



Universitatea Tehnică de Construcții – București  
Facultatea de Căi Ferate, Drumuri și Poduri

## TEZĂ DE DOCTORAT

# STUDII DE OPTIMIZARE A STRUCTURILOR DE PODURI RUTIERE CU GRINZI METALICE ÎN CONLUCRARE CU PLĂCI DIN BETON PENTRU DESCHIDERI MEDII (40...100 M)

-REZUMAT-



Conducător științific:  
Prof. univ. dr. ing. Nicolae POPA

Autor:  
ing. Marin-Cătălin MITOIU

București 2014

## CUPRINS

### CAPITOLUL 1. INTRODUCERE

#### 1.1. Descrierea problemei

#### 1.2. Obiectivele lucrării

### CAPITOLUL 2. ACȚIUNI LA PODURI CU STRUCTURĂ MIXTĂ OȚEL-BETON

#### 2.1. Încărcări permanente

##### 2.1.1. Greutatea proprie a structurii

##### 2.1.2. Greutatea proprie a echipamentelor

##### 2.1.3. Precomprimarea

##### 2.1.4. Curgerea lentă și contracția

###### Aplicație numerică

(1). Calculul deformațiilor specifice datorate contracției dalei de beton pentru o structură mixtă oțel-beton

(2). Calculul coeficientului de echivalență

(3). Calculul eforturilor din contracție pe grinda continuă cu secțiune mixtă oțel-beton

#### 2.2. Încărcări variabile

##### 2.2.1. Temperatura

###### Aplicație numerică

(4). Calculul eforturilor din temperatură pe grinda continuă cu secțiune mixtă oțel-beton

##### 2.2.2. Acțiuni din trafic la poduri – modele de încărcare pentru traficul rutier

###### Aplicație numerică

(5). Impărțirea în benzi teoretice și aplicarea convoiului de calcul I pe grinda continuă cu secțiune mixtă oțel-beton. Calculul reacțiunilor în dreptul grinzilor de oțel

##### 2.2.3. Acțiuni ale vântului

###### Aplicație numerică

(6). Calculul eforturilor din acțiunea vântului pe grinda continuă cu secțiune mixtă oțel-beton

#### 2.3. Realizarea combinațiilor de încărcări

##### 2.3.1. Situații de proiectare

##### 2.3.2. Considerente generale

### CAPITOLUL 3. PRESCRIPȚII DE PROIECTARE DIN EURONORME PENTRU STRUCTURI MIXTE DE PODURI (SR EN 1994-2)

#### 3.1. Materiale folosite la poduri cu structură mixtă oțel-beton

##### 3.1.1. Oțeluri

##### 3.1.2. Betoane

##### 3.1.3. Armături

##### 3.1.4. Coeficienți parțiali pentru materiale

#### 3.2. Calculul eforturilor secționale

##### 3.2.1. Principiu

##### 3.2.2. Secțiunile rezistente

##### 3.2.3. Influența fisurării dalei de beton

#### 3.3. Predimensionare

##### 3.3.1. Predimensionarea grinzilor de oțel

##### 3.3.2. Predimensionarea dalei de beton

###### Aplicație numerică

(7). Predimensionarea elementelor unui pod rutier cu structură mixtă oțel-beton

#### 3.4. Lățime activă de placă

###### Aplicație numerică

(8). Calculul lățimii active de placă pentru un pod cu structură mixtă oțel-beton

#### 3.5. Secțiuni transversale

##### 3.5.1. Clasificarea secțiunilor transversale

##### 3.5.2. Rezistența secțiunilor transversale

#### 3.6. Verificări la starea limită ultimă

##### 3.6.1. Rezistența secțiunilor transversale ale grinzilor

- 3.6.2. *Rezistența la flambaj lateral cu torsiune*
- 3.6.3. *Rezistența la voalare din forfecare și la celelalte forțe aplicate în planul inimilor*
- 3.6.4. *Rezistența la forfecare longitudinală*
- 3.6.5. *Rezistența la oboseală*

