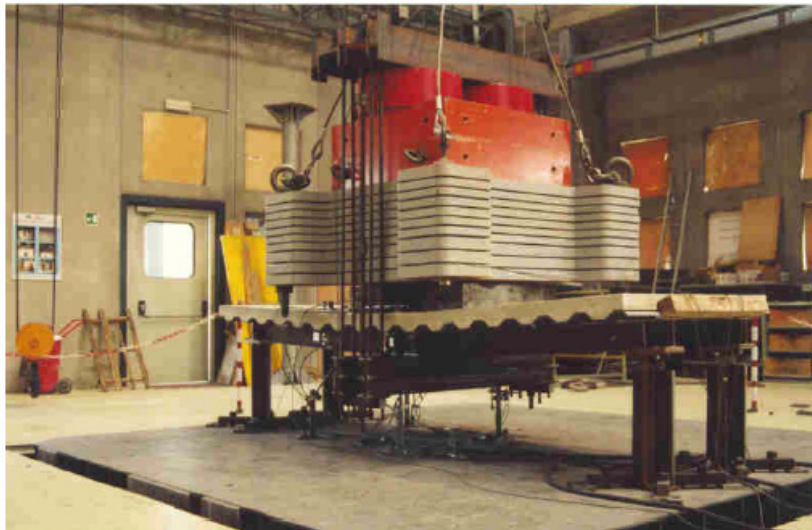
### 3.3.2. Ductilitatea secțiunii

Având în vedere că ductilitatea secțiunii este dată de raportul  $x/d$  dintre înălțimea zonei comprimate și înălțimea totală a secțiunii, o evaluare a ductilității secțiunii este dată de evaluarea raportului dintre săgeata maximă la mijlocul deschiderii și săgeata maximă la apariția primei articulații plastice.

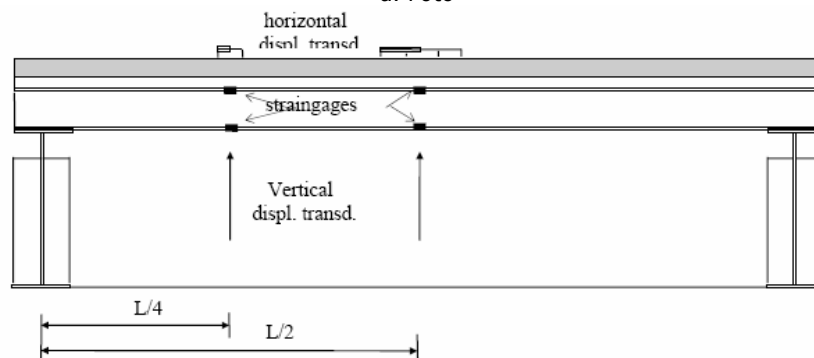
### 3.3.3. Rezultate experimentale

#### Descrierea încercărilor

Încercările au fost realizate cu ajutorul unei mese vibrante pentru încărcări seismice (fig. 3.2). Grinzile au fost încercate două câte două, încărcarea fiind aplicată la mijlocul deschiderii în două puncte.



a. Foto



b. Dispunere echipament de măsurare  
Fig. 3.3. Standul de încercare

Descrierea elementului de încercare

- Două profile HEA 140 ( $f_y=330\text{N/mm}^2$ ) cu lungimea de 3,33 m;
- Placă din tablă cutată
- Beton ( $f_{ck}=23,80\text{N/mm}^2$ ) cu grosimea de 10cm
- Tabla cutată cu nervurile orientate perpendicular pe grindă
- Conectori de forfecare HILTI

Secțiunile compozite au fost alese astfel încât să favorizeze cedarea prin zdrobire plastică a betonului, luând în considerație limitările mesei vibrante:

- masa maximă a elementului:  $20 \times 10^3$  kg
- accelerația maximă: 50 m/s
- lungimea maximă a elementului de încercat: 3,50m

Dispozitive de măsurare

Dispozitive utilizate pe profilele HEA:

- Timbre tensometrice, câte 4 pe fiecare grindă, situate pe talpa inferioară
- Traductoare de deplasare pentru măsurarea deplasării pe orizontală la mijlocul deschiderii.
- Traductoare de deplasare pentru măsurarea săgeții grinzii
- Accelerometre

Derularea încercărilor

Istoricul încercărilor a fost același pentru toate cele trei teste. A variat încărcarea aplicată fiecărui element.

- Încercarea statică: constă în aplicarea unei încărcări mici și măsurarea tuturor deformațiilor și deplasărilor, care vor fi folosite ca valori de referință pentru verificarea proiectării și a caracteristicilor reale ale materialelor.
- Încercarea dinamică: elementul este supus la accelerație verticală, cu creșterea amplitudinii până la atingerea SLU. Încercarea s-a considerat terminată la zdrobirea betonului comprimat.
- Determinarea frecvenței proprii de vibrație: este determinată prin încercări dinamice de nivel scăzut al accelerației, cu diverse valori ale frecvenței și analizarea factorului de amplificare dinamică (raportul între accelerațiile elementului și a mesei vibrante).

**3.3.4. Prelucrarea datelor**Deformația ultimă a betonului

- Rezultate din încercări statice pe cilindri:  $\epsilon_{cu-static} = 2,9 \times 10^{-3}$
- Rezultate din încercări dinamice pe grinzi:  $\epsilon_{cu-dinamic} = 2,4 \times 10^{-3}$

Ductilitatea

Grinda s-a comportat ca și grindă compozită cu conexiune parțială, în faza ultimă apărând o lunecare considerabilă, de aprox. 10mm. De

Tab. 3.1. Ductilități obținute în cele 3 încercări

Test	Ductility Ratio	Steel Ductility	Concrete Ductility
I	4.3	5	2
II	3	7.8	1.9
III	4	8	2

aceea, cercetătorii au considerat 2 axe neutre în secțiune, una pentru beton și una pentru profilul metalic. În acest caz nu se poate aplica relația (2.13) de evaluare a ductilității secțiunii compozite, așa că pentru evaluarea ductilității s-au luat în considerare săgețile verticale de la mijlocul deschiderii, atât pentru beton cât și pentru metal. Rezultatele finale sunt prezentate în tabelul 3.1.

*i. Concluzii*

Scopul încercărilor a fost definirea condițiilor necesare pentru proiectarea ductilă a grinzilor compozite oțel-beton supuse la moment pozitiv. Toate rapoartele de ductilitate pentru secțiunea compozită au rezultat mai mari decât 4 (tab. 3.1), valoare peste care Eurocodul consideră structura ca fiind de ductilitate mare.

Forma tablei profilate poate influența modul de cedare și ductilitatea grinzii. Apare deci necesitatea studierii influenței formei tablei cutate asupra ductilității grinzii la acțiuni seismice.

### **3.4. ÎNCERCĂRI EFECTUATE LA SACLAY: Încercări ciclice pe cadre compozite cu noduri rigide**

#### **3.4.1. Scopul cercetării**

Încercările descrise în continuare se referă la încercări de oboseală ciclice alternante pe noduri rigide grindă-stâlp cu secțiuni compozite, efectuate cu scopul de a studia modul în care prezența plăcii de beton modifică comportarea conexiunilor metalice. S-a urmărit o înțelegere mai bună a următoarelor probleme: comportarea la încărcări alternante de oboseală a secțiunilor compozite și implicațiile cedării locale premature în răspunsul global al structurii. Este clar faptul ca forma nesimetrică a secțiunii compozite oțel-beton poate fi cauza deformațiilor mari în talpa inferioară a secțiunilor de acest tip comparativ cu secțiunile simetrice din oțel, odată ce se realizează legătura între oțel și beton.

#### **3.4.2. Descrierea elementului de încercare**

Elementul de încercare este un cadru cu 3 deschideri, grinda principală fiind grindă compozită oțel-beton. Spațialitatea cadrului este asigurată de existența a 4 grinzi transversale (fig. 3.4). Planșeul structurii este placă din beton armat, iar stâlpii cadrului sunt stâlpi metalici. Încărcarea este aplicată pe structură cu ajutorul unei grinzi metalice de încărcare care distribuie uniform încărcările pe fiecare stâlp al structurii. Grinda de distribuție a eforturilor se află la un nivel superior nivelului plăcii analizate. Conexiunea de forfecare a fost asigurată cu conectori ductili, cu grade diferite de conexiune: o zonă cu conexiune totală (grad de conexiune 100%) și o zonă cu conexiune de forfecare parțială (grad de conexiune 75%).

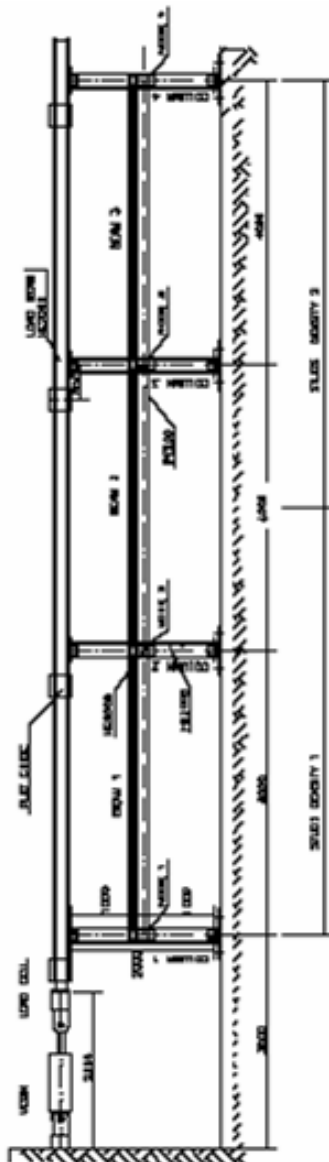


Fig. 3.4. Element de încercare lungimea de 1,70m

Plasa de armătură formată din barele de mai sus este plasată la jumătatea grosimii plăcii de beton.

#### Grinda de încărcare

Încărcarea este aplicată pe element prin intermediul unei grinzi metalice de încărcare. Grinda este un profil HEB200 cu lungimea 13,75m, pe care este fixată o placă de capăt care este suport pentru celula de încărcare.

#### Grinda longitudinală

Așa cum se remarcă în figura alăturată, grinda are trei deschideri egale cu lungimea de 3,80m. Profilul metalic este IPE 180 cu  $f_y=340,6\text{N/mm}^2$ . Conexiunea de forfecare este conexiune totală pe deschiderea I, conexiune parțială 75% în deschiderea 3, iar deschiderea intermediară este împărțită în două, jumate cu conexiune totală și jumate cu conexiune parțială. Conectorii au diametrul de 13mm și înălțimea de 75mm.

#### Grinzile transversale

Elementul de încercare are 8 grinzi transversale din profile HEB, fiecare de lungime 49,5cm. Pe fiecare grindă sunt sudați câte 3 conectori de forfecare identici cu cei de pe grinda principală.

#### Stâlpii

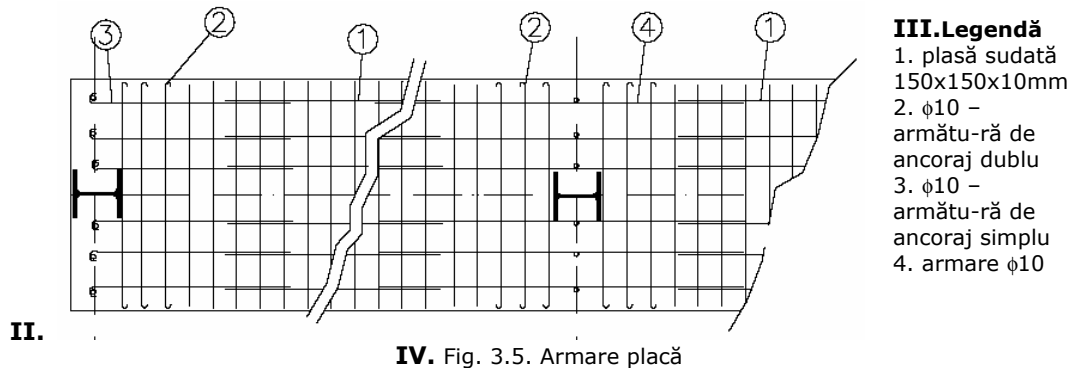
Cei 4 stâlpi din structură sunt stâlpi metalici din profile HEB200, cu înălțime de 2,10m. La partea superioară și la baza fiecărui stâlp sunt sudate plăci de conectare 100x100x5m. O plăcuță dublă 300x120x10mm este sudată de inima fiecărui stâlp în dreptul grinzii longitudinale.

#### Placa din beton armat

Placa din beton armat are lungimea de 12m și grosimea de 10cm. Este turnată monolit. Placa este împărțită în 3 părți, armarea din placă fiind cea din fig. 3.5.:

- 3 plase sudate cu lățimea de 98 cm și lungimea de 3m. Diametrul barelor este  $\phi 10\text{mm}$ .
- 18 $\phi 10$  – armătură transversală ductilă, cu ambele capetele îndoite, cu lungimea de 1,30m
- 12 $\phi 10$  – armătură longitudinală ductilă, cu un capăt sub formă de buclă, cu lungimea de 1,15m
- 12 $\phi 10$  – armătură longitudinală ductilă, cu





II.

IV. Fig. 3.5. Armare placă

### 3.4.3. Descrierea încercării

Elementul de încercare a fost poziționat vertical și încărcat cu încărcări cvasi-stactice alternante cu ajutorul unei pompe hidraulice de jos în sus. Încărcarea este distribuită stâlpilor din structură cu ajutorul grinzii de încărcare. Nu s-au aplicat încărcări verticale.

Încărcarea elementului s-a făcut cu controlul deplasării pentru fiecare ciclu de încărcare. Istoricul încărcării poate fi caracterizat în două faze:

- Faza A, în care s-au aplicat deplasări crescătoare în domeniul elastic pentru a defini deplasarea la care se obține prima deplasare în domeniul plastic a structurii ((3x10 mm, 3x15 mm, 1x20 mm, 1x25 mm, 1x30 mm, 1x35 mm, 1x40 mm, 1x45 mm); s-a obținut deplasarea limită elastică  $e_y = 33,20\text{mm}$
- Faza B, încercarea la oboseală, în care deplasarea a fost constantă de 80mm ((+/- 2.5  $e_y$ ) până la colapsul total al structurii.

Scopul încercării a fost materializarea propunerilor echipei Plumier relativ la mecanismul de transfer al eforturilor din placă. Astfel, datorită ancorării armăturilor longitudinale în buloanele de pe grinzile transversale, s-a dorit evidențierea următoarelor mecanisme de transfer a eforturilor de la placă la stâlp (fig. 3.6.):

- Mecanism 1: compresiune directă a betonului pe talpa stâlpului;  $b_{\text{eff}} = b_{\text{stâlp}}$
- Mecanism 2: prin armături longitudinale ancorate în conectorii de pe grinzile transversale;  $b_{\text{eff}} \cong 0,7h_{\text{stâlp}}$
- Mecanism 3: considerarea grinzii transversale în transferul de moment;  $b_{\text{eff}} = 1.00\text{m}$

#### i. Dispozitive de măsurare

- 16 timbre tensometrice pe stâlpi, câte două pe fiecare aripă a stâlpului și simetric la 300mm din axul grinzii longitudinale, pentru a deduce momentele în stâlpi
- 3 timbre tensometrice pe grinda de încărcare, pentru a controla forța normală

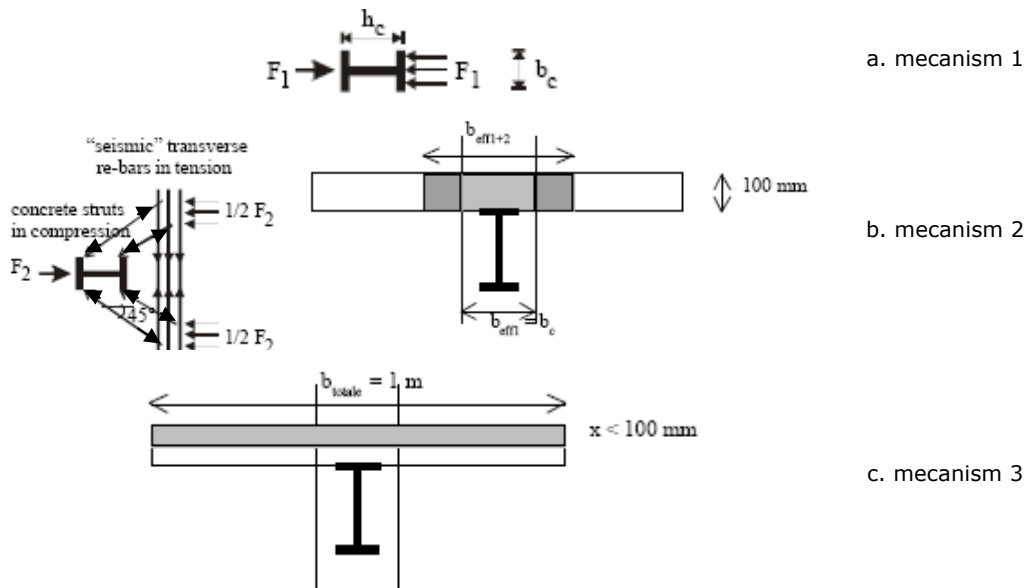


Fig. 3.6. Mecanisme de transfer și lățimi efective

Observații în timpul încercării:

- Ciclul 5: voalarea tălpii inferioare a profilului grinzii, în dreptul nodurilor 1 și 4; fisurarea betonului lângă aceste noduri.
- Ciclul 5÷15: fisurare progresivă a grinzii în dreptul nodului 1
- Ciclul 10: prima fisură în grinda metalică corespunzător primului stâlp
- Ciclul 15: fisurarea completă a inimii profilului IPE200
- Ciclul 20: începe fisurarea tălpii grinzii lângă nodul 4.
- Ciclul 25: prăbușirea unei bucăți mari din placa de beton. Se văd conectorii
- Ciclul 35: fisurarea inimii grinzii longitudinale între nodurile 3 și 4. Începe flambajul profilului metalic lângă nodurile 2 și 3. La moment negativ se observă apariția unei distanțe de aprox 1cm între placa de beton și talpa superioară a profilului metalic
- Ciclul 44÷60: flambajul progresiv al grinzii longitudinale între nodurile 2 și 3.
- Ciclul 102: cedarea elementului

#### 3.4.4. Concluzii

Din încercarea cadrului cu 3 deschideri prezentat, au rezultat următoarele concluzii:

- Fibra inferioară a secțiunii compozite supuse la oboseală urmează aceeași curbă de comportare cu secțiunea metalică
- Testul a demonstrat justetea ancorării armăturilor longitudinale în conectorii grinzii transversale la moment negativ, și a capacității portante a betonului comprimat pe grinda transversală la moment pozitiv
- Din punct de vedere al inerției, valoarea provizorie a  $b_{eff}^+ = 0.075L$  propusă de programul ICONS-EC8 1998 draft supraestimează momentul de inerție pozitiv.
- Dimpotrivă,  $b_{eff}^- = 0.1L$  propus de același program subestimează momentul de inerție negativ.

- $I_{\text{echivalent}} = 0.6I^+ + 0.4I^-$  propus de documentul ICONS-EC8 1998 dă cea mai bună estimare a distribuției momentului în lungul grinzii compozite.

### 3.5. ÎNCERCĂRI LA DARMSTADT: Studii pe noduri compozite

Programul de încercări desfășurat la Universitatea Tehnică din Darmstadt este o parte a unui program european de cercetare. La Darmstadt s-au încercat elemente – replică a elementelor încercate în laboratoarele ISPRA, scopul întregului proiect fiind acela de a studia rolul plăcii în transferul momentului la cadre compozite oțel-beton supuse la încercări seismice.

Scopul încercărilor din Darmstadt a fost dublu: pe de o parte s-a dorit obținerea comportării globale a unor soluții de noduri pentru a permite calibrarea modelării comportării neelastice a îmbinării grindă-stâlp și de evaluare mai precisă înaintea încercărilor a curbei încărcare-deplasare. Pe de altă parte, s-a dorit obținerea de date experimentale detaliate cu privire la comportarea plăcii de beton în cadrul mecanismului de transfer dintre grindă și stâlp.

#### 3.5.1. Descrierea elementelor de încercare

Au fost realizate 3 elemente spațiale de încercare, cu următoarele caracteristici (fig. 3.7):

- **Elementul BR-X:** îmbinare rigidă grindă-stâlp realizată cu buloane. Stâlpul este metallic, realizat din profil HEM260, iar grinzile sunt realizate cu profile IPE300 pe o direcție și IPE270 pe cealaltă. Placa de beton de grosime 12cm, este turnată peste o tablă profilată cu profilele paralele cu grinda IPE270. Conexiunea de forfecare este conexiune completa, realizată din dornuri sudate  $\phi 16\text{mm}$ . Particularități ale plăcii de beton:
  - Placa are contact complet cu stâlpul metallic
  - S-au prevăzut armături suplimentare care să permită dezvoltarea unui mecanism adițional „strut-and-tie” în placă. Acest rol îl au barele adiționale  $\phi 10$  plasate pe cele patru laturi ale stâlpului.
  - Pentru maximizarea rolului grinzii transversale în transferul momentului încovoietor, s-au plasat pe grinzi dornuri suplimentare pentru legarea armăturii longitudinale.
- **Elementul WR-X:** îmbinare rigidă realizată prin sudură. Față de primul element: armătura suplimentară  $\phi 10$  este plasată doar pe două laturi ale stâlpului
- **Element BF-X:** îmbinare flexibilă realizată cu buloane, urmărindu-se minimizarea efectului plăcii de beton asupra mecanismului de transfer al momentului:
  - S-au eliminat armăturile suplimentare  $\phi 10$  și conectorii din vecinătatea stâlpului
  - Pentru eliminarea oricărui contact între grindă și stâlp, în jurul stâlpului s-a turnat un strat de 2cm de spumă poliuretanică.

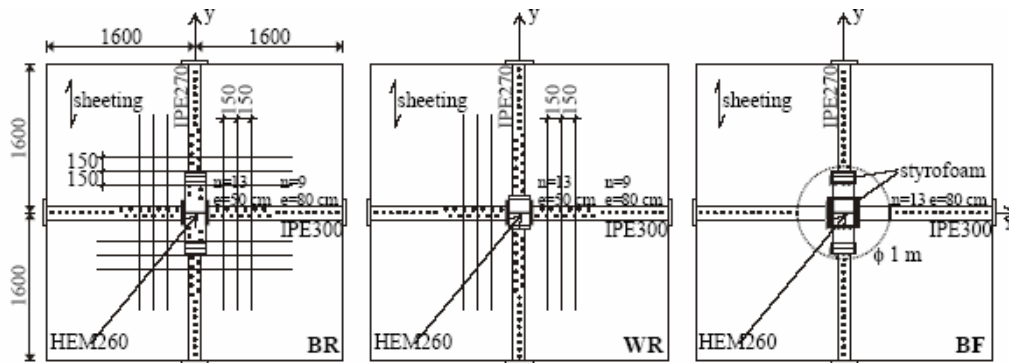


Fig. 3.7. Descrierea elementelor de încercare

### 3.5.2. Standul de încercare

Având în vedere că la cadre rigide supuse la încărcări laterale, punctele de inflexiune la grinzi și stâlpi sunt situate la mijlocul fiecărui element, elementele de încercare au fost proiectate cu articulații în aceste puncte de inflexiune. Transferul de eforturi s-a realizat prin aplicarea încărcărilor prin intermediul unui servomotor partea superioară a stâlpului și asigurarea legăturilor corespunzătoare în celelalte puncte de inflexiune (fig. 3.8).

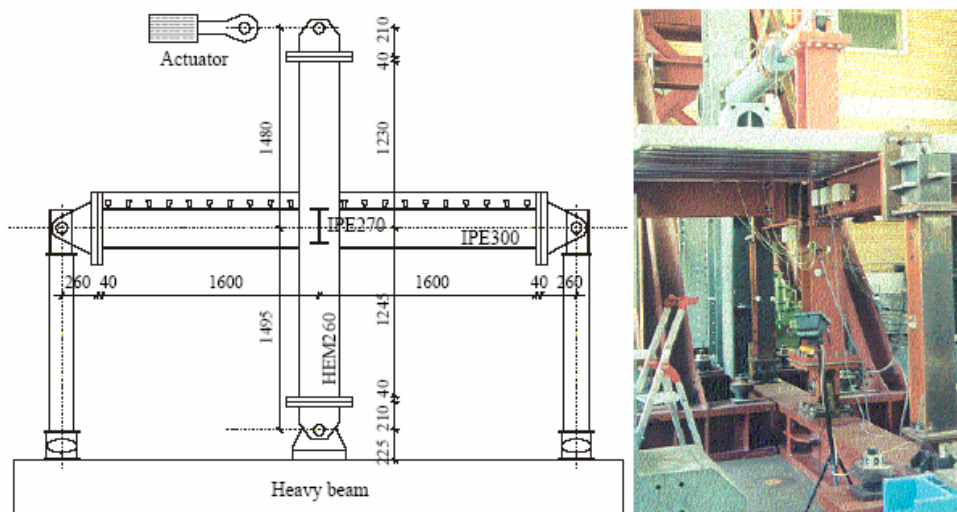


Fig. 3.8. Standul de încercare

Servomotorul a fost programat să introducă încărcări funcție de deplasare. Deplasarea în afara cadrului planului sub încărcări este împiedicat prin intermediul unei grinzi de ghidare paralele și cu un set de role.

Măsurătorile au fost realizate cu următoarele dispozitive:

- Potențiometri pentru măsurarea deplasării la partea superioară a stâlpului funcție de un stâlp de referință paralel

- Două timbre tensometrice plasate pe dornuri pentru măsurarea eforturilor din acestea
- Timbre tensometrice în diferite secțiuni ale grinzilor metalice
- Timbre tensometrice pe armături și pe beton
- Inclinoetre pentru măsurarea unghiului de rotire la grinzi și stâlpi

### 3.5.3. Descrierea încercărilor

Elementele au fost supuse la încărcări orizontale ciclice cu deplasarea controlată, după cum urmează.

Elementul BR a fost supus la încărcări ciclice crescătoare în direcția x cu deplasări maxime  $\pm 48\text{mm}$ . Elementul a fost apoi rotit cu  $90^\circ$  și supus aceleiași rutine de încercare, de data aceasta în direcția y. În final elementul a fost readus în poziția inițială și încărcat pentru deplasarea laterală maximă  $\pm 200\text{mm}$  în direcția x. S-a observat astfel ca rezultatele încercărilor în direcția x nu au fost afectate de încercările intermediare în direcția y. Datorită acestui fapt, următorul element a fost încercat fără alternanțe de direcție.

Elementul BF a fost încercat pe direcția y până la o deplasare maximă laterală la vârf de  $\pm 50\text{mm}$ . În faza următoare elementul a fost rotit cu  $90^\circ$  și încărcat lateral în direcția x până la deplasarea maximă la vârf de  $\pm 200\text{mm}$ .

Elementul WR a fost încercat numai pe direcția x până la deplasarea maximă de  $\pm 200\text{mm}$ , deoarece armarea a fost proiectată special pentru stabilirea formulelor de calcul la seism pe o direcție.

### 3.5.4. Rezultatele încercărilor

Comportarea globală a structurilor a fost interpretată pe baza comportării grinzii din stânga a fiecărui element încercat pe direcția x (de ex. încovoiere la profilul IPE300). Această alegere a fost făcută datorită cedării premature a îmbinării grindă-stâlp din partea dreaptă datorită unor defecte de sudură apărute la elementele de încercare, fie în îmbinare, fie între aripa și inima profilului metalic.

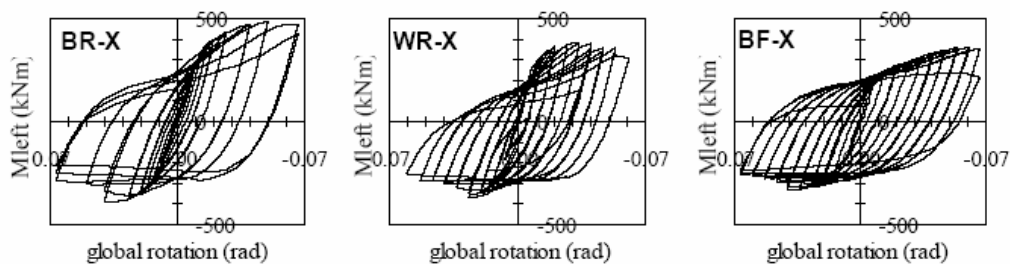


Fig. 3.9. Curbe moment-rotire

În fig. 3.9 sunt prezentate curbele moment stânga funcție de rotirea globală pentru fiecare element în parte. Rotirea globală a fost stabilită raportul dintre deplasarea laterală controlată de la partea superioară a stâlpului și înălțimea stâlpului. Aceasta s-a considerat a fi o estimare bună a rotirii globale a elementelor pentru că îmbinările grindă-stâlp au fost dimensionate astfel încât să rămână în domeniul elastic, iar zonele plastice potențiale să se regăsească în grindă.

Se remarcă o comportare ductilă excelentă la toate cele trei elemente (vezi curbele histeretice de mai sus). În zona de moment pozitiv, elementul BR-X care are cea mai rigidă placă prezintă cea mai mare capacitate de rezistență. Elementul WR-X arată o capacitate mai scăzută, dar oricum bună. La elementul BF-X, la care nu există legătură între placă și stâlp și nici armături suplimentare, capacitatea la moment pozitiv a reieșit mai scăzută decât la primele două elemente. În zona de moment negativ, în toate cele trei elementele a apărut voalarea în talpa inferioară. Fisurarea plăcii de beton la contactul cu stâlpul este vizibilă doar la elementele rigide. Elementul BF-X a prezentat în plus o voalare ușoară a tălpii superioare a profilului, acolo unde nu era conectată la placa de beton.



a. Element BR-X: fisurarea și zdrobirea plăcii de beton

b. Element BR-X: voalarea tălpii inferioare a profilului metalic

Fig. 3.10. Cedarea elementului BR-X

Comportarea plăcilor de beton la cele trei încercări este ilustrată în figura 3.11.

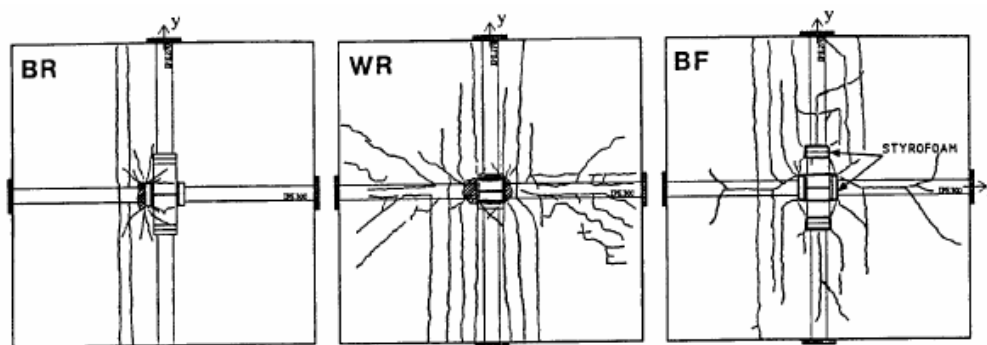


Fig. 3.11. Modelul fisurilor din plăcile de beton

Elementul cel mai armat BR (fig. 3.11), prezintă foarte puține fisuri:

- două fisuri de încovoiere de-a lungul întregii lățimi a elementului și perpendicular pe direcția de încărcare a acestuia
- câteva fisuri secundare în dreptul plăcii de capăt a grinzii.

Se poate trage concluzia, că metoda de proiectare propusă de Plumier s.a. [45] a fost materializată, fiind atinse cele două obiective ale conceptului de proiectare: degradări minime ale plăcii de beton și rezistență maximă la încovoiere.

Elementul WR cu armătură suplimentară doar în direcția y: Lângă stâlp, prezintă fisuri perpendiculare pe direcția încărcării, în număr mai mare decât la elementul precedent. În plus armarea transversală nu este suficientă pentru a împiedica despicarea betonului. Sunt vizibile „bielele” comprimate din beton și fisurile diagonale pe toată lungimea plăcii, și în special la extremități. Fisurarea extensivă a plăcii comparativ cu primul element se datorează cu siguranță armăturii longitudinale din placă.

La elementul BF se remarcă o fisură paralelă cu direcția încărcării, chiar de-a lungul liniei conectorilor de pe grinda longitudinală. Armătura transversală nu a rezistat la întinderea transversală din placă, și a apărut despicarea plăcii. De asemenea au apărut fisuri perpendiculare pe direcția de încărcare. Din nou, slaba armare a plăcii este cauza apariției fisurilor.

Din rezultatele timbrelor tensometrice de pe armăturile transversale, rezultă că indiferent de modul de armare sau de realizare a îmbinării, barele transversale sunt în principal solicitate la întindere. Autorii încercărilor (Bowkamp & Parung) în cazul structurilor compozite de tipul celor studiate, consideră normal faptul că armăturile transversale să fie solicitate la întindere atât în zone de moment pozitiv cât și în zone de moment negativ (fig. 3.12)

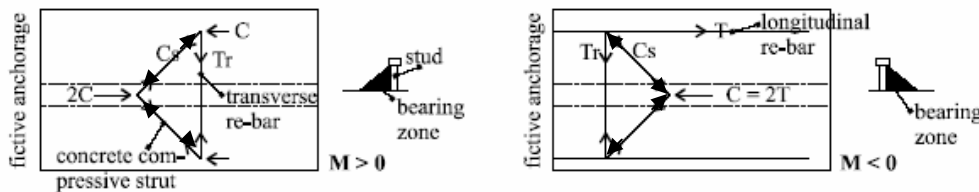


Fig. 3.12. Distribuția eforturilor în barele de armătură

În elementul WR, la care armarea suplimentară apare numai în direcție transversală, alungirile relative măsurate în zona de moment pozitiv sunt aproximativ egale cu cele din zona de moment negativ. Acest fapt poate fi explicat prin efectul conectorilor suplimentari.

La elementul BF, fără armare suplimentară, măsurătorile au fost făcute pe plasa sudată. Au apărut aceleași tipuri de eforturi, dar alungirile relative în zonele de moment negativ sunt mult mai mari decât cele din zonele de moment pozitiv. Diferența nu a putut fi încă explicată.

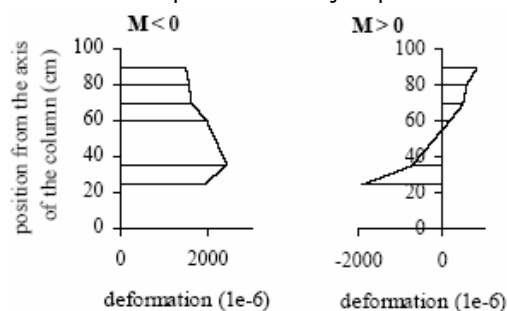


Fig. 3.13. Eforturi în armături longitudinale general acceptată că toate armăturile de pe un nivel sunt fie întinse fie comprimate. Acest efect ar putea fi posibil dacă este suprapus cu o contribuție importantă a tălpii comprimate în vecinătatea stâlpului.



La elementul flexibil BF, eforturile sub moment pozitiv sunt întodeauna de compresiune, arătând că în element nu apare nici un câmp de tensiuni.

### 3.5.5. Concluzii

Din studiul comportării elementelor încercate se pot deduce indicații privind câmpurile de eforturi existente în placă pentru mai multe moduri de armare. Principalele rezultate indicate de autori sunt:

- măsurile luate pentru mărirea lățimii efective (armături suplimentare, grinda transversală) au efectul scontat. Relațiile de calcul prezentate de Plumier (1998) duc la o proiectare cu un grad de siguranță rezonabil, producând mecanismul de apariție al articulațiilor plastice preconizat.
- modelul de proiectare bazat numai pe secțiunea de oțel este inexact și nu prezintă siguranță
- momentele plastice pozitive sunt estimate corect conform definiției din EC4, bazată pe mecanismul introdus de Plumier (mecanismul strut and tie) deoarece în aceste încercări au condus la lățimi efective de același ordin de mărime
- momentele plastice pozitive sunt supraestimate pentru lățimea efectivă calculată conform EC4

## 3.6. ÎNCERCĂRI EFECTUATE LA CENTRUL DE CERCETARE ISPRA: Încercări ciclice pe două direcții pe cadre compozite spațiale

### 3.6.1. Elementul de încercare

La centrul de cercetare ISPRA Italia, s-a desfășurat o încercare pe un element compozit tridimensional cu 3 nivele (fig. 3.14).

Structura a avut 3 nivele, 3x3 deschideri, dimensiunile în plan 16x12m și înălțimea totală de 9,50m. Nodurile rigide și flexibile din structură sunt reliefate în fig. 3.14.b. Plansele sunt plăci compozite cu tablă cutată.

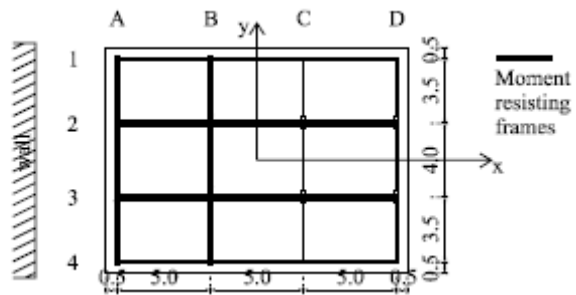
Programul de încercare s-a axat în mod deosebit pe evaluarea regulilor de proiectare ce afectează participarea plăcii compozite la transferul momentului încovoietor, atât pentru noduri rigide cât și pentru noduri flexibile. Încercarea s-a realizat cu încărcarea elementului pe două direcții ortogonale. S-a putut studia atât comportarea nodurilor de capăt cât și a nodurilor intermediare.

Cum scopul tuturor încercărilor din cadrul acestui program a fost amendarea codului Eurocode 8, în acest element au fost introduse mai multe tipuri de plăci compozite pentru a putea acoperi o cât mai mare paletă de soluții constructive. În acest context s-a ales atât placă compozită ce conlucrează cu grinda metalică, cât și placă independentă, utilizându-se spumă poliuretanică pentru împiedicarea transmiterii de eforturi de la placă direct la stâlp.

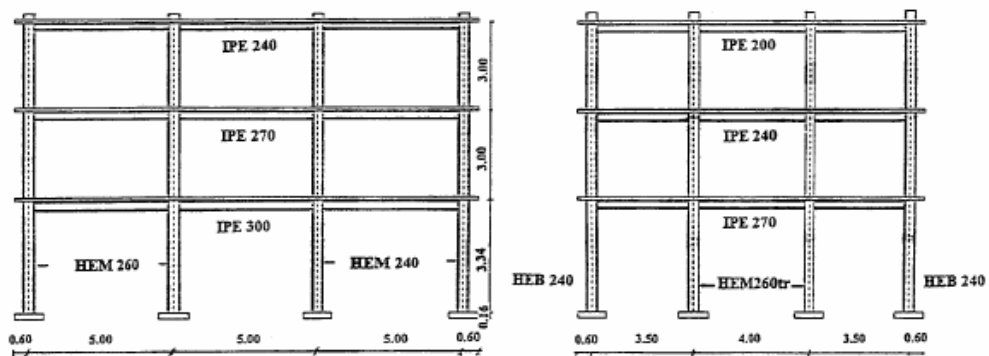




a. vedere generală



b. schema în plan



Frame axis 2/3

Frame axis A/B

c. cadrele cu noduri rigide din structură

Fig. 3.14. Element de încercare

Structura a fost proiectată astfel încât curgerea să aibă loc în talpa inferioară a grinzilor metalice, cu implicare minoră a plăcii prin curgere sau fisurare. Pentru a obține această comportare, s-a pus la punct o metodă de proiectare a armăturii ductile și conectorilor de forfecare necesari în zonele plastice potențiale, metodă care în urma încercărilor a fost preluată în Eurocode8. Pentru a evita formarea accidentală a articulațiilor plastice în stâlpi, momentul capabil plastic al grinzilor a fost calculat pentru o lățime efectivă de placă supradimensionată.

#### Armare placă și conexiuni de forfecare

În axul 2 al structurii, s-a plasat armarea standard de referință la acțiuni seismice, similar la toate nivelele, și anume bare  $\phi 10$  plasate ca în fig. 3.15. , în mod diferențiat pentru nodurile de capăt și nodurile intermediare. Pentru aceeași ax, conexiunea de forfecare a fost realizată cu dornuri sudate  $\phi 16$ mm, numărul de dornuri fiind stabilit conform cerințelor pentru încărcări verticale.

În restul axelor au apărut diferențe privind numărul de armături și modul de conectare a plăcii, la ultimul nivel placa fiind parțial deconectată față de stâlp conform procedurilor prezentate anterior.