**Aplicație numerică**

- (9). *Verificarea secțiunii transversale la starea limită ultimă în dreptul reazemului intermediar P1*
- (10). *Verificarea secțiunii transversale la starea limită ultimă în mijlocul deschiderii P1-P2*
- (11). *Verificarea rigidizărilor transversale*
- (12). *Verificarea la flambaj lateral cu torsiune*
- (13). *Verificarea la oboseală*
- (14). *Verificarea la lansare a tablierului metalic*

**3.7. Starea limită de serviciu**

- 3.7.1. *Eforturi*
- 3.7.2. *Deformații la poduri*
- 3.7.3. *Fisurarea betonului*

**Aplicație numerică**

- (15). *Verificarea secțiunii transversale la starea limită de serviciu în dreptul reazemului intermediar P1*

**3.8. Conectori tip dorn cu cap în dale și în betonul de înglobare**

- 3.8.1. *Rezistența de calcul*
- 3.8.2. *Distanțe între conectori*
- 3.8.3. *Forfecarea longitudinală*

**Aplicație numerică**

- (16). *Calculul conectorilor*

**CAPITOLUL 4. ANALIZA PARAMETRILOR REPREZENTATIVI CARE CARACTERIZEAZĂ CONCEPȚIA STRUCTURILOR MIXTE DE PODURI PENTRU DESCHIDERI MEDII (EXEMPLE DE PROIECTARE)**

**4.1. Tablier cu structură mixtă oțel-beton, secțiune casetată**

- 4.1.1. *Descrierea secțiunii transversale*
- 4.1.2. *Acțiuni și combinații de acțiuni*
- 4.1.3. *Analiza globală*
- 4.1.4. *Analiza secțiunii transversale*
- 4.1.5. *Verificarea secțiunii în dreptul reazemului P1 la starea limită ultimă*

**4.2. Turnare dală de beton la partea inferioară în zona reazemului intermediar**

**4.3. Precomprimarea dalei în dreptul reazemelor intermediare prin denivelarea reazemelor sau prin precomprimare cu cabluri**

**4.4. Verificarea dalei de beton**

- 4.4.1. *Momente din încărcări permanente.*
- 4.4.2. *Momente din încărcări variabile (trafic).*
- 4.4.3. *Solicitări la SLU și SLS*
- 4.4.4. *Aria de armătură*

**4.5. Tablier cu structură mixtă oțel-beton pentru autostradă**

**4.6. Situații de calcul**

**CAPITOLUL 5. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE**

**5.1. Concluzii finale**

**5.2. Direcții viitoare de cercetare**

**BIBLIOGRAFIE**

*\*Cuprinsul corespunde variantei complete a tezei*

## CAPITOLUL 1. INTRODUCERE

### 1.1. Descrierea problemei

Încă de la sfârșitul anilor 1970, datorită creșterii traficului și dezvoltării procesului de modernizare a căilor de comunicație, podurile mixte oțel-beton, feroviare sau rutiere, cunoșteau în Europa o dezvoltare foarte importantă. [1]

În primul rând foarte competitive în domeniul deschiderilor medii, structurile mixte își extindeau cu regularitate domeniul de aplicare, în particular spre deschiderile mari și înlocuiau din ce în ce mai mult structurile chesoane din beton precomprimat și structurile metalice. [1]

Sistemul structural este economic și poate fi ușor configurat pentru a îndeplini o varietate de cerințe funcționale și arhitecturale. Comportarea bună a acestor structuri în timp la acțiunile exterioare dar și experiența încercărilor experimentale efectuate au constituit un argument în favoarea utilizării acestor sisteme structurale.

Din modul de grupare a materialelor în secțiunea transversală (dala de beton armat cu rolul de a prelua încărcările din efectul de placă și de a forma talpa superioară a grinzii compuse, este situată în general, în zona cu eforturi unitare de compresiune pe care betonul le preia în condițiile cele mai bune, iar grinda de oțel alcătuită din elemente de grosimi mici este amplasată în zona cu eforturi unitare de întindere sau de compresiune mici astfel reducându-se mult pericolul de pierdere a stabilității și asigurându-se o utilizare maximă a caracteristicilor mecanice ale oțelului), rezultă o serie de avantaje tehnico-economice:

- Grinzile de oțel, tip I sau cheson, au o performanță mecanică mare;
- Utilizarea de tole de diferite grosimi permite de a pune în operă, în orice punct al structurii, strict grosimea minimă necesară;
- Suplețea tablierului permite reducerea aparatelor de reazem inclusiv fundațiile;
- Montarea tablierului prin lansare;
- Realizarea unor înălțimi de construcție mai reduse, cu efecte benefice asupra rampelor de acces (reducerea lungimii rampelor și a înălțimii terasamentelor);
- Oțelul este un material ușor reciclabil, bucățile de tole colectate în atelier putând fi reutilizate;
- Se realizează o economie de oțel de circa 20% în comparație cu o structură metalică, iar dacă se folosesc structuri compuse realizate prin preîncovoirea grinzii de oțel sau prin precomprimarea structurii compuse, se pot obține economii mai mari de oțel care ajung până la 50% din soluția metalică. [2]

### 1.2. Obiectivele lucrării

Suprastructurile mixte de poduri rutiere de tipul grinzi din oțel în conlucrare cu plăci din beton au o frecvență mare de utilizare pentru domeniul deschiderilor medii datorită avantajelor pe care le dețin asigurând o distribuție rațională a celor două materiale de construcție utilizate, oțelul și betonul armat, în funcție de solicitări.

Lucrarea de față își propune un studiu de optimizare a acestor structuri având în vedere amplasamentele, geometria și mărimea părții carosabile și înălțimea de construcție disponibilă și în același timp să ofere date și informații pentru inginerii proiectanți care proiectează poduri în vederea realizării unor structuri mai eficiente economic.

Începând cu anul 2010, țara noastră s-a aliniat la noile norme de proiectare Eurocod care au ca scop eliminarea obstacolelor în calea comerțului și armonizarea specificațiilor tehnice prin stabilirea unui ansamblu de reguli tehnice pentru proiectarea lucrărilor de construcții. Bazându-se pe exigențele și cerințele din Euronorme, lucrarea va permite înțelegerea aplicării și implementării acestora în România.

## CAPITOLUL 2. ACȚIUNI LA PODURI CU STRUCTURĂ MIXTĂ OȚEL-BETON

Acest capitol are ca scop prezentarea încărcărilor și acțiunilor care trebuie luate în considerare pentru dimensionarea tablierelor de poduri cu structură mixtă oțel-beton.

În lucrarea de față în conformitate cu SR EN 1991 sunt considerate următoarele încărcări: greutatea proprie, vântul, temperatura, încărcări în timpul execuției și încărcări din trafic. Alte încărcări prevăzute - curgerea lentă și contracția în conformitate cu SR EN 1992. Celelalte încărcări cum ar fi focul, zăpada, impactul vehiculelor sau seismul sunt considerate ca fiind nerelevante.

Informații mult mai detaliate pot fi găsite în Euronorme și în special în SR EN 1991 „Acțiuni asupra structurilor” și în partea 2 a acesteia, consacrată acțiunilor din trafic pentru poduri.

### 2.1. Încărcări permanente

Încărcările permanente sunt acele încărcări care nu se modifică în mod semnificativ pe toată durata de viață a structurii.

Sunt considerate ca încărcări permanente următoarele încărcări:

- greutatea proprie a structurii;
- echipamentele (cale, trotuar, parapet);
- precomprimarea și deformațiile impuse;
- curgerea lentă și contracția.