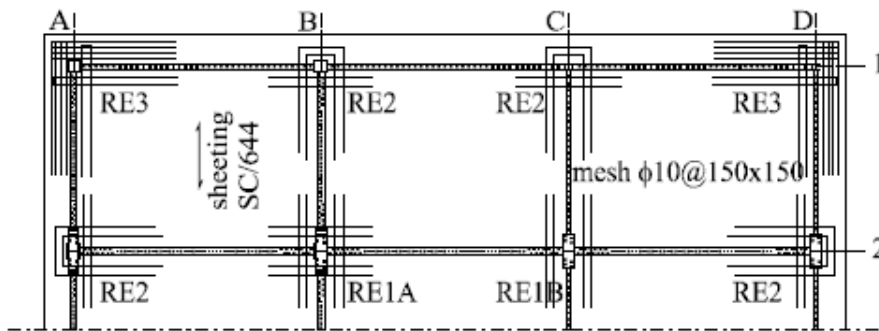


Fig. 3.15. Dispunerea barelor de armătură și a dornurilor în placă

### 3.6.2. Programul încercării

Încărcările au fost aplicate pe model conform cerințelor EC8, încărcarea orizontală din seism fiind reprezentată prin forțe statice echivalente aplicate la nivelul fiecărui planșeu. Încărcările au fost transmise la element prin intermediul unui zid de reacție.

Încercarea s-a desfășurat în cinci faze:

- faza 1: încărcare ciclică cvasi-statică în direcția x; deplasarea maximă admisă la vîrf:  $\pm 180$ mm
- faza 2: idem faza 1, în direcția încărcării y
- faza 3: încărcare cvasi-statică ciclică bidimensională:
  - o direcția y: încărcare pînă la o deplasare de 90mm-constantă, urmată de o încărcare în direcția x pînă la deplasarea de  $\pm 90$ mm – 2 cicluri de încărcare
  - o se repetă procedura pentru deplasări pe cele două direcții de pînă la 180mm
- faza 4: încărcare pseudo-dinamică pe două direcții

- faza 5: idem faza 1, cu deplasare la vârf de  $\pm 420\text{mm}$ .

### 3.6.3. Rezultate obținute

#### Comportarea globală a structurii

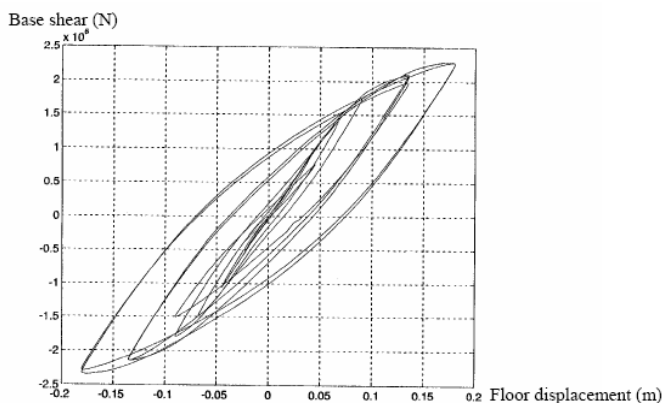


Fig. 3.16. Faza 1. Diagrama de deplasare a structurii

sudurii necorespunzătoare. S-a observat de asemenea o scădere în rigiditate globală a elementului la ultimele cicluri. Rigiditatea globală a fost definită ca suma încărcărilor laterale aplicate pe structură la un moment dat, raportată la deplasarea laterală la ultimul nivel al structurii. La sfârșitul primei faze a încercării s-a obținut o rigiditate finală a structurii de 55% din cea inițială.

În faza a doua a încercării, elementul a avut de asemenea o comportare bună, iar scăderea în rigiditate pe această direcție a fost similară cu cea din faza precedentă.

Faza a 3-a a presupus încărcarea elementului pe două direcții orizontale perpendiculare. A fost astfel posibilă compararea răspunsurilor structurii pe direcția corespunzătoare pentru deformații impuse diferite pe direcția  $y$ , și s-a putut evalua influența încărcării pe două direcții asupra rezistenței structurii. Valorile rigidităților sunt prezentate în tabelul 3.3.

Tabelul 3.3. Rigiditățile globale ale structurii în timpul încercării

$K_i$ (kN/cm)	max. cyclic loads (kN)		$K_t$ (kN/cm)	$K_e$ (kN/cm)	Legendă: $K_i$ – rigiditatea inițială (la începutul fiecărei etape de încărcare) $K_t$ – rigiditatea efectivă medie $K_e$ – rigiditatea finală
	positive	negative			
163	2327	2263	127		
	2270	2224	125	151	
164	2106	2134	118		
	2161	2091	118	147	
148	2060	2036	114		
	2060	2005	113	135	

În timpul ultimelor cicluri de încărcare s-a înregistrat o scădere drastică a rigidităților, scădere datorată cedărilor sudurilor tălpii inferioare a grinzilor la nodurile marginale. În cadrul acestui element, au cedat în acest mod 7 din cele 36 de îmbinări. Datorită acestui fapt, sudurile au fost remediate și s-a reluat încercarea cu faza 3. De această dată structura a ieșit din această fază aproape fără degradări.

În ultima fază de încercare a apărut cedarea structurii (fig. 3.17). Încercarea a luat sfârșit datorită scăderii rezistenței la baza stâlpilor, la 71% din rezistența inițială. De asemenea doi dintre stâlpi s-au fracturat la nivelul primului etaj (fig. 3.17.b).



a. Flambajul grinzii la talpa inferioară



b. Ruperea transversală a stâlpului

Fig. 3.17. Detalii privind cedarea structurii în faza 5

### 3.7. Concluzii

În urma programelor de încercări prezentate, desfășurate pe plan european în ultimii ani, s-au elaborat normele de proiectare îmbunătățite pr.EN. 1994 și 1998, pentru structuri compozite supuse la încărcări verticale, și respectiv la încărcări seismice. Direcțiile principale în care a evoluat proiectarea cadrelor compozite cu noduri rigide a fost prezentată succint în capitolul anterior.

Programul de încercări ilustrat în acest capitol este un program unitar, desfășurat concertan pe parcursul mai multor ani. Elementele de încercare au avut în comun următoarele aspecte ale geometriei elementelor:

- Toate elementele au fost părți ale unor structuri în cadre cu noduri rigide
- Grinzile metalice au fost compuse din profile laminate simetrice
- Placa este placă compozită beton-tablă cutată
- Armarea plăcii este realizată pe un nivel, și constă din rețele sudate

- Pentru preluarea încărcărilor orizontale tip seism, zonele de nod ale plăcilor au fost armate suplimentar cu armături ductile
- Armăturile ductile pentru preluarea sesimului au fost ancorate în zonele de margine astfel:
  - fie cu buclă în jurul stâlpului
  - fie cu buclă în jurul câte unui dorn de pe grinda transversală din zonă
- Conexiunea de forfecare este conexiune totală. La începutul seriei de încercări au fost realizate câteva elemente cu conexiune parțială, dar pe parcurs s-a renunțat la această direcție de cercetare.
- Toate conexiunile de forfecare sunt realizate din elemente ductile tip dorn

Din punct de vedere al încercării elementelor, se pot evidenția următoarele:

- Încărcarea tuturor elementelor s-a realizat cu controlul deplasărilor.
- Încărcările au fost realizate în regim pseudo-dinamic, ciclic alternat
- Încărcarea laterală tip seism s-a aplicat stâlpilor, deasupra nivelului plăcii analizate (Saclay, Darmstadt)

Din punct de vedere al comportării elementelor, se remarcă următoarele:

- Cedarea elementelor s-a produs prin apariția articulațiilor plastice la extremitățile grinzilor, odata cu voalarea tălpii inferioare a profilului metalic
- Articulațiile plastice au fost obținute pentru degradări minime ale plăcii de beton și rezistență maximă la încovoiere
- Armăturile longitudinale de la un anumit nivel din secțiune nu sunt neapărat sollicitate de eforturi de același semn
- Armăturile transversale sunt sollicitate numai la eforturi de întindere, indiferent de semnul momentului încovoietor

Rezultatele încercărilor au fost transpuse în normative (prezentate în capitolul 2):

- Eurocode 4 – mecanismul „strut-and-tie” de transiterie a eforturilor de la placa de beton la stâlp
- Eurocode 8 – capitolul 7 – paragrafele referitoare la lățimea activă de placă pentru grinzile compuse, și anexa C pentru calculul armăturii din placă

Încercările prezentate lasă loc pentru continuarea cercetărilor în acest domeniu, pentru alte tipuri de secțiuni de grindă, armări de placă sau tipuri de conexiuni de forfecare.

## 4. PROIECTAREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

### 4.1. Expunerea problemei

Din prezentarea din primele două capitole, se poate desprinde concluzia că cercetările recente în domeniul grinzilor compozite s-au axat pe studiul grinzilor care au în componență o placă compozită beton-tablă cutată, iar armarea plăcii realizată pe un rând. De asemenea, , fie și pentru aceste cazuri, ancorarea barelor de armătură longitudinală a fost studiată doar pentru câteva cazuri specifice, introduse ulterior în standardele de proiectare.

Lucrarea de față își propune să abordeze un caz diferit de compoziție a unei grinzi compozite, și anume grindă cu placă de beton armat, cu armare pe două rânduri. În aceste condiții, se va modifica de asemenea și modul de ancorare al armăturii longitudinale, abordându-se un mod de ancorare inspirat din armarea cadrelor din beton armat supuse la încărcări seismice.

Pentru evaluarea comportării unei asemenea grinzi de cadru, studiul va începe cu abordarea unei clădiri cu structură cadre compozite situată într-o zonă seismică. Structura va fi analizată conform cerințelor standardelor în vigoare, atât pentru încărcări verticale cât și pentru încărcări orizontale. Analiza globală se va face pentru două cazuri:

- armături longitudinale ancorate cu buclă în jurul stâlpilor de margine
- armături longitudinale extinse în placă pe rândul opus, pe o lungime de 60 diametri dincolo de fața interioară a stâlpului de margine

În urma analizei globale elastice, se va izola din structură un cadru reprezentativ, care va fi supus unei analize neliniare. Funcție de rezultatele obținute vor fi dimensionate elementele de încercare.

### 4.2. Descrierea structurii

Alegerea geometriei structurii – distanțe între axe, înălțime de nivel – s-a făcut astfel încât elementul experimental final, ce va conține o deschidere, să fie compatibile dimensional cu gabaritul laboratorului în care se vor desfășura încercările.

Elementele experimentale proiectate au fost considerate ca parte a unei clădiri de birouri cu 3 nivele, cu deschideri egale pe ambele direcții, respectiv 3 deschideri pe o direcție și 2 deschideri pe cealaltă. Deschiderile au fost alese de 3,75m, iar înălțimea de nivel de 2,20m. Structura de rezistență a clădirii este realizată din cadre necontravântuite compozite oțel-beton, stâlpii fiind din metal, iar grinda în soluție compozită – grindă metalică cu placă din beton armat și conectori ductili ce vor asigura o conexiune totală.

Elementele structurale ale clădirii au fost alese astfel încât să îndeplinească criteriile de ductilitate impuse de normativele P100 și Ec8:

- $\frac{\alpha_u}{\alpha_a} = 1.3$ ;  $q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 6.5$  (P100, tab. 7.2) pentru structuri din cadre compozite fără contravântuiri, cu mai multe deschideri și mai multe niveluri, ordonate pe orizontala și verticală;
- factor de comportare  $q > 4 \Rightarrow$  structură cu clasa de ductilitate H sau M;
- clasa de beton C20/25 (minim admis la proiectarea structurilor compozite):  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
- armături în placă pe ambele direcții cu profil periodic PC52:  $f_{sk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- oțel structural S235 cu  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- conexiune de forfecare totală, atât pentru încărcări verticale cât și pentru încărcări orizontale

Elementele geometrice ale structurii:

- placa de beton armat cu grosimea de 10 cm
- stâlpi metalici cu profil 2HEB200
- grinda metalică IPE180
- îmbinarea grindă-stâlp este îmbinare rigidă
- conectori de forfecare dornuri cu cap, ductili,  $\phi 13$  cu înălțime de 60mm; conectorii sunt așezați pe 2 rânduri
- armarea plăcii: rețea  $(\phi 8 + \phi 10)/34$

Structura prezentată a fost aleasă astfel încât să lucreze identic pe ambele direcții, și să se poată izola mai ușor elementul de încercare.

### 4.3. Analiza globală elastică a structurii

Conform principiilor enunțate în capitolul 2, analiza structurii se realizează în două faze, și anume analiza la încărcări verticale și analiza la încărcări orizontale. Analiza globală elastică este realizată prin modelarea spațială a clădirii în următoarele variante, pentru fiecare din ele păstrând elementele geometrice și de material prezentate anterior:

- 1) Structura de rezistență metalică; presupune un calcul global atât la încărcări orizontale cât și verticale, considerând secțiunea grinzii formată numai din profilul metalic; modelarea structurii este realizată din bare cu secțiune constantă pe toată lungimea fiecărui element. Structura analizată se încadrează în prevederile EC3 la încărcări verticale, și capitolul corespunzător din P100 pentru structuri metalice solicitate la seism. Se pot obține rezultate viabile atât pentru solicitări verticale cât și pentru solicitări din seism.
- 2) Structura de rezistență cu stâlpi metalici și grinzi cu secțiune compozită, cu elementele compozite calculate conform recomandărilor de proiectare din EC4. Modelarea va fi realizată din bare cu secțiune constantă pentru stâlpi și secțiune variabilă pentru rigle. Pentru grinzi vor fi introduse secțiuni diferite pe zonele de moment pozitiv și negativ, ținând cont de zonele de inflexiune a diagramelor de momente încovoietoare rezultate din încărcări verticale. Analiza structurii astfel modelate nu este viabilă pentru calculul la încărcări orizontale.



- 3) Structura de rezistență cu stâlpi metalici și grinzi cu secțiune compozită, cu elementele compozite calculate conform recomandărilor de proiectare din EC8. Vor fi realizate două modelări: una cu rigiditatea constantă a grinzii, calculată ca medie între rigiditatea la moment pozitiv și rigiditate la moment negativ (rel. 2.14), și altele două cu rigidități diferite funcție de semnul momentului încovoietor.
- 4) Modelare cu elemente bară pentru profilele metalice și elemente de suprafață pentru placa de beton. Se vor studia diverse tipuri de modelare a conexiunii totale.

Încărcările utilizate la modelare sunt:

- Încărcările verticale:
  - Încărcări permanente:
    - grinda metalică – 18,8 daN/m,
    - placă beton armat cu grosime 10 cm – 250 daN/m<sup>2</sup>,
    - pardoseală gresie 120 – daN/m<sup>2</sup>
  - Încărcări cvasipermanente: 150 daN/m<sup>2</sup>
  - Încărcări utile (birouri): 200 daN/m<sup>2</sup>
- Încărcării orizontale tip seism, caracterizate prin parametrii:
  - $a_g=0,16g$
  - $T_c=0,7$  sec
  - $\beta=3$
  - $\gamma_1=1$
  - factor de comportare  $q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1,35 = 6,75$ ; nu apar reduceri ale valorii lui  $q$  datorită neuniformității structurale, clădirea fiind uniformă atât în plan cât și în elevație.

Pentru fiecare caz în parte au fost introduse ipotezele și combinațiile corespunzătoare.

#### 4.3.1. Rigiditatea secțiunii transversale a grinzii

##### Rigiditatea grinzii la încărcări verticale

La încărcări verticale, structura a fost analizată conform cerințelor din Eurocode 4. Pentru aceasta, la analiza globală a structurii au fost luate în considerare două lățimi efective de placă, diferite pe zona de moment pozitiv și pe zona de moment negativ. Fiecare în parte va fi utilizată atât la calculul rigidității secțiunii grinzii compozite, cât și pentru calculul momentului capabil plastic, de unde vor rezida avantajele și dezavantajele prezentate la capitolul 2.

Lățimea efectivă de placă diferă funcție de doi parametri: semnul momentului încovoietor și poziția secțiunii în planul orizontal al structurii:

- Zone de moment pozitiv, care apar la mijlocul deschiderii grinzii, din fig. 2.5. rezultă:

$$L_e = 0,70 \cdot l$$

$$b_{\text{eff}}^+ = 2 \cdot \frac{L_e}{8} = 2 \cdot \frac{0,70 \cdot l}{8} = 0,175l = 0,175 \cdot 3,75 = 0,66m \quad (4.1)$$

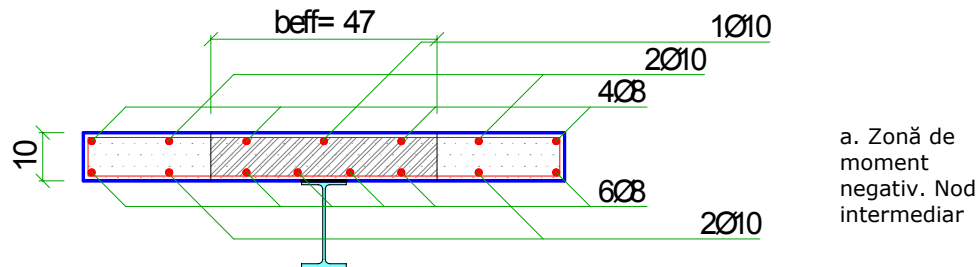
Lățimea efectivă de placă diferă pentru zonele de moment negativ funcție de poziția nodului în structură, și anume:

- Zone de moment negativ, nod intermediar:



$$L_e = 0,25 \cdot 2l = 0,5 \cdot l$$

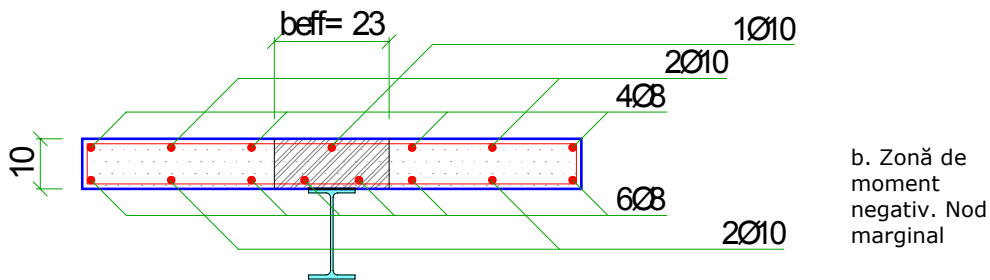
$$b_{\text{eff}}^- = 2 \cdot \frac{L_e}{8} = 2 \cdot \frac{0,5 \cdot l}{8} = 0,125 \cdot l = 0,125 \cdot 3,75 = 0,47\text{m} \quad (4.2)$$



a. Zonă de moment negativ. Nod intermediar

- plasa superioară:  $A_{ss} = 1\phi 10 + 2\phi 8 = 1,795\text{cm}^2$

- plasa inferioară:  $A_{si} = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2$



b. Zonă de moment negativ. Nod marginal

- plasa superioară:  $A_{ss} = 1\phi 10 = 0,785\text{cm}^2$

- plasa inferioară:  $A_{si} = 2\phi 8 = 1,01\text{cm}^2$

Fig. 4.1. Armarea pe lățimea plăcii în zone de moment negativ conform EC4

- Zone de moment negativ, nod marginal:

$$L_e = 0,25 \cdot l$$

$$b_{\text{eff}}^- = 2 \cdot \frac{L_e}{8} = 2 \cdot \frac{0,25 \cdot l}{8} = 0,0625 \cdot l = 0,0625 \cdot 3,75 = 0,23\text{m} \quad (4.3)$$

Armătura longitudinală luată în considerare la calculul rigidităților în zona de moment negativ sunt redată în figura 4.1.

Pentru calculul momentelor de inerție, a momentelor capabile în domeniul elastic și domeniul plastic, poziției axei neutre în secțiune, s-a realizat un program de calcul tabelar în Excel. Programul a fost gândit astfel încât să acopere cerințele de calcul atât la cadre solicitate la încărcări verticale cât și pentru cadre solicitate la încărcări orizontale. În ultimul caz, se determină un moment de inerție elastic pentru calculul rigidității, și un moment de inerție în domeniul plastic pentru calculul rezistenței la încovoire a secțiunii. Modul de introducere a datelor cât și prezentarea rezultatelor sunt ilustrate în fig. 4.1.a.

Programul tabelar a fost realizat pentru condițiile cerute de zona de interes propusă de autor, și anume:

- profilul metalic I, neînglobat în beton
- placa din beton armat, fără tablă cutată

## PROFIL METALIC I

1	Nume	IPE180	
2	Moment inerție	$I_a$	1317.20 [cm <sup>4</sup> ]
3	latime talpa	$b_{tf}$	9.10 [cm]
4	grosime talpa	$t_f$	0.80 [cm]
5	inaltime inima	$h_w$	16.40 [cm]
6	grosime inima	$t_w$	0.53 [cm]
7	inaltime profil	$h_a$	18.00 [cm]
8	Rezistența adm.	$f_y$	2350 [daN/cm <sup>2</sup> ]
9	Coef. siguranța material	$\gamma_a$	1.0
10	arie profil	$A_a$	23.95 [cm <sup>2</sup> ]

## PLACA BETON ARMAT

1	Inaltime placa	$t_c$	10.00 [cm]
2	latime efectiva "+"-domeniu elastic	$b_{e+}$	66.00 [cm]
3	latime efectiva "-"-domeniu elastic	$b_{e-}$	47.00 [cm]
4	coeficient de echivalența	$n$	7
5	rezistența adm.	$f_{ck}$	200 [daN/cm <sup>2</sup> ]
6	Coef. siguranța material	$\gamma_c$	1.0
7	latime efectiva "-"-domeniu plastic	$b_{eff-}$	47.00 [cm]
8	latime efectiva "+"-domeniu plastic	$b_{eff+}$	66.00 [cm]

## ARMARE PLACA

1	arie plasa superioara	$A_{s1}$	1.80 [cm <sup>2</sup> ]
2	arie plasa inferioara	$A_{s2}$	2.01 [cm <sup>2</sup> ]
3	grosime strat de acoperire	$a$	1.00 [cm]
4	Rezistența admisibilă	$f_{sk}$	3550 [daN/cm <sup>2</sup> ]
5	Coef. siguranța material	$\gamma_s$	1.1

Date de intrare necesare:

- caracteristici geometrice pentru profilul metalic, placa de beton
- aria de armare în plasa inferioară și superioară
- grosimea stratului de acoperire
- caracteristici de material
- coeficientul de echivalența
- coeficienți parțiali de siguranța
- lățimi efective de placă în domeniul elastic
- lățimi efective de placă în domeniul plastic

Date de intrare

a. date de intrare

Zone de moment pozitiv

Poziția axei neutre:

- fata de fibra extrema inferioara

- fata de fibra extrema superioara

Momentul capabil pozitiv plastic

ANP- apartine placa beton

Ass-comprimata

Asi-intinsa

22.41 cm

5.59 cm

9502 daNm

Poziția axei neutre plastice  
Tipul solicitării în armătura longitudinală

Rezultate efective

Zone de moment pozitiv

Poziția axei neutre:

- fata de fibra extrema inferioara

- fata de fibra extrema superioara

Momentul capabil negativ plastic

ANP- apartine profilului metalic

ANP se afla in inima

profilului

13.27 cm

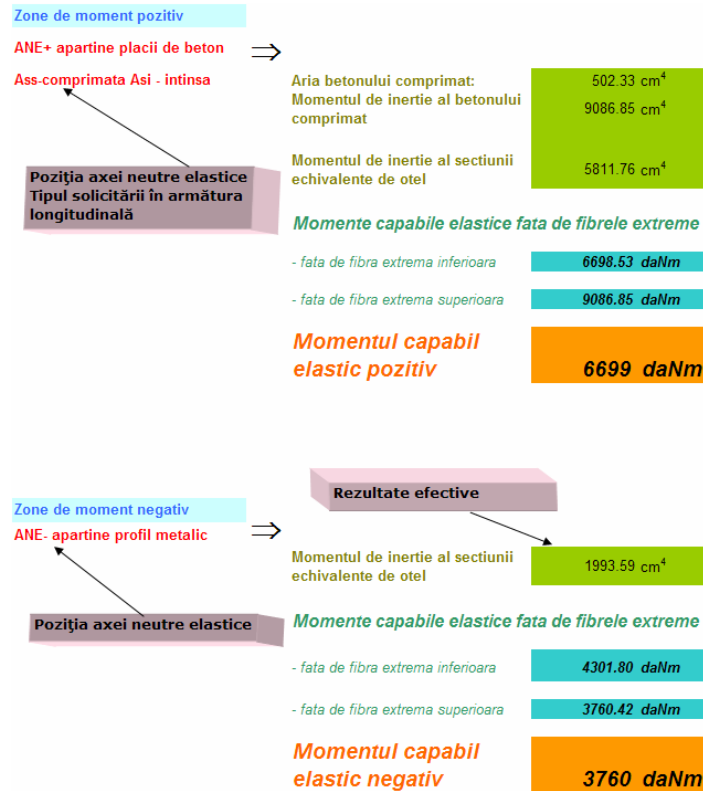
14.73 cm

4613 daNm

Poziția axei neutre plastice  
Distanța de la ANP la fibrele extreme

Rezultate efective

b. Rezultate în domeniul plastic



c. Rezultate în domeniul elastic

Fig. 4.2. Calculul caracteristicilor secțiunii grinzii

- armarea în placă pe două rânduri. Ca și caz particular, se poate face calculul pentru armare pe un rând, caz în care armarea inferioară a plăcii se ia egală cu zero.

Programul permite calculul pentru domeniul elastic și domeniul plastic – pentru secțiuni diferite (EC8) sau identice (EC4) – calculul în zone de moment pozitiv și negativ în același timp. Poate fi utilizat și în faza de predimensionare, când se dorește obținerea unui anumit raport între înălțimea zonei comprimate și înălțimea totală a secțiunii.

Rezultatele obținute pentru cazurile din prezentul subcapitol sunt redată succint în tabelul 4.1.. Din rezultatele afișate, se remarcă faptul că condiția de ductilitate pusă în Eurocode 4 (vezi pct. 2.2.4. din capitolul anterior) ca raportul de ductilitate  $x/d$  între înălțimea zonei comprimate din beton și înălțimea secțiunii să fie mai mic de 0,15 nu este respectată pentru nici una dintre secțiunile ilustrate. De aceea, valoarea momentelor capabile trebuie redusă proporțional cu coeficientul de reducere  $\beta$  din fig. 4.3.

Tabelul 4.1. Caracteristici de rigiditate ale secțiunii grinzii

Semnului momentului încovoietor	Caracteristici geometrice	I [cm <sup>4</sup> ]	M <sub>cap,pl</sub> <sup>-</sup> [daNm]	M <sub>cap,pl</sub> <sup>+</sup> [daNm]	x [cm]	$\frac{x}{d}$
M <sup>+</sup>	zonă câmp b <sub>eff</sub> =66cm	5812		9502	5,34	0,19
M <sup>-</sup>	zonă reazem intermediar b <sub>eff</sub> =47cm	1994	4613		-	-
M <sup>-</sup>	zonă reazem marginal b <sub>eff</sub> =23cm	1647	3583		-	-

Se menționează că x este înălțimea zonei de beton comprimat, pentru secțiune solicitată la starea limită ultimă.

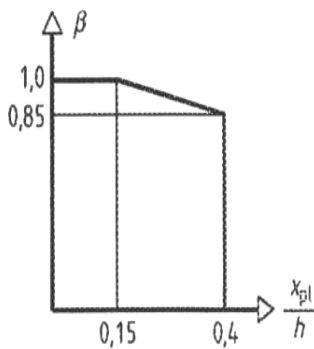


Fig. 4.3. Coeficientul de reducere  $\beta$  pentru momente plastice, conform EC4

Conform fig. 4.3., zona de câmp se află pe linia înclinată din figură, linie reprezentată de ecuația:

$$y = -0,6x + 1,09 \quad (4.4)$$

$$\Rightarrow \beta = 0,976$$

Momentele capabile reduse sunt date în tabelul 4.2.

Tab. 4.2. Momente capabile reduse

Semnului mom. încov.	Caracteristici geom.	M <sub>cap,pl</sub> <sup>-</sup> [daNm]	M <sub>cap,pl</sub> <sup>+</sup> [daNm]
M <sup>+</sup>	b <sub>eff</sub> =66cm		9274
M <sup>-</sup>	b <sub>eff</sub> =47cm	4613	
M <sup>-</sup>	b <sub>eff</sub> =23cm	3583	

#### Rigiditatea grinzii la încărcări orizontale

La încărcări orizontale, rigiditățile secțiunilor grinzilor compozite se determină conform cerințelor EC8 sintetizate în tabelul 2.2. Față de parametrii luați în considerare la punctul anterior, trebuie ținut cont de modul de ancorare al armăturilor în placă. Se vor lua în considerare următoarele situații:

- noduri marginale la care toate armăturile longitudinale din lățimea efectivă de placă sunt ancorate cu buclă în jurul stâlpului
- noduri marginale la care nici o armătură longitudinală nu este ancorată cu buclă în jurul stâlpului
- noduri intermediare.

În nici unul dintre cazuri nu s-a ținut cont de prezența grinzilor transversale, și nu au existat armături ductile care să fie ancorate de conectori situați pe acestea.

Tab. 4.3. Lățimea b<sub>eff</sub> pentru calculul rigidității

Situația	I <sup>+</sup>	I <sup>-</sup>
a)	b <sub>eff</sub> = 2 · 0,0375 · l = 28cm	b <sub>eff</sub> = 2 · 0,05 · l = 37,5cm
b)	b <sub>eff</sub> = 2 · 0,0025 · l = 2cm	b <sub>eff</sub> = 0
c)	b <sub>eff</sub> = 2 · 0,0375 · l = 28cm	b <sub>eff</sub> = 2 · 0,05 · l = 37,5cm

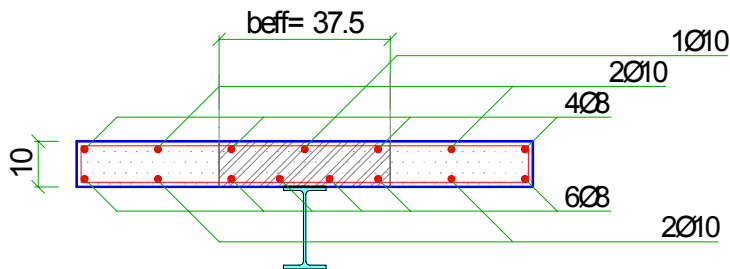
Lățimile efective de placă, atât pentru domeniul elastic (determinarea rigidității elastice) cât și pentru domeniul plastic (evaluarea

rezistenței la încovoiere), sunt prezentate în tabelele alăturate.

Tab. 4.4. Lățimea  $b_{\text{eff}}$  pentru calculul rezistențelor la încovoiere

Situația	$M^+$	$M^-$
a)	$b_{\text{eff}} = 2 \left[ \frac{b_c}{2} + 0,7 \frac{h_c}{2} \right] = 34\text{cm}$	$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 0,1 \cdot l = 75\text{cm}$
b)	$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 0,0025 \cdot l = 2\text{cm}$	$b_{\text{eff}} = 0$
c)	$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 0,075 \cdot l = 56\text{cm}$	$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 0,1 \cdot l = 75\text{cm}$

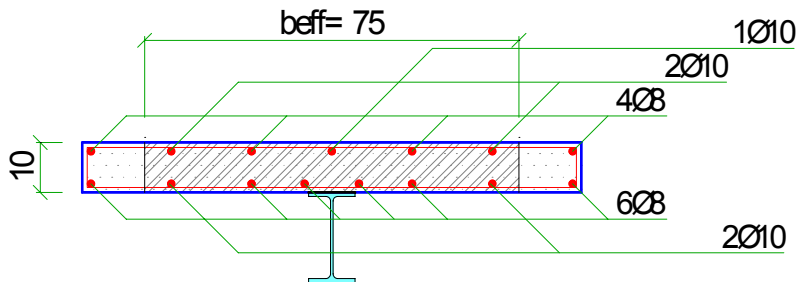
La calculul rigidității elastice, se remarcă faptul că lățimile efective de placă coincid pentru primul și ultimul caz, adică ancorarea armăturii ductile în



a. I. Nod de capăt situația a) și c)

- plasa superioară:  $A_{ss} = 1\phi 10 + 2\phi 8 = 1,795\text{cm}^2$

- plasa inferioară:  $A_{si} = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2$



b. M-. Nod de capăt situația a) și c)

- plasa superioară:  $A_{ss} = 2\phi 8 + 3\phi 10 = 3,36\text{cm}^2$

- plasa inferioară:  $A_{si} = 4\phi 8 + 2\phi 10 = 3,58\text{cm}^2$

Fig. 4.4. Armarea pe lățimea efectivă de placă în zone de moment negativ conform EC8. Valori pentru calculul rigidității

jurul stâlpului va conferi unui nod de capăt aceeași rigiditate ca în cazul unui nod intermediar, lucru ce diferă profund de punctul anterior, unde, la încărcări verticale, rigiditatea plăcii se înjumătățește pentru același procent de armare, numai datorită poziției geometrice a nodului.

Aceeași remarcă poate fi făcută pentru calculul momentului negativ în cazurile a) și c). Foarte defavorabil este considerat că lucrează o secțiune compozită de margine la care armarea este realizată conform regulilor pentru betonul armat – ancorare prin buclă verticală, chiar dacă armăturile utilizate sunt armături ductile. În acest caz lățimea efectivă este considerată 0 pentru moment negativ, adică grinda lucrează doar ca și grindă metalică; la moment pozitiv lățimea de placă este 2 cm, adică aproape inexistentă.

Armarea corespunzătoare secțiunilor definite în ultimele coloane ale tabelelor 4.3 și 4.4 diferite de 0, corepusund fig. 4.4.

Tab. 4.5. Valorile rigidităților

Situația	$I^+$ [ $\text{cm}^4$ ]	$I^-$ [ $\text{cm}^4$ ]
a)	4587	1994
b)	1841	1317
c)	4587	1994

În cazul încărcărilor din seism, diagrama de momente prezintă valori extreme doar în noduri. Zona de câmp fiind caracterizată de valori intermediare. Dimensionarea ei se realizează în general din încărcări

verticale. De aceea, pentru cazurile studiate la acest punct se iau în considerare doar zonele de îmbinare dintre grindă și stâlp.

Tab. 4.6. Valorile rezistențelor la încovoiere

Situația	Moment pozitiv			Moment negativ
	$M^+$ [daNm]	$x$ [cm]	$\frac{x}{d}$	$M^-$ [daNm]
a)	7953	9,74	0,347	6151
b)	3910	10	0,35	3910
c)	9030	5,91	0,21	6151

Se observă că cele mai mari rigidități și momente se obțin în cazurile nodurilor intermediare și a nodurilor de capăt cu armături ancorate cu buclă.

Cazul nodului de margine cu armare obișnuită, este tratat în EC8 ca lucrând ca un element

metalic și nu compus, deoarece aportul plăcii de beton este aproape nul. Din studiul raportului  $x/d$  în cele trei cazuri din tab. 4.6, se observă că, pentru toate cazurile structura se încadrează în clasa de ductilitate M, conform tab. 2.5. Raportul  $x/d$  din cazul b) are cea mai mare valoare ce poate fi obținută pentru această structură, deoarece betonul în acest caz este comprimat pe toată înălțimea lui, axa neutră plastică aflându-se în inima profilului metalic (înălțimea totală a zonei comprimate este 19cm). Mai putem remarca faptul că raportul de 0,21 ar putea încadra la limită structura în clasa de ductilitate H, ceea ce conduce la concluzia că probabil structura aleasă va putea fi încadrată în clasa de ductilitate H pentru valori de calcul ale încărcărilor verticale.

### 4.3.2. Elemente utilizate la modelarea a structurilor

La modelarea structurilor se va utiliza metoda elementului finit, cu elemente liniare și de suprafață, modelul rezultat fiind un model spațial.

#### ***Elemente liniare***

Elementele structurale luate în considerare fiind în general elemente liniare, se vor utiliza la modelarea structurii în principal prin elemente tip bară, cu secțiuni diferite care să materializeze cerințele de rigiditate sintetizate la punctul anterior.

Astfel, indiferent de tipul modelării, stâlpii vor fi modelați din elemente tip „beam”, care au următoarele caracteristici:

- Element spațial cu două noduri, axă rectilinie și secțiune constantă sau cu secțiune variabilă.
- Pe fiecare nod, barele au trei grade de libertate de translație și trei de rotire.
- În secțiunea elementului rezultă trei eforturi perpendiculare între ele, unul axial și două de forfecare ( $N_x$ ,  $V_y$ ,  $V_z$ ), precum și trei momente perpendiculare între ele, două de încovoiere și unul de torsiune ( $T_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ).

Grinzile la rândul lor, fiind elemente compozite cu secțiuni diferite, vor trebui modelate din elemente cu secțiuni variabile. În cazul în care grinda este considerată cu secțiune echivalentă de oțel, modelarea optimă este cu elemente de tip „beam”. Dacă pe deschiderea unei grinzi sunt necesare mai multe secțiuni – care au axa neutră la nivele diferite, atunci este necesară utilizarea unui element liniar care să permită introducerea unei excentricități, adică a alegerii poziției axei neutre față de elementele adiacente, astfel încât să se păstreze continuitatea geometrică a profilului metalic. Elementul optim în acest caz este elementul tip „rib”, care are următoarele caracteristici: bară spațială cu trei noduri, cu axa dreaptă și secțiune constantă sau variabilă. Elementul „rib” se poate defini ca bară individuală sau atașat la un element finit de suprafață. Se pot atașa centric sau excentric la elementele de suprafață. Excentricitatea este definită ca distanța de la centrul de greutate al secțiunii nervurii până la planul median al elementului de suprafață, luată cu semnul corespunzător. În cazul elementelor de suprafață care acceptă încărcări în planul lor, nervura este legată excentric de acestea, rezultând astfel solicitări axiale în ambele elemente. Datorită acestui fapt, nervurile se vor utiliza și la modelarea spațială a structurii, atunci când placa de beton este modelată prin elemente de suprafață. În acest mod se vor putea obține rezultate reale și pentru comportarea de diafragmă a plăcii de beton sub acțiuni seismice.

Indiferent de tipul elementului liniar ales pentru modelare, secțiunea grinzii va fi diferită de la caz la caz astfel încât să reflecte cerințele de ductilitate cerute de standarde. Secțiunile alese pentru analiză sunt prezentate în continuare.

#### Secțiuni de grinzi solicitate la încărcări verticale

Pentru analiza globală elastică, modelarea se face în domeniul elastic, iar dimensionarea față de capacitatea de rezistență în domeniul plastic. De aceea, au trebuit evidențiate doar secțiunile necesare pentru determinarea rigidităților.

- i. Zonă de moment pozitiv – zonă de câmp;  
 $b_{\text{eff}}=66\text{cm}$ .

La toate secțiunile din zona de moment pozitiv, modelarea s-a realizat ținând cont de coeficientul de echivalență, și de faptul că betonul întins nu este luat în considerare la calcul. În acest fel s-au obținut toate secțiunile prezentate în acest capitol. Această facilitate este permisă de programul de calcul utilizat, Axis VM8, care admite desenarea grafică a secțiunilor, după care calculează automat axa neutră și caracteristicile secționale. Momentul de inerție grafic –  $5713\text{cm}^4$  – este cu 1,7% mai mic decât cel calculat analitic –  $5812\text{cm}^4$ .

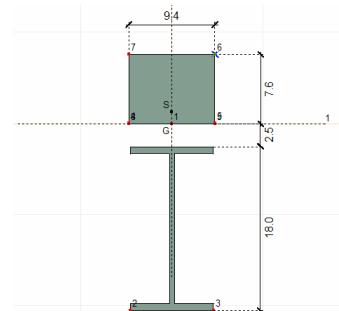


Fig. 4.5. Secțiunea i.

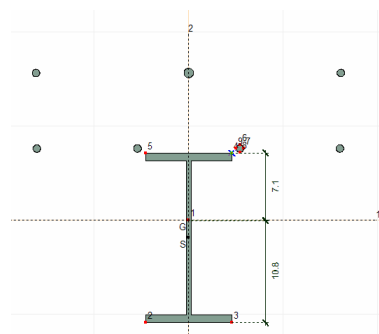


Fig. 4.6. Secțiunea ii.

- ii. Zonă de moment negativ –reazem intermediar;  $b_{\text{eff}}=47\text{cm}$ .  $A_{\text{SS}}=1\phi 10+2\phi 8$ ,  $A_{\text{Si}}=4\phi 8$ .

Axa neutră elastică se găsește în inima profilului metalic, la 10,9 cm de fibra extremă inferioară. Modelarea grafică a secțiunii a fost realizată prin introducerea diametrilor efectivi de armătură în pozițiile reale din placă. În acest mod, se obține grafic un moment de inerție de  $1907\text{ cm}^4$ , față de  $1994\text{ cm}^4$ , cât a fost calculat analitic.

- iii. Încărcări verticale. Zonă de moment negativ – reazem de capăt;  $b_{\text{eff}}=23\text{cm}$ .  $A_{\text{SS}}=1\phi 10$ ,  $A_{\text{Si}}=2\phi 8$ .

Modelarea se realizează ca la punctul precedent. În acest caz, axa neutră elastică se află la 9,9cm față de fibra extremă inferioară, fiind aproape la mijlocul secțiunii metalice. Momentul de inerție grafic este  $1581\text{ cm}^4$ , față de  $1647\text{ cm}^4$ , adică o diferență de 4%.

Pentru structura solicitată la încărcări orizontale în zone de moment pozitiv, vor fi utilizate secțiunile din fig. 4.8.