#### 2.1.1. Greutatea proprie a structurii [5]

Greutatea proprie a structurii este reprezentată de valoarea sa caracteristică  $G_k$  determinată pe baza dimensiunilor nominale și ale greutateților volumice medii ale materialelor. Această valoare numerică nu este cunoscută de la început și trebuie estimată încă de la începutul proiectului. În cazul unui pod metalic, greutatea proprie constă din greutatea scheletului metalic; în cazul unui pod mixt oțel-beton se adaugă și greutatea proprie a dalei de beton. Estimarea greutateții proprii se bazează pe experiența proiectantului sau pe relații de calcul dar această estimare trebuie verificată și eventual corectată pe parcursul proiectării.

#### 2.1.2. Greutatea proprie a echipamentelor [5]

Echipamentele sau elementele nestructurale ale podului sunt reprezentate de calea pe pod, trotuare, borduri, parapeti pietonali, parapeti de siguranță, panouri antizgomot etc. Valoarea caracteristică  $g_k$  a echipamentelor este definită prin produsul dintre dimensiunea teoretică și greutatea volumică a acestora sau conform specificațiilor tehnice ale furnizorului.

#### 2.1.3. Precomprimarea [2]

Cum deja știm, rezistența betonului la tracțiune este mică, așa că participarea dalei de beton la rezistența secțiunii transversale în zona reazemelor intermediare (momente negative) este ipotetică. Pentru construcțiile mixte, ca și la beton armat, considerăm că betonul întins este fisurat și acest lucru pune probleme în ceea ce privește coroziunea armăturilor din dală și talpa superioară a grinzii metalice. Precomprimarea dalei este o modalitate care permite limitarea (precomprimare parțială) sau anularea (precomprimare totală) fisurilor.

##### a) Precomprimarea dalei cu ajutorul cablurilor de precomprimare

În funcție de modul de construcție, se deosebesc două cazuri:

- Precomprimarea este aplicată înaintea realizării legăturii între oțel și beton. În acest caz, dala nefiind legată de structura metalică, toată forța de precomprimare este aplicată betonului.
- Precomprimarea este aplicată după realizarea legăturii între oțel și beton.

##### b) Precomprimare prin denivelarea reazemelor

Această metodă permite precomprimarea dalei în dreptul reazemelor intermediare fără utilizarea unor factori externi (cabluri), ci prin măsuri luate la montaj cum ar fi impunerea structurii metalice a unei curburi convexe deasupra reazemelor intermediare față de linia de reazemare, apoi betonarea dalei și în cele din urmă după întărirea betonului din dală, lăsarea pe reazemele definitive a

structurii. Momentele pozitive care apar, comprimă dala de beton. Un aspect important trebuie menționat, și anume, curgerea lentă a betonului diminuează efectul precomprimării. Această metodă de precomprimare este mai puțin performantă decât cea în care precomprimarea se obține prin utilizarea cablurilor dar în practică se folosesc frecvent împreună.

#### 2.1.4. Curgerea lentă și contracția

Proprietățile betonului variază în cursul timpului, curgerea lentă și contracția fiind principalii factori care influențează comportarea betonului. [2]

Curgerea lentă și contracția betonului depind de umiditatea mediului, de dimensiunile elementului și de compoziția betonului. Curgerea lentă depinde de asemenea de vârsta betonului în momentul primei încărcări precum și de durata și intensitatea încărcării. [6]

##### a) Curgerea lentă

Reprezintă deformația lentă a unui element încărcat care urmărește și accentuează deformația instantanee datorită aplicării încărcării. Mecanismul curgerii lente este legat de mișcarea apei din microporii gelului de ciment hidratat. [2]

##### b) Contracția

Reprezintă scurtarea lentă în timp a unui element neîncărcat. Contracția este cauzată de evaporarea apei pasive și prin îngustarea gelului de ciment în care sunt înglobate agregatele. [2]

Deformația totală de contracție se compune din deformația datorată contracției de uscare  $\varepsilon_{cd}$  și din deformația datorată contracției endogene  $\varepsilon_{ca}$ . Deformația datorată deformației de uscare evoluează lent deoarece este în funcție de migrarea apei prin betonul întărit. Deformația datorată deformației endogene se dezvoltă în cursul întăririi betonului, producându-se, în cea mai mare parte, în cursul primelor zile de după turnare. [6]

##### c) Coeficientul de echivalență

Calculul și alcătuirea elementelor compuse oțel-beton se face pe baza teoriei secțiunii transformate, care admite ipotezele simplificatoare ale betonului armat și transformă secțiunea transversală neomogenă într-o secțiune echivalentă omogenă de oțel, cu ajutorul coeficientului de echivalență  $n = E_o / E_b$ . Se admite, în plus, ipoteza că lunecarea pe suprafața de contact dintre dala de beton armat și grinda de oțel este complet împiedicată. În realitate există întotdeauna mici lunecări pe suprafața de contact, care modifică puțin valorile reale ale eforturilor unitare în beton și oțel, însă în limite acceptabile; în schimb, această variantă este simplă și expeditivă, folosind o tehnică de calcul cunoscută (aceea a betonului armat), și ca atare este folosită în mod curent în proiectare.

Coeficientul de echivalență ( $n$ ) este un artificiu de calcul care permite, în domeniul elastic și plastic, înlocuirea efectului betonului prin efectul unei suprafețe echivalente de oțel. O grindă mixtă poate fi astfel studiată într-o manieră simplă, de felul unei secțiuni compuse dintr-un material omogen.[2]

Metoda aproximativă a lui Fritz [2], dă totuși rezultate suficient de bune pentru podurile mixte. Această metodă consideră influența curgerii lente a betonului într-o formă simplă prin introducerea unui modul de elasticitate fictiv  $E_b(t)$  care permite tratarea încovoierii cu curgere lentă după teoria liniară (legea lui Hoke se poate aplica).

$$\sigma_b(t) = \varepsilon_b \frac{E_{bo}}{1 + \alpha\varphi(t)} = \varepsilon_b E_b(t) \quad (22)$$

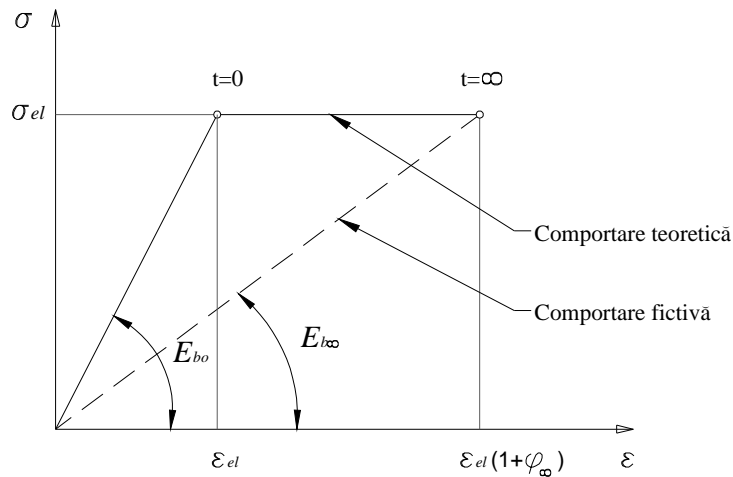
$E_{bo} = 6000\sqrt{R_{c28}}$  - modulul de elasticitate instantaneu al betonului

$\alpha$  - coeficientul influenței curgerii lente ce depinde de regimul de încărcare

$E_b(t) = \frac{E_{bo}}{1 + \alpha\varphi(t)}$  - modulul de elasticitate fictiv al betonului

$\varphi(t) = 2$  - coeficient de curgere lentă pentru un beton ținut în condiții normale (în aer liber), la 28 de zile, conform normei elvețiene SIA 162, art. 5. 03 (valoare utilizată curent în calcule)

Practic, numai stadiul inițial și stadiul final ne interesează. Deci vom determina atunci  $E_{bo}$  și  $E_b(t=\infty)$ .