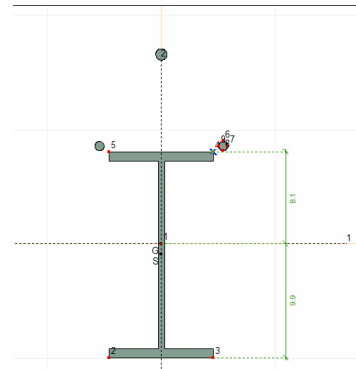
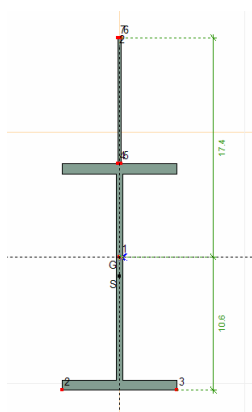


Fig. 4.7. Secțiunea iii.

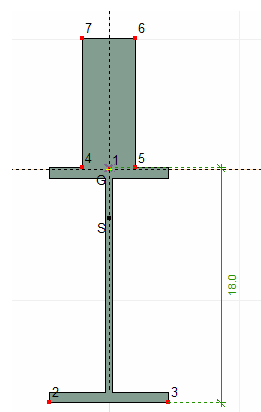


$$b_{\text{eff}} = 2\text{cm}$$

$$I_y = 1804\text{ cm}^4$$

$$v_a = 10,6\text{cm}$$

a. Secțiunea iv. Nod marginal



$$b_{\text{eff}} = 28\text{cm}$$

$$I_y = 4488\text{ cm}^4$$

$$v_a = 18\text{cm}$$

b. Secțiunea v. Nod intermediar

Fig. 4.8. Secțiuni compozite în zone de moment pozitiv

În zonele de moment negativ, trebuie modelate 2 secțiuni:

- Secțiune cu lățime efectivă de placă de 37,5 cm, cu armare  $1\phi 10+2\phi 8$  în plasa superioară și  $4\phi 8$  la plasa inferioară. Armarea este identică cu secțiunea ii, deci și modelarea celor două secțiuni va fi identică
- Secțiune cu lățime efectivă de placă 0: grindă metalică din profil IPE180. Nu necesită modelare suplimentară

La acest subcapitol au fost luate în considerare doar secțiunile definite pentru calculul momentelor de inerție, deoarece doar aceste secțiuni sunt utilizate la discretizarea structurii pentru o analiză globală elastică, indiferent de codul după care se face proiectarea.



### **Elemente de suprafață**

În cazul modelării planșeului cu elemente plane de suprafață, se vor utiliza elemente tip „învelitoare” în toate cazurile. Acestea sunt elemente finite plane izoparametrice cu șase, opt sau nouă noduri. Grosimea elementelor trebuie să fie mai mică decât o zecime din deschiderea mai mică a plăcii, iar săgeata să nu fie mai mare decât 20% din grosimea plăcii. S-a preferat acest element, deoarece este singurul care permite încărcarea elementului de suprafață atât în planul acestuia cât și perpendicular, putând materializa cu precizie comportamentul de diafragmă al planșeului supus la încărcări seismice. De asemenea, permite legătura cu elemente liniare tip nervură, astfel încât planșeul de beton armat și grinzile metalice pot fi modelate cu mare acuratețe.

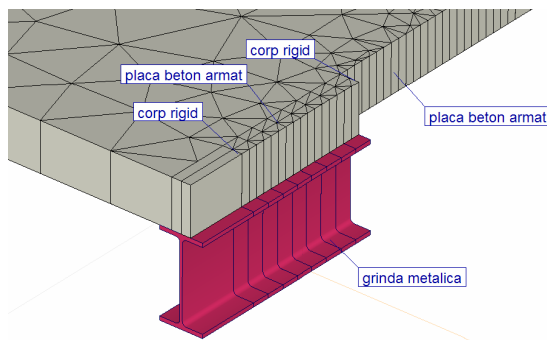
### **Elemente de legătură**

La modelarea conexiunii de forfecare s-a ținut cont de faptul că scopul prezentei lucrări nu include și aportul tipului de conexiune asupra comportării grinzilor compozite. De aceea s-a optat numai pentru grinzi cu conexiune de forfecare totală, fapt care ușurează modelarea.

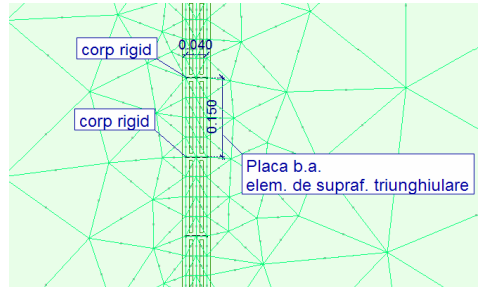
Având în vedere că o conexiune completă este o conexiune proiectată astfel încât să transmită între placă și grindă efortul de lunecare capabil maxim, rezultă că putem folosi pentru modelare:

- **„Corp rigid”**: cu corpurile rigide este posibilă modelarea unor părți dintr-o structură, care au rigiditatea mai mare decât restul elementelor. (exemplu: legături excentrice de bare, legături dintre bare și șaibe) Corpul rigid este indeformabil, dar se deplasează cu structura și transmite deplasările și eforturile la elementele vecine.

Acest mod de realizare a îmbinării este viabil pentru ceea ce ne-am propus, adică conexiune completă, caz în care zona conectorilor și a betonului dintre ei poate fi considerată rigidă în raport cu placa de beton înconjurătoare. S-a introdus un corp rigid pentru fiecare pereche de conectori, numărul de corpuri rigide de pe o deschidere fiind egal cu numărul de perechi de conectori de forfecare din fiecare deschidere, lungimea unui element fiind egală cu lungimea dintre cei doi conectori. Dimensiunile rețelei elementelor de suprafață au fost adaptate în consecință. O vedere de sus a unui planșeu cu conexiuni de forfecare realizate cu acest element de legătură cu grinda este prezentată în fig. 4.8.



a. vedere 3D



a. vedere de sus

Fig. 4.8. Conexiune de forfecare completă cu „corp rigid”

Se menționează că această modelare nu se pretează în nici un fel pentru modelarea unei conexiuni parțiale, pentru că în acest din urmă caz legătura ar trebui să permită introducerea valorii reale a rigidității conexiunii, sau mai precis a forței maxime longitudinale de alunecare transmisă între cele două materiale.

- **Link (element de legătură):** Element de legătură între două noduri cu interfață definită. Poziția interfeței în cadrul elementului este arbitrară. Prin definirea

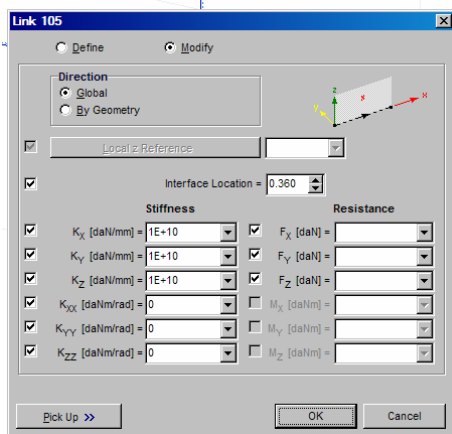


Fig. 4.9. Definirea rigidității elementului link

componentelor de rigiditate ale legăturii după sistemul de coordonate global, transmiterea de efort și rotație între cele două noduri devine reglabilă. Se mai poate defini și comportarea neliniară pentru toate componentele. Rigiditățile pot fi definite așa cum se observă în fig. 4.9. Pot fi definite rigidități diferite pe trei direcții, atât la alunecare longitudinală cât și la rotație. De asemenea, se permite introducerea rigidității în funcție de forța/momentul maxim transmis de îmbinare. De asemenea este permisă introducerea geometriei reale a îmbinării prin introducerea poziției interfeței între cele două materiale raportat la distanța între centrele de greutate ale secțiunii

- metalice, respectiv a secțiunii de beton. Se observă că acest element se pretează și pentru definirea unei conexiuni parțiale.
- La modelarea planșului și grinzii compozite, s-au urmat pașii de mai jos:
  - materializare grindă metalică IPE180 cu element liniar "beam";
  - materializare placă beton armat cu grosime 10 cm, la distanța de 14 cm deasupra centrului de greutate al grinzii metalice, cu elemente de suprafață tip "înelitoare". Rețeaua de elemente de suprafață este formată din elemente triunghi, cu dimensiunile adaptate funcție de distanța dintre conectori
  - împărțirea ambelor elemente în 25 de elemente egale (egal cu numărul conectorilor de forfecare)
  - pentru fiecare pereche de puncte corespondente pe verticală se definește o legătură "link"; fiecare legătură este caracterizată de rigidități liniare în lungul grinzii, fără rigiditate de rotație.

Placa și grinda astfel materializate au legătură doar la nivelul conectorilor, fiind eliminate legăturile de aderență între cele două materiale. Modelul obținut este prezentat în fig. 4.10.

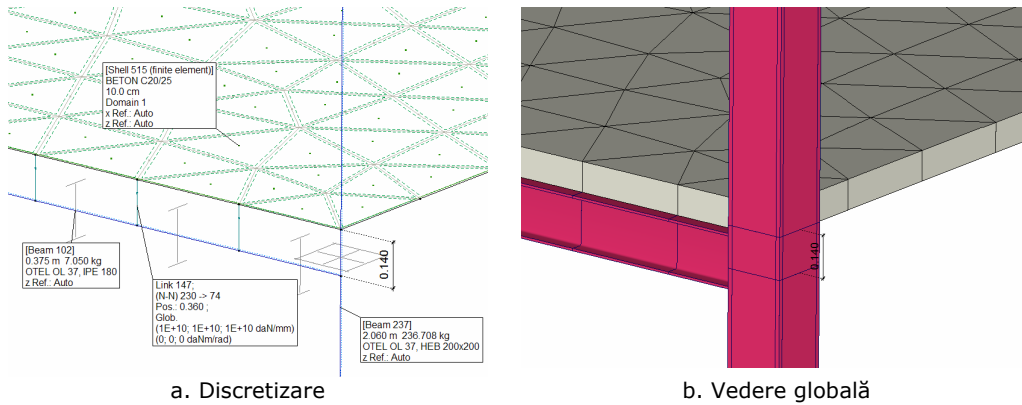


Fig. 4.10. Discretizare cu elemente de legătură "link"

Avantajul acestei discretizări constă în faptul că urmează îndeaproape geometria secțiunii și permite evidențierea oricăror defecte de conformare ce pot apare.

#### 4.3.3. Analiza structurii solicitată la încărcări verticale

Solicitările verticale la care va fi supusă structura sunt cele de la pct. 4.3.2, pentru toate variantele.

Se analizează trei tipuri de structuri:

- 1) Structură metalică (**SM-B**): structură modelată cu ajutorul elementelor finite de tip beam cu secțiune constantă. Se utilizează:
  - secțiuni IPE180 pentru grinzi
  - secțiuni 2HEB200 pentru stâlpi.

Structura obținută este ilustrată în fig. 4.11. Discretizarea planșeului nu este luată în considerare, încărcările de pe placă fiind proiectate direct ca încărcări lineare pe grinzi.

- 2) Structură compozită (**SCV-B**) solicitată la încărcări verticale: se va face discretizarea conform EC4. Se consideră că la încărcări verticale, diagrama de momente prezintă punctele de 0 la 0,2 din deschidere față de fiecare extremitate. Fiecare deschidere se împarte în 3 proporțional cu acest raport, iar secțiunea aleasă pe fiecare segment va fi diferită de la caz la caz: pe zonele intermediare se adoptă secțiunea i), iar pe zonele marginale secțiunile ii) și iii), funcție de

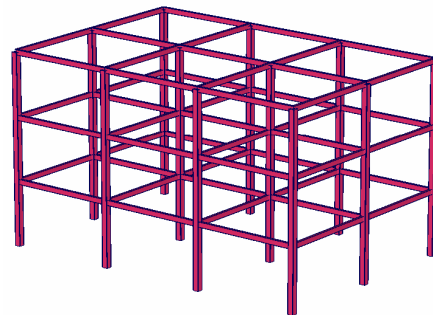
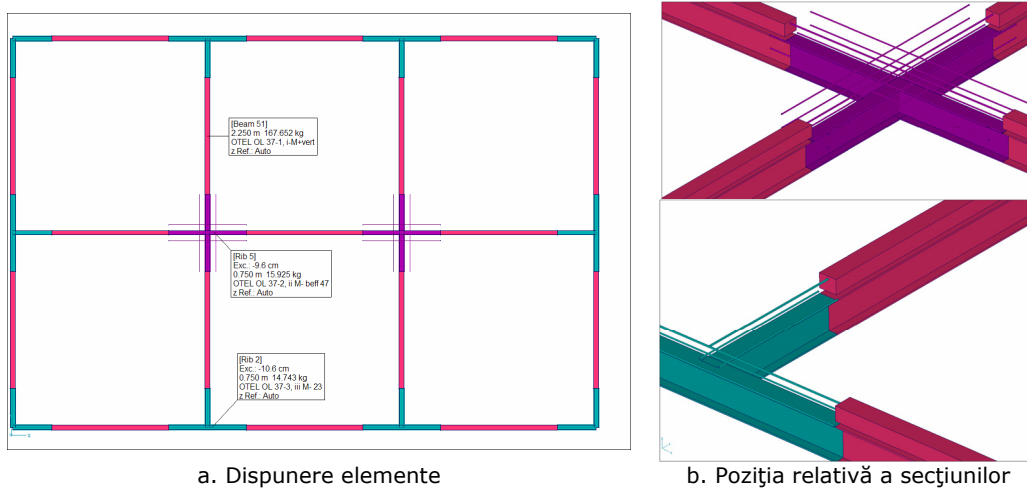


Fig. 4.11. Structură metalică

tipul nodului – marginal sau intermediar. O vedere în plan a dispunerii elementelor la nivelul planșeului peste primul nivel este dată în fig. 4.12.a.



a. Dispunere elemente

b. Poziția relativă a secțiunilor

Fig. 4.12. Discretizare in varianta SCV-B

Având în vedere că secțiunea grinzii nu este constantă pe deschidere, trebuie armonizată poziția relativă a secțiunilor pe verticală. Din acest motiv, elementele de capăt vor fi elemente tip „rib”, cu excentricitate 10,6cm pentru noduri marginale și 9,6cm pentru noduri intermediare. În acest mod se asigură continuitatea geometrică a profilului metalic, iar valoarea eforturilor din încovoiere va fi majorată datorită acestor excentricități.

- 3) Structură compozită la care planșeul va fi reprezentat cu ajutorul elementelor de suprafață (**SM-SR**), iar conexiunea de forfecare va fi reprezentată prin intermediul elementului „corp rigid”. Discretizarea planșeului și legătura placă beton – grindă metalică este ilustrată în figura 4.8. Această discretizare are avantajul că păstrează secțiunea grinzii constantă pe toată deschiderea, și se poate în același timp asigura legătura între placă și grindă. Dezavantajul metodei este acela că rigiditatea îmbinării nu poate fi modificată, ea fiind aceeași indiferent de gradul de conexiune considerat de proiectant.
- 4) Structură compozită la care planșeul va fi reprezentat cu ajutorul elementelor de suprafață, iar conexiunea de forfecare va fi reprezentată prin intermediul elementului de legătură „link” (**SM-SL**), cu discretizarea prezentată în fig. 4.10. Rigiditatea conexiunii a fost considerată doar rigiditate liniară, rigiditățile la rotire fiind considerate nule. Placa de beton nu va fi antrenată într-o mișcare de rotație datorită legăturii sale cu grinzile de pe ambele direcții. Permite o modelare mai apropiată de realitate a conlucrării dintre placă și grindă.

În toate cazurile enunțate, stâlpii au fost discretizați ca elemente liniare de secțiune constantă. Toate structurile obținute au fost solicitate identic, cu aceleași ipoteze și combinații de încărcări. Pentru compararea rezultatelor, s-a luat ca bază de referință placa peste primul nivel și grinzile corespunzătoare acestuia. Pentru grinzii, momentele încovoietoare de calcul și raportarea lor procentuală față de momentul capabil corespunzător din tab. 4.2, sunt ilustrate în tabelul 4.7. Acesta se referă doar la secțiunile metalice.

Tab. 4.7. Eforturi în grinzi din încărcări verticale – profile metalice

Discretizare	$M^+$		$M^-$	
	[daNm]	[%]	[daNm]	[%]
SM-B	1224	31,30	2427	62,00
SCV-B	1880	20,27	1899	41,16
SM-SR	1327	33,93	2112	54,00
SM-SL	402	10,00	1159	26,23

Se remarcă faptul că discretizarea structurii ca structură metalică conduce la cele mai mari eforturi în grinda metalică, lucru de așteptat. În același timp, valori similare prezintă și modelarea SM-SR, ceea ce conduce la concluzia că conexiunea de îmbinare modelată cu element „corp rigid” nu conferă plăcii legătura necesară pentru a conlucra cu grinda și a transmite direct o parte din eforturi către stâlp, fără a afecta rezistența profilului metalic.

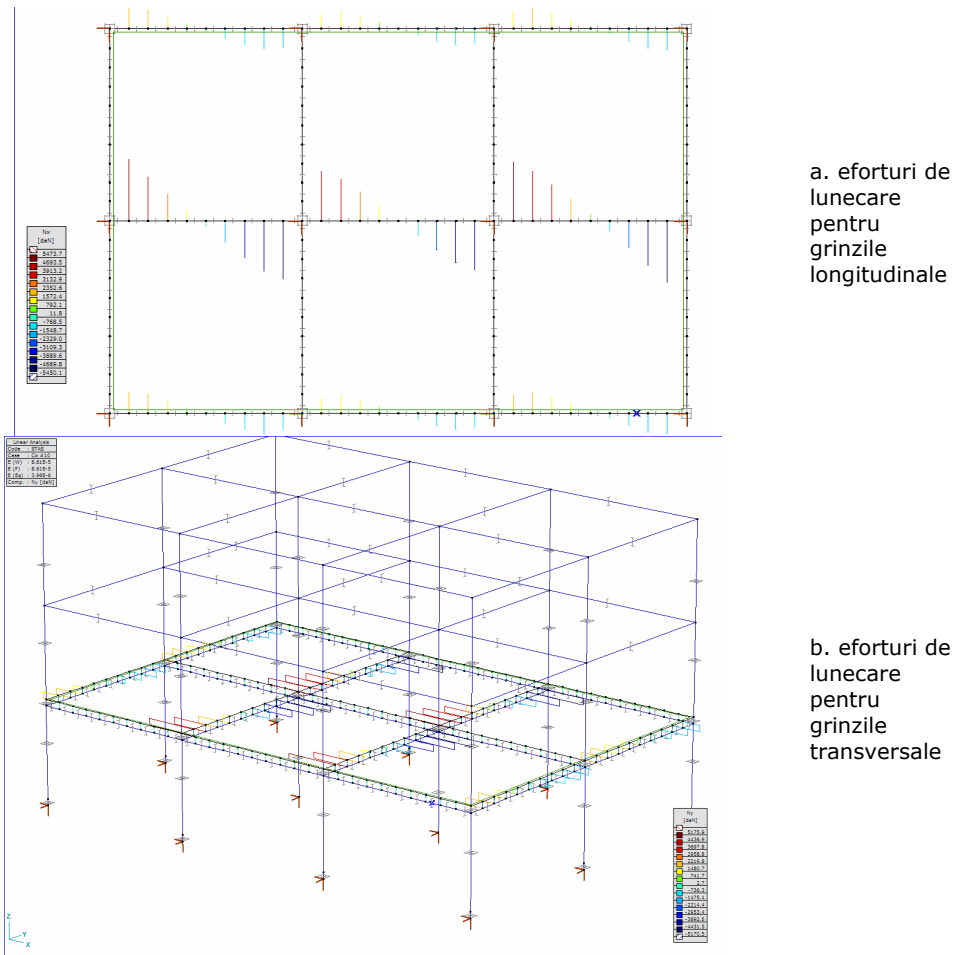
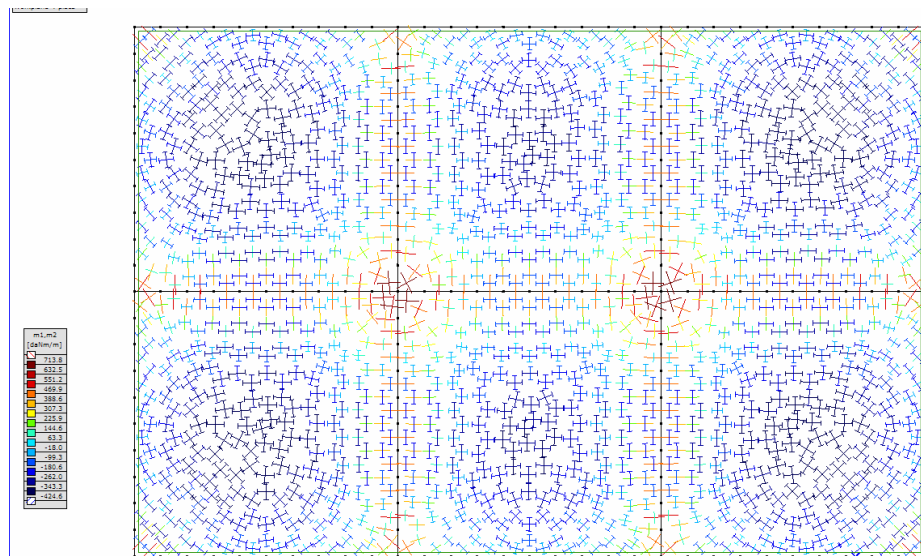
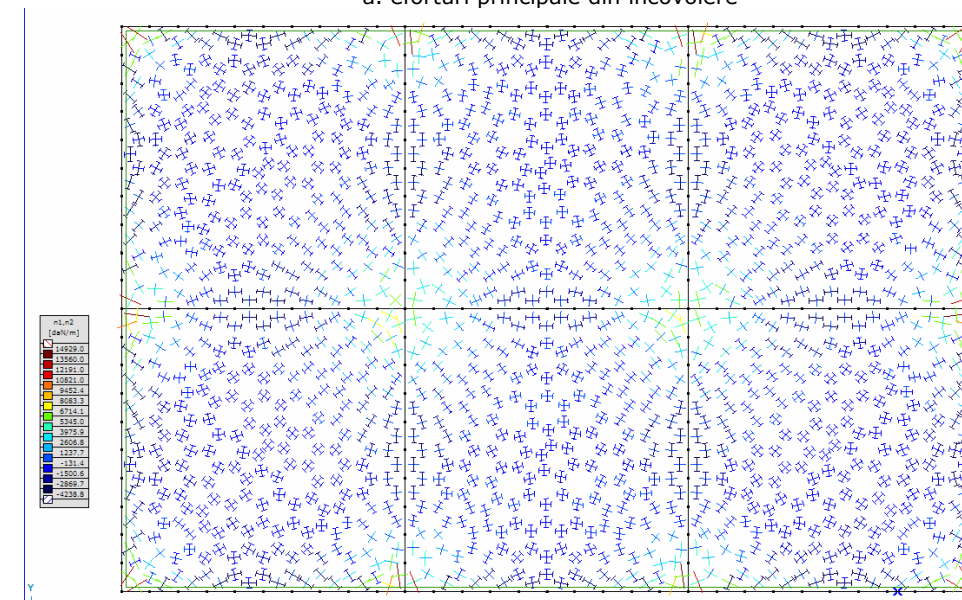


Fig. 4.13. Eforturi de lunecare la nivelul interfeței grindă-placă

O scădere în intensitatea eforturilor în profilul metalic se observă la modelarea SCV-B, caz în care momentul încovoietor reprezintă 20,27% din capacitatea portantă a elementului în zona de moment pozitiv, respectiv 41,16% în zona de moment negativ. O scădere drastică a momentului se observă în ultimul caz, pentru modelarea cu legătură tip „link”, ajungând la 10% respectiv la 26,23%. În acest din urmă caz pot fi evidențiate și eforturile de lunecare din îmbinări. Diagrama de eforturi de lunecare este ilustrată în fig. 4.13.



a. eforturi principale din încovoiere



b. eforturi principale de întindere/compresiune în placă

Fig. 4.14. Eforturi principale în placă

Eforturile de lunecare la interfața oțel-beton sunt mari în vecinătatea nodurilor, și mult mai mici la mijlocul deschiderii. Acest lucru poate apare datorită opririi deplasării laterale relative a betonului față de grinzi prin strivirea acestuia de stâlp. Pentru aceeași ipoteză de încărcare sunt prezentate mai jos (fig. 4.4) eforturile principale din placa de beton.

Eforturile principale din încovoiere au o distribuție previzibilă pentru un planșeu solicitat la încărcări verticale, adică compresiune la mijlocul panourilor și întindere pe reazeme. Valorile momentului se înscriu în gama  $-713 \div 424$ , daNm/m, valori care conduc la o armare clasică obișnuită. Pe de altă parte, se observă formarea de „diagonale de întindere” perpendicular pe fiecare grindă, și diagonale comprimate (fig. 4.14.b). Astfel, mecanismul de transfer al eforturilor „strut and tie” propus de Plumier pentru calculul armării la încărcări ciclice orizontale este vizibil și pentru încărcări verticale, însemnând că aceleași armături pot fi prevăzute pentru dimensionarea planșeului la încărcări verticale și orizontale. Evidențierea diagonalelor comprimate este foarte clară în fig. 4.14 a pentru nodurile intermediare. Tot aici se evidențiază diagonale de întindere pe direcție perpendiculară față de primele pentru nodurile marginale, noduri neechilibrate din punct de vedere al eforturilor.

#### 4.3.4. Analiza structurii solicitată la încărcări orizontale

Structura analizată a fost supusă la încărcări seismice specifice zonei de vest a României. Standardul utilizat la calculul la seism este P100/1-2006, folosind metoda de combinare a răspunsurilor modale, cu luarea în considerare a efectului de torsiune.

Tipurile de modele luate în considerare la acest punct sunt:

- 1) Structura metalică (**SM-B**), luată în calcul și la punctul precedent și servind ca structură de referință pentru rezultatele obținute (fig. 4.11). Au fost păstrate aceleași încărcări verticale, iar pentru combinațiile din seism s-au transformat în mase gravitaționale încărcările verticale provenite din ipotezele încărcare permanentă, cvasipermanentă și utilă.
- 2) Structură compozită (**SCS-1**) solicitată la încărcări orizontale; modelarea structurii se va realiza conform EC8. De aceea, la nodurile de capăt pot interveni mai multe soluții, funcție de modul de încastrare al armăturii pentru preluarea seismului. În nici unul dintre cazurile ce vor fi luate în considerare nu vom considera acțiunea grinzii transversale de capăt și ancorarea armăturilor în dornurile de pe grinzile transversale.  
Primul model propus în varianta EC8, are armăturile ancorate cu buclă în jurul stâlpilor de capăt.

Având în vedere forma diagramei de momente, pentru fiecare deschidere a grinzii s-a considerat că 60% din deschidere este solicitată la moment pozitiv (secțiunea v pentru noduri intermediare și secțiunea iv pentru noduri marginale), iar restul la moment negativ (secțiunea ii pentru toate nodurile). Placa peste parter va avea următoarea distribuție a secțiunilor echivalente.



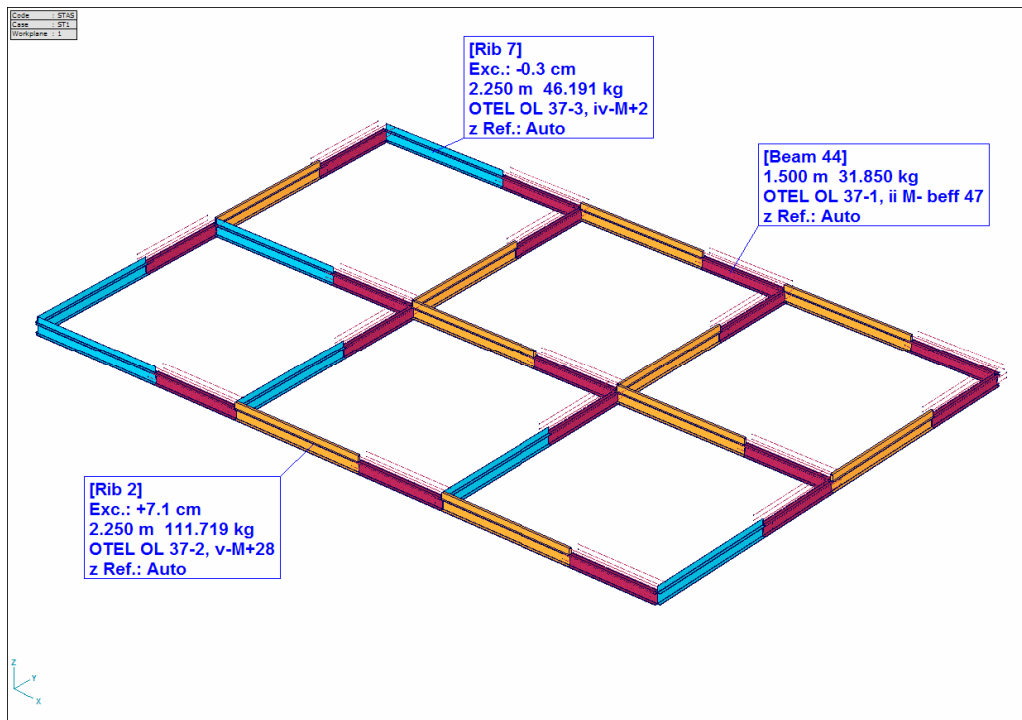


Fig. 4.15. Modelare SCS-1. Distribuția secțiunilor echivalente

Și aici s-a ținut cont de condiția de asigurare a continuității profilului metalic în lungul grinzii, calculându-se excentricitățile corespunzătoare.

Poziția relativă a zonelor solicitate la moment pozitiv și negativ alternează funcție de direcția de aplicare a forțelor seismice; acesta este un aspect defavorabil al modelării, deoarece prin introducerea torsiunii, forțele rezultate într-o ipoteză de încărcare nu mai au toate aceeași direcție și semn, putând apare erori de interpretare a rezultatelor.

Modelarea aceleiași structuri cu elemente liniare la grinzi cu secțiune constantă pe deschidere, a condus la determinarea a două momente de inerție echivalente:

- pentru secțiunile iv+ii a rezultat  $I_{eq} = 1845 \text{ cm}^4$
- pentru secțiunile v+ii a rezultat  $I_{eq} = 3455 \text{ cm}^4$

Acestea au fost aranjate în plan corespunzător combinațiilor corespunzătoare din fig. 4.15. Modelarea rezultată a fost denumită **SCS-1-c**.

- 3) Structură compozită (**SCS-2**) solicitată la încărcări orizontale; modelarea structurii se va realiza conform EC8. Pentru acest exemplu, s-a considerat că armăturile pentru preluarea seismului în zonele de margine nu sunt ancorate în nici un mod compatibil cu EC8, situație în care standardul prevede că în zonele de moment negativ secțiunea echivalentă a grinzii compozite coincide cu secțiunea profilului metalic (fig. 4.16)



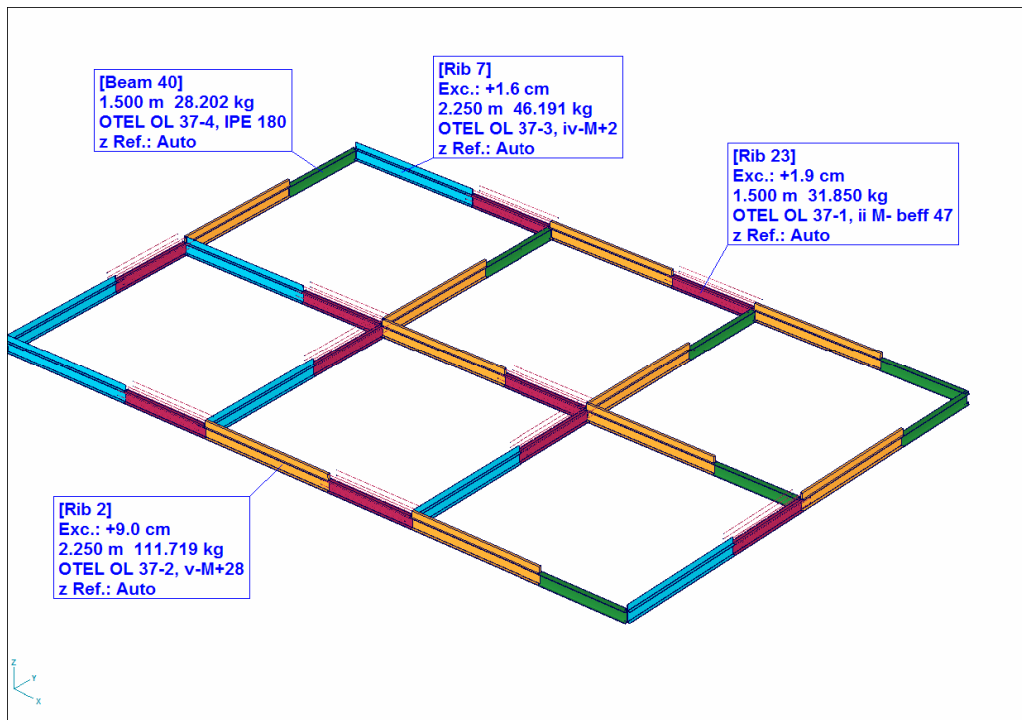


Fig. 4.16. Modelare SCS-2. Distribuția secțiunilor echivalente

Se poate remarca cu ușurință că discretizarea unei structuri în cadre pentru solicitări seismice este destul de dificilă pentru că necesită utilizarea mai multor tipuri de secțiuni echivalente pe același nivel al structurii. În ultimul exemplu prezentat, au fost necesare 4 tipuri de secțiuni caracteristice, și asta în cazul în care s-a făcut o evaluare medie a acestora. Dacă se ținea cont și de faptul că la grinzile de margine, placa are  $\frac{1}{2}$  din lățimea unei grinzi identice intermediare, numărul secțiunilor utilizate s-ar fi dublat. Acest fapt complică și modelarea cu bare cu secțiune constantă, cu moment de inerție echivalent calculat ca sumă  $0,6I^+ + 0,4I^-$ . Dacă pentru structura SCS-1 modelarea cu grinzi cu secțiune constantă s-a putut face utilizând două momente de inerție echivalente, pentru această variantă este nevoie de mai multe momente de inerție echivalente. Acestea se obțin conform rel (2.14), prevăzută de Ec8:

- pentru secțiunile iv și ii  $\Rightarrow I_{eq} = 1845 \text{ cm}^4$
- pentru secțiunile v și ii  $\Rightarrow I_{eq} = 3455 \text{ cm}^4$
- pentru secțiunile v și IPE180  $\Rightarrow I_{eq} = 3220 \text{ cm}^4$

aranjamentul lor în plan fiind variabil funcție de modul de acțiune al forțelor seismice. Modelul astfel realizat a fost denumit **SCS-2-c**.

- 4) Structura **SM-SR**, solicitată la încărcări seismice
- 5) Structura **SM-SL**, solicitată la încărcări seismice

Rezultatele maxime și minime obținute pe elementele metalice din componența grinzilor compozite sunt prezentate în tabelul 4.8, atât ca valori efective cât și ca procente din capacitatea portantă corespunzătoare pentru zona în care s-a obținut respectiva valoare.

Tab. 4.8. Eforturi în grinzi din încărcări seismice – profile metalice

Discretizare	M <sup>+</sup>		M <sup>-</sup>	
	Valoare calcul [daNm]	% din capacitatea portantă [%]	Valoare calcul [daNm]	% din capacitatea portantă [%]
SM-B	1233	31,50	2804	71,70
SCS-1	2154	23,85	3256	52,93
SCS-1-c	1553	15,38	2971	48,83
SCS-2	1616	17,89	2994 (s. ii)	66,57
			2908 (s.IPE180)	64,37
SCS-2-c	1341	14,85	2951	75,47
SM-SR	1000	25,27	1883	48,15
SM-SL	895	22,81	1295	33,12

Din datele prezentate se observă că modelul SM-B are o comportare previzibilă, ca o clădire metalică obișnuită. Solicitățile maxime se obțin la încărcări seismice în zona de moment negativ, unde momentul încovoietor reprezintă 71,70% din capacitatea portantă a secțiunii. Neașteptat este faptul că solicitările în cazul cadrului metalic obișnuit nu sunt cele mai mici din toate modelele folosite, având în vedere că este singurul care nu este în soluție compozită. Se poate observa că cele mai solicitate structuri sunt SCS-2 și SCS-2-c. Pentru aceste două modele se obține un nivel de utilizare de aproximativ 75% numai din moment încovoietor negativ, iar dacă se iau în considerare toate eforturile din secțiune, va rezulta un efort unitar  $\sigma = 2280 \text{ daN/cm}^2 < f_{u, \gamma_1} = 2100 \text{ daN/cm}^2$ . În aceste condiții, structura trebuie redimensionată dacă este calculată ca și structură compozită, dar dacă este calculată ca structură metalică, se încadrează în condițiile de rezistență. Rezultatele la care ne-am referit au fost înregistrate pe zonele de margine, modelate cu profil IPE180 pentru solicitări la moment negativ, acolo unde armăturile cu rol de preluarea a seismului nu au fost încastrate în nici un mod compatibil cu cerințele EC8. Nu este verosimil că o structură compozită lucrează mai prost decât o structură metalică, acest fapt fiind analizat în continuare. Pentru același model și la aceleași încărcări, pentru secțiunea ii, mai există o rezervă de rezistență de 50%, ceea ce corespunde cu previziunile noastre referitoare la comportarea structurii compozite și cu rezultatele obținute pentru toate celelalte modelări.

Tab. 4.18. Momente încovoietoare în placă

Discretizare	$m_x^+$ [daNm/m]	$m_x^-$ [daNm/m]	$m_y^+$ [daNm/m]	$m_y^-$ [daNm/m]
SM-SR	392	1535	450	1628
SM-SL	804	5084	826	4974

La ultimele două modele, realizate cu elemente de suprafață, rezultatele obținute se încadrează în gama de rezultate medii obținute la modelele cu elemente linare, cu excepția celor amintite anterior.

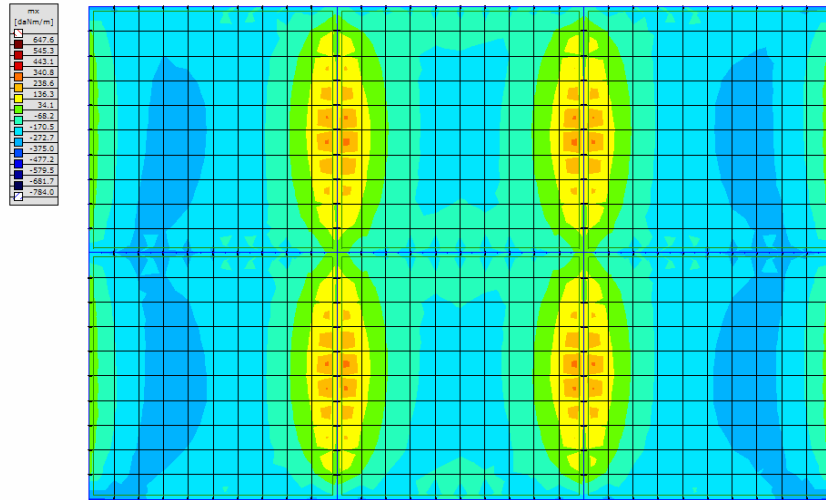


Fig. 4.17. Model SM-SR. Momente încovoietoare în placa de beton

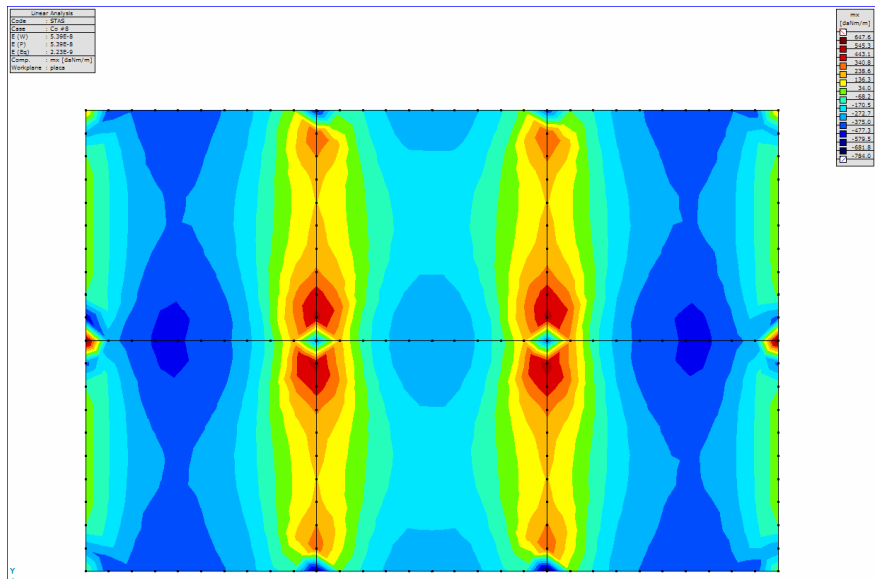


Fig. 4.18. Model SM-SL. Momente încovoietoare în placa de beton

Comparând cele două modele, se observă că SM-SR permite atragerea unui moment încovoietor mai mare în grindă cu 10% față de SM-SL.

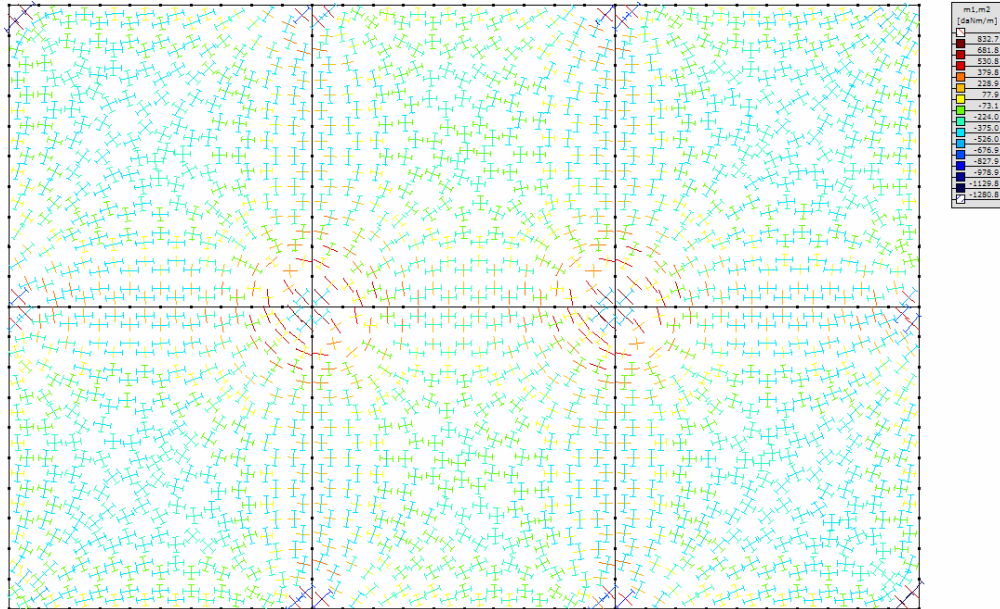


Fig. 4.19. Model SM-SL. Eforturi principale în placă

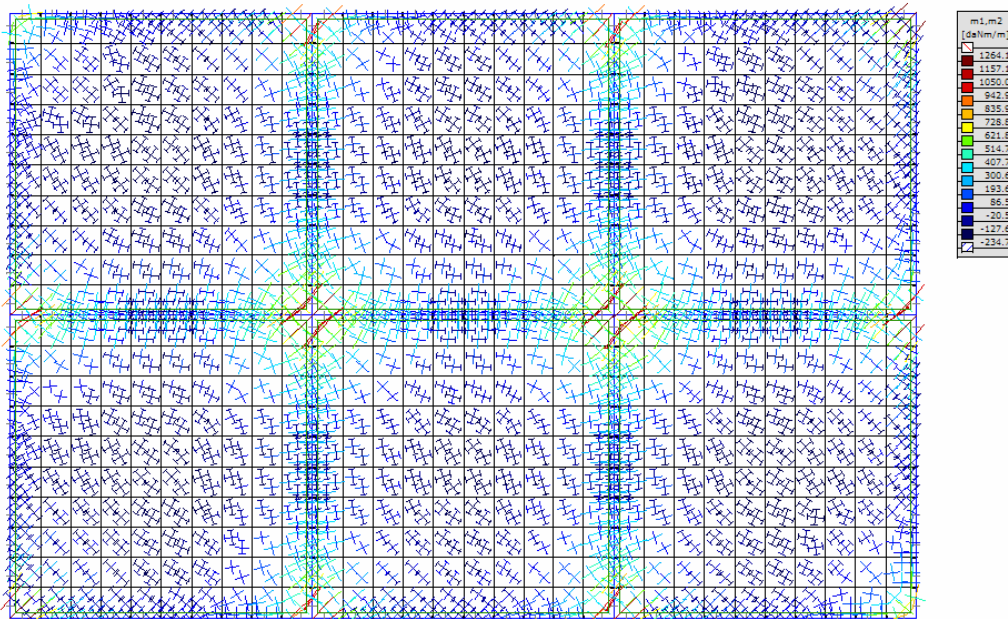


Fig. 4.20. Model SM-SR. Eforturi principale în placă

Dacă comparăm și rezultatele momentelor încovoietoare din placă obținute în cele două cazuri (tab. 4.8, fig. 4.17, 4.18), se observă că îmbinarea corp rigid lucrează ca un concentrator de eforturi, atrăgând eforturile de întindere și transmitându-le

aproape integral la grindă. Astfel, se ajunge la „aplatizarea” diagramei de momente din placă și în final la micșorarea procentului de armare în placă sub cel rezultat din armarea ca placă independentă.

Oricum, indiferent de model, direcția eforturilor principale în placă urmează modelul „strut-and-tie” propus de Plumier (fig. 4.19, 4.20), acesta fiind mult accentuat în cazul încărcărilor seismice față de cazul încărcărilor verticale. În fig. 4.19 care arată eforturile principale dintr-una din combinațiile cu seism, se observă în dreptul nodurilor direcțiile principale de întindere – culoare roșie – pe direcția uneia din bisectoarele în nod și perpendicular de deschiderea grinzii. Cu albastru și verde sunt evidențiate direcțiile de compresiune, care ocupă cealaltă diagonală din nod și ambele direcții în mijlocul fiecărui panou de placă. Același aspect se poate remarca și în fig. 4.20 care se referă tot la o combinație cu seism, dar pentru modelul SM-SR.

#### 4.3.5. Concluzii

Din cele de mai sus, rezultă că proiectarea unei structuri compozite este încă un proces laborios, care necesită mai multe etape:

- determinarea aproximativă a armării plăcii dintr-un calcul preliminar
- determinarea lățimilor efective pentru calculul rigidității și momentului încovoietor la încărcări verticale
- determinarea lățimilor efective pentru determinarea rigidităților elastice și momentelor capabile plastice pentru solicitări seismice
- modelarea structurii pentru calculul la încărcări verticale; se va ține cont de forma diagramei de momente încovoietoare atunci când se delimitează zonele de rigiditate diferită la grinzi
- modelarea structurii pentru calculul la solicitări orizontale:
  - stabilirea numărului de modele de calcul, funcție de direcțiile de acțiune a solicitării seismice
  - alegerea rigidităților grinzii în domeniul elastic și împărțirea rigidităților echivalente pe zonele de margine respectiv intermediare
- verificarea eforturilor obținute; se ține cont de zona în care a fost obținut rezultatul luat în considerare și de semnul momentului în acea zonă

Calculul unei asemenea structuri este în final complex; datorită acestui fapt este susceptibil la apariția de greșeli de calcul. În același timp, faptul că nodurile de margine necesită mai multe valori ale rigidității complică și mai mult problema. De asemenea, la încărcări orizontale structura ajunge să lucreze mai prost decât o structură similară în soluție metalică, dacă se consideră că armarea la marginea planșeului urmează modelul armării clasice a grinzilor de beton armat. Din acest motiv ne propunem să analizăm practic comportarea nodurilor cu o astfel de geometrie.

Deoarece ne interesează comportarea grinzilor marginale din structura analizată, se va extrage un cadru portal.

#### 4.4. Alegerea modelelor experimentale

Prin programul de încercare abordat s-a dorit realizarea unei evaluări a comportării plăcii de beton, parte a unei grinzi compozite de cadru în următoarele condiții:

- noduri de margine
- fără grindă transversală
- armătura din placă realizată pe două rânduri
- fără armături longitudinale ancorate cu buclă în jurul stâlpului: evoluție comparativă cu cazul agreat de Ec8

S-au realizat două modele experimentale:

- ML-EC1 cu armare conform cerințelor EC8, adică cu armătura longitudinală ancorată cu buclă în jurul stâlpului
- ML-EC2 cu același procent de armare, dar fără bucle de ancorare

Tabelul 4.19. Lățimea efectivă pentru modelele experimentale

<b>a) Lățimea efectivă pentru evaluarea rigidității grinzii</b>	
<b>pentru elementul ML-EC1 (tab. 2.2, caz B2) – ancorarea armăturii longitudinale conf. fig. 4.21a</b>	<b>pentru elementul ML-EC2 (tab. 2.2, caz B4) – ancorarea armăturii longitudinale conf. fig. 4.21b</b>
• zona de moment pozitiv (beton comprimat):	
○ $b_{e1} = b_{e2} = 0.0375 \cdot 375 = 14\text{cm}$	○ $b_{e1} = b_{e2} = 0.0025 \cdot 375 = 0.94\text{cm}$
○ $b_{\text{eff}}^+ = 14 + 14 = 28\text{cm}$	○ $b_{\text{eff}}^+ = 0.94 + 0.94 = 2\text{cm}$
• zona de moment negativ (beton întins):	
○ $b_{e1} = b_{e2} = 0.05 \cdot 375 = 18.75\text{cm}$	○ $b_{\text{eff}}^- = 0$
○ $b_{\text{eff}}^- = 18,75 + 18,75 = 37,5\text{cm}$	
<b>b) Lățimea efectivă pentru evaluarea capacității portante a grinzii</b>	
<b>pentru elementul ML-EC1 (tab. 2.2, caz B2) – ancorarea armăturii longitudinale conf. fig. 4.21a</b>	<b>pentru elementul ML-EC2 (tab. 2.2, caz B4) – ancorarea armăturii longitudinale conf. fig. 4.21b</b>
• zona de moment pozitiv (beton comprimat):	
○ $b_{e1} = b_{e2} = \frac{20}{2} + 0.7 \frac{20}{2} = 17\text{cm}$	○ $b_{e1} = b_{e2} = 0,0025 \cdot 375 = 0,9375\text{cm}$
○ $b_{\text{eff}}^+ = 17 + 17 = 34\text{cm}$	○ $b_{\text{eff}}^+ = 1 + 1 = 2\text{cm}$
• zona de moment negativ (beton întins):	
○ $b_{e1} = b_{e2} = 0.1 \cdot 375 = 37.5\text{cm}$	○ $b_{\text{eff}}^- = 0$
○ $b_{\text{eff}}^- = 37.5 + 37.5 = 75\text{cm}$	

Modelele experimentale au fost concepute încât să îndeplinească următoarele condiții:

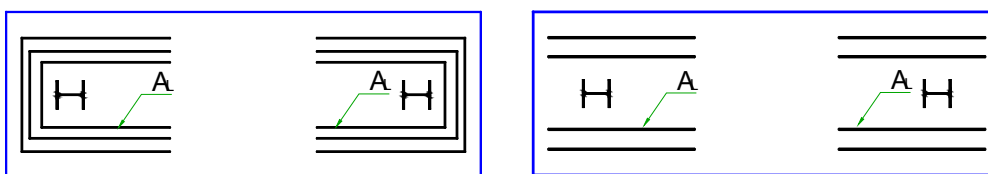
- să păstreze caracteristicile geometrice de bază ce derivă din structura din care au rezultat, respectiv deschiderea, înălțimea de nivel, și grosimea plăcii

- se nu se schimbe materialele din componența structurii
- lățimea de placă reală luată în considerare să fie o lățime de placă acoperitoare pentru toate cazurile considerate anterior, atât pentru încărcări verticale cât și pentru încărcări orizontale din seism
- să păstreze încărcările verticale corespunzătoare pentru o deschidere din structura analizată

Elementul de încercare ales a fost cadru portal, cu deschidere de 3,75m și înălțime de 2,20m.

În urma evaluării lățimilor efective de placă (tab. 4.19), s-a ales lățimea elementelor de încercare astfel încât să aibe o dimensiune acoperitoare pentru înfășurătoarea valorilor lățimilor efective, și anume 100cm pentru fiecare din elementele încercate.

Armarea elementelor a fost realizată cu rețea dublă  $\phi 8 + \phi 10/34$  cm, cu armăturile dispuse în două plase de armătură plasate la fibrele extreme ale plăcii de beton. Dispunerea în vedere de sus a armăturilor pentru cele două elemente experimentale este indicată în figura 4.21.



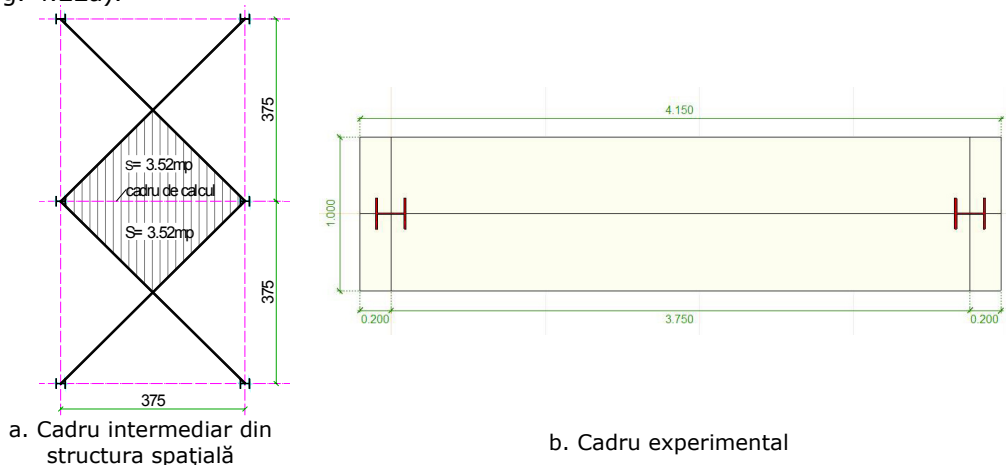
a. Armare longitudinală ML-EC1

b. Armare longitudinală ML-EC2

Fig. 4.21. Schița de armare la elementele de încercare

#### 4.4.1. Încărcări aplicate elementelor

Încărcările verticale aplicate pe elemente au fost încărcări constante, rezultate din încărcările similare luate în considerare la calculul structurii spațiale (fig. 4.22a).



a. Cadru intermediar din structura spațială

b. Cadru experimental

Fig. 4.22. Scheme de calcul pentru încărcări

Pentru aplicarea încărcărilor verticale constante s-a apelat la plăci metalice cu dimensiunile de gabarit 1,00x1,00 m și greutate proprie de 700kg.

Valorile de calcul ale încărcărilor pentru fiecare caz în parte sunt prezentate mai jos.

<u>Încărcări de calcul</u> (fig. 4.22.a)	<u>Încărcări aplicate pe cadrul experimental</u> (fig. 4.22.b)
- Încărcări permanente:	
▪ grindă metalică IPE180	
$18.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3.75\text{m} = 71\text{kg}$	
▪ placă beton armat:	
$0.10\text{m} \cdot 3.52\text{m}^2 \cdot 2 \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1760\text{kg}$	
▪ pardoseală gresie:	
$120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 3.52\text{m}^2 \cdot 2 = 845\text{kg}$	
- Încărcare cvasipermanentă:	
$150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 3.52\text{m}^2 \cdot 2 = 1056\text{kg}$	
- Încărcări utile (birouri):	
$0.6 \left( 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 3.52\text{m}^2 \cdot 2 \right) = 845\text{kg}$	
<b>TOTAL: 4577kg</b>	
	▪ grindă metalică IPE180
	$18.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3.75\text{m} = 71\text{kg}$
	▪ placă beton armat:
	$0.10\text{m} \cdot 1.0\text{m} \cdot 4.15\text{m}^2 \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1038\text{kg}$
	▪ plăci metalice – 5 buc.:
	$700 \frac{\text{kg}}{\text{buc}} \cdot 5\text{buc} = 3500\text{kg}$
	<b>TOTAL: 4609 kg</b> ✓

#### 4.5. Modelarea comportării elementului experimental în domeniul plastic

Pentru modelarea neliniară a elementelor de încercare, s-au considerat toate elementele structurii din elemente de suprafață „shell”, care au urmărit caracteristicile de rezistență și rigiditate ale elementelor reale. Conexiunea de lunecare a fost reprezentată printr-un element de suprafață tip „link” care face legătura între axele geometrice ale plăcii de beton și ale tălpii superioare a profilului metalic. Elementul de legătură are comportare neliniară, având curba efort-deplasare biliniară, prima dreaptă fiind înclinată până la atingerea forței maxime admise de lunecare, după care devine paralelă cu axa 0X.

Rigiditatea în direcție longitudinală a îmbinării s-a calculat la valoarea forței de lunecare preluată de un conector, 2267daN. Aplicând 18 conectori pe deschidere de 3,75m, rezultă o rigiditate de 201544daN/m<sup>2</sup> pentru caracterizarea dreptei înclinate, iar forța maximă de lunecare în direcție longitudinală de 10811 daN/ml.

Pentru calculul neliniar s-a utilizat programul Axis VM8+ care rezolvă structura pe baza incrementelor de deplasare, încărcare sau lucru mecanic propuse de autor. Având în vedere că încercările au fost realizate după procedura ECCS [73], care implică încărcarea elementelor cu controlul deplasării, s-a preferat controlul deplasării și la calculul neliniar. Pentru fiecare element de încărcare, se obțin



deplasările nodale, reacțiunile în reazemele nodale blocate, eforturile în oțel și beton, deformații specifice. Programul permite introducerea datelor de armare reale și obținerea dimensiunilor și direcției fisurilor raportată în grade față de axa X pentru fiecare pas de deplasare.

Pe baza analizei se poate caracteriza comportarea fizică a elementului modelat, atât în domeniul elastic cât și plastic. În acest fel se poate face o evaluare primară a modului de comportare al elementului experimental, și se pot evidenția următoarele aspecte:

- deplasarea și încărcarea corespunzătoare apariției primei fisuri în beton;
- deplasarea și încărcarea corespunzătoare atingerii limitei de curgere în grinda metalică
- modul de cedare a structurii, respectiv ordinea apariției articulațiilor plastice
- nivelul de solicitare al conexiunii de forfecare
- nivelul de solicitare al îmbinării rigide

În acest mod se poate aprecia destul de precis limita de comportare elastică a elementului de încercare la nivel global, limită necesară pentru derularea încercării experimentale, Totodata, se poate face o evaluarea a forțelor necesare pentru încărcarea maximă a elementului, pentru proiectarea standului de încercări.

#### 4.5.1. Modelarea cu elemente finite de suprafață

Discretizarea elementului s-a realizat cu ajutorul elementelor de suprafață de tip „shell”, care permite încărcarea elementului în planul lui și în plan perpendicular pe acesta. 7 tipuri de elemente triunghiulare de suprafață, cu grosimi și materiale diferite funcție de detaliul modelat (fig. 4.23) s-au utilizat la modelarea structurii. Dimensiunile lor au variat funcție de geometria structurii și forțele aplicate pe aceasta. Rețeaua de discretizare rezultată conține 2110 elemente finite triunghiulare. Rezemarea stâlpilor a fost realizată articulat; pentru asigurarea echilibrului de ansamblu al cadrului au fost amplasate două reazeme suplimentare pe direcția perpendiculară pe planul cadrului. Articulațiile la baza stâlpilor au fost necesare pentru micșorarea forței laterale aplicate pe structura. Gabatul stâlpilor cadrelor de încercare din laborator nu au suportat forțe mai mari de 20 000 daN, insuficient în cazul incastrării stâlpilor în fundatii.

Îmbinarea riglă-stâlp este îmbinare rigidă, sudată, rigidizată cu ajutorul a două plăcuțe sudate, una triunghiulară în planul median al cadrului, și una dreptunghiulară perpendicular pe prima. Modelul final este prezentat în fig. 4.23. Pentru ușurarea descrierii rezultatelor obținute, s-a notat fiecare parte a cadrului cu un punct cardinal ce va fi păstrat și pentru modelul experimental.

Elementul a fost solicitat la următoarele încărcări:

- Încărcare verticală constantă, cu valoarea stabilită la punctul 4.4.1., uniform distribuită pe placă, pe suprafața de 2,00x1,00m.
- Încărcare orizontală variabilă, de la vest la est și înapoi, cu punctul de aplicație la partea superioară a stâlpului din zona vest. Gama de variație a încărcării este de la 0 la 20000 daN, corespunzător unui domeniu de variație al deplasărilor laterale de la 0 la 6cm. Deplasarea va fi măsurată la nivelul superior al grinzii din zona est.

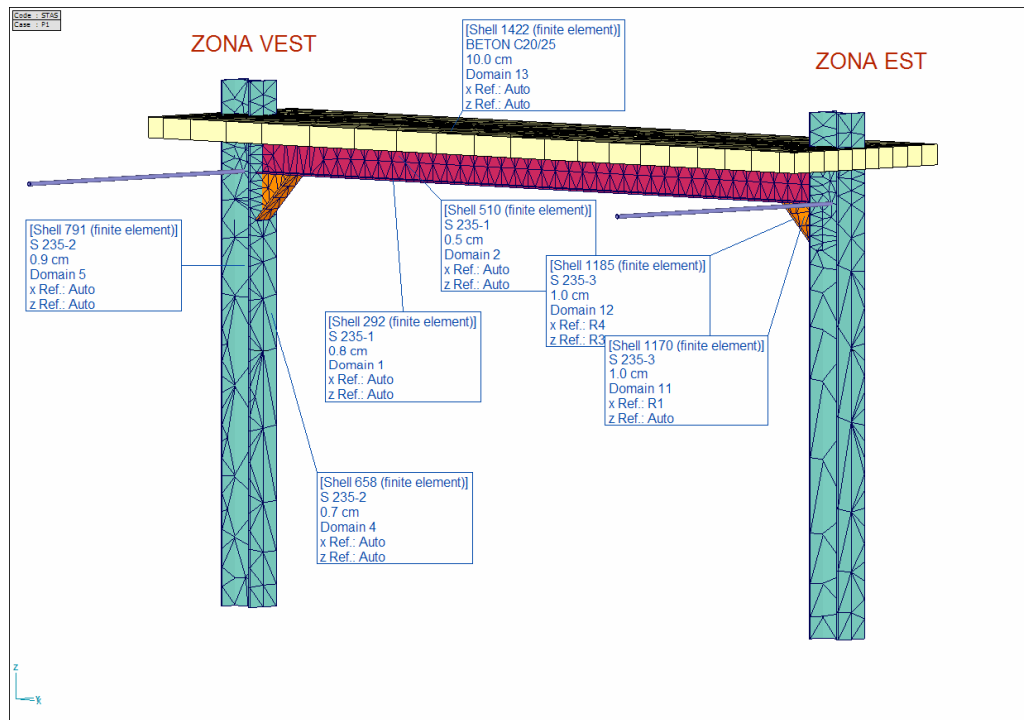


Fig. 4.23. Modelare element de încercare

Calculul a fost un calcul iterativ cu 20 de iterații pentru trepte uniforme de deplasare egali între 0 și 60mm și a urmărit starea de eforturi în grindă pentru determinarea atingerii palierului de curgere. Pentru iterațiile considerate s-au verificat starea de eforturi în noduri și stâlpi, iar, dacă nu au aparut cedări nedorite în aceste elemente, s-a determinat starea de eforturi în placă și conexiunea de forfecare.

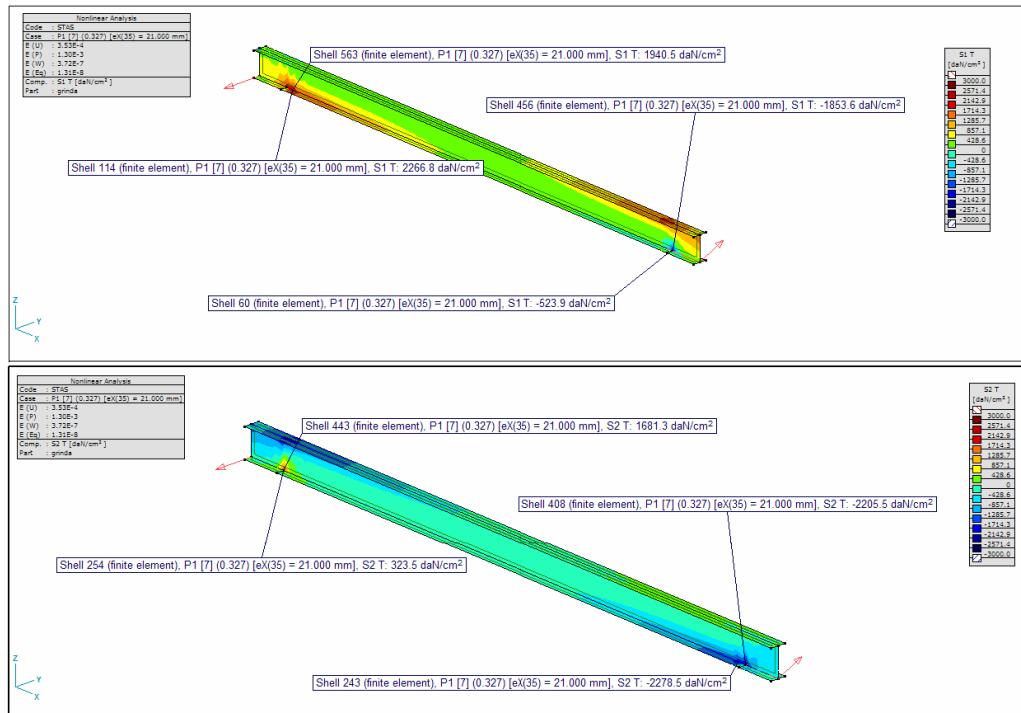
#### 4.5.2. Starea de eforturi în grindă

La proiectarea preliminară a structurii, elementele din compoziția grinzii au fost dimensionate astfel încât să permită apariția articulațiilor plastice la extremitățile grinzii, respectiv la zona de contact între plăcuțele de rigidizare și grindă. Aceste zone au fost denumite în continuare zone plastice potențiale (ZPP)

Evoluția eforturilor principale în grinda metalică au fost următoarea:

- Pasul 7 ( $e_x=21\text{mm}$ ,  $P=6540\text{daN}$ ). Se atinge limita de curgere în următoarele zone:
  - ZPP din zona vest: talpa inferioară  $\sigma_1=2267\text{daN/cm}^2$  – întindere
  - ZPP din zona est: talpa inferioară  $\sigma_2=-2278\text{daN/cm}^2$ ; inima la partea inferioară  $\sigma_2=-2205\text{daN/cm}^2$  – compresiune
- Pasul 8 ( $e_x=24\text{mm}$ ,  $P=7840\text{daN}$ ). Se atinge limita de curgere în următoarea zona:
  - ZPP din zona vest: inimă  $\sigma_1=2218\text{daN/cm}^2$  – întindere

- Pasul 9 ( $e_x=27\text{mm}$ ,  $P=8420\text{daN}$ ). Se atinge limita de curgere în următoarele zone:
  - ZPP din zona est: inimă  $\sigma_1=-2384\text{daN/cm}^2$  – compresiune
  - ZPP din zona vest: inimă  $\sigma_2=2158\text{daN/cm}^2$  – întindere, situație reflectată și în fig. 4.24.

Fig. 4.24. Eforturi principale în grindă pentru pasul 7:  $e_x=27\text{mm}$ 

În concluzie, formarea articulațiilor plastice în cele două extremități ale grinzii a fost completă la finalul pasului 9 de încărcare, respectiv pentru o valoare a deplasării laterale de 27mm și o încărcare laterală de 8420 daN. Pentru acest pas de încărcare a trebuit să verificăm starea de eforturi principale din stâlpi și îmbinări.

### 4.5.3. Starea de eforturi în stâlpi, noduri și conexiuni

Pentru același pas de încărcare se prezintă eforturile maxime din elementele menționate în figurile următoare.

Eforturile globale în planul median al cadrului sunt ilustrate în fig. 4.25. Privit în ansamblu, se remarcă zone de concentrare de eforturi la partea inferioară a grinzilor la intersecția dintre grinzi și plăcuțele din îmbinare, iar la stâlpi, la partea superioară în dreptul îmbinării.

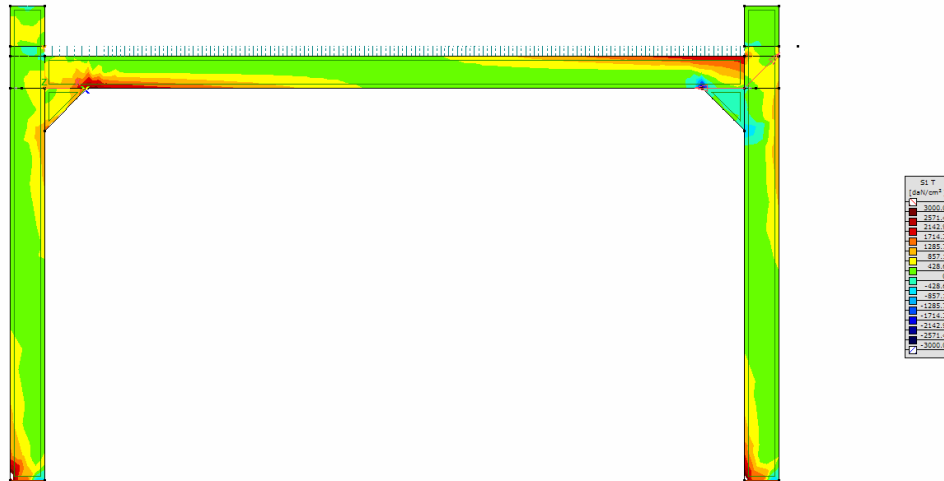


Fig. 4.25.  $e_x=27\text{mm}$  . Starea de eforturi în planul median al cadrului metalic

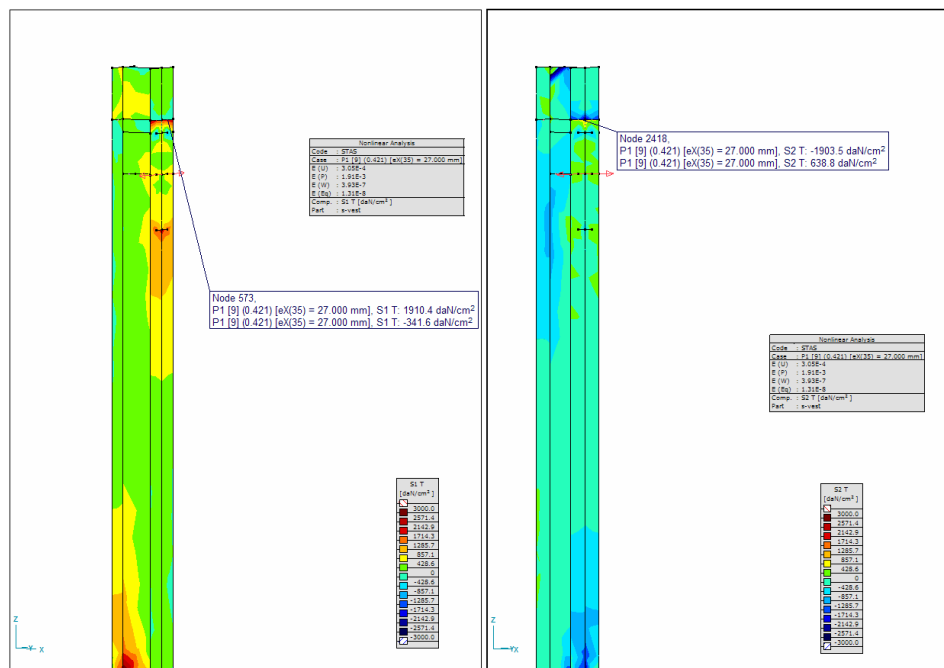


Fig. 4.26.  $e_x=27\text{mm}$  . Eforturi unitare principale maxime în stâlpi.

Pentru pasul de încărcare 9 la care se realizează cedarea grinzii, eforturile maxime în stâlpi ating valoarea de  $\pm 1900 \text{ daN/cm}^2$ , stâlpii rămânând în domeniul de comportare elastic (fig. 4.26). Același lucru se poate spune și despre plăcuțele de rigidizare la îmbinarea grindă-stâlp prezentate în fig. 4.27 pentru același pas de încărcare. Pentru acestea, eforturile maxime apar în plăcuțele de rigidizare poziționate în planul median al cadrului, și anume efortul maxim de întindere este

atins în zona vest și are valoarea de 1912 daN/cm<sup>2</sup>, iar efortul maxim de compresiune apare în

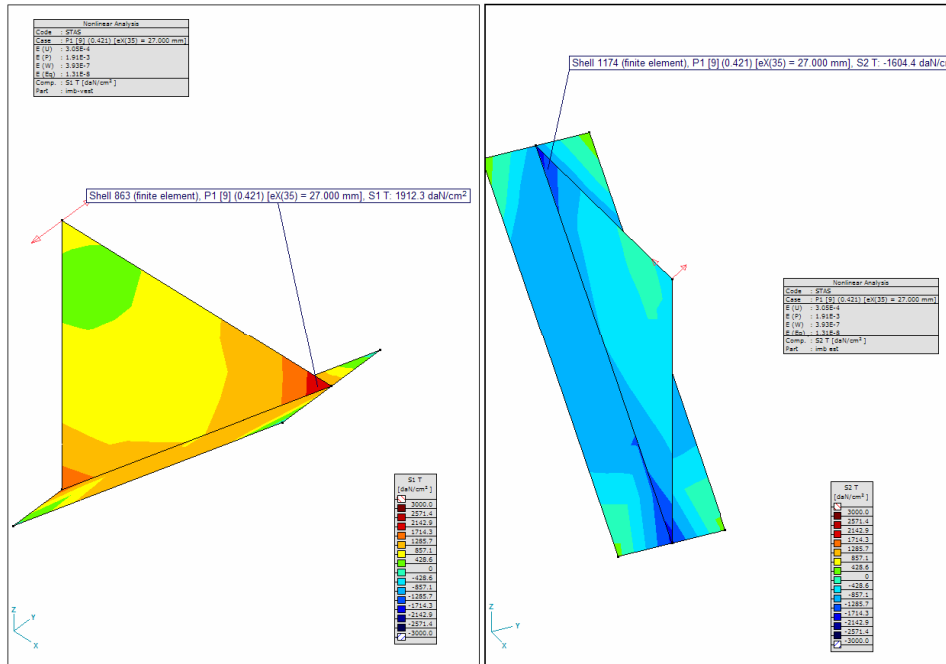


Fig. 4.27.  $e_x=27\text{mm}$  . Eforturi unitare principale maxime în placutele de rigidizare.

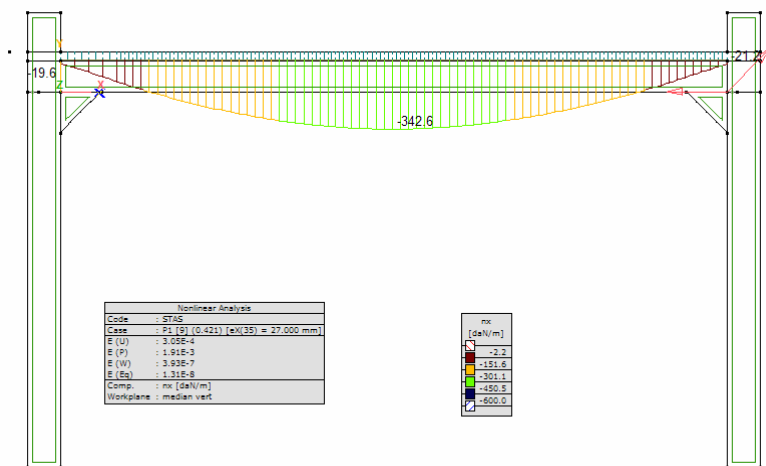


Fig. 4.28.  $e_x=28\text{mm}$  . Eforturi de lunecare în conexiunea de forfecare pentru  $e_x=27\text{mm}$

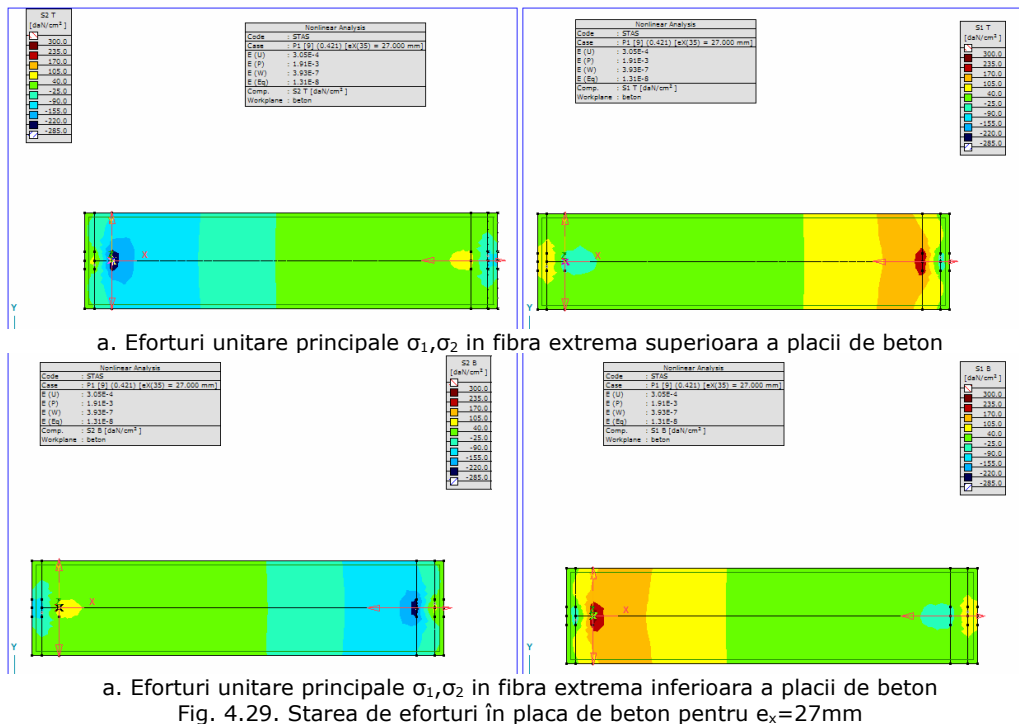
zona est cu valoarea de -1604 daN/cm<sup>2</sup>. Nu există deci nici un pericol de cedare accidentală în zona de îmbinare.

În fig. 4.28 este prezentată diagrama eforturilor de lunecare în conexiunea de forfecare pentru pasul 9 de încărcare. Se observă că efortul maxim este de 342,6

daN/m, fiind departe de efortul maxim admis de conexiune, și anume 10881 daN/m. Rezultă că alunecarea relativă a betonului față de profilul metalic nu pune probleme în timpul încercării.

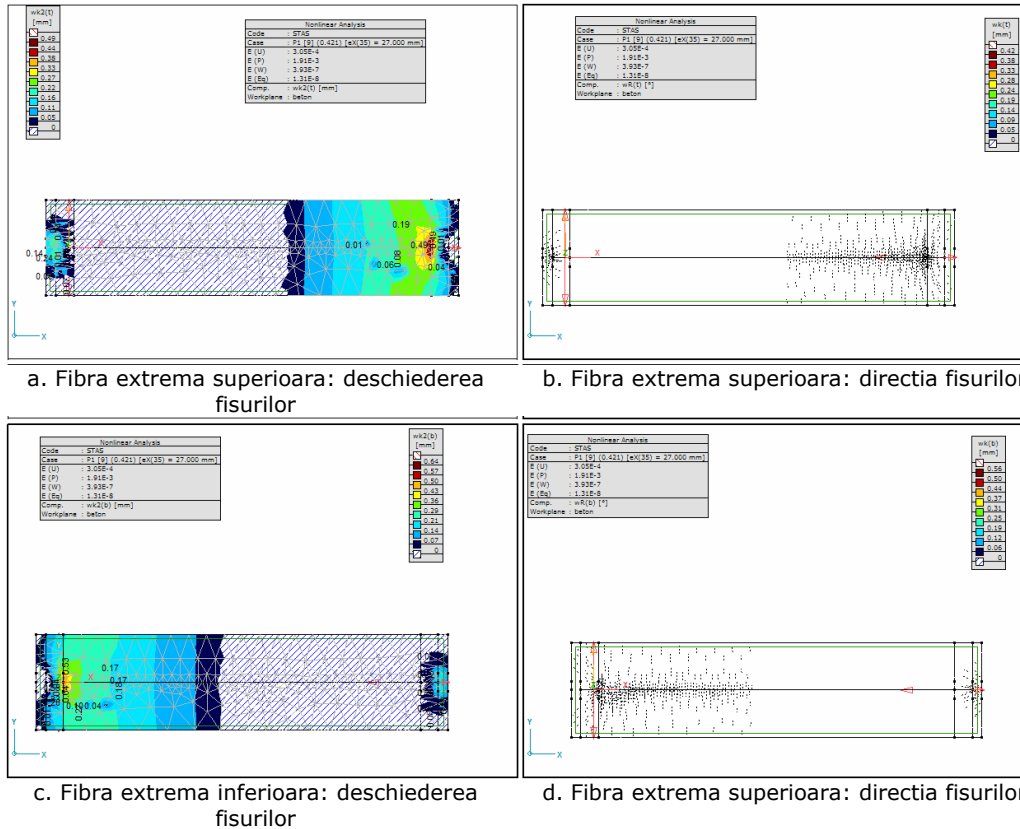
#### 4.5.4. Starea de eforturi în placa de beton

Referitor la comportarea plăcii de beton, interesează direcția eforturilor principale în placă și modul de formare al fisurilor la partea superioară și inferioară a plăcii.