**Figura 5.** Modulul de elasticitate fictiv  $E_b$  [2, pag. D-6.10]

Se pot defini trei categorii de încărcare:

- încărcări de scurtă durată ( $\alpha=0$ )
- încărcări permanente și constante ( $\alpha=1$ )
- încărcări care se manifestă de maniera curgerii lente ( $\alpha=0,5$ )

Conform SR EN 1994-2 [7], coeficienții de echivalență depind de tipul de încărcare (indice L) și sunt calculați cu relația:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (23)$$

În care:

$n_0$  este coeficientul de echivalență  $E_d/E_{cm}$  pentru încărcarea de scurtă durată;

$E_{cm}$  este modulul secant de elasticitate al betonului pentru încărcare de scurtă durată în conformitate cu SR EN 1992-1-1:2004, tabelul 3.1;

$\varphi_t$  este coeficientul de curgere lentă  $\varphi(t, t_0)$  în conformitate cu SR EN 1992-1-1:2004, 3.1.4 sau 11.3.3, în funcție de vârsta betonului la momentul luat în considerare și vârsta ( $t_0$ ) la încărcare;

$\psi_L$  este multiplicator pentru curgerea lentă în funcție de tipul de încărcare și poate fi luat 1,1 pentru încărcări permanente, 0,55 pentru efecte primare și secundare ale contracției și 1,5 pentru precomprimare și deformații impuse.

Pentru încărcările permanente pe structurile mixte realizate în etape succesive se poate utiliza o valoare medie  $t_0$  pentru determinarea coeficientului de curgere lentă. Această ipoteză poate fi de asemenea folosită pentru precomprimarea prin deformații impuse, dacă vârsta betonului în totalitate în deschiderile relevante în momentul precomprimării este mai mare de 14 zile.

Pentru contracție, în general, vârsta de încărcare se presupune a fi de o zi.

#### d) Efectul contracției betonului [2]

Folosirea a două materiale cu caracteristici mecanice diferite, solidarizate între ele de o manieră continuă, face să se nască în grinda mixtă, independent de toată încărcarea exterioară, o stare de eforturi auto-echilibrată în fiecare secțiune. Solicitări de acest tip sunt provocate prin:

- Contracția betonului;
- La o diferență de temperatură  $\Delta T$  între beton și metal.

Cum efectul celor doi factori asupra secțiunii mixte este analog, se pot studia efectele contracției apoi stabili condițiile particulare de solicitare provocate de  $\Delta T$ .

Betonul unei grinzi mixte nu poate avea deformația din contracție liberă deoarece dala este legată de structura metalică. Tendința de scurtare a betonului este împiedicată și generează o stare de eforturi interne în secțiunea mixtă. Această stare de eforturi poate fi ușor determinată dacă se înlocuiește contracția printr-un joc de forțe exterioare având același efect ca și contracția.

Pe o grindă simplă rezemată, se aplică acest raționament (Figura 6).