Eforturile principale din placă sunt ilustrate în fig. 4.29. Indiferent de zona, se remarcă o repartitie pe fâșii transversale a eforturilor, cu concentrări în jurul stâlpilor. De asemenea se poate observa faptul că semnul eforturilor este alternant pe secțiune, ceea ce conduce la concluzia că în momentul cedării axa neutră a secțiunii grinzii compozite va fi situată în interiorul plăcii de beton.

De asemenea, se poate observa că semnul eforturilor în consola de beton în direcție longitudinală (zona de ancorare a armăturilor longitudinale) are efort de semn invers față de zona de beton din imediata vecinătate, dar situată între axele celor doi stâlpi. Același lucru reiese și din analiza dimensiunii și poziției fisurilor la fibra superioară și inferioară, cum sunt prezentate în figura 4.30.

Fig. 4.30. Deschiderea și direcția fisurilor în placă pentru  $e_x=27\text{mm}$ 

Ținând cont și de semnul eforturilor din figura anterioară, pot fi evidențiate următoarele aspecte,:

- Zona Vest:
  - La fibra superioară aria dintre stâlpi este comprimată și nu prezintă fisuri. Eventual pot apare zdrobiri la contactul dintre beton și stâlp
  - Consola la partea superioară este întinsă și prezintă fisuri înclinare orientate dinspre exteriorul cadrului din axul de simetrie spre interiorul cadrului, cu o înclinare de  $24,72^\circ$  și o deschidere maximă a fisurilor de  $0,09\text{mm}$ .
  - La fibra inferioară betonul este întins în totalitate. În lungul grinzii apar fisuri perpendiculare pe planul cadrului. Deschiderea fisurii este de aproximativ  $0,03\text{mm}$  la mijlocul deschiderii și crește spre zona stâlpului până la  $0,25\text{mm}$ . Pe consolă fisurile sunt radiale, orientate dinspre stâlp spre margini, orientate la aproximativ  $112^\circ$ . Se menționează că măsurarea unghiurilor se face din axa grinzii longitudinale în direcție trigonometrică.
- Zona Est are o comportare în oglindă cu cea precedentă:
  - Fibra superioară este întinsă și are fisuri perpendiculare pe grindă la interior și radiale la exterior, înclinare la  $62,98^\circ$ . Deschiderea fisurilor este de  $0,11\text{mm}$  la exterior și între  $0,03$  și  $0,19\text{mm}$  pe deschiderea cadrului

- Fibra inferioară este comprimată și nu prezintă fisuri pe deschiderea cadrului. În schimb consola este întinsă și are fisuri oblice la  $152^\circ$ , cu deschiderea de 0,05mm.

În concluzie, ne așteptăm ca elementul de încercare ML-EC1 să aibă următoarea comportare în decursul încercării:

- Cedarea elementului să se realizeze prin apariția a două articulații plastice la extremitățile grinzii, la intersecția dintre talpa inferioară și inimă
- Cedarea să apară la o încărcare laterală de aproximativ 8700 daN. În cazul real trebuie să ținem cont că încărcarea fiind ciclică, ar putea interveni fenomenul de oboseală al materialului
- Stâlpii și îmbinările vor păstra o comportare elastică
- Placa va fi fisurată în întregime datorită schimbării de sens a încărcării. Pe deschiderea cadrului fisurile vor avea direcția perpendiculară pe grindă, iar la exterior vor fi radiale în jurul stâlpului. Placa nu va ceda.
- Axa neutră plastică va fi situată în interiorul plăcii de beton, între cele două rânduri de armătură.

Al doilea element de încercare, care nu are armătura ancorată nu a putut fi modelat corespunzător, deoarece în program barele de armătură sunt considerate ancorate în elementele de capăt.



## 5. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE REALIZATE PE CADRE PORTAL COMPOZITE

### 5.1. Descriere generală

Comportarea grinzilor compozite oțel-beton a fost studiată în cadrul unui program de cercetare inițiat în Departamentul CCIA al Facultății de Construcții din Timișoara. Programul a cuprins următoarele etape:

- Identificarea caracteristicilor elementelor cadrelor incluse în cercetarea experimentală;
- Proiectarea modelelor experimentale în conformitate cu prescripțiile de proiectare în vigoare;
- Armarea plăcilor de beton în conformitate cu prescripțiile EUROCODE 8 și P100-1/2006, pentru un element și conform cu ipotezele din programul de cercetare pentru altul;
- Determinarea zonelor de cedare pentru modelele experimentale în domeniul plastic, cu ajutorul programului de calcul AXIS VM 8.2 [72]
- Proiectarea standului de execuție, și verificarea dimensiunilor și rezistenței acestuia funcție de dimensiunile și capacitatea de rezistență a modelelor experimentale;
- Confecționarea modelelor experimentale: confecția metalică, asamblarea elementelor structurale, armarea și turnarea betonului
- Identificarea și amplasarea instrumentelor de măsurare în zone cu solicitări maxime;
- Efectuarea încercărilor experimentale;
- Interpretarea și compararea rezultatelor.

În urma cercetărilor teoretice, două elemente – respectiv 4 noduri – au fost încercate la acțiuni ciclice orizontale în laboratorul Departamentului CCIA, cu scopul de a pune în evidență rolul plăcii (și implicit al armăturii) în transferul momentelor de la grindă la stâlp. S-a urmărit evoluția stării de eforturi funcție de amplasarea armăturilor longitudinale în placă.

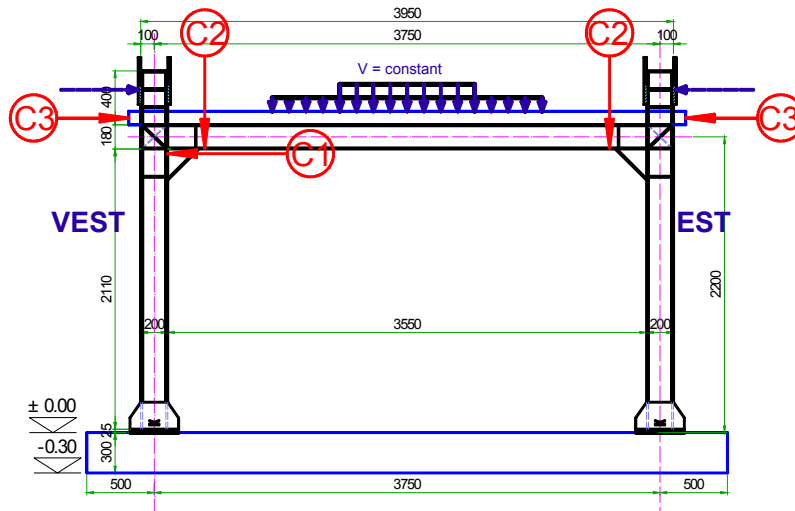
Măsurătorile realizate au vizat evaluarea stării de tensiune în placă și grindă, la nivele de încărcare alternat crescătoare, până la apariția articulațiilor plastice și transformarea structurii în mecanism.

Au fost utilizate următoarele dispozitive de măsurat:

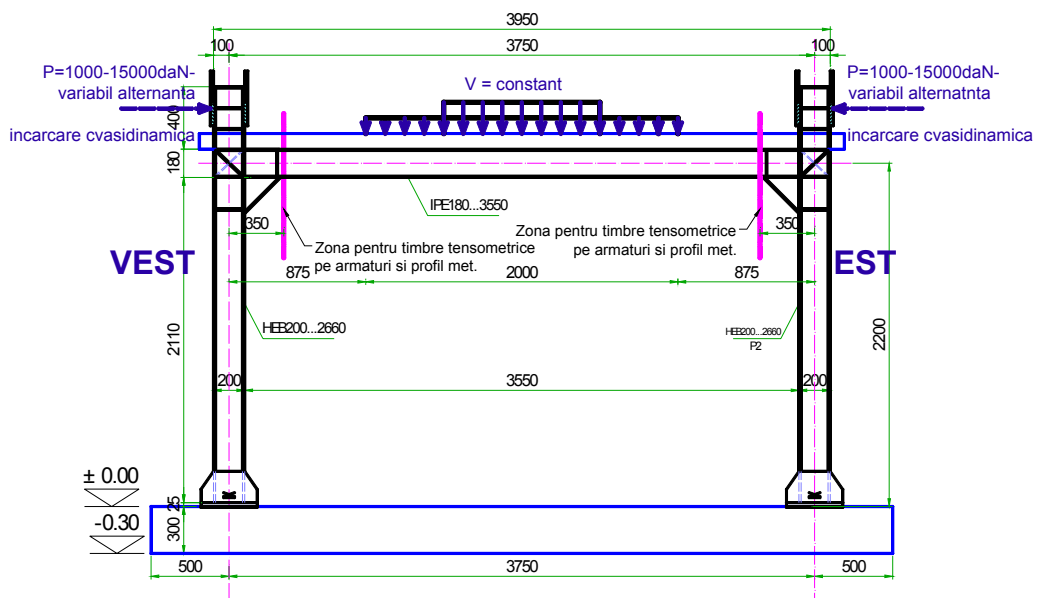
- Microcomparatoare pentru măsurarea deplasărilor pe orizontală și verticală (fig. 5.1.a). Valorile comparatorului C1 au fost utilizate pentru determinarea treptelor de încărcare în timpul încercărilor.
- Timbre tensomentrice pentru determinarea deformațiilor specifice. Au fost instalate timbre tensometrice pe următoarele elemente (fig. 5.1.b) :
  - Pe armături longitudinale de la partea inferioară și superioară a plăcii de beton, localizate în zonele plastice potențiale ale grinzii.

102 Incercari experimentale - 5

- Pe tălpile și inima profilului metallic pentru grindă, în zonele plastice potențiale
- Pe armăturile transversale de la extremitățile grinzii, între zona plastică potențială și extremitățile plăcii; au fost realizate măsurători atât pentru rețeaua superioară cât și pentru cea inferioară.
- Pe fibrele extreme de beton – inferior și superior – în sens longitudinal și în sens transversal



a. poziția microcomparatoarelor



b. poziția timbrelor tensometrice  
Fig. 5.1. Element de încercare

## 5.2. Caracteristicile elementelor experimentale

Cele două elemente au fost identice ca dimensiuni de gabarit, dar diferite ca mod de armare a plăcii.

### 5.2.1. Caracteristici geometrice

Dimensiunile de 3,75 x 2,20m ale elementelor încercate (fig. 5.1, 5.6) au fost alese astfel încât să îndeplinească următoarele condiții:

- să poată fi incluse în standul de încercare;
- încărcările ultime aplicate să poată fi preluate de elementele de rezistență ale standului experimental;
- componentele prefabricate să poată fi manipulate podul rulant din dotarea laboratorului;
- să se adopte scara 1:1 pentru elementul de încercare.

Au fost utilizate profile metalice HEB 200 pentru stâlpi și profile IPE 180 pentru grinzi. Lățimea plăcii de beton (10 cm) a fost stabilită în urma proiectării prezentate la cap. 4, conform EUROCODE 4 cât și EUROCODE 8.

### 5.2.2. Materiale folosite

La realizarea elementelor de încercare s-a încercat utilizarea aceluiași lot de materiale. Astfel, profilele metalice și armăturile au făcut parte din același lot de materiale, și au aceleași proprietăți mecanice.

Plăcile de beton au fost turnate succesiv, în laborator. Pentru fiecare dintre elemente au fost prelevate probe de beton în momentul turnării, păstrate 28 de zile în aceleași condiții de umiditate și temperatură cu elementele experimentale. Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului din șarjele folosite la turnare sunt prezentate în tabelul 5.1.

Tabelul 5.1. Caracteristici mecanice ale betonului

Caracteristica	Element	
	ML-EC1	ML-EC2
Rezistența medie la compresiune $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	31,66	29,10
Rezistența medie la întindere $f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3,04	2,98
Modulul de elasticitate $E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30600	29500

Pentru beton și armătură s-au adoptat diagramele caracteristice efort unitar-deformație specifică impuse de STAS 10107/0-90. Pentru metal, s-a adoptat caracteristicile de rezistență și ductilitate prevăzute în Eurocode 3.

### 5.2.3. Alcătuirea elementelor experimentale

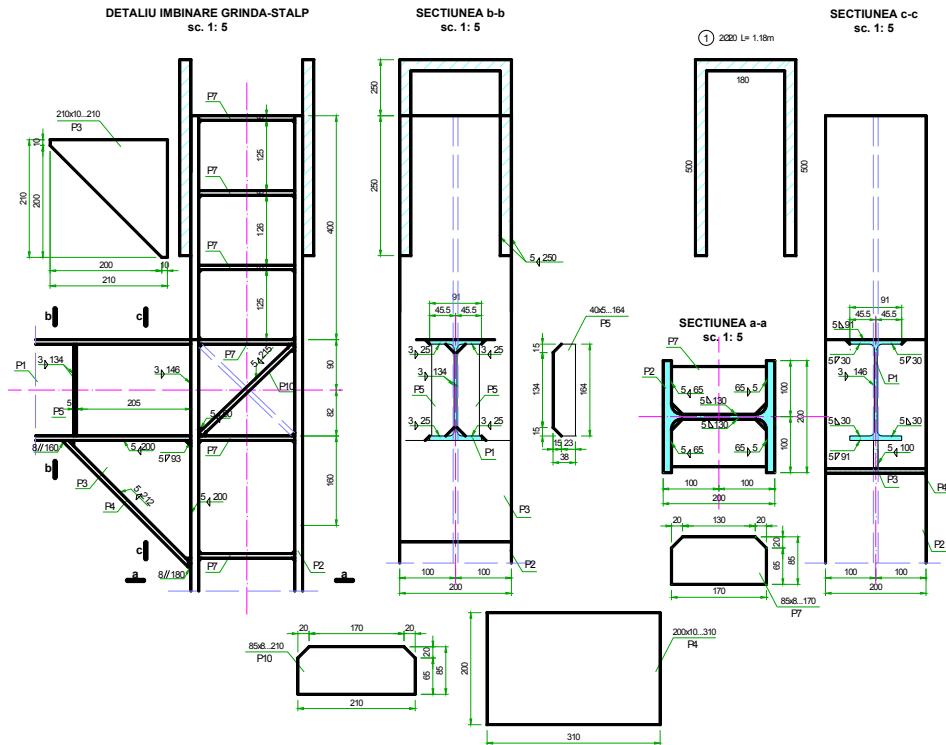


Fig. 5.2. Îmbinare grindă-stâlp. Detaliu

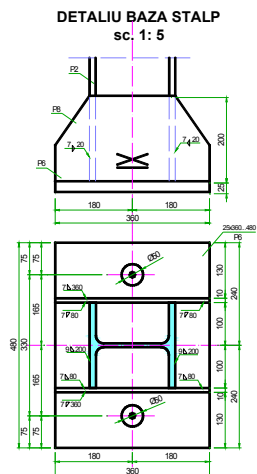


Fig. 5.3. Rezemare stâlp

La alcătuirea elementelor experimentale s-a ținut cont de cerințele programului de încercări, mai exact de asigurarea schemei statice. Primordial în această fază a fost asigurarea materializării îmbinărilor conform proiectului. Astfel, îmbinarea grindă stâlp a fost realizată ca îmbinare rigidă, sudată, cu plăcuțe suplimentare în zona de sudură (fig. 5.2.)

Rezemarea stâlpilor pe placa de bază a fost realizată articulat (fig. 5.3). Acest lucru a reprezentat un avantaj pentru încercare deoarece a redus la jumătate valoarea încărcării laterale ce a trebuit aplicată elementului pentru a obține cedarea acestuia, comparativ cu cazul rezemării încastrate a stâlpului. În plus, forma diagramei de momente pe grindă este identică în ambele cazuri, deci modul de rezemare al stâlpului nu influențează asupra calității rezultatelor încercărilor. Pentru obținerea unei articulații perfecte, între placa de beton armat și placa de rezemare a stâlpului s-a introdus o rolă.

Armarea elementelor de încercare a diferit, după cum arătat la punctul 4.4.

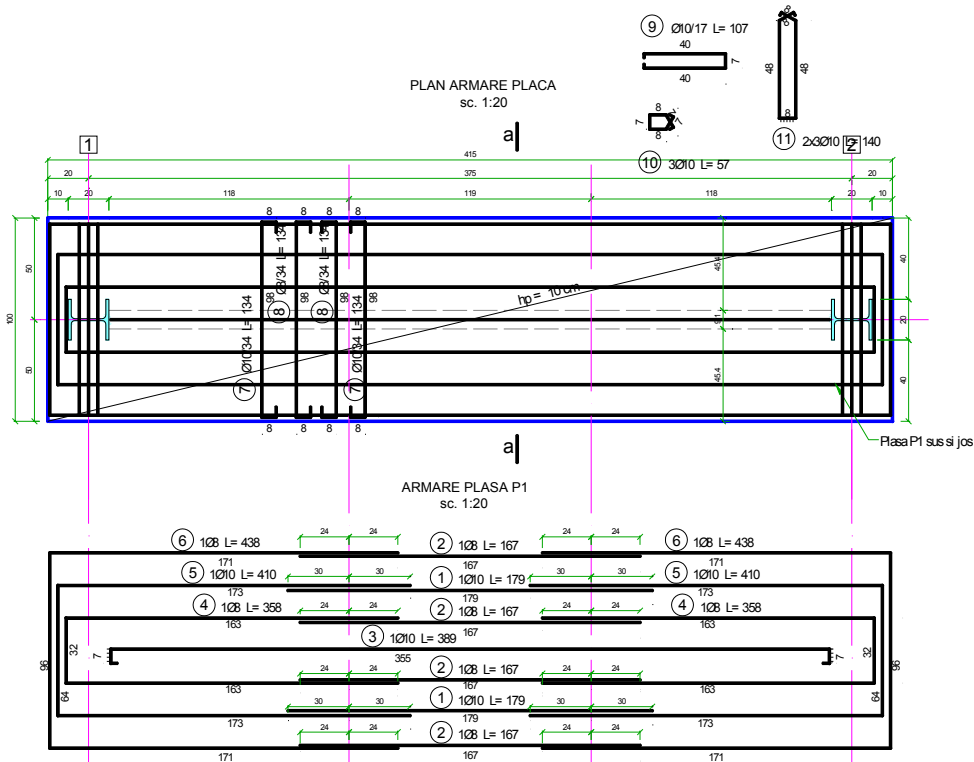


Fig. 5.4. Armare element ML-EC1

În consecință, elementul ML-EC1 (fig. 5.4) a fost armat conform cerințelor Eurocode 8, cu o singură excepție: armătura marca 3 poziționată în axul longitudinal al cadrului, care este sudată pe fața interioară a stâlpului. Restul armăturilor sunt ancorate cu buclă în jurul stâlpului.

Elementul ML-EC2 (fig. 5.5.) a fost armat într-o soluție mai simplă din punct de vedere tehnologic. S-a adoptat modul de ancorare caracteristic standardelor românești pentru ancorare, iar armătura longitudinală a fost prelungită în placa de beton pe o lungime de 60 diametri dincolo de zona plastică potențială. Armarea transversală este asemănătoare cu cea precedentă cu o excepție. Armăturile transversale marca 11 au fost amplasate doar în apropiere nodului Est.

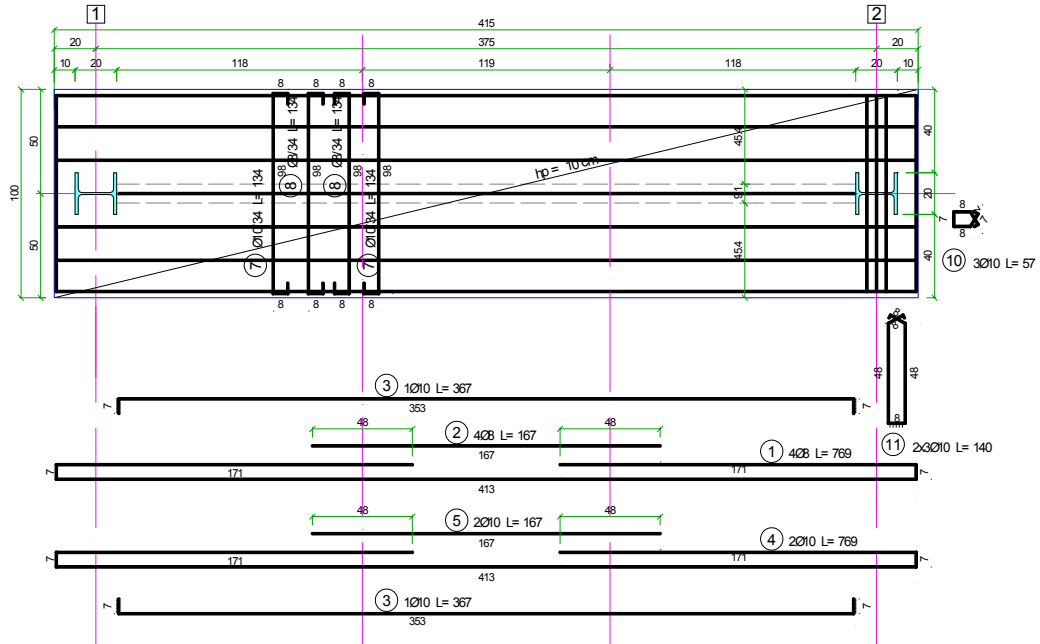


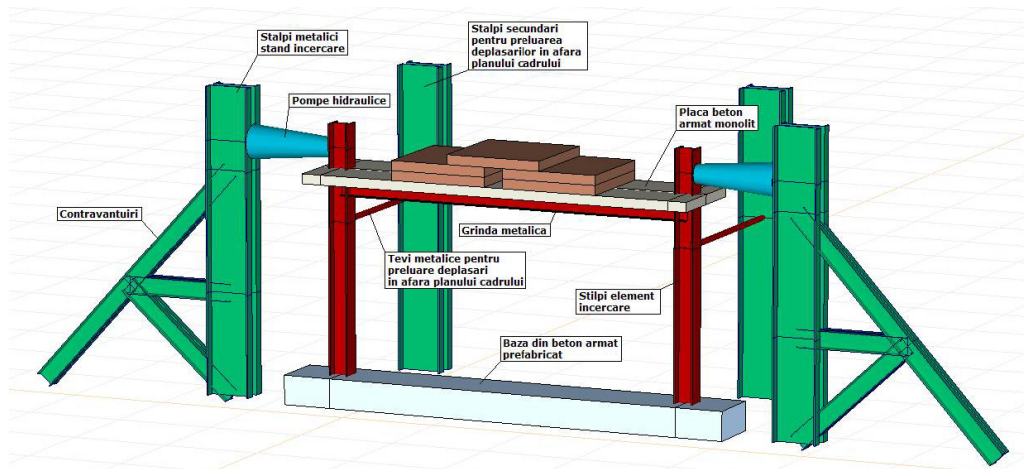
Fig. 5.5. Armare element ML-EC2

#### 5.2.4. Standul de încercare

Standul de încercare (fig. 5.6.) constă în doi stâlpi metalici realizați din câte două profile U20 rigidizate. Pentru introducerea încărcărilor laterale au fost montate orizontal două pompe hidraulice cu capacitate de 25000 daN. Pompele au fost conectate la un regulator de presiune care controlează presiunea indicată și sensul de încărcare. Împiedicarea deplasării laterale a stâlpilor standului s-a făcut cu ajutorul contravântuirilor sudate de șinele din fundația halei.



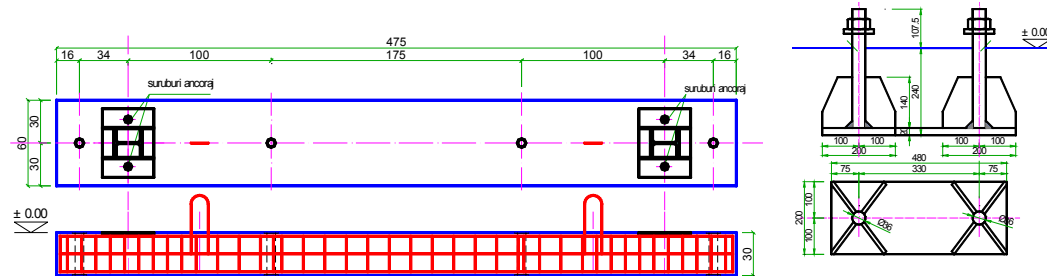
a. Foto



b. Vedere de ansamblu  
Fig. 5.6. Stand de încercare

Împiedicarea deplasării elementului de încercare în afara planului cadrului, s-a făcut prin amplasarea unor tije perpendiculare pe planul cadrului, la 2/3 de la baza stâlpului, pentru a împiedica ieșirea din plan a elementului. Acestea au fost prinse articulat. În acest fel s-a permis apariția flambajului prin răsucire laterală a grinzii, dar a fost împiedicat flambajul lateral al stâlpului.

Prinderea stâlpilor la partea inferioară este reprezentată în fig. 5.7.



a. Vedere de sus. Secțiune longitudinală

b. Detaliu șuruburi ancoraj

Fig. 5.7. Placa de bază

Încărcările aplicate elementelor sunt conforme cu schemele de calcul considerate la calculul structurii.

- Încărcarea verticală constantă a fost realizată cu ajutorul a 5 plăci metalice cu dimensiunea 1,00x1,00x0,09m, cu greutatea totală de 3500 daN, corespunzătoare modelului prezentat anterior.
- Încărcare orizontală cvasi-dinamică alternantă, prin aplicarea la vârful stâlpilor cu pompe de capacitate 25kN, montate perpendicular pe axul cadrului (fig. 5.6.b).

### 5.3. Încercarea elementelor experimentale

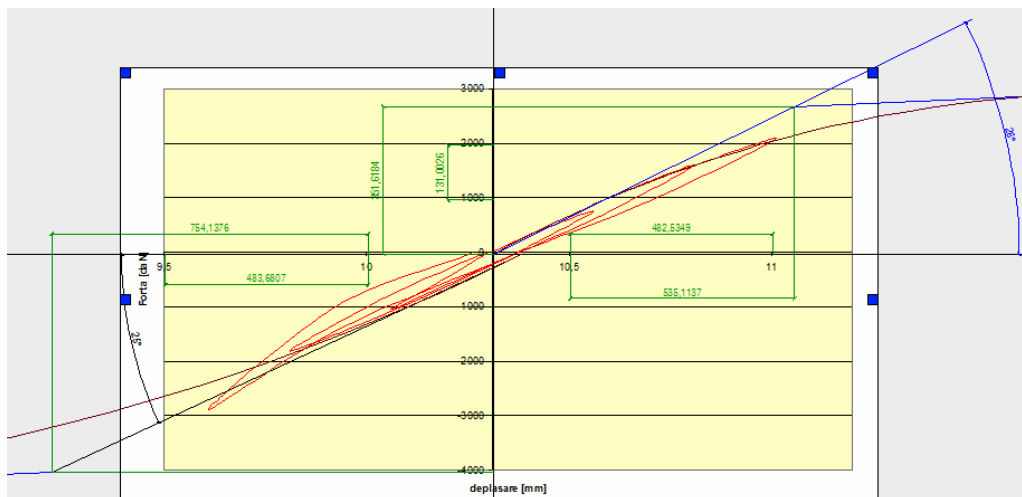
#### 5.3.1. Principiul de încercare

Datorită caracterului ciclic alternat al solicitărilor seismice și al necesității cunoașterii modului în care ancorarea armăturilor longitudinale influențează mecanismele de cedare ale elementelor experimentale, au fost supuse la forțe orizontale ciclice alternante. Metodologia de solicitare a acestor cadre corespunde reglementărilor ECCS [73]. Ea se bazează pe controlul deplasărilor orizontale la partea superioară a elementelor experimentale. Încercarea s-a realizat prin controlul deplasărilor orizontale, deplasări cu valori multiplu de deplasarea maximă elastică pentru element. De aceea, o încercare de acest fel comportă două faze:

- Faza 1 – de determinare a deplasării laterale maxime elastice pentru elementul încercat;
- Faza 2 – încărcarea elementului la valori multiple crescătoare de deplasare laterală până la cedare.

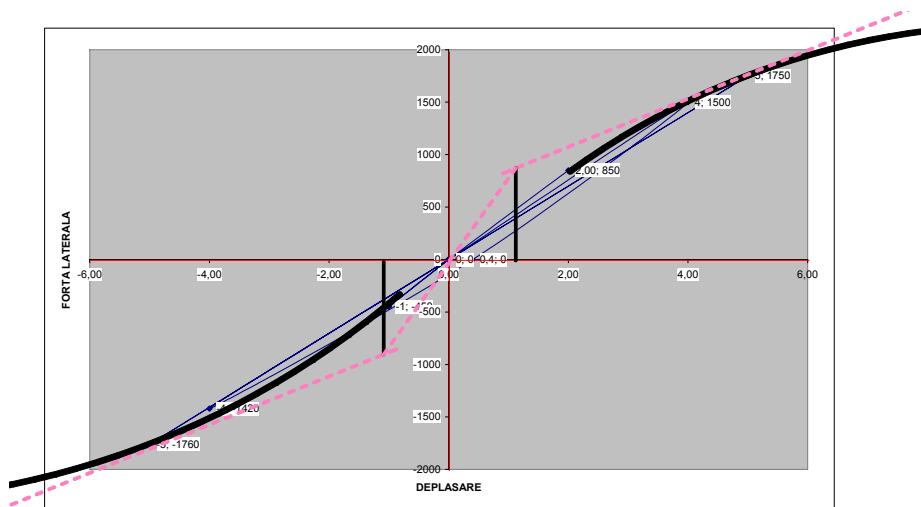
Faza 1 a cuprins următoarele etape:

- Alegerea limitei de deplasare maximă astfel încât elementul să rămână în domeniul elastic. Având în vedere că din modelarea cu element finit a rezultat o limită elastică de 8,95mm, iar materialele reale au o rezervă de rezistență care nu este cuantificată, s-a considerat că limita elastică va fi atinsă pentru o deplasare laterală de  $e_y=10\text{mm}$ .
- Încărcarea elementului până la atingerea succesivă pentru cele 3 cicluri de încărcare a deplasărilor laterale  $\pm 1/4 e_y$ ,  $\pm 1/2 e_y$ ,  $\pm 3/4 e_y$ ,
- Citirea forțelor și deformațiilor relative corespunzătoare
- Trasarea diagramelor P- $e_y$
- Determinarea grafică a limitei elastice, la intersecția dintre tangenta la înfășurătoarea curbelor și dreapta tangentă în punctul 0 (reprezentarea modului de elasticitate tangent) (fig. 5.8).



a. Element ML-EC1





b. Element ML-EC2

Fig. 5.8. Curba P-e<sub>y</sub> în domeniul elastic

Convenția de semne pentru direcția forțelor aplicate și deplasările laterale este următoarea: semnul „+” semnifică deplasare de la Vest spre Est, respectiv aplicarea forței laterale de la Vest spre Est. Această convenție va fi păstrată pe tot parcursul lucrării.

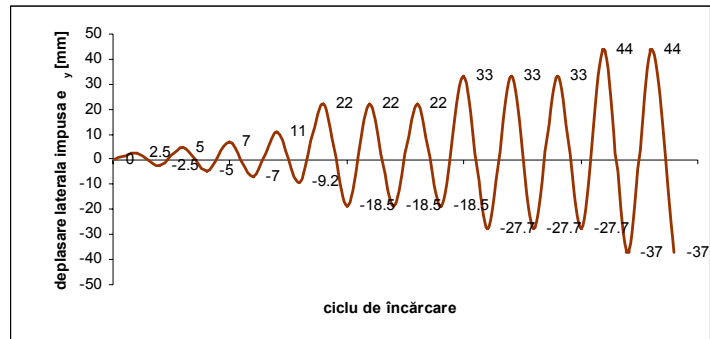
Valorile deplasărilor elastice obținute în urma primei faze sunt prezentate în tabelul 5.1.

Tabelul 5.2. Deplasări laterale elastice maxime

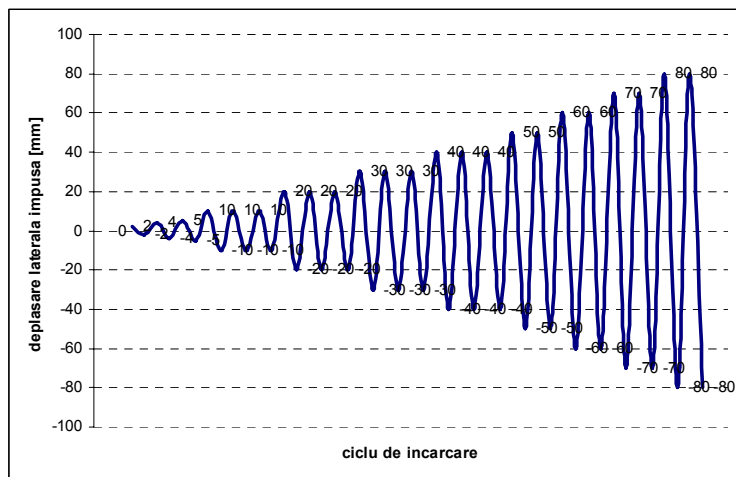
Element	e <sub>y</sub> Vest [mm]	e <sub>y</sub> Est [mm]
ML-EC1	-9,22	11
ML-EC2	-10	10

Faza a doua a încercărilor a cuprins următoarele etape:

- 3 cicluri de încărcare la valoarea limitei elastice maxime în fiecare sens de acțiune al forței laterale
  - repetarea câte 3 cicluri de încărcare pentru fiecare multiplu întreg al deplasării elastice maxime.
  - mărirea deplasării până la apariția articulațiilor plastice la extremitățile grinzii
- Deplasările orizontale impuse cadrelor pentru fiecare ciclu de încărcare este ilustrat în figura 5.9.



a. Element ML-EC1



b. Element ML-EC2

Fig. 5.9. Cicluri de încărcare impuse elementelor

Elementul ML-EC1 a fost supus la 12 cicluri de încărcare cu deplasarea laterală maximă absolută de 44mm, iar elementul ML-EC2 a fost supus la 22 de cicluri de încărcare și a atins deplasarea maximă absolută de 80mm. Încercările au fost declarate încheiate la cedarea prin pierderea echilibrului pentru fiecare element în parte.

### 5.3.2. Comportarea elementelor experimentale

#### Încercarea elementului ML-EC1

La încercarea elementului s-a studiat:

- modul de fisurare și distribuția la solicitări ciclice alternate
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi
- comportarea armăturilor longitudinale și a plăcii de beton
- modul de cedare al elementului
- ductilitatea de rotire a elementului
- stabilirea ordinii de intrare în curgere a armăturilor
- disiparea de energie totală și pe cicluri de încărcare a elementului experimental
- compararea rezultatelor cu rezultatele teoretice.

Comportarea elementului experimental la diverse trepte de încărcare este descrisă sintetic în tabelul 5.3. Modul de fisurare al plăcii apare în figura 5.10, iar apariția articulațiilor plastice în grinda metalică în fig. 5.11.

Tabelul 5.3. Comportarea elementului experimental ML-EC1

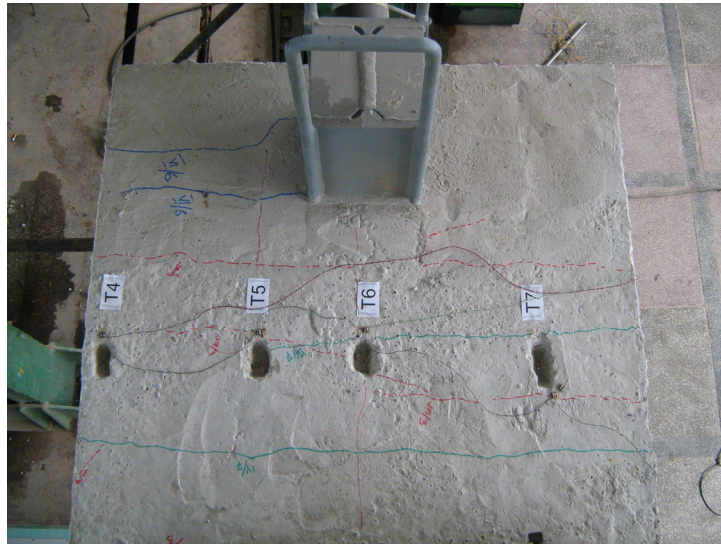
Ciclu de încărcare	Nr. crt.	Dir de încărcare	Depl lat [mm]	Forța P [daN]	Ductilitate		Observații	
					parțială	totală		
<b>I</b>	1	V-E	1,00	350			- domeniu elastic - deplasare impusă $1/4e_y$	
	2		2,50	750	0,22	0,22		
	3		0	0				
	4	E-V	-1,00	-500			- domeniu elastic - deplasare impusă $-1/4e_y$	
	5		-2,50	-1050	0,27	0,27		
	6		0	0				
<b>II</b>	7	V-E	2,50	890			- domeniu elastic - deplasare impusă $1/2e_y$	
	8		5,00	1600	0,46	0,46		
	9		2,50	605				
	10		0	0				
	11	E-V	-2,50	-1090			- domeniu elastic - deplasare impusă $-1/2e_y$	
	12		-5,00	-1810	0,54	0,54		
	13		-2,50	-780				
	14		0	0				
<b>III</b>	15	V-E	3,75	1270			- domeniu elastic - deplasare impusă $3/4e_y$	
	16		7,00	2090	0,64	0,64		
	17		3,75	900				
	18		0	0				
	19	E-V	-0,75	-1400			- domeniu elastic - deplasare impusă $-3/4e_y$	
	20		-7,00	-2880	0,76	0,76		
	21		-3,75	-950				
	22		0	0				
<b>IV</b>	23	V-E	5,50	1700			- apar primele fisuri transversale în placă la partea superioară în nodul Vest	
	24		11,00	3100	1	1		
	25		5,50	11,50				
	26		0	0				
	27		E-V	-4,60	-1550			
	28	-9,20		-3090				
	29	-4,60		-1250				
	30	-9,20		-3090	1	1		
	31	-4,60		-1250				
	32	0	0					
<b>V</b>	33	V-E	11,00	2930			- primul ciclu în domeniul plastic, la deplasare proiectată $2e_y$ - fisuri în placă în direcție transversală sus și jos - deplasare laterală remanentă 3,95mm	
	34		22,00	6300	2	2		
	35		11,00	1650				
	36	3,95	0					
	37	E-V	-9,25	-3650				- grinda metalică intactă - fisuri radiale în jurul stâlpului nod Est jos - deplasare laterală remanentă 0,75mm
	38		-18,50	-6300	2	2,44		
	39		-9,25	-2430				
	40		0,75	0				
<b>VI</b>	41	V-E	11,00	2320			- la partea superioară a plăcii apare fisură în lung în axul cadrului	
	42		22,00	6320				

## 112 Incercari experimentale - 5

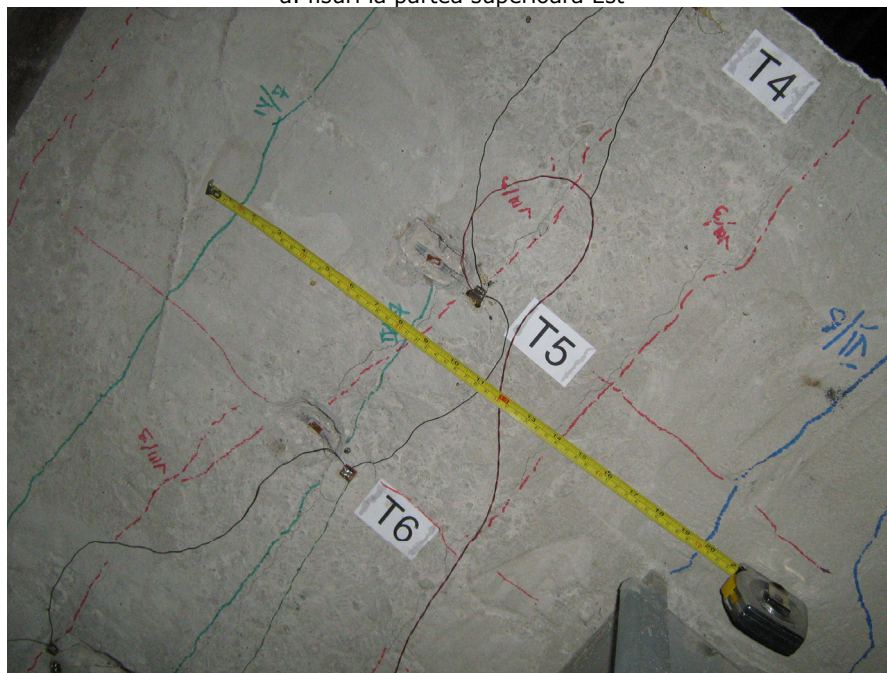
Ciclu de încărcare	Nr. crt.	Dir de încărcare	Depl lat [mm]	Forța P [daN]	Ductilitate		Observații
					parțială	totală	
	42	E-V	22,70	6328	2,06	2	- deplasare laterală remanentă 3,60mm
	44		11,00	1650			
	45		3,60	0			
	46		-9,25	-3200			- fisuri transversale zona Est la partea interioară a plăcii - deplasare laterală remanentă 1,20mm
	47		-18,50	-6240	2	2,4	
	48		-16,20	-6310			
	49		-9,25	-2530			
	50		1,20	0			
VII	51	V-E	11,00	2210			- fisuri radiale spre exterior zona Vest jos în jurul stâlpului - fisuri transversale jos zona Vest în partea interioară a plăcii - deplasare laterală remanentă 3,35mm
	52		22,70	5290	2,06	1,95	
	53		11,30	1800			
	54		3,35	0			
	55	E-V	-9,25	-3100			- întărire fisură sus în lungul grinzii metalice - deplasare laterală remanentă 1,20mm
	56		-18,60	5950	2	2,38	
	57		-9,25	-2500			
	58		1,20	0			
VIII	59	V-E	11,00	2200			- fisuri transversale foarte mari la partea superioară a plăcii - stabilizare foarte dificilă - pentru forța laterală constantă deplasarea a crescut cu 1,60mm - deplasare laterală remanentă 9,50mm
	60		22,00	6320			
	61		33,10	8400			
	62		34,70	8400	3,16	3	
	63		33,10	7700			
	64		22,00	3100			
	65		11,00	270			
	66		9,50	0			
	67	E-V	-9,00	-4250			- se deschid fisurile existente în placa de beton sus Vest - pentru forța laterală constantă, deplasarea a crescut cu 1,00mm - deplasare remanentă -5,50mm (se schimbă sensul deplasării remanente pentru prima dată)
	68		-18,00	-6520			
	69		-27,70	-8310			
	70		-28,90	-8310	3,13	4	
	71		-27,70	-6300			
	72		-18,00	-3020			
	73		-9,00	-600			
	74		-5,50	0			
IX	75	V-E	11,00	3540			- se menține situația precedentă - deplasare laterală remanentă 5,00mm
	76		22,00	6100			
	77		33,00	8000	3	3,5	
	78		22,00	4250			
	79		11,00	1200			
	80		5,00	0			
	81	E-V	-9,00	-3800			-fisuri transversale compacte spre mijlocul plăcii sus și jos -pentru forța laterală constantă, deplasarea a crescut cu 1,50mm - pe ramura descrescătoare, aceeași deplasare a fost atinsă pentru o forță mai mică cu 1680 daN - deplasare laterală remanentă -5,40mm
	82		-18,00	-6000			
	83		-27,70	-8180			
	84		-29,20	-8180	3,17	3,7	
	85		-27,70	-6500			
	86		-18,00	-3050			
	87		-9,00	-630			
	88		-5,40	0			