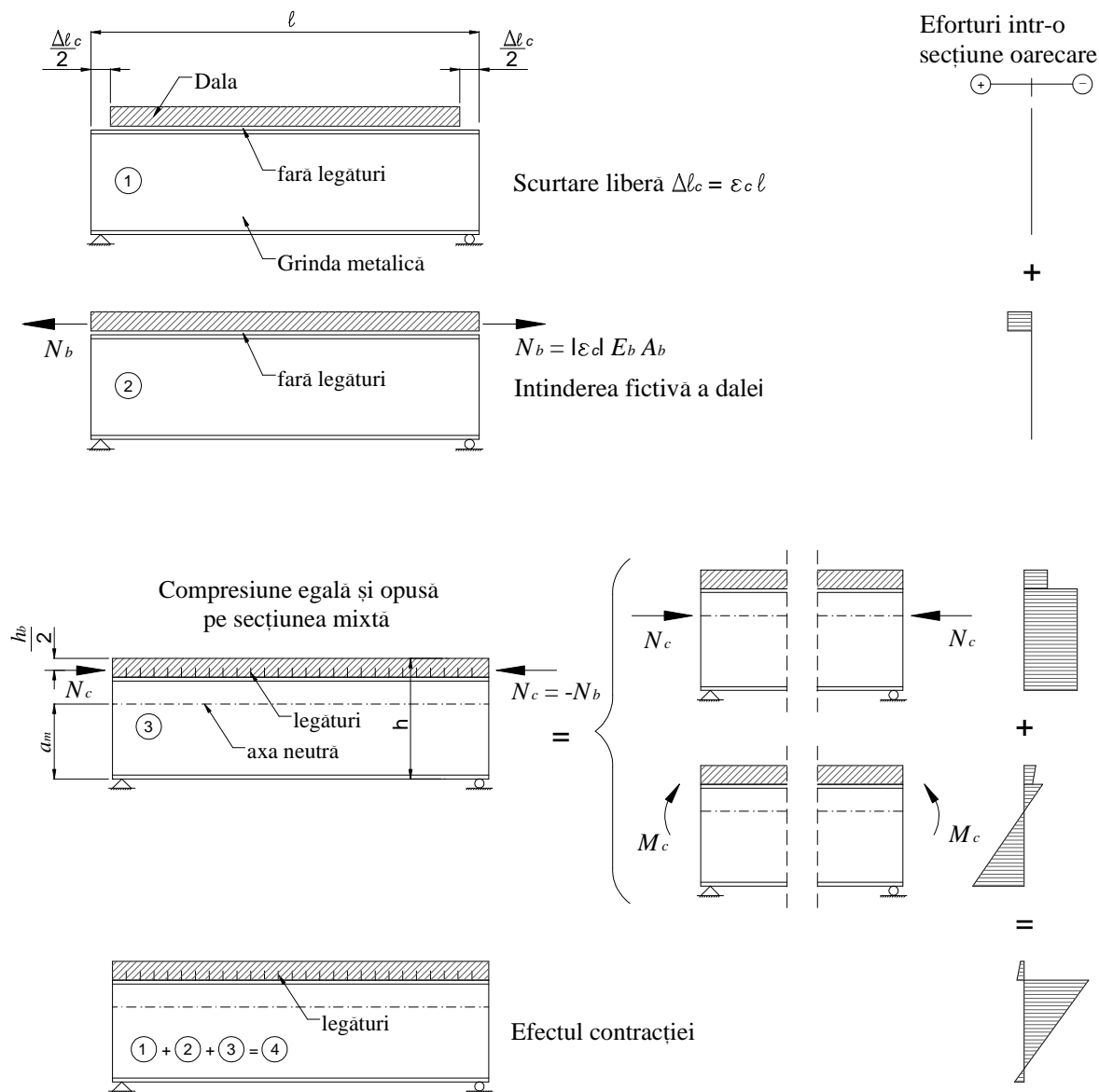
Se consideră la început că dala este desolidarizată de secțiunea metalică. Scurtarea dalei se poate face liber, fără eforturi. Această scurtare va fi:  $\Delta \ell_c = \varepsilon_c \cdot \ell$

Pentru anularea acestei deformății, admitem o forță fictivă de întindere  $N_b$  care acționează la fiecare extremitate a dalei (în centrul ei de greutate) și prin acțiunea ei se compensează exact deformăția din contracție:  $\Delta l_{N_b} = \Delta l_c$ .