## 5.3 – Încercarea elementelor experimentale 113

Ciclu de încărcare	Nr. crt.	Dir de încărcare	Depl lat [mm]	Forța P [daN]	Ductilitate		Observații
					parțială	totală	
X	89	V-E	2,80	1560			- pentru forța laterală constantă, deplasarea a crescut cu 1,60mm - deplasare laterală remanentă 5,25mm  - apare o creștere de 0,7mm a deplasării la o scădere de 270daN a forței laterale - deplasare remanentă -4,70mm
	90		11,00	3420			
	91		22,00	5950			
	92		33,00	8400			
	93		34,60	8400	3,15	3,6	
	94		33,00	7820			
	95		22,00	4160			
	96		11,00	1290			
	97	5,25	0				
	98	E-V	-9,00	-3780			
	99		-22,70	-7060			
	100		-27,70	-8170			
	101		-28,40	-7900	3,08	3,65	
	102		-27,20	-7450			
	103		-18,00	-3250			
104	-9,00		-800				
105	-4,70		0				
XI	106	V-E	3,10	1500			- voalare talpă inferioară profil grinda Vest - fisuri transversal mari; deschiderea fisurii 1,50mm - fisuri longitudinale Vest deschise - deplasare remanentă 15,80mm  - voalare talpă inferioară profil grinda Est; se destinde talpa din zona Vest - închidere fisuri transversale Vest - deschidere fisuri transversale Est, cu dimensiuni de 1,5mm - dezechilibru major al plăcii în direcție transversală; rezultă pierdere generală de stabilitate în direcție transversală - elementul începe să lucreze ca pendul - deplasare remanentă -10,60mm
	107		11,00	3250			
	108		22,00	5800			
	109		33,00	8320			
	110		44,00	9600	4	4,4	
	111		33,00	4460			
	112		22,00	1350			
	113	15,80	0				
	114	E-V	1,90	-2700			
	115		-8,00	-4700			
	116		-16,00	-6340			
	117		-24,00	-7900			
	118		-32,00	-9180			
	119		-37,00	-9750	4,01	5,7	
	110		-36,70	-8850			
111	-32,00		-6020				
112	-24,00	-3500					
113	-16,00	-1180					
114	-10,60	0					
XII	115	V-E	1,90	2280			- la nivel de încărcare constant deplasarea crește cu 2,60mm și crește; datorită pierderii de echilibru a elementului s-a redus nivelul de încărcare iar la sfârșitul ramurii de încărcare s-a oprit încercarea - deplasare remanentă -13,70mm
	116		11,00	4060			
	117		22,00	6170			
	118		33,00	8200			
	119		44,00	9850			
	120		46,60	9850	4,24	5	
	121		44,00	8720			
	122		33,00	4750			
	123		22,00	1910			
	124		13,70	0			

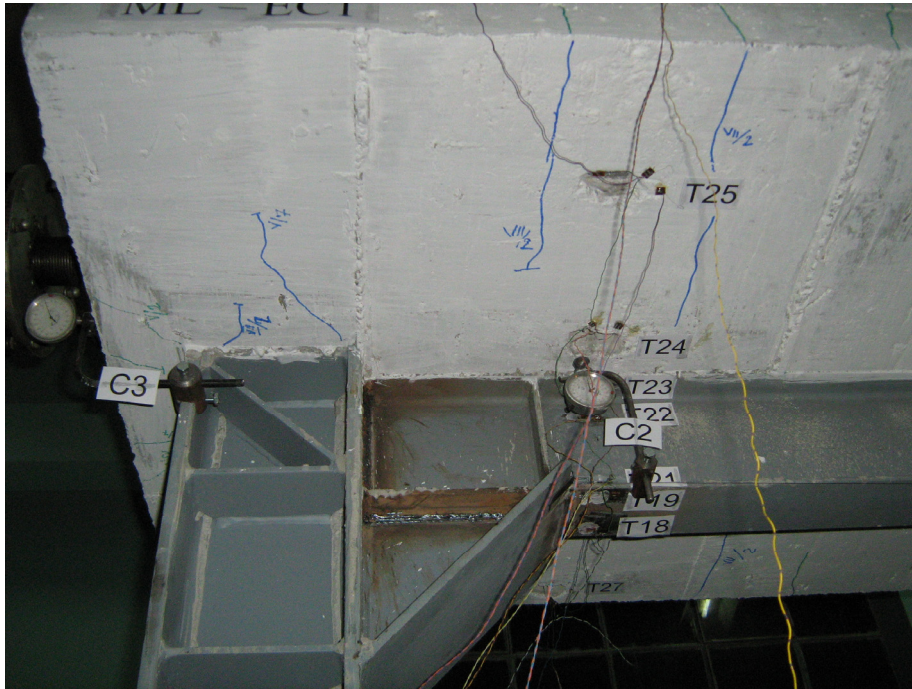


a. fisuri la partea superioară Est



b. fisuri longitudinale și transversale-detaliu



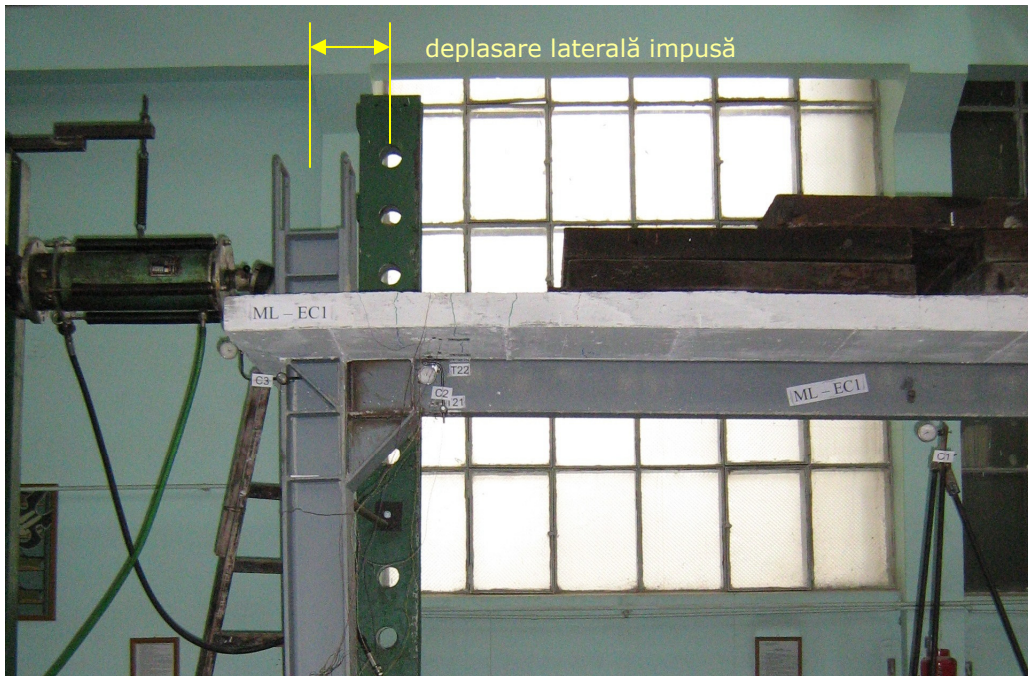


c. fisuri transversale jos Vest

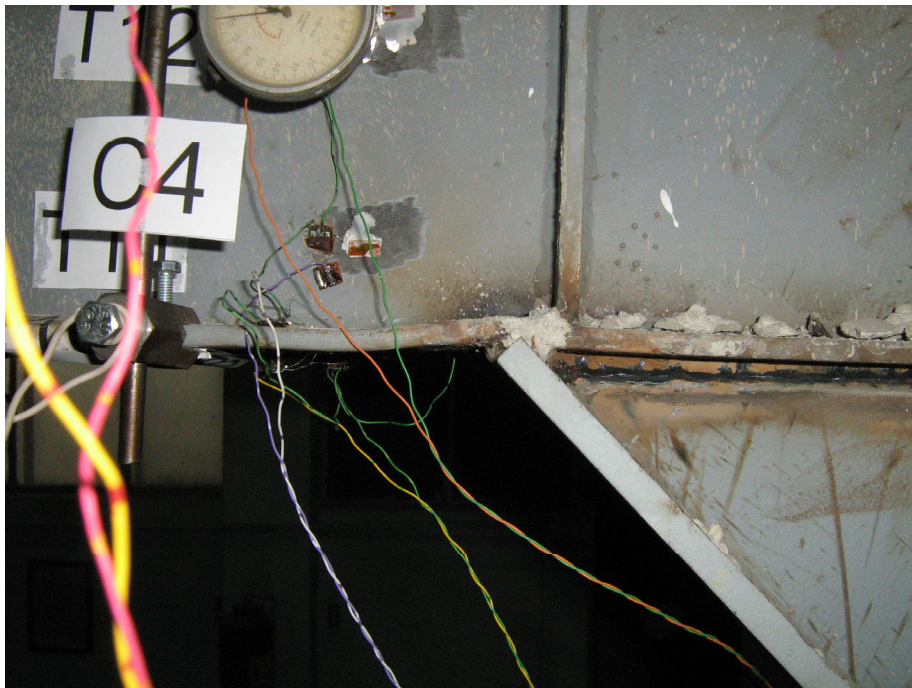


d. fisuri pe consolă jos

Fig. 5.10. Fisurarea plăcii în elementul ML-EC1



a. deplasare laterală impusă în timpul încercării



b. voalare incipientă nod Est





c. voalare talpă inferioară nod Vest

Fig. 5.11. Articulații plastice în grinda metalică la elementul ML-EC1

#### **Încercarea elementului ML-EC2**

Elementul experimental ML-EC2 are structura identică cu primul, cu excepția modului de armare a plăcii.

La încercarea elementului s-a studiat:

- modul de fisurare și distribuția la solicitări ciclice alternate
- determinarea deformațiilor specifice și a stării de eforturi
- comportarea armăturilor longitudinale, transversale și a plăcii de beton
- modul de cedare al elementului
- ductilitatea de rotire a elementului
- stabilirea ordinii de intrare în curgere a armăturilor
- disiparea de energie totală și pe cicluri de încărcare a elementului experimental
- compararea rezultatelor cu cele obținute la modelul anterior și cu rezultatele teoretice.

Comportarea modelului în diverse trepte de încărcare este prezentată sintetic în tabelul 5.4. Modul de fisurare al plăcii de beton și de formare a articulațiilor plastice în grinda metalică sunt arătate în figurile 5.12 și 5.13.

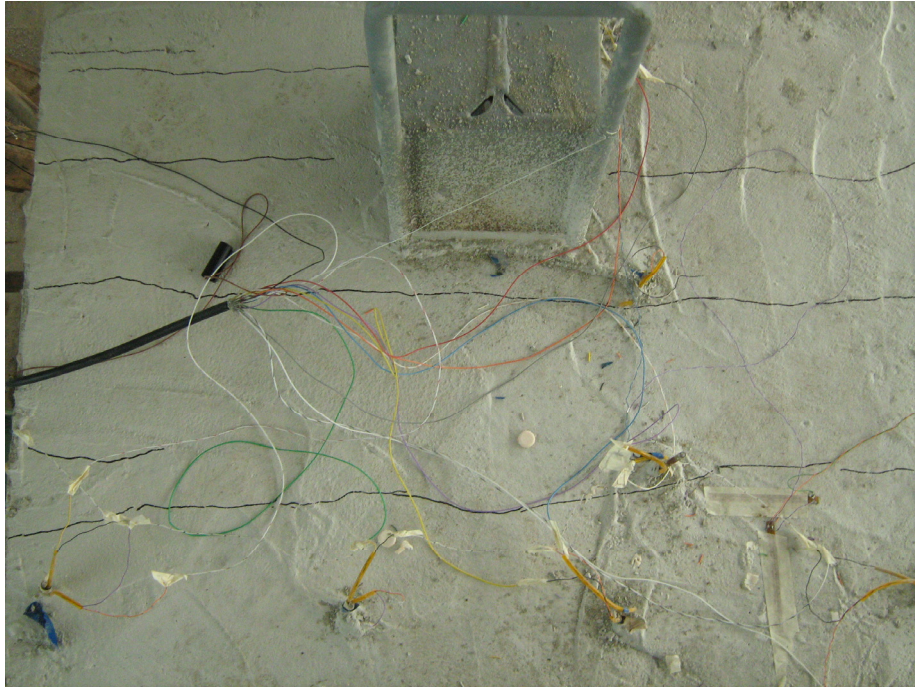
Tabelul 5.4. Comportarea elementului experimental ML-EC2

Ciclu de încărcare	Nr. crt.	Direcție de înc.	Depl late [mm]	Forța P [daN]	Ductilitate		Observații
					parțială	totală	
<b>I</b>	1	V-E	2,00	850	0,20	0,20	- domeniu de comportare elastică a elementului; nu apar fisuri și deformații remanente
	2		0	0			
	3	E-V	-2,00	-850	0,20	0,20	
	4		0	0			
<b>II</b>	5	V-E	4,00	1500	0,4	0,40	- domeniu de comportare elastică a elementului; nu apar fisuri și deformații remanente
	6		0	0			
	7	E-V	-4,00	-1520	0,4	0,40	
	8		0	0			
<b>III</b>	9	V-E	5,00	1750	0,50	0,50	- domeniu de comportare elastică a elementului; nu apar fisuri și deformații remanente
	10		0	0			
	11	E-V	-5,00	-1760	0,50	0,50	
	12		0	0			
<b>IV</b>	13	V-E	10,00	3050	1	1	- limita între zona de comportare elastică și plastică - deplasare remanentă 1,30mm
	14		1,30	0			
	15	E-V	-8,70	-2800	0,87	0,87	
	16		-0,02	0			
<b>V</b>	17	V-E	10,00	3050	1	1	- primele fisuri transversale Est sus - deplasare remanentă 1,00mm
	18		1,00	0			
	19	E-V	-9,00	-2800	0,9	1	
	20		0	0			
<b>VI</b>	21	V-E	10	2950	1	1	- primele fisuri transversale la partea inferioară Vest - deplasare remanentă 1,00mm
	22		1	0			
	23	E-V	-9	-2800	0,9	1	
	24		0	0			
<b>VII</b>	25	V-E	20,00	5100	2	2	- fisuri longitudinale pe fața inferioară - primele fisuri transversale la partea inferioară Est -deplasările remanente de sensuri opuse se echilibrează la finalul ciclului de încărcare
	26		2,00	0			
	27	E-V	-18,00	-5700	1,8	2	
	28		1,00	0			
<b>VIII</b>	29	V-E	19,00	4800	1,9	2	- deplasare remanentă 1,40mm
	30		1,40	0			
	31	E-V	-18,60	-5650	1,86	20	
	32		-0,10	0			
<b>IX</b>	33	V-E	19,00	4900	1,9	0,95	- deplasare remanentă 1,40mm
	34		1,30	0			
	35	E-V	-18,70	-5750	1,87	2	
	36		-0,10	0			

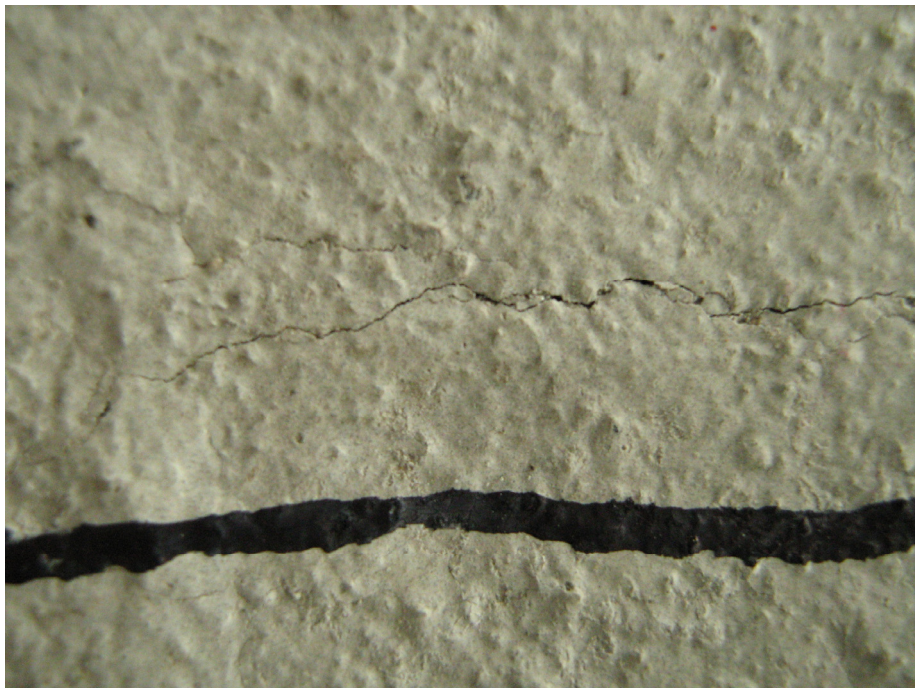
Ciclu de încărcare	Nr. crt.	Direcție de înc	Depl laterale [mm]	Forța P [daN]	Ductilitate		Observații
					parțială	totală	
<b>X</b>	37	V-E	29,90	7550	2,99	3	- accentuarea fisurilor existente
	38		30,40	7550			
	39		0	0			
	40	E-V	-30,90	-7550	3,09	3,09	
	41		-6,60	0			- deplasare remanentă -6,60mm; prima dată când deplasările remanente nu sunt echilibrate la sfârșitul unui ciclu de încărcare
<b>XI</b>	42	V-E	23,40	7150	2,34	3	- deplasare remanentă -1,60mm
	43		24,00	7150			
	44		-1,60	0			
	45	E-V	-31,60	-7850	3,16	3	
	46		-32,20	-7850			
	47		-7,00	0			
<b>XII</b>	48	V-E	23,00	7850	2,30	3	- deplasare remanentă -0,90mm
	49		24,00	7850			
	50		-0,90	0			
	51	E-V	-30,90	-7600	3,09	3	
	52		-7,10	0			
<b>XIII</b>	53	V-E	32,90	9500	3,29	3	- deplasare remanentă +7,20mm
	54		37,50	9500			
	55		7,20	0			
	56	E-V	-22,80	-8650			
	57		-36,00	-8650	3,60	3	
	58		-7,50	0			
<b>XIV</b>	59	V-E	22,50	8250	3,6	4	- deplasare remanentă +6,80mm
	60		36,50	8250			
	61		6,80	0			
	62	E-V	-33,20	-8350	3,32	4	
	63		-40,30	-8350			
	64		-10,40	0			
<b>XV</b>	65	V-E	34,10	8600	3,41	4,4	- se ajunge la continuitatea fisurilor transversale de pe fața inferioară și superioară - deplasare remanentă +6,00mm - deplasare remanentă -7,90mm
	66		33,40	8600			
	67		6,00	0			
	68	E-V	-34,00	-8200	3,40	4	
	69		-36,80	-8200			
	70		-7,90	0			
<b>XVI</b>	71	V-E	42,10	10300	4,21	5	- deplasare remanentă +10,40mm
	72		42,40	10300			
	73		10,4	0			
	74	E-V	-39,60	-9500	3,96	5	
	75		-45,00	-9500			
	76		-13,10	0			
<b>XVII</b>	77	V-E	36,90	9750	3,69	5	- fisuri radiale în jurul stâlpilor spre exterior, la partea inferioară a plăcii
	78		42,50	9750			
	79		9,80	0			

Ciclu de încărcare	Nr. crt.	Direcție de înc	Depl late [mm]	Forța P [daN]	Ductilitate		Observații
					parțială	totală	
							- deplasare remanentă +9,80mm
	80	E-V	-40,20	-9100	4,02	5	- îndesirea fisurilor transversale
	81		-40,70	-9100			la partea inferioară
	82		-10,20	0			- deplasare remanentă -10,20mm
<b>XVII I</b>	83	V-E	49,80	11000	4,98	6	- fisuri radiale în jurul stâlpilor la partea inferioară a plăcii
	84		59,40	11150			- deplasare remanentă
	85		24,00	0			+24,00mm
	86	E-V	-36,00	-9250	3,60	6	- îndesirea fisurilor transversale
	87		-39,50	-9250			la partea inferioară
	88		-7,10	0			- deplasare remanentă -7,10mm
<b>XIX</b>	89	V-E	52,90	10700	5,29	6	- deplasare remanentă
	90		56,10	10700			+21,80mm
	91		21,80	0			
	92	E-V	-38,20	-9350			- deplasare remanentă -9,80mm
	93		-43,00	-9350	4,30	6	
	94		-9,80	0			
<b>XX</b>	95	V-E	60,20	11300			- deplasare remanentă
	96		64,80	11300	6,48	7	+29,30mm
	97		29,30	0			
	98	E-V	-49,50	-10450	4,95	7	- îndesirea fisurilor transversale spre centrul elementului
	99		14,30	0			- deplasare remanentă +14,30mm
<b>XXI</b>	100	V-E	94,30	11500	9,43	8	- voalare profil metalic la talpa inferioară Vest
	101		75,40	11500			- exfoliere beton jos Est; se desprinde în fâșii de grinda metalică
	102		38,70	0			- deplasare remanentă +38,70mm
	103	E-V	-41,30	-10100	4,13	8	- voalare profil metalic talpa inferioară Est
	104		-43,30	-10100			
	105		-9,00	0			- deplasare remanentă -9,00mm
<b>XXII</b>	106	V-E	91,00	11980	9,10	10	- desprinderea betonului zdrobit cu tot cu instrumentele de măsură
	107		95,90	11980			- flambajul tălpilor laterale a grinzilor mult amplificat; se deformează și inima la talpa inferioară în mod alternat, funcție de direcția încărcării
	108		51,30	0			- deplasare remanentă +51,30mm
	109	E-V	-38,70	-9750	3,87	9	-beton zdrobit în jurul stâlpului sus Vest
	110		-34,60	-9750			
	111		20,60	0			





a. fisuri transversale la partea superioară



b. deschiderea fisurii





c. fisuri tansversale la partea inferioară



d. fisuri radiale la partea inferioară



e. desprinderea betonului la partea inferioară

Fig. 5.12. Modelul fisurilor în elementul ML-EC2

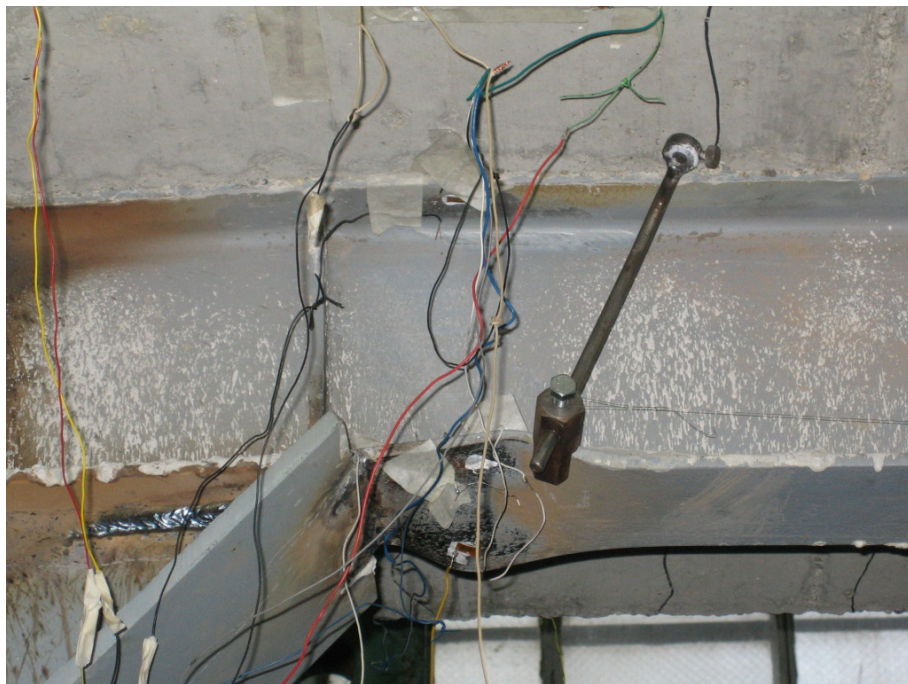


a. Voalare talpă inferioară capăt Est





b. răsucire talpă inferioară capăt Est



c. Voalare talpă inferioară capăt Vest

Fig. 5.13. Articulații plastice la elementul ML-EC2



## 5.4. Analiza rezultatelor experimentale

Analiza rezultatelor experimentale s-a făcut la două nivele:

- Evaluarea modului de comportare al elementelor experimentale în decursul încercării, evaluarea rigidității și ductilității acestora la nivel global, având în vedere că aceste aspecte împreună cu ordinea formării articulațiilor plastice sunt importante în ceea ce privește al calculul la seism,
- Analiza comparativă a eforturilor rezultate în fiecare subsansamblu în decursul încărcării, pe baza timbrele tensometrice. Timbrele care nu au furnizat rezultate credibile au fost eliminate din evaluări.

### 5.4.1. Evaluarea ductilității pe baza diagramelor experimentale

Evaluarea răspunsului seismic al elementelor experimentale este sugestiv prezentată în diagramele forță-deplasare ( P-e), ilustrate în continuare disociat pe nivele de deplasări. Cu ajutorul acestor diagrame s-a făcut evaluarea ductilității elementelor la fiecare nivel de încărcare.

Valorile ductilităților de element au fost inserate în tabelele 5.14 și 5.15. La fiecare ciclu de încărcare au fost calculate două tipuri de ductilități de element:

$$\text{ductilitate parțială: } \begin{cases} \mu_{oi}^- = \frac{e_i^-}{e_y^-} \\ \mu_{oi}^+ = \frac{e_i^+}{e_y^+} \end{cases} \quad (5.1)$$

$$\text{ductilitate totală: } \begin{cases} \mu_i^- = \frac{\Delta e_i^-}{e_y^-} \\ \mu_i^+ = \frac{\Delta e_i^+}{e_y^+} \end{cases} \quad (5.2)$$

unde:

$e_i^+$  - valoarea absolută a deplasării maxime pozitive în ciclul i

$e_i^-$  - valoarea absolută a deplasării maxime negative în ciclul i

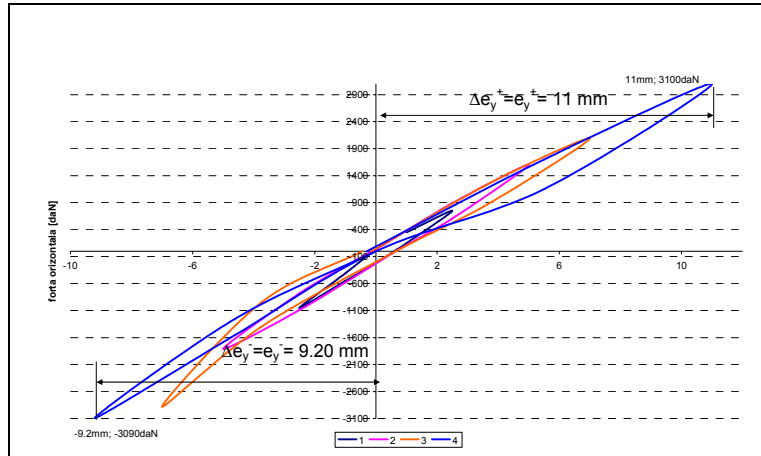
$e_y^+$ ,  $e_y^-$  - valoarea deplasării pentru limita elastică, de la Vest la Est, respectiv de la Est la Vest

$\Delta e_i^+$  - valoarea absolută a deplasării maxime la nivelul forței pozitive în ciclul i

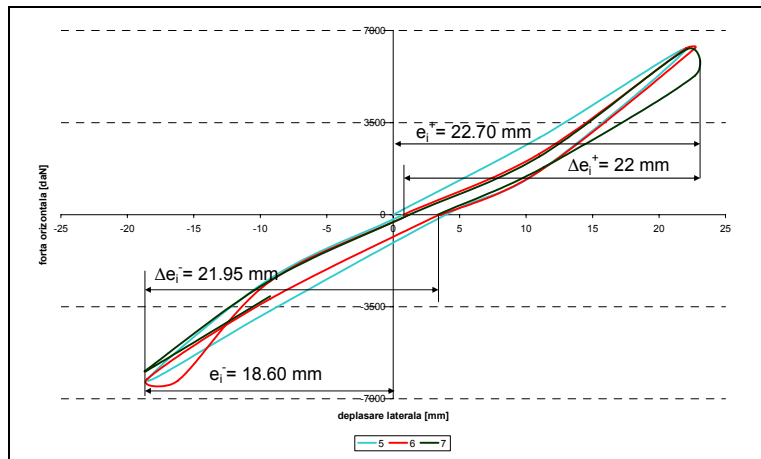
$\Delta e_i^-$  - valoarea absolută a deplasării maxime la nivelul forței negative în ciclul i

Pentru ambele elemente încercate se observă un comportament distinct postelastice, care rezultă din înfășurătoarea ciclurilor de încărcare a celor două elemente (fig. 5.16) unde se reliefează palierul de curgere pentru cele două elemente.

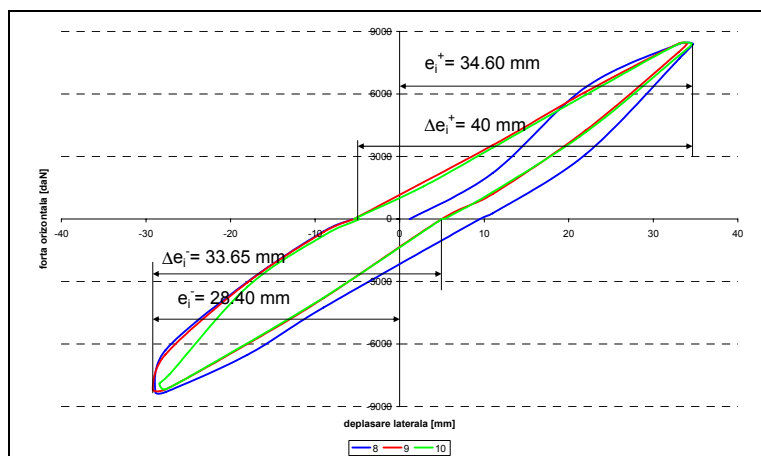
La modul general se poate spune că ambele elemente au un bun răspuns seismic, solicitarea ciclică scoțând în evidență o capacitate de deformare substanțială, însoțită de o pierdere de rigiditate acceptabilă.



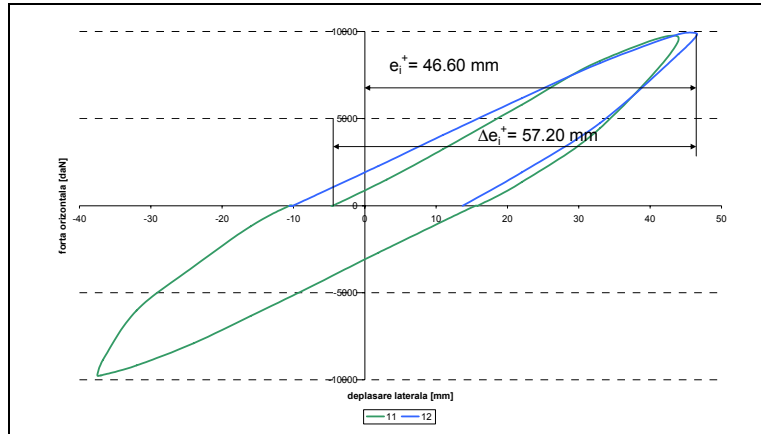
a. ML-EC1- domeniul elastic



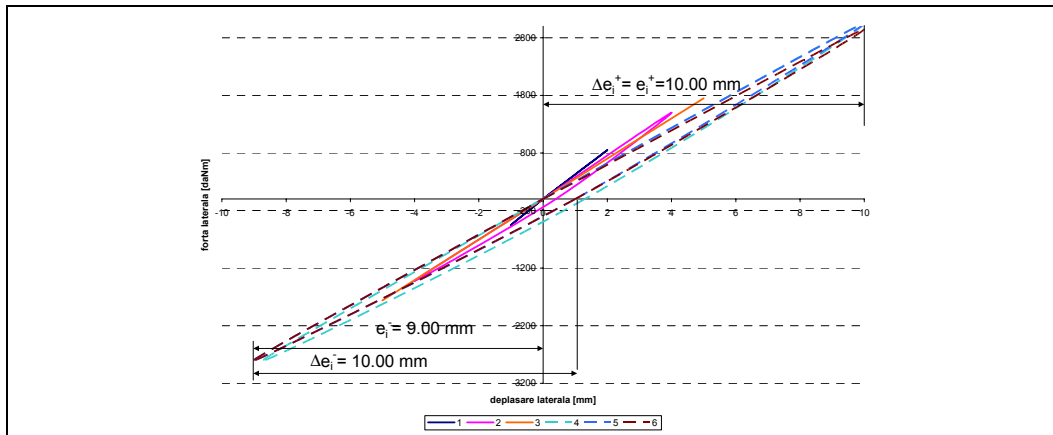
b. ML-EC1-  $\Delta e_i = \pm 2e_y$



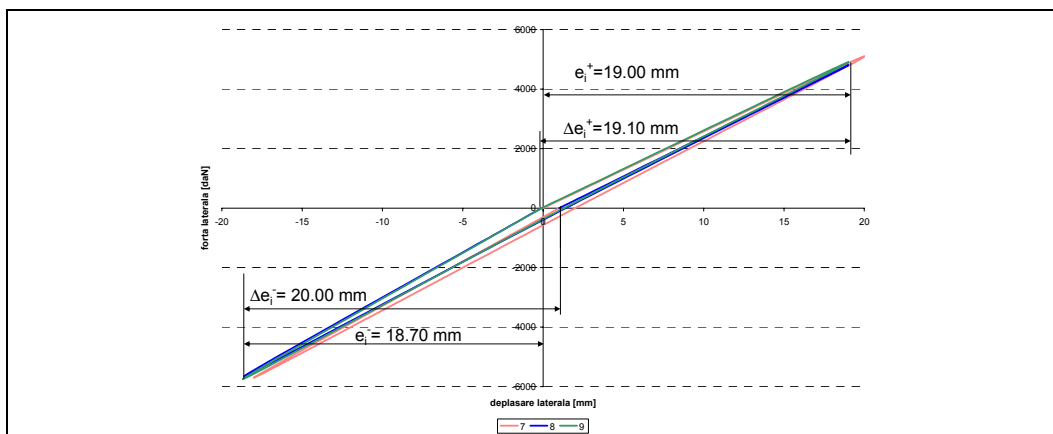
c. ML-EC1-  $\Delta e_i = \pm 3e_y$



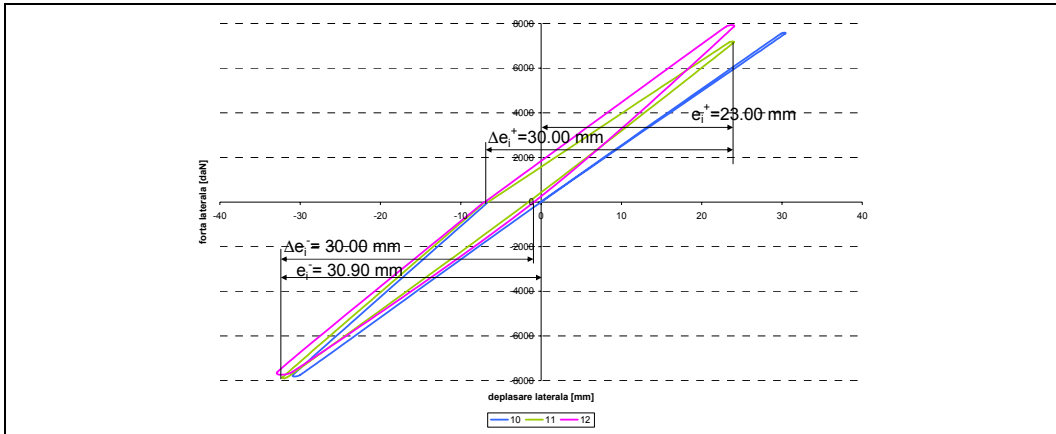
d. ML-EC1-  $\Delta e_i = \pm 4e_y$   
Fig. 5.14. ML-EC1. Diagrame P- $e_i$



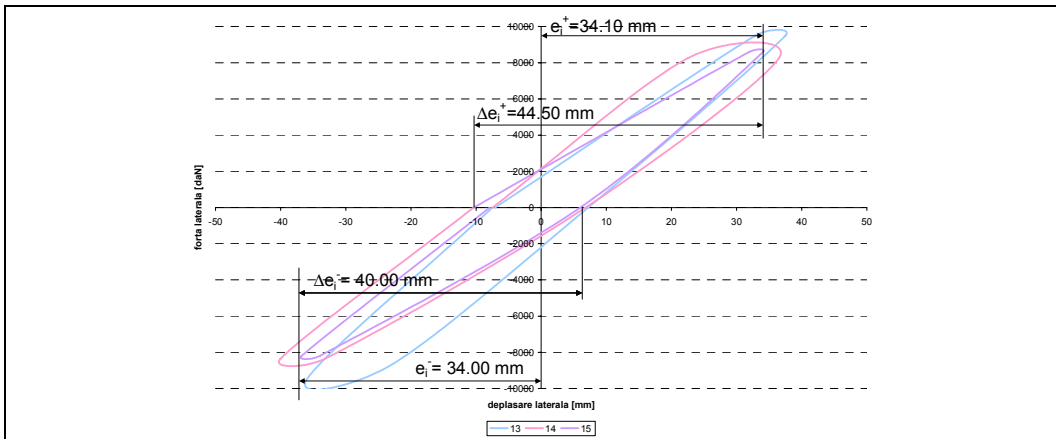
a. ML-EC2- domeniul elastic



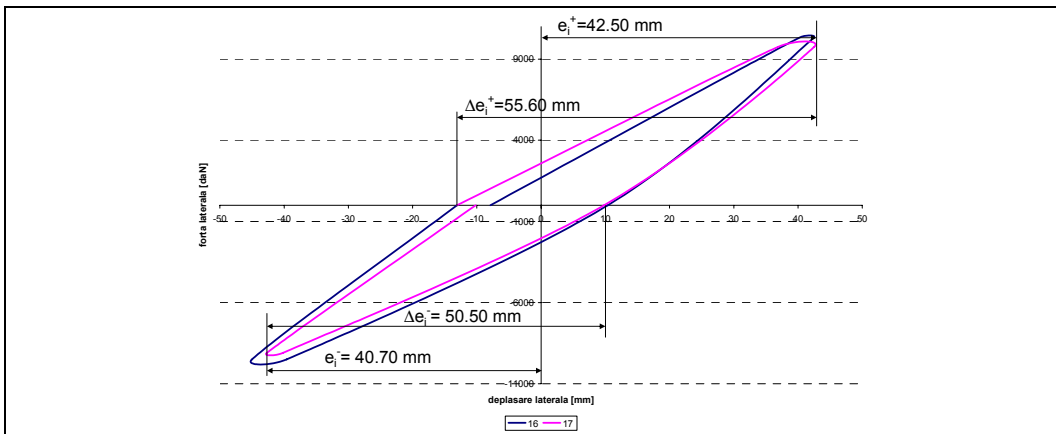
b. ML-EC2-  $\Delta e_i = \pm 2e_y$



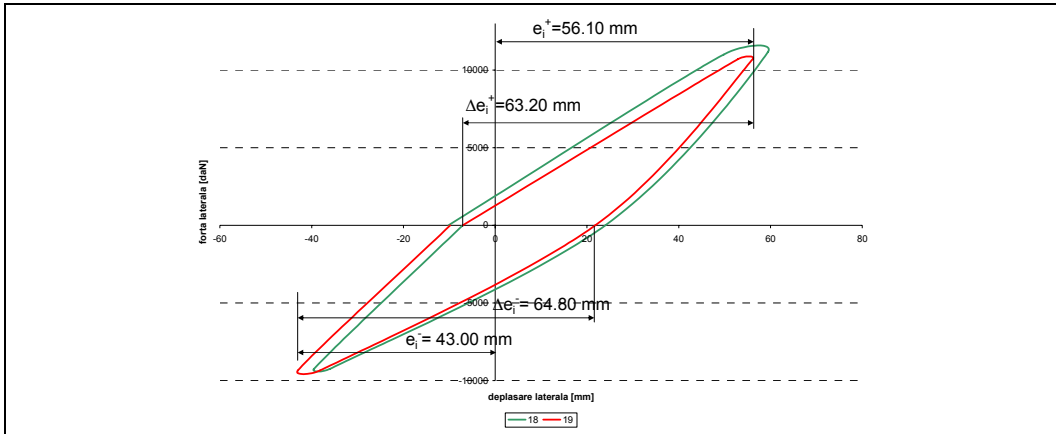
c. ML-EC2-  $\Delta e_i = \pm 3e_y$



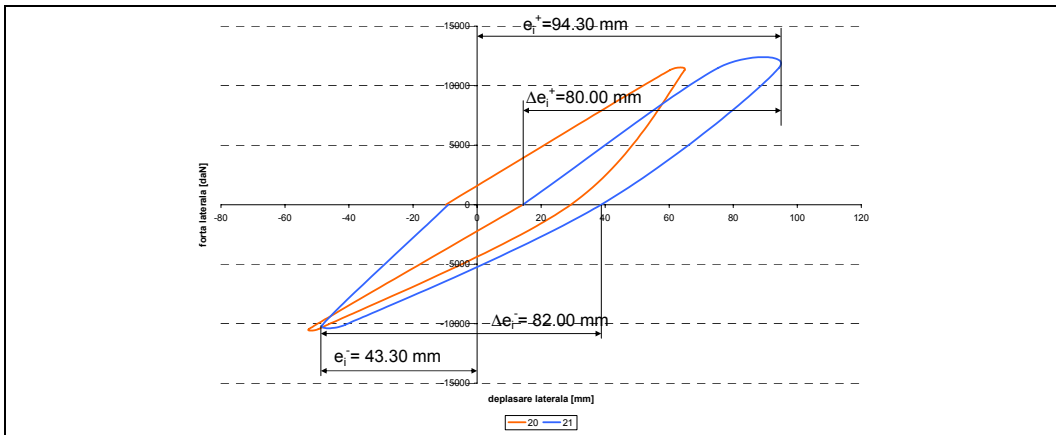
d. ML-EC2-  $\Delta e_i = \pm 4e_y$



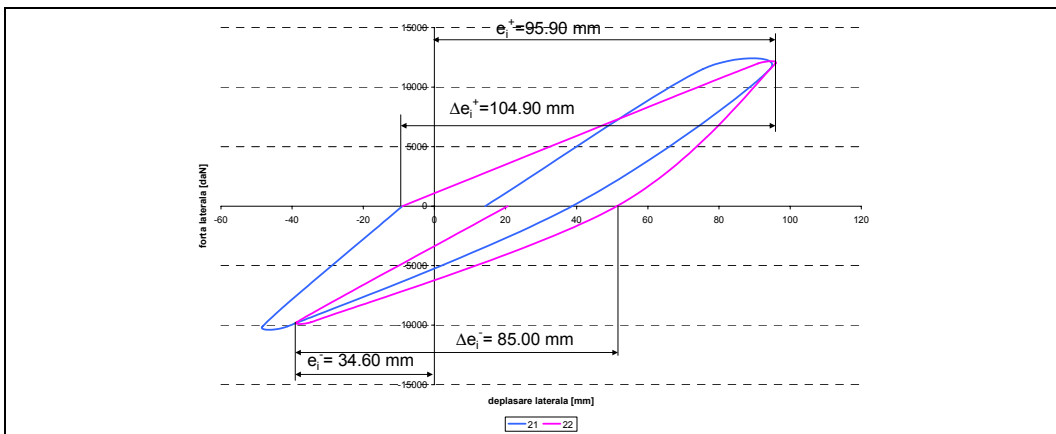
e. ML-EC2-  $\Delta e_i = \pm 5e_y$



f. ML-EC2-  $\Delta e_i = \pm 6e_y$



g. ML-EC2-  $\Delta e_i = \pm 7e_y$



h. ML-EC2-  $\Delta e_i = \pm 8e_y$

Fig. 5.15. ML-EC1. Diagrame P- $e_i$

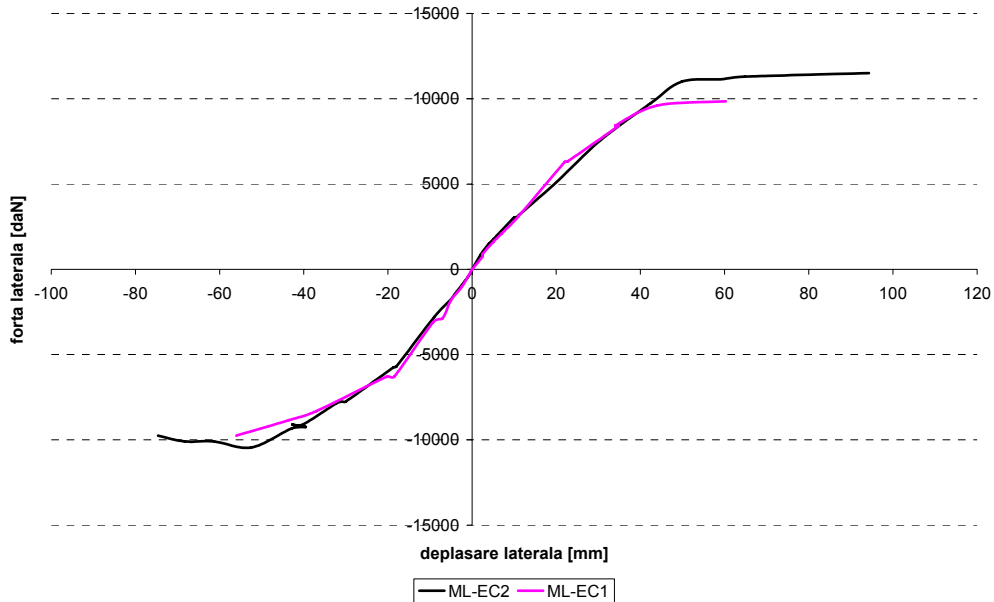


Fig. 5.16 Înășurătoare diagrame P-e

Atât din diagrama înășurătoare din fig. 5.16 cât și din diagramele pe nivele de deplasare se constată că comportarea celor două elemente este similară, în domeniul elastic și în domeniul plastic.

Elementul ML-EC1 prezintă o slăbire a plăcii în zona E, slăbire reflectată în valoarea lui  $e_y$  (9,22 mm – cea mai mică valoare din toate experimentele) care apare atunci când placa din zona Est e solicitată la compresiune. Acest lucru era de așteptat datorită procesului de turnare și compactare a betonului, care nu a fost făcut la parametrii de calitate necesari în această zonă. Diferența de comportare între cele două noduri rezultă și din deplasările remanente la fiecare direcție de încărcare. Cum armarea este identică la cele două capete de grindă, rezultă că neechilibrarea deformațiilor remanente la finalul unui ciclu de încărcare (încărcare în sens pozitiv urmată de încărcare în sens negativ) se datorează exclusiv calității betonului.

Elementul ML-EC2 deplasări elastice limită egale pentru cele două direcții de încărcare. La fel, se observă o simetrie a deplasărilor remanente la fiecare direcție de încărcare.

Datorită comportării defectuoase a betonului la elementul ML-EC1, articulațiile plastice în grinda metalică au apărut devreme. Încercările au fost oprite la un nivel de încărcare de  $\pm 4e_y$  datorită pierderii stabilității elementului. După formarea articulațiilor plastice a apărut pierderea stabilității laterale a elementului.

La al doilea element aportul betonului a fost la fel de consistent în ambele noduri. Articulațiile plastice au apărut pentru o deplasare laterală dublă,  $\pm 8e_y$ . Articulațiile plastice s-au format tot la extremitățile grinzii, iar betonul a fost zdrobit și s-a desprins sub formă de bucăți.

Din graficul comparativ din fig. 5.16 se remarcă faptul că nivelul de încărcare la deplasări similare între cele două elemente este comparabil, ceea ce demonstrează că în ambele cazuri grinda a lucrat ca grindă compozită atât pe zona cu beton întins cât și cu beton comprimat. Acest fapt ne dă posibilitatea să afirmăm

că armăturile longitudinale s-au comportat la încărcări seismice în mod similar atât în cazul ancorării cu bucle în jurul stâlpilor, cât și pentru ancorare clasică în placa de . Același lucru poate fi afirmat dacă exprimăm grafic nivelul de energie disipată de elementele de încercare.

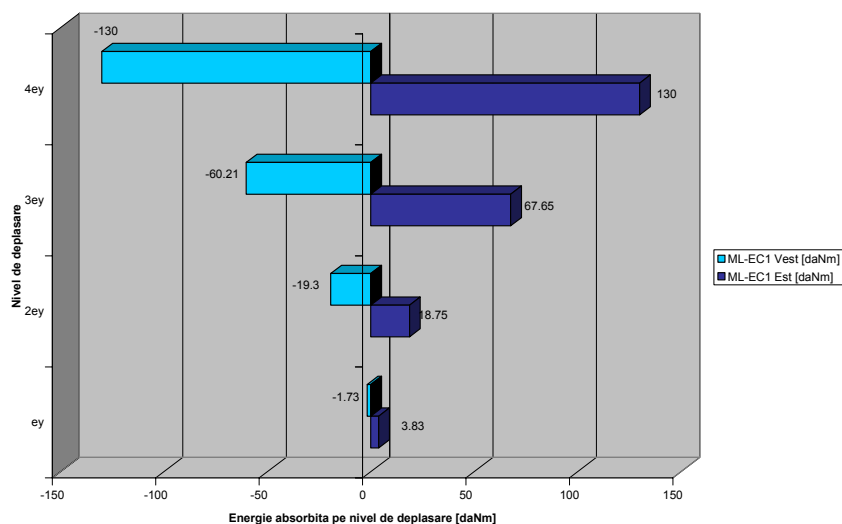


Fig. 5.17. Energia absorbită pe nivel de deplasare: ML-EC1

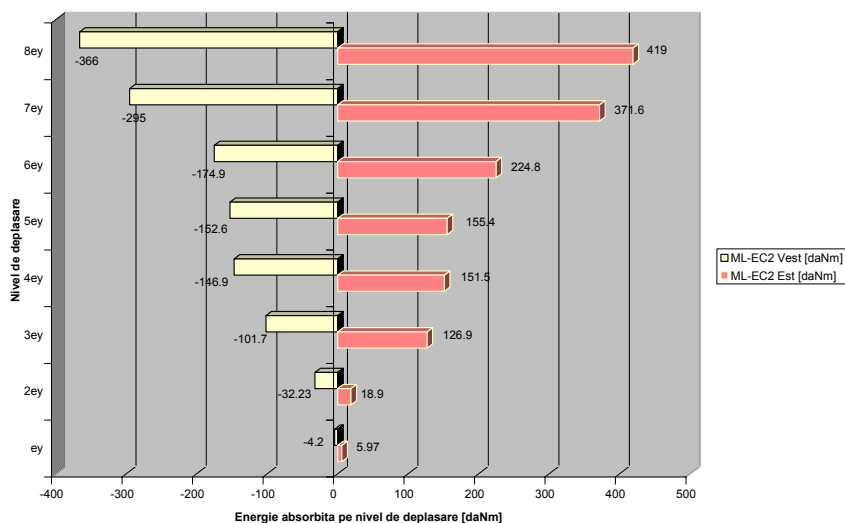


Fig. 5.18. Energia absorbită pe nivel de deplasare: ML-EC2

Capacitatea modelelor experimentale de a absorbi energia indusă de forțele horizontale prin deformații postelastice, a fost evaluată simplificat prin determinarea ariilor buclor histeretice medii pentru fiecare nivel de încărcare din diagramele forță-deplasare P-e (fig. 5.17 și 5.18).

În figura 5.19 se prezintă diagramele comparative între valorile medii de energie obținute

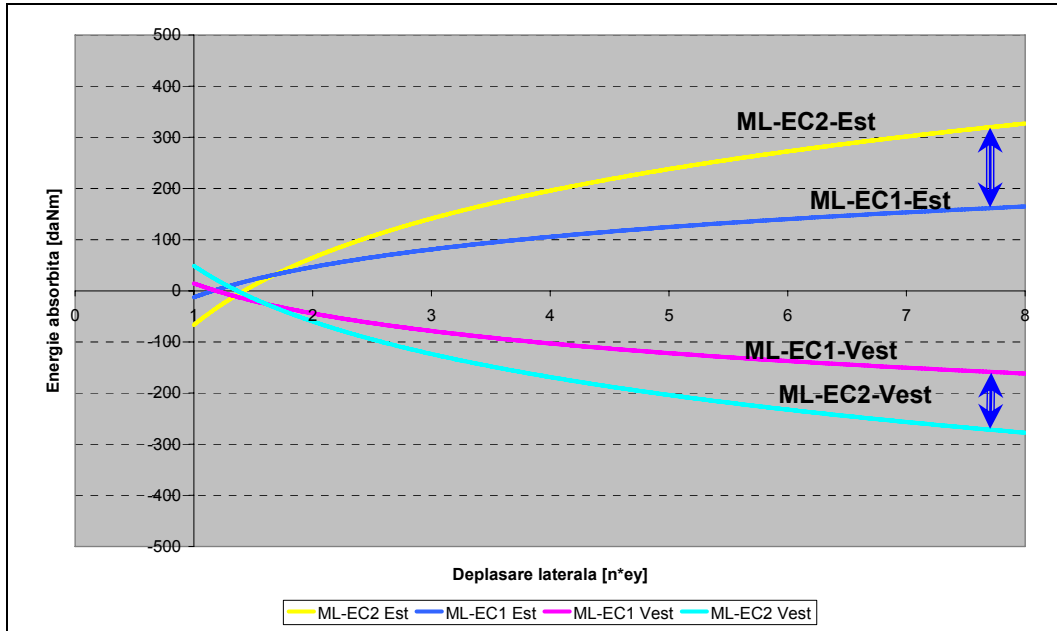


Fig. 5.19. Diagramă comparativă între mediile nivelelor de energie absorbite

Din interpretarea graficelor ce reprezintă capacitatea de energie disipată pe fiecare ciclu de încărcare în parte, se observă că toate nodurile din modelele experimentale au absorbit cantități mari de energie. Cea mai mare cantitate de energie s-a consumat prin intrarea în curgere a fibrei inferioare a grinzii metalice, urmată de curgerea armăturii longitudinale din plasa superioară. O cantitate însemnată de energie a fost absorbită și pentru aducerea elementelor experimentale la poziția inițială. Înainte de cedare, consumul de energie a scăzut foarte mult, dovadă fiind deformațiile remanente foarte mari.

Energia de disipare crește rapid pentru primele 2 cicluri de încărcare – e de 6 ori mai mare pentru  $2e_y$  decât la  $e_y$ , creșterea fiind apoi din ce în ce mai mică pe măsură ce deplasarea laterală crește. Privind în ansamblu evoluția celor două elemente, (fig. 5.19) evoluția este similară, însă energia disipată de elementul ML-EC2 este cu o treime mai mare decât energia disipată de ML-EC1, pentru ambele sensuri de solicitare. Pe de altă parte luând în considerare comparativ cele două noduri componente ale fiecărui element, se observă că primul sens de solicitare – în acest caz de la vest la est – va necesita un nivel mai mare de energie față de celălalt sens de acțiune. Acest lucru este valabil pentru ambele elemente la toate nivelele de încărcare.

Aceste diagrame evidențiază și ductilitatea de deplasare a elementelor. Ambele elemente au înregistrat o ductilitate de element bună, de valori similare pentru ambele sensuri de acțiune a forței laterale. Deasemenea, din compararea ductilității elementelor rezultă o comportare similară a acestora la acțiuni ciclice alternate, modul de ancorare al armăturii longitudinale nemodificând în nici un fel comportarea elementelor.

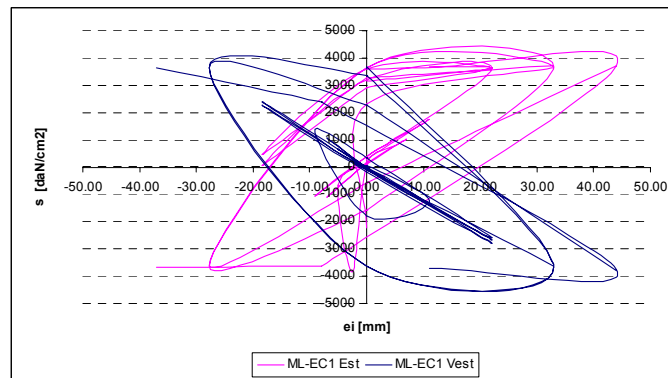


### 5.4.2. Comportarea grinzii metalice

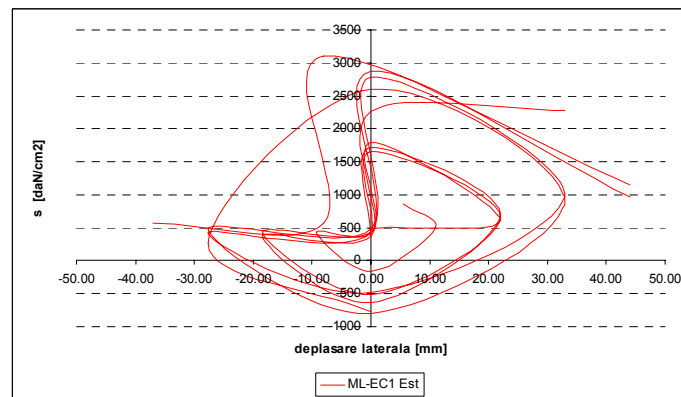
Răspunsul seismic al elementelor experimentale solícitate ciclic alternant poate fi înțeles mai bine prin interpretarea înregistrărilor oferite de timbrele tensometrice aplicate pe profilul metalic, beton și armătură.

În cazul grinzilor metalice, timbrele tensometrice au fost poziționate la talpa superioară și inferioară a profilului – zone cu eforturi extreme (fig. 5.1).

Pentru transformarea deplasărilor relative date de citirile din timbrele tensometrice în eforturi unitare, s-a pornit de la o diagramă  $\sigma$ - $\epsilon$  biliniară cu palier mare de curgere corespunzătoare oțelului S235 (OL37) din componența profilelor. Linia a doua a diagramei a fost considerată o linie înclinată până la atingerea unei deplasări relative de 5%, după ecuația  $y = 186x + 3570$ .



a. Talpa inferioară



b. Talpa superioară

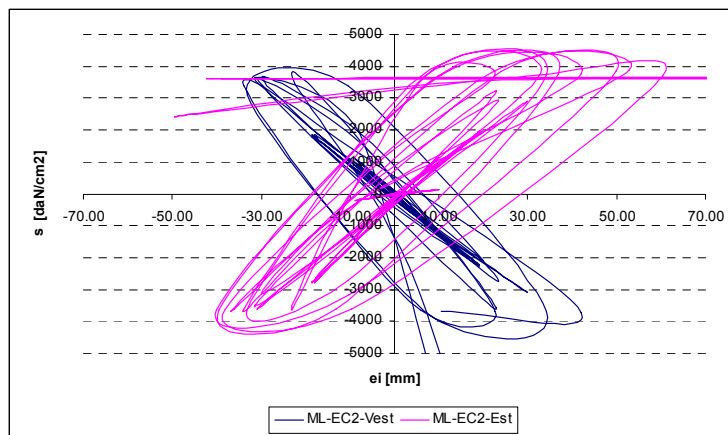
Fig. 5.20. ML-EC1. Diagrame  $\sigma$ - $\epsilon_i$  pentru grinda metalică

Observarea solícitărilor din talpa inferioară a elementului ML-EC1 (fig. 5.20a) conduce la următoarele observații:

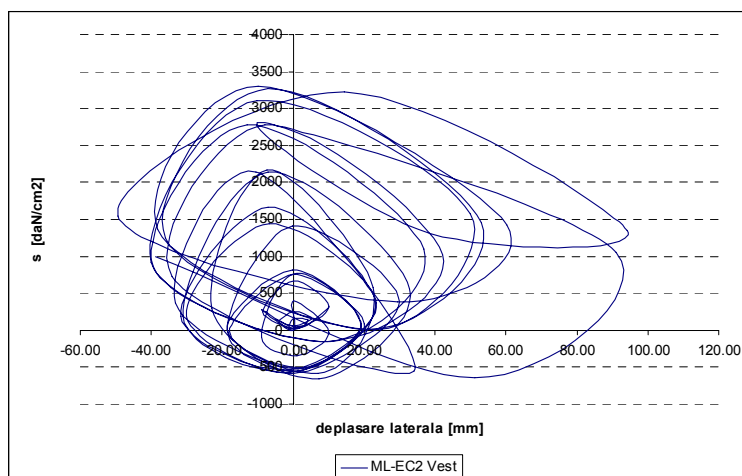
- fibra extremă a profilului metalic a atins palierul de curgere și la întindere și la încovoiere, în ambele noduri.

- nodul Est are o comportare mai slabă; limita de curgere a fost atinsă pentru o deplasare laterală de 22mm, atinge maximum de 3728daN/cm<sup>2</sup> la nivelul deplasării de 33 mm, după care urmează o scădere de rezistență până la valoarea de 3600 daN/cm<sup>2</sup>, unde se oprește încercarea
- nodul Vest are o rezistență mai mare, curgerea fiind atinsă la deplasarea de 33mm; nu se observă nici o scădere a rezistenței până la finalizarea încercării

În ceea ce privește comportarea tălpii superioare (fig. 5.20.b), se observă influența că aceasta nu mai prezintă o diagramă simetrică din punct de vedere al eforturilor unitare. Talpa superioară este puternic solicitată la întindere, efortul unitar ajungând la 3097 daN/cm<sup>2</sup>, dar slab solicitată la compresiune. Efortul unitar maxim la compresiune este atins la o deplasare de 27,70mm și are valoarea de 798 daN/cm<sup>2</sup>, la ultimul ciclu de încărcare acesta începând să scadă ușor, până la 409,5 daN/cm<sup>2</sup> pentru o deplasare de 37mm.



a. Talpa inferioară



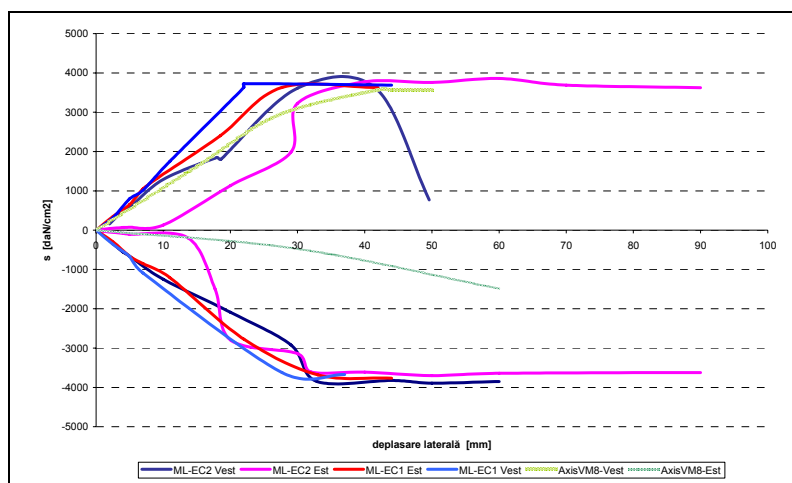
b. Talpa superioară

Fig. 5.21. ML-EC2. Diagrame  $\sigma$ - $e_i$  pentru grinda metalică

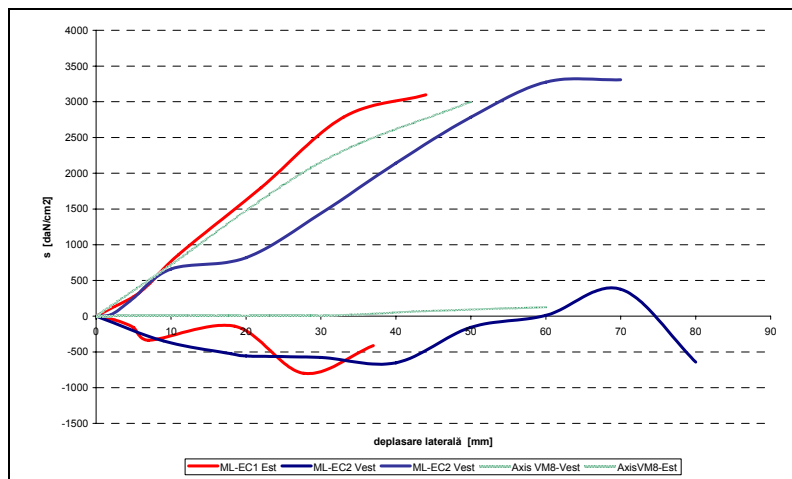
Elementul ML-EC2 are o comportare mai echilibrată decât primul. Relativ la talpa inferioară a grinzii metalice se pot face următoarele observații:

- în nodul Est se atinge palierul de curgere pentru o deplasare de 30 mm (ciclul XII), urmează o creștere lentă până la deplasarea de 60mm (ciclul XIX) urmată de o scădere în rezistență până la finalul încercării.
- nodul Vest are o comportare asemănătoare; curgerea este atinsă tot la o deplasare de 30mm, dar în ciclul X, maximul este atins la 50 mm deplasare (ciclul XVI), urmat de o scădere de rezistență până în ciclul XVIII ( $e_i = 60\text{mm}$ ) timbrul tensometric devenind inactiv.

Talpa superioară (fig. 5.21.b) este solicitată în mod similar cu ceea ce s-a descris la primul element. Cum acest element a fost încercat pentru un număr mai mare de deplasări, eforturile unitare de întindere atinse au fost mai mari, ajungând la  $3307 \text{ daN/cm}^2$  pentru o deplasare laterală de 70mm.



a. Talpa inferioară



b. Talpa superioară

Fig. 5.22. Diagrame comparative  $\sigma$ - $e_i$   
Eforturile de compresiune, maxime atinse au for de  $651 \text{ daN/cm}^2$  pentru deplasarea de 40 mm, după care profilul au trecut în zona întinsă până la  $378 \text{ daN/cm}^2$ , semn

că poziția axei neutre în secțiune s-a deplasat în placa de beton datorită scăderii de rigiditate din secțiune.

Dacă se compară între ele cele două elemente, se observă că eforturile în talpa inferioară sunt identice indiferent de element și nod (fig. 5.22.a). Nodul ML-EC1 Vest este primul care atinge palierul de curgere, așa cum de altfel ne așteptam, urmat de nodul ML-EC1 Est datorită erodării de ansamblu a elementului o dată cu diminuarea rigidității plăcii de beton în zona Vest.

În fig. 5.22 se face o comparație a diagramelor de comportare a tălpilor superioare a celor două elemente. Se observă că ML-EC1 atinge primul un palier de curgere în zona întinsă. Zona comprimată lucrează neuniform în ambele cazuri, fiind influențată de închiderea și deschiderea fisurilor din placa de beton.

### 5.4.3. Comportarea armăturilor longitudinale

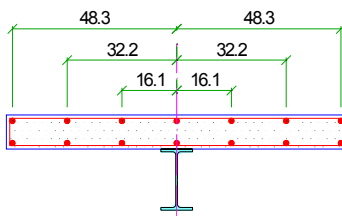


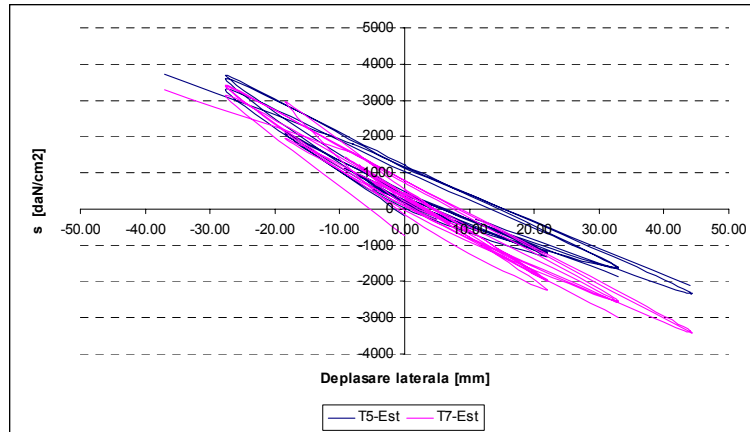
Fig. 5.23. Poziția armăturilor în secțiune

Pentru evaluarea comportării armăturii longitudinale au fost tratate separat rețelele de armătură și barele individuale funcție de distanța dintre poziția lor geometrică și axa verticală a secțiunii transversale (fig. 5.23). Au fost tratate grupat armăturile longitudinale situate la 16,1 cm față de ax, apoi armăturile de la distanțele de 32,2 și 48,3 cm, pentru fiecare rețea în parte. În final, s-a urmărit comportarea armăturilor din ax, și efortul preluat de acestea comparativ cu barele învecinate.

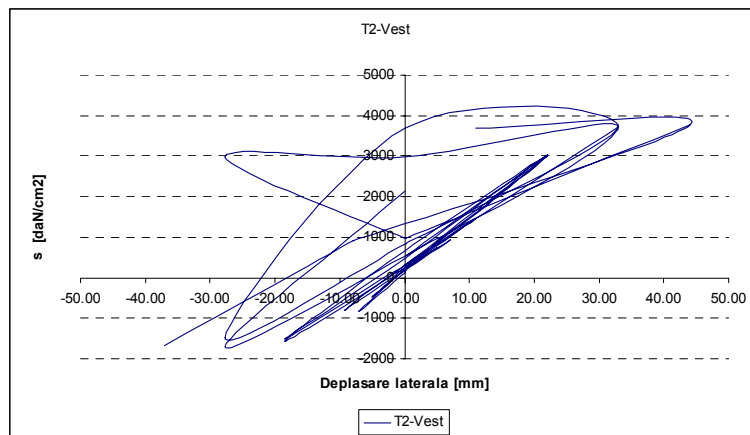
Armăturile longitudinale sunt realizate din oțel PC52, oțel cu palier de curgere mic. Diagrama de calcul adoptată este tot diagramă biliniară, cu palierul de curgere acceptat până la o deplasare relativă de 1,5%.

La plasa superioară la distanța de 16,10 cm de ax, se află armăturile longitudinale la care ne așteptăm să întâlnim cel mai mare nivel de solicitare la elementul ML-EC1, datorită poziției apropiate de axa neutră, și sperăm să întâlnim un nivel similar de solicitare la armăturile corespunzătoare din elementul ML-EC2.

Figura 5.24. ilustrează comportarea barelor de armătură din elementul ML-EC1. Pentru nodul Est sunt prezentate diagramele pentru două timbre așezate simetric în secțiune, lucru demonstrat și de comportarea lor identică. Solicitarea maximă din aceste armături a fost atinsă la o deplasare de 40 mm și are valoarea 3700 daN/cm<sup>2</sup>, fiind atins palierul de curgere în armături. În nodul Vest, a funcționat un singur timbru tensometric, a cărui diagramă de comportare este redată în figura 5.24.b. Această armătură este mai solicitată decât cele din nodul precedent, nu doar atingând palierul de curgere în primul ciclu de încărcare pentru deplasare de 33 mm, dar având în continuare un istoric pe palierul postelastice, ce a urmat unei comportări perfect lineare în primele cicluri de încărcare. Așa cum era de așteptat, nici una dintre armături nu a atins palierul de curgere în zona comprimată, datorită aportului plăcii de beton în cazul solicitării la compresiune.



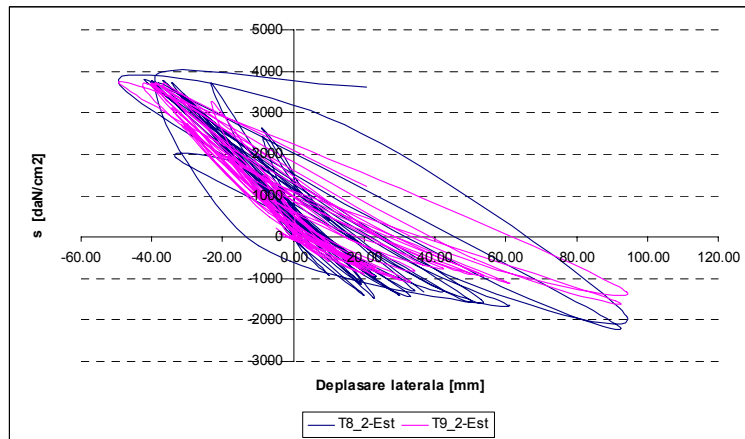
a. Eforturi în nodul Est



b. Eforturi în nodul Vest

Fig. 5.24. ML-EC1. Diagrame  $\sigma$ - $e_i$  pentru armături longitudinale în plasa superioară la distanța de 16,10cm

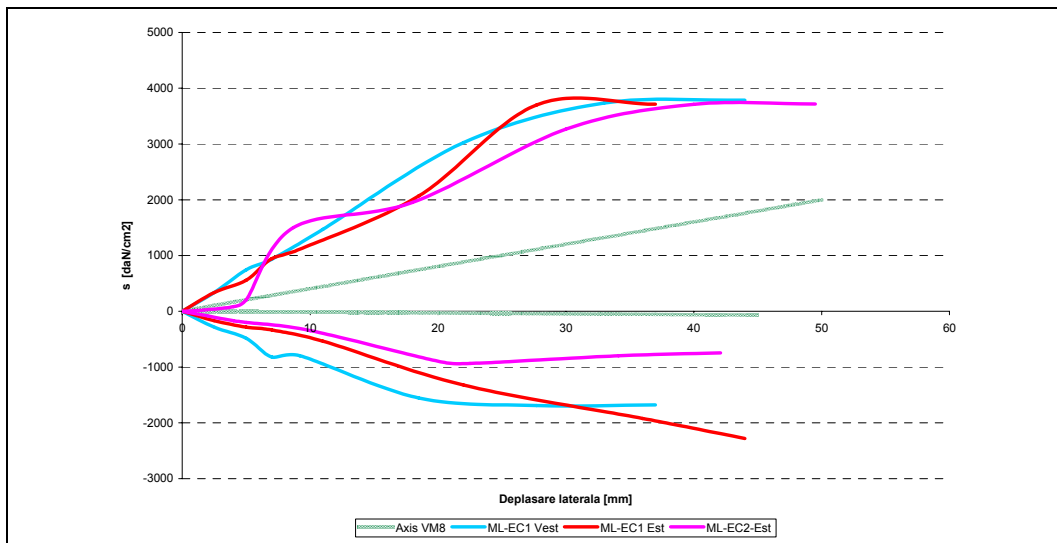
La elementul ML-EC2 au fost disponibile două țimburi tensometrice situate în zona de Est, a căror diagramă  $\sigma$ - $e_i$  este redată în fig. 5.25. Cele două țimburi tensometrice au avut o dispoziție geometrică „în oglindă” față de axul plăcii, ceea ce se reflectă în forma diagramelor care coincid. În ceea ce privește modul de comportare, în zona de solicitare la compresiune a fost atinsă o valoare maximă de  $-2089 \text{ daN/cm}^2$ , care se situează în treimea superioară a domeniului elastic pentru PC52. Pe zona de întindere (moment încovoietor negativ), s-a atins palierul de curgere la deplasarea de 40mm, care fost menținut până la sfârșitul încercării.



Nodul Est

Fig. 5.25. ML-EC2. Diagrame  $\sigma$ - $e_i$  pentru armături longitudinale în plasa superioară la distanța de 16,10cm

În fig. 5.26 sunt prezentate diagrame comparative ale comportării armăturilor și rezultatul teoretic obținut din calculul postelastic



Eforturi în nodul Est

Fig. 5.26. Diagrame  $\sigma$ - $e_i$  comparative pentru barele longitudinale în rețeaua superioară la distanța de 16,10cm

Toate diagramele relevă același model de comportare atât pentru moment pozitiv cât și pentru moment negativ. În același timp, se observă o diferență mare între valorile eforturilor unitare din armături și rezultatele date de programul Axi. Aceasta datorită faptului că programul nu permite luarea în considerare a neliniarității de material, ci doar a celor geometrice.

Tot pentru armăturile din plasa superioară, dar situate la distanța de 32 cm față de axul vertical al secțiunii, s-au obținut diagramele comparative din fig. 5.27.

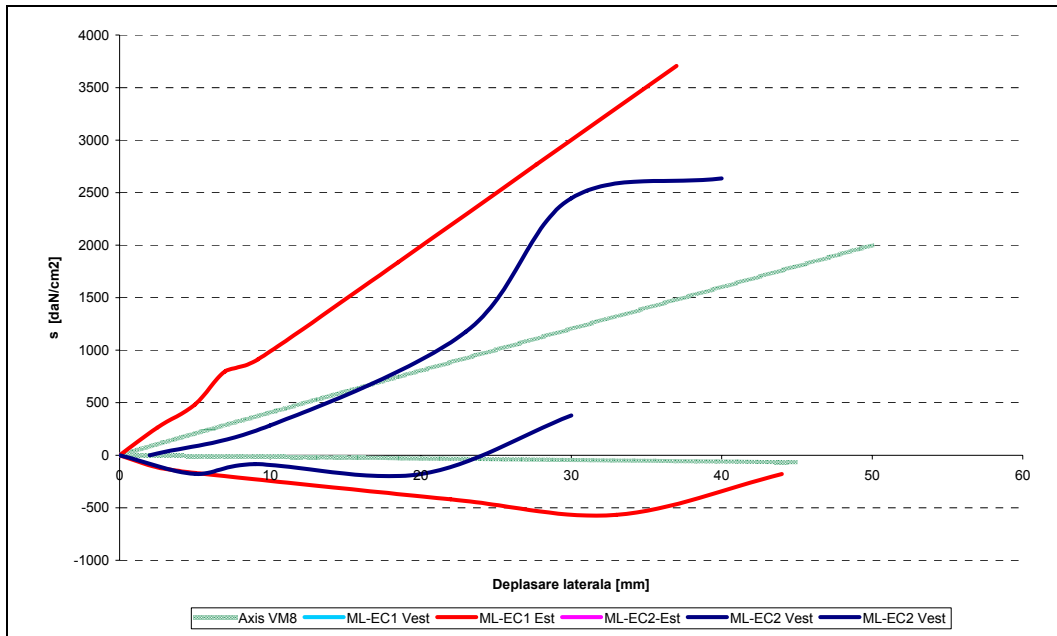


Fig. 5.27. Diagrame  $\sigma$ - $e$ , comparative pentru armături longitudinale în plasa superioară la distanța de 32,20cm

În acest caz eforturile unitare din armături sunt mai apropiate de curba teoretică; apar diferențe între ele în zona solicitată la întindere. Astfel efortul unitar în elementul ML-EC2 este de 2550 daN/cm<sup>2</sup>, față de efortul atins în ML-EC1 care depășește 3500 daN/cm<sup>2</sup>.

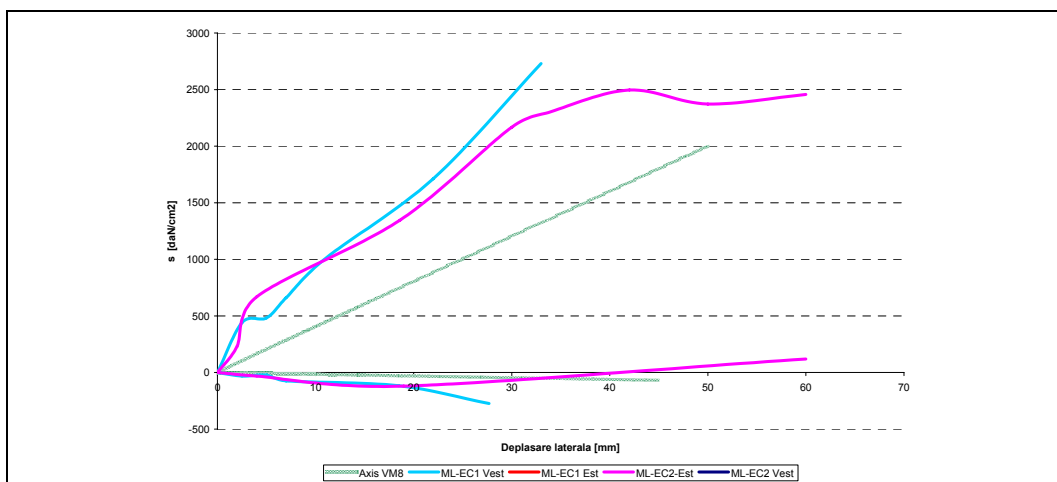
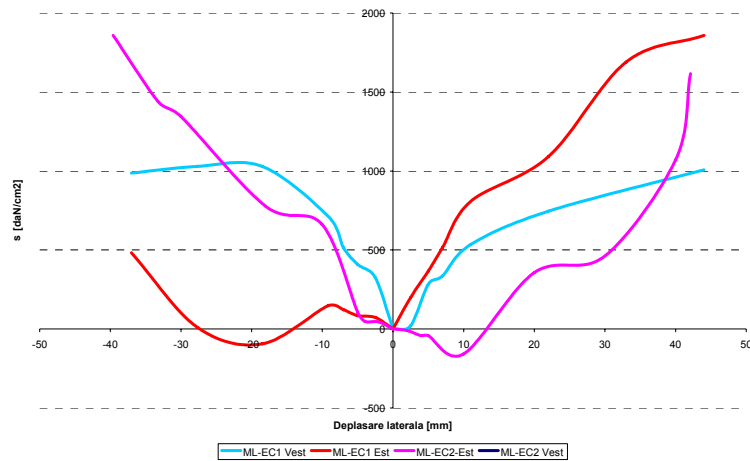


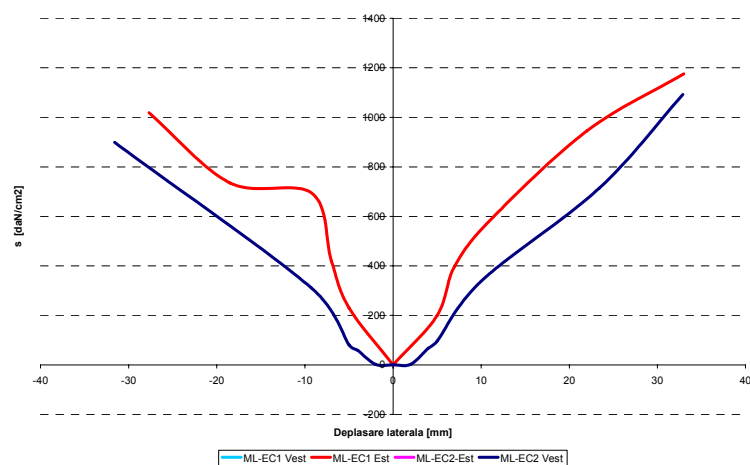
Fig. 5.28. Diagrame  $\sigma$ - $e$ , comparative pentru armături longitudinale în plasa superioară la distanța de 48,30cm

Eforturile din armăturile de margine sunt mici. Diagramele de comportare pentru aceste armături sunt date în fig. 5.28. Se poate observa că armăturile nu sânt deloc solicitate la compresiune, intrând în lucru doar la întindere. Atât timp cât armăturile din zona centrală sunt în lucru, armăturile marginale ating nivele mici de solicitare pentru ambele elemente – aproximativ  $1000 \text{ daN/cm}^2$  pentru ciclurile de deplasare  $\pm 22 \text{ mm}$ . În momentul în care armăturile din zona centrală ating palierul de curgere, odată cu scăderea rigidității de ansamblu, se observă un transfer de solicitare spre armăturile marginale, care ajung la  $2500 \text{ daN/cm}^2$  pentru  $e_i = \pm 33 \text{ mm}$ . Mărirea în continuare a solicitării în element nu conduce la o creștere în continuare a efortului unitar în armături, acesta stabilizându-se pe un palier paralel cu palierul de curgere prezent la armăturile din zona centrală (fig. 5.26, 5.27).

Eforturile din armăturile din plasa inferioară sunt reduse, deoarece aceasta se găsește în apropierea axei neutre (vezi capitolul 4). Diagramele înfășurătoare de comportare pentru armăturile din plasa inferioară sunt redată în fig. 5.29.

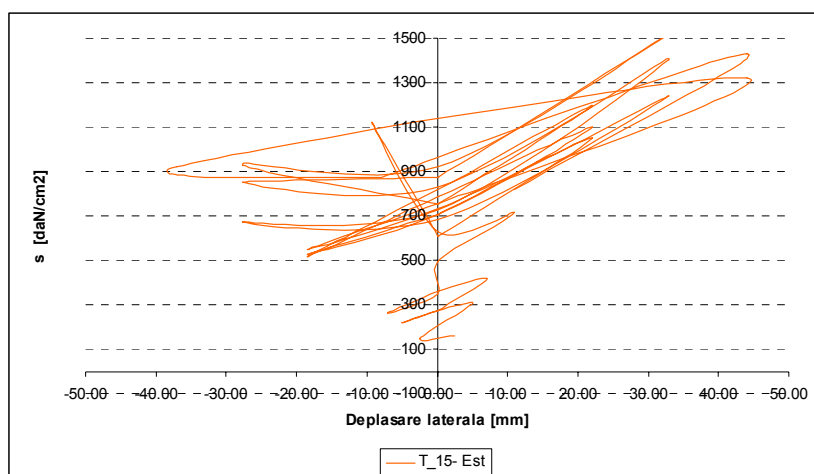


a. Eforturi în armături longitudinale plasă inferioară, distanța 11cm

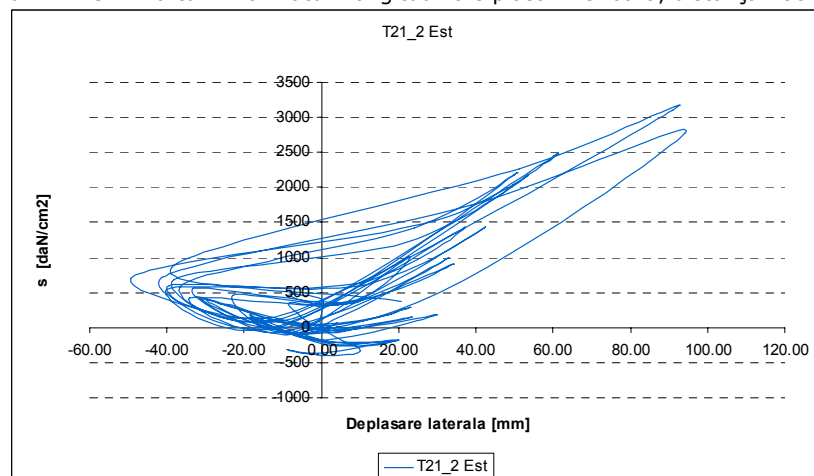


a. Eforturi în armături longitudinale plasă inferioară, distanța 48cm





b. ML-EC1. Eforturi în armături longitudinale plasă inferioară, distanța 48cm



c. ML-EC2. Eforturi în armături longitudinale plasă inferioară, distanța 48cm

Fig. 5.29. Diagrame  $\sigma$ - $\epsilon$  comparative pentru armături longitudinale în plasa inferioară

Rezultă următoarele aspecte:

- În zona de moment pozitiv, plasa inferioară se situează sub axa neutră la ambele elemente, fiind solicitată la întindere
- În zona de moment negativ, plasa inferioară se situează în general deasupra axei neutre, fiind solicitată la întindere; excepție fac ciclurile din domeniul elastic la elementul ML-EC2, când plasa este solicitată la compresiune, deci se situează sub axa neutră. În concluzie, rețeaua inferioară se află în vecinătatea axei neutre, oscilând între zona de eforturi pozitive și negative.
- Din punct de vedere al nivelului eforturilor unitare din armături, acesta este similar pentru cele două elemente încercate și se situează ca valori extreme în jurul valorii de 1500 daN/cm<sup>2</sup>. Excepție fac ultimele două cicluri de încărcare de la elementul ML-EC2, pentru care valorile trec de 2500 datorită deteriorării grave a elementelor de rezistență din cauza flambajului profilului metalic și desprinderii betonului.

În cazul elementului ML -EC1, comportarea armăturilor longitudinale din axul secțiunii se regăsește în fig. 5.30. Se dă atenție acestuia pentru că sunt armături ancorate prin sudare de profilul stâlpului.

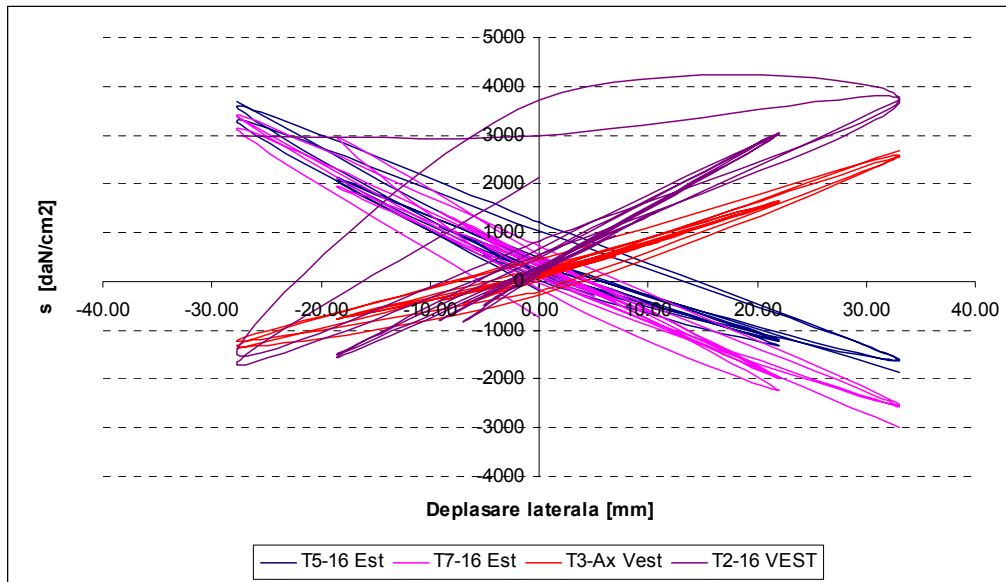


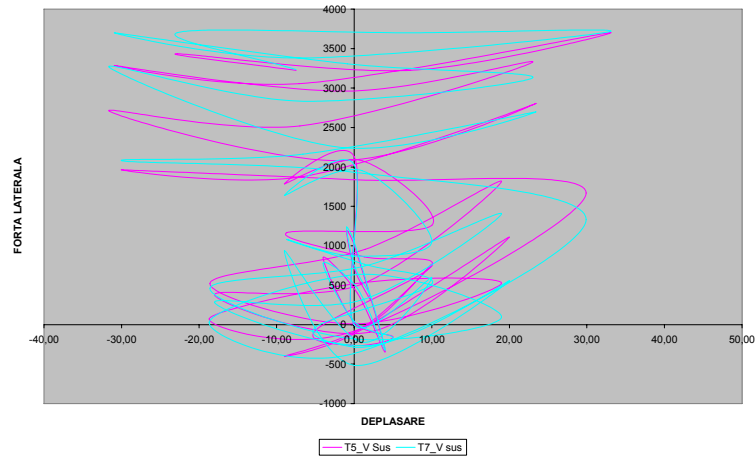
Fig. 5.30. ML-EC1. Diagrame  $\sigma$ - $e$ , comparative pentru armături longitudinale în plasa superioară la distanța de 0 și 16 cm

Diagramele din fig. 5.30. se opresc la o deplasare de 30 mm deoarece după această valoare  $s$ -a desprins timbrul de pe armătura centrală. Se observă că bara sudată are o comportare foarte bună sub acțiunea încărcărilor seismice, transmiterea eforturilor efectuându-se similar cu cel al armăturilor învecinate.

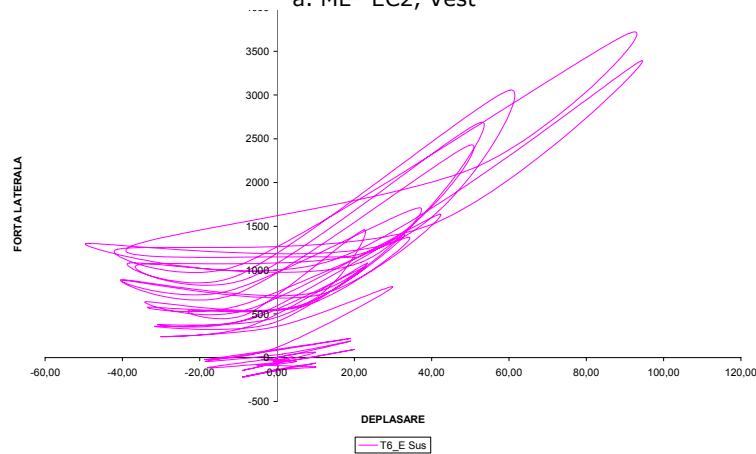
#### 5.4.4. Comportarea armăturilor transversale

Diagramele de eforturi obținute pentru armăturile transversale din vecinătatea nodurilor sunt prezentate în fig. 5.31

Eforturile din armăturile transversale sunt eforturi de întindere, atât în rețeaua superioară cât și în cea inferioară. Valoarea lor este comparabilă cu cea din armăturile longitudinale pentru fiecare nivel de încărcare. Astfel se poate spune că armăturile longitudinale joacă rol de transmitere a eforturilor dinspre placă spre stâlp conform unei scheme de tip „strut-and-tie”. Acest fapt este valabil pentru ambele rețele de armătură.



a. ML- EC2, Vest



b. ML- EC2, Est

Fig. 5.31. Diagrame  $\sigma$ - $\epsilon$  comparative pentru armături transversale în zonele plastice potențiale

Comportarea armăturilor transversale din console (placa din exteriorul stâlpilor) este ilustrată în figura 5.32. Solicitățile din barele transversale din console sunt identice, indiferent de rețeaua de armătură din care fac parte. Ca și armăturile prezentate anterior, și acestea sunt solícitate preponderent la întindere și joacă un rol în transmiterea eforturilor din placă spre stâlpi. Eforturile unitare maxime ating valori de  $3500 \text{ daN/m}^2$ , la fel ca și la armăturile transversale situate pe deschiderea principală a cadrului.

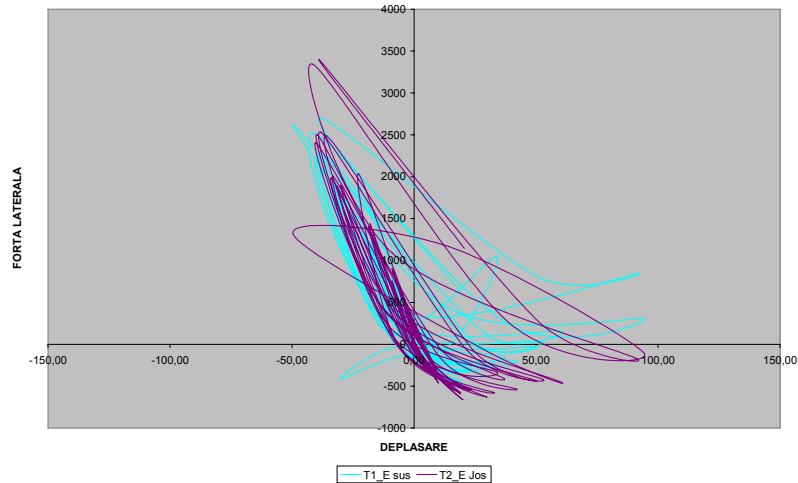


Fig. 5.32. Diagrame  $\sigma$ - $\epsilon$  comparative pentru armături transversale în zonele de consolă

## 5.5. Concluzii

Din comparația între rezultatele teoretice (cap. 4) și cele experimentale (cap. 5), rezultă următoarele aspecte:

- Cedarea elementului teoretic s-a produs pentru o deplasare laterală de 27 mm și o forță laterală aplicată de 8420 daN, la o ductilitate totală de element de 2,7
- Elementul ML-EC1 a cedat la o deplasare laterală de 44 mm, forță laterală de 9850 daN, respectiv o ductilitate de element de 5
- Elementul ML-EC2 a avut următoarea comportare:
  - Deplasarea laterală de 42,5mm a fost obținută în urma aplicării pe structură a forței de 9750daN; ductilitatea corespondentă este 5
  - Cedarea a avut loc la deplasarea laterală 95,9mm, forța laterală de 11980daN; ductilitatea totală este 10
- Comportarea ambelor elemente urmărește îndeaproape datele corespondente din modelarea teoretică. Curbele de comportare efort-deplasare au un profil identic pentru toate elementele componente. Valorile din diagramele de comportare reale sunt mai mari decât cele din diagramele teoretice
- Ambele elemente experimentale arată o comportare identică, similară cu modelul teoretic cu bare ancorate cu buclă în jurul stâlpului

Din studierea rezultatelor experimentale se observă următoarele:

- Cele două elemente au un comportament aproape identic sub acțiunea încărcărilor de tip seismic, dacă execuția corespunde cerințelor de calitate în domeniul turnării și compactării betonului în special
- Eforturile unitare în profilul metalic al grinzii au avut aceleași valori și același semn
- Eforturile unitare în toate armăturile longitudinale au fost similare

- Armăturile longitudinale ancorate prin sudură pe stâlp nu au prezentat diferențe în comportare față de cele ancorate cu buclă în jurul stâlpului
- Eforturile unitare în armăturile transversale sunt eforturi unitare de întindere. Acestea lucrează ca element component al mecanismului „strut-and-tie” de transmitere a eforturilor de la placă la grindă
- Comportarea elementelor este o comportare histeretică bună, cu un palier de plasticizare identic pentru ambele elemente.
- Nu s-a remarcat nici o reducere de rezistență și rigiditate la placa elementului ML-EC2 datorită ancorării diferite a armăturii longitudinale. Dimpotrivă, este elementul cu cea mai bună comportare sub sarcini orizontale

În concluzie, modul de ancorare al armăturilor diferit din elementul ML-EC2 nu a împietat performanțele de rezistență și ductilitate a elementului. Se poate considera că armăturile longitudinale au avut același rol în preluarea eforturilor unitare la ambele elemente. Trebuie luată în considerare și comportarea bună la încărcări orizontale a armăturii longitudinale din axul de simetrie al secțiunii, armătură care a lucrat la fel ca armăturile învecinate care erau ancorate conform actualelor prevederi ale normativelor. Lungimea activă de placă a fost aceeași, deoarece cedarea în zona de moment pozitiv a fost identică.

Se propune ca la proiectarea la încărcări din seism a grinzilor compozite să se adauge următoarele:

Pentru stâlp exterior să se aplice aceleași relații de calcul pentru rigiditate și moment capabil atât în cazul ancorării armăturilor longitudinale cu bucle orizontale cât și cu bucle verticale sau sudură. Linia de calcul pentru rigiditate și moment capabil ar fi cea din tab. 5.

Tabelul 5.5. Propunere

$b_e$	Condiții de alcătuire din zona nodului grindă-stâlp	$b_e$ pentru calculul momentului capabil $M_{Rd}(\text{plastic})$	$b_e$ pentru calculul rigidității I(elastic)
B2. Stâlp exterior	Există o fâșie de placă în consolă față de stâlp în care armăturile longitudinale se ancorează cu bucle.  Armăturile longitudinale sunt ancorate cu bucle verticale înapoi în placa de beton, pe o lungime de $60$ diametri măsoarați de la fața interioară a stâlpului, sau sunt sudate de stâlp	Pentru $M^-$ : $0,1l$  Pentru $M^+$ : $b_c/2 + 0,7h_c/2$ sau $h_c/2 + 0,7b_c/2$	Pentru $M^-$ : $0,05 I$  Pentru $M^+$ : $0,0375 I$

## 6. CONTRIBUȚII PERSONALE

Contribuțiile personale ale autorului sunt:

**I.** Sineza calculului grinzilor compozite oțel-beton, cu evidențierea următoarelor aspecte:

- i. Evidențierea abordării unitare a proiectării grinzilor la încărcări verticale în euronorme, normele australiene și normele AISC
- ii. Sinteza tipurilor de analiză globală aplicabile pe structuri compozite în cadre
- iii. Calculul la încărcări verticale:
  - Lățimea de placă este identică pentru calculul rigidității și pentru calculul momentului capabil. Poate conduce la subestimări ale momentului capabil în zonele pe care le dorim disipative, denaturează calculul la capacitatea portantă în zonele adiacente
  - La proiectare trebuie adoptate lățimi de placă diferite funcție de forma și semnul diagramei de momente. Nu se adoptă o rigiditate medie constantă pe deshiderea grinzii
  - Transmiterea eforturilor de la placă la stâlp se face prin intermediul unui mecanism „strut-and-tie”, unde armăturile transversale sunt întinse indiferent de semnul efortului din armăturile longitudinale. Eforturile schimbă semnele în armăturile longitudinale și diagonalele de beton
- iv. Calculul la încărcări orizontale tip seism:
  - Ductilitatea secțiunii, exprimată prin raportul între înălțimea zonei comprimate și înălțimea secțiunii influențează istoricul formării articulațiilor plastice în structură și în final clasa de ductilitate, respectiv factorul de comportare a structurii
  - Lățimea de placă este diferită pentru calculul rigidității și pentru calculul momentului capabil. Avantaj: posibilitatea delimitării exacte în spațiu a zonelor plastice potențiale
  - Se permite uniformizarea momentului de inerție în lungul grinzii, funcție de forma și semnul diagramei de momente.
  - Normele în vigoare permit calculul lățimii efective de placă doar pentru următoarele cazuri:
    - Îmbinarea grindă – stâlp este îmbinare rigidă
    - Placă compozită cu tablă cutată; placa din beton armat parte a unei grinzi compozite este un caz particular al acestuia
    - Armarea plăcii realizată cu o singură rețea de armătură
    - În nodurile marginale, armătura considerată capabilă să preia încărcări orizontale este armătura ancorată fie cu buclă orizontală în jurul stâlpului, fie cu buclă în jurul unui conector de forfecare de pe rigla transversală din nodul respectiv
    - Dacă nu se respectă aceste condiții, lățimea de placă în zona de moment negativ tinde la zero, iar structura lucrează ca structură metalică

- Transmiterea eforturilor de la placă la stâlp se face prin intermediul unor mecanisme tip „strut-and-tie”, care diferă funcție de aceleași condiții ca și lățimea activă de placă
- II.** Sinteza cercetărilor experimentale în domeniul grinzilor compozite oțel-beton. S-au putut trage următoarele concluzii:
- i. Elementele experimentale au geometrii de gabarit diferite. Nu există un model de element agreat de toată lumea științifică
  - ii. Toate încercările s-au axat pe determinarea comportării plăcii de beton și evidențierea mecanismului de transfer al eforturilor de la placă la stâlp
  - iii. Plăcile elementelor încercate au fost plăci compuse beton-tablă cutată, armate cu o rețea de armătură
  - iv. La nodurile marginale, armătura prevăzută pentru preluarea încărcărilor din seism a fost ancorată fie cu buclă în jurul stâlpului, fie legată de câte un conector de forfecare de pe grinda perpendiculară
  - v. Conexiunile de forfecare au fost conexiuni totale și parțiale la primele încercări. În final s-a pus accent doar pe conexiuni de forfecare totale.
  - vi. Încărcarea elementelor s-a făcut cu forțe verticale constante și forțe orizontale ciclice variabile
  - vii. Încărcarea orizontală a fost aplicată punctual pe stâlpi, deasupra nivelelor planșeelor
  - viii. Încercarea tuturor elementelor s-a făcut conform procedurii ECCS
- III.** Analiza globală elastică spațială comparativă a unei structuri în cadre cu 3 nivele, 3 deschideri și două travei. Pentru aceleași dimensiuni geometrice s-a realizat calculul structurii în următoarele variante:
- i. Structură metalică
  - ii. Structura cu stâlpi metalici și grinzi compozite solicitată la încărcări verticale
  - iii. Structura cu stâlpi metalici și grinzi compozite solicitată la încărcări orizontale
- În urma calculului s-au tras următoarele concluzii:
- Proiectarea unei structuri compozite este un proces laborios ce necesită minim 3 variante de modelare a structurii: una pentru încărcări verticale și două pentru încărcări orizontale tip seism
  - Conform normelor actuale, o structură compozită la care placa este armată conform regulilor din betonul armat (ancorarea armăturilor longitudinale cu bucle verticale) lucrează în zonele de margine ca o structură metalică. Nu există aproape nici un aport al plăcii de beton pentru zonele de margine, și apare o discrepanță mare între rezistențele și rigiditățile grinzilor marginale și intermediare
- IV.** Efectuarea de analize numerice în domeniul postelastice pentru evaluarea stării de eforturi și studiul modului de cedare și apariție a fisurilor în modelul experimental
- V.** Proiectarea unui element experimental (ML-EC2) care să conducă la evaluarea comportării unei grinzi compozite de margine în următoarele ipoteze:
- i. Îmbinare rigidă grindă-stâlp
  - ii. Placă în soluție beton armat, armată cu două rețele de armătură

- iii. Ancorarea armăturilor longitudinale realizată prin bucle verticale, conform regulilor de proiectare a betonului armat
- iv. Pentru armăturile longitudinale din axul grinzii, ancorarea se face prin sudare de talpa interioară a stâlpului
- v. Gabaritul elementului experimental să nu depășească capacitatea standurilor de încercare din laborator

Proiectarea și executarea unui element de încercare (ML-EC1) identic cu primul, dar la care armătura longitudinală să fie ancorată cu bucle orizontale în jurul stâlpului.

- VI.** Încercarea elementelor experimentale proiectate. Rezultate obținute:
  - i. Comportare identică a celor două elemente pe domeniul de calcul. Deplasarea laterală corespunzătoare momentului capabil de calcul a fost de 44mm la o forță laterală de 9850 daN pentru elementul ML-EC1, respectiv 42,5mm și 9750 daN pentru elementul ML-EC2
  - ii. Energie disipată cu valori similare pentru ambele elemente
  - iii. Eforturi unitare în armăturile longitudinale și profilul metalic identice, cu semn alternat funcție de semnul diagramei de momente
  - iv. Eforturi unitare de întindere în armăturile transversale, indiferent de semnul diagramei de momente
  
- VII.** Propunerea de considerare la calculul lățimii efective de placă la încărcări seismice a valorilor agreeate pentru stâlpi marginali și armătură longitudinală ancorată cu bucla în jurul stâlpului, și în următoarele cazuri:
  - Armăturile longitudinale sunt ancorate cu bucle verticale înapoi în placa de beton, pe o lungime de 60 diametri măsurați de la fața interioară a stâlpului,
  - Armăturile longitudinale sunt ancorate prin sudare de talpa stâlpului
  
- VIII.** Susținerea financiară a programului experimental din granturi finanțate de către ANSTI și CNCSIS. Autorul a participat ca membru în echipe de cercetare la 1 grant finanțat de ANSTI și 2 granturi finanțate de CNCSIS care abordau tema din teza de doctorat.
  
- IX.** Dezvoltarea cunoașterii științifice în domenii de actualitate. Autorul a elaborat 5 articole științifice în domeniul construcțiilor compozite oțel-beton, 16 articole științifice în domenii conexe, 1 îndrumător de proiect, 5 rapoarte de cercetare în domeniul structurilor compozite oțel-beton.
  
- X.** Creșterea nivelului de perfecționare. 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” și a efectuat un stagiul de perfecționare la Nottingham University Anglia (3 luni)



# ANEXA I. FAZE DE EXECUȚIE

## 1. FAZE DE MONTAJ-TURNARE



**MONTARE ȘI SUDURĂ CADRU METALIC**



**MONTARE COFRAJ**



**MONTARE COFRAJ**



**POZIȚIONARE COFRAJ LA FAȚA SUPERIOARĂ A GRINZII**



**CONFEȚIONARE CARCASĂ ARMĂTURĂ ȘI MONTAJ TIMBRE PE CARCASĂ**



**MONTAJ CARCASĂ ARMĂTURĂ**





**DETALIU BUCLE ANCORAJ LA ML-EC1**



**DETALIU BUCLE ANCORAJ LA ML-EC2**



**TURNARE BETON**



**COMPACTARE BETON**



**INSTALARE POMPE ȘI MICROCOMPARATOARE**

## **2. FAZE DE DEMOLARE**



**TĂIERE STÂLP CU FLACĂRĂ OXIACETILENICĂ**





**DEPLASARE PLACĂ CU PODUL RULANT**

## Bibliografie

- [1] Achim Mirela – „Grinzi mixte oțel-beton. Elemente de calcul și de proiectare.”, Ed. Eurostampa, Timișoara, 2003
- [2] Amadio C., Fragacono M – „A finite element model for short and long term analysis of steel-concrete composite beams in cracked phase”, XVII Congresso CTA „Construire in acciaio: struttura e architettura”, Napoli 1999
- [3] Amadio C, Briganti D. Fragiacocono M – „Effective width in steel-concrete composite beams for an ultimate analysis”, XVII Congresso CTA „Construire in acciaio: struttura e architettura”, Napoli 1999
- [4] Amadio C., Fragacono M – „Effective width evaluation for steel-concrete composite beams”, Journal of Constructional Steel Research 58, 2002, pp 373-388
- [5] Amadio C., Fedrigo C., Fragacono M., Macorini L. – „Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams”, Journal of Constructional Steel Research, 2004, pp199-220
- [6] Amadio C., Fragiacocono M – „Simplified Approach to evaluate creep and shrinkage effects in steel-concrete composite beams”, Journal of structural engineering, 1997, pp 1153-1162
- [7] Avram C., Bob C, Friederich R., Stoian V. – „Numerical analysis of reinforced concrete structures”, Ed. Elsevier/Ed. Academiei Române, 1993
- [8] Avram C., Bota V. – „Structuri compuse oțel-beton și beton precomprimat-beton armat”, Ed. Tehnică București, 1975
- [9] Bănuț V. – „Calculul nelinier al structurilor”, Ed. Tehnică, București
- [10] Berry P., Bridge R., Patrick M. – „Design of Continous Composite Beams with Rigid Connections for strength”, Ed. OneSteel Manufacturing Ltd., 2001
- [11] Bob C., Buchman I. – „Chimie și materiale de construcții”, IPTV, 1991
- [12] Bob Liana – „Contribuții privind utilizarea elementelor compuse pentru realizarea structurilor de rezistență”, Teză de doctorat, Universitatea „Politehnica” din Timișoara, 1999
- [13] Buzdugan Ghe, Blumenfeld M. – „Tensometria electrică rezistivă”, Ed. Tehnică, București, 1966
- [14] Cadar I., Clipii T., Tudor Agneta – „Beton armat”, Ed. Orizonturi Universitare, Timișoara, 1999
- [15] COST C1 – „Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings. Semirigid behaviour of civil engineering structural connections”, 1996
- [16] COST C1 – „Earthquake performance of civil engineering structures. Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections”



- [17] Cordova P., Deierlein G. – „*Validation of the seismic performance of composite RCS frames: full-scale testing, analytical modeling, and seismic design*”, Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, 2005
- [18] Dan D. – „*Construcții civile. Calculul și alcătuirea nodurilor compuse oțel-beton*”, Ed. Politehnica, Timișoara, 2007
- [19] Doneux Catherine – „*Etude du mécanisme de transfert des flexions á la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises á une action sismique*”, Teză de doctorat, Liege, 2001-2002
- [20] Doneux Catherine, Parung H. – „*A study on composite beam-column sub-assemblages*”, 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, 1998
- [21] Dubină D., Rondal J., Vayas I. – „*Calculul structurilor metalice. Exemple de calcul*”, Bridgeman Ltd., Timișoara, 1997
- [22] El-Tawil S, Deierlein G. – „*Nonlinear analysis of mixed steel-concrete frames. I: Element formulation*”, Journal of Structural Engineering, 2001 pp 647-655
- [23] El-Tawil S, Deierlein G. – „*Nonlinear analysis of mixed steel-concrete frames. II: Implementation and verification*”, Journal of Structural Engineering, 2001 pp 656-665
- [24] Fragiaco M., Amadio C., Macorini L. – „*Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions*”, Engineering Structures no. 26, 2004, pp 2021-2035
- [25] Fragiaco M., Amadio C., Macorini L. – „*Finite-element model for collapse and long-term analysis of steel-concrete composite beams*”, Journal of structural engineering, 2004, pp 489-497
- [26] Grecea D. – „*Calculul static și dinamic al structurilor în cadre multietajate necontravântuite*”, Ed. Orizonturi Universitare, Timișoara, 2001
- [27] Liang Q., Patrick M. – „*Design of Shear Connection of Simply – Supported Composite Beams*”, Ed. OneSteel Manufacturing Ltd., 2001
- [28] Lute Marina – „*Grinzi compuse oțel-beton. Tipuri de conexiuni oțel-beton și comportarea acestora*”, Simpozion „Zilele academice timișene”, Ed. Mirton Timișoara, 2003
- [29] Lute Marina, Tudor Agneta – „*Behavior of Composite Beams Part of Composite Steel Concrete Frames placed in seismic areas. Experimental models*”, XI<sup>th</sup> International Conference “Man in the Knowledge Based Organization”, Sibiu, 2006
- [30] Lute Marina, Stoian V. – „*Principii de armare a plăcilor din beton armat în zone ce aparțin grinzelor compozite oțel-beton*”, Simpozion “Zilele academice timișene”, Ed. a X-a, Ed. Politehnica Timișoara, 2007
- [31] Lute Marina, Tudor Agneta – „*Composite steel-concrete beams. Comments on concrete behavior*”, International Symposium Interdisciplinary Regional Research ISIRR-2007, Novi-Sad, 2007
- [32] Lute Marina – „*Sinteza cercetarilor in domeniul structurilor din beton armat cu armatura rigida*”, Referat, 2002
- [33] Lute Marina – „*Proiectarea structurilor din beton armat cu armatura rigida*”, Referat, Referat 2002

- [34] Lute Marina – „Analiza neliniara a structurilor din beton armat cu armatura rigida”, Referat 2003
- [35] Moșoarcă M. – „Contribuții la calculul și alcătuirea pereților structurali din beton armat”, Teză de doctorat, UPT, 2004
- [36] Manfredi G., Fabbrocino G., Cosenza E. – „Modelling of steel-concrete composite beams under negative bending”, Journal of Engineering Mechanics, 1999
- [37] Mateescu D. – „Clădiri înalte cu schelet din oțel”, Ed. Academiei Române, 1997
- [38] Mehanny S., Deierlein G. – „Modelling of assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams”, Research Report, Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, 2000
- [39] Mîrșu O., Friedrich R. – „Construcții din beton armat”, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1980
- [40] Paulay T. – „A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility”, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, vol1, 1999, pp. 51-67
- [41] Patrick M., ș.a. – „Design of Composite Slabs for Strength”, Ed. OneSteel Manufacturing Ltd., 2001
- [42] Patrick M., Dayawansa D., Wilkie R. – „Design of Simple Supported Composite Beams for Strength”, Ed. OneSteel Manufacturing Ltd., 2001
- [43] Paulay T., Priestley J.M.N. – „seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, New York, 1992
- [44] Plumier A., Doneux Catherine – „European research on seismic behaviour of composite steel concrete moment frames”, IICSCS, 2001
- [45] Plumier A., Doneux Catherine – „Seismic behaviour and design of composite steel concrete structures”, ECOEST2, ICONS Report, 2001
- [46] Plumier A., Doneux Catherine – „European development of seismic design guidelines for composite steel concrete structures”, ISCS, 2001
- [47] Ranzi G., ș.a. – „Displacement-based formulations for composite beams with longitudinal slip and vertical uplift. Research report”, University of Sydney, Australia, [www.civil.usyd.edu.au](http://www.civil.usyd.edu.au), 2006
- [48] Săbăreanu Eugenia – „Contribuții la studiul podurilor și estacadelor cu structura compusă oțel-beton”, Teză de doctorat, 1981
- [49] Stoian V., Clipii T. – „Proiectarea asistată de calculator în construcții”, Universitatea Tehnică din Timișoara, 1995
- [50] Stoian V., Dan D. – „Finite element model for composite steel concrete beam behavior”, Buletinul Științific al UPT, 1999
- [51] Stoian V., Dan D. – „Procedura and computer program for the nonlinear analysis of the composite steel-concrete beams. The behavior of constructions under special loads”, Ed. Orizonturi Universitare, 2000
- [52] Stoian V., Dan D. – „Procedeu și program de calcul pentru analiza neliniară a grinzilor compuse oțel-beton”, Volumul Zilelor Academice Timișene, 2001
- [53] Truță M., Gioncu V. – „Proiectarea antiseismică utilizând nivele de performanță”

- [54] Tudor Agneta – *Contribuții la calculul elementelor și structurilor compuse oțel beton. Teză de doctorat*, IPTV, 1986
- [55] Tudor Agneta, Lute Marina - *Evaluarea rigidității grinzilor cadrelor compuse oțel – beton situate în zone seismice*, Rapoarte de cercetare Grant 32940/23/2004, 32940/30/2004
- [56] \* \* \* – *„Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a elementelor compuse oțel-beton”*, Ministerul Construcțiilor Industriale, 1973
- [57] \* \* \* – P83-81 *„Normativ pentru calculul elementelor compuse oțel beton”*
- [58] \* \* \* – STAS 10107/0-90 *„Calculul și alcătuirea elementelor structurale din oțel, beton armat și beton precomprimat”*
- [59] \* \* \* – P134-1993 *„Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea plăcilor compuse tablă cutată – beton”*
- [60] \* \* \* – SR EN 10002-1:1994 *„Încercarea la tracțiune a materialelor metalice”*
- [61] \* \* \* – ENV 1994-1-1:1994 *„Eurocode 4: Design of Composite Steel and Composite Structures”*
- [62] \* \* \* – COST C1 *„Composite steel – concrete joints in braced frames for buildings”*, Luxemburg 1997
- [63] \* \* \* – NP 007-97 *„Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat”*
- [64] \* \* \* – NP 033-99 *„Cod de proiectare pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă”*
- [65] \* \* \* – GP 042-99 *„Ghid de proiectare și exemple de calcul pentru structuri din beton armat cu armătură rigidă”*
- [66] \* \* \* – SR EN 1994-1-1:2004 *„Eurocode 4: Proiectarea structurilor compozite oțel și beton”*, Ed. 1, 2004
- [67] \* \* \* – prEN 1998-1:2004 *„Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance”*
- [68] \* \* \* – EN1992-1-1:2004 *„Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings”*
- [69] \* \* \* – prEN1993-1-1:2005 *„Design of steel structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings”*
- [70] \* \* \* – prEN1993-1-8:2005 *„Design of steel structures – Part 1.8: Design of joints”*
- [71] \* \* \* – *„Specification for structural steel buildings”*, American Institute of Steel Construction ANSTI, 2005
- [72] \* \* \* – *„Seismic provisions for structural steel buildings”*, American Institute of Steel Construction ANSTI, 2005
- [73] \* \* \* – P100-1/2006 *„Cod de proiectare seismică. Prevederi de proiectare pentru clădiri”*
- [74] \* \* \* – ECCS, *„Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads”*
- [75] \* \* \* – AS 2327,1-1996, *„Composite structures, Part1: Simply supported beams”*, 1996
- [76] \* \* \* – AS 4100-1998, *„Steel structures”*,1998
- [77] \* \* \* – AXISVM8 *„Finite Element Program. User’s Manual”*, InterCAD Ltd., 2007
- [78] \* \* \* – *„Control of deflection in concrete structures”*, ACI Report, 2003

- [79] \* \* \* - „Earthquake resistant steel structures”,  
[www.arcelormittal.com](http://www.arcelormittal.com)
- [80] \* \* \* - Excel 2003 „Manual de utilizare”

**Titluri recent publicate în colecția „TEZE DE DOCTORAT”  
seria 5: Inginerie Civilă**

---

1. **Svetlana Maria Vrgovici** – *Contribuții privind efectele evenimentelor asupra psihologiei ființei umane*, ISBN 978-973-625-675-2, (2008);
  2. **Samuel Muj** – *Contribuții la calculul spațial al infrastructurilor centralelor hidroelectrice*, ISBN 978-973-625-679-0, (2008);
  3. **Alexandra Boldurean** – *Contribuții privind studiul stabilității masivelor de pământ*, ISBN 978-973-625-689-9, (2008);
  4. **Radu Petru Brejea** – *Monitorizarea și reconstrucția ecologică a terenurilor la carierele de bauxită*, ISBN 978-973-625-680-6, (2008);
  5. **Marinela Florica Bodog (Pașca)** – *Interacțiunea irigației drenaj și impactul acestora asupra mediului în Bazinul Crișurilor*, ISBN 978-973-625-544-1, (2008);
  6. **Ionela Codruța Bădăluță-Minda** – *Contribuții la studiul inundațiilor produse de avarierea lucrărilor de apărare*, ISBN 978-973-625-694-3, (2008);
  7. **Nicoleta Sorina Nemeș** – *Forme de retenție și mobilitate a fosforului în solurile și apele bazinului hidrografic Bistra – județul Caraș-Severin*, ISBN 978-973-625-710-0, (2008);
  8. **Ioana-Alina Costescu** – *Managementul integrat al calității solurilor și a apelor de suprafață din bazinul hidrografic Bega*, ISBN 978-973-625-711-7, (2008);
  9. **Radu Nedelcu** – *Impactul lucrărilor hidro-ameliorative și alte surse asupra calității apelor transfrontaliere din spațiul hidrografic Banat*, ISBN 978-973-625-622-6, (2008);
  10. **Marin Tălău** – *Cercetări privind prognoza debitelor în perioada de secetă într-un bazin amenajat*, ISBN 978-973-625-771-1, (2008).
- 



EDITURA POLITEHNICA