Cunoscând secțiunea de beton și modulul sau de elasticitate se poate determina această forță:

$$N_b = \frac{\Delta l_N}{l} E_b A_b = |\varepsilon_c| E_b A_b \quad (24)$$

Cu :  $E_b = \frac{E_{bo}}{1 + 0,5\phi_\infty}$ , deoarece contracția crește de aceeași manieră cu curgerea lentă



**Figura 6.** Efectul contracției betonului pe o grindă mixtă [2, pag. D-6.28]

După aceste două etape considerate (contracție liberă și forța fictivă de întindere), dala nu arată nici un semn de deformăție. Această ne permite să afirmăm că în acest stadiu nici un efort nu solicită legăturile chiar dacă dala a fost legată de grinda metalică de la început.

Se poate continua raționamentul cu secțiunea mixtă, plecând de la starea de eforturi:

- Întindere uniformă în dală  $\sigma_b = \frac{N_b}{A_b} = |\varepsilon_c| \cdot E_b$
- Eforturi unitare nule în grinda metalică  $\sigma_o = 0$

Pentru anularea acestei forțe fictive ( $N_b$ ), trebuie aplicat în centrul de greutate al dalei o forță egală și opusă care acționează pe secțiunea mixtă. Aceasta acționează cu o excentricitate în raport cu



axa neutră a secțiunii mixte, putându-se descompune într-o compresiune centrică ( $N_c$ ) și un moment de încovoiere ( $M_c$ ):

$$N_c = -N_b = -|\varepsilon_c| \cdot E_b \cdot A_b \quad (N_c < 0 \text{ deoarece secțiunea este comprimată}) \quad (25)$$

$$M_c = N_b \left( h - a_m - \frac{h_b}{2} \right) \quad (M_c > 0 \text{ deoarece fibrele inferioare sunt întinse}) \quad (26)$$

În rezumat, am substituit o cauză (contractia: deformația specifică) printr-o altă cauză ușor de tratat (tracțiunea  $N_b$  asupra dalei + compresiunea  $N_c$  și momentul  $M_c$  asupra secțiunii mixte) care provoacă exact același efect.

Se obține starea reală de eforturi unitare într-o secțiune suprapunând eforturile datorate lui  $N_b$  (care acționează asupra dalei) cu cele datorate lui  $N_c$  și  $M_c$  (care acționează asupra secțiunii mixte). Diagramele de momente încovoietoare din contractie ( $M_c$ ) și de eforturi normale ( $N_c$ ) sunt constante în lungul grinzii.

$$\sigma_{b,c} = \frac{N_b}{A_b} + \frac{1}{n_\varphi} \left( \frac{N_c}{A_m} + \frac{M_c}{I_m} \cdot y \right) \quad (27)$$

$$\sigma_{o,c} = \frac{N_c}{A_m} + \frac{M_c}{I_m} \cdot y \quad (28)$$

Pentru grinzi continue, sistemul static, pentru calculul momentelor de încovoiere din contractie, este dat în figura 7.

Principiul este același: încărcăm grinda la extremitățile sale cu momentul  $M_c$  determinat de ecuația (26) și căutăm diagrama de moment care rezultă.

Pentru calculul acestor eforturi este practic să alegem ca sistem de bază o grindă simplu rezemată (momentul este constant  $M_c$ ). Reacțiunile pentru reazemele intermediare sunt apoi calculate prin compunerea de diagrame după teoria lui Maxwell. Reacțiunile la reazeme fiind cunoscute, vom stabili diagrama de moment din necunoscute  $M_z$  pe care îl adunăm cu momentul pe sistemul de bază  $M_c$  și obținem momentul total  $M_{tot}$  din contractie.

Eforturile normale  $N_b$  (tracțiune) pe dală și  $N_c$  (compresiune) pe secțiunea mixtă sunt egale ca la o grindă simplă, deoarece eforturile normale nu provoacă deformația în plan vertical a grinzii.

$$\sigma_{b,c} = \frac{N_b}{A_b} + \frac{1}{n_\varphi} \left( \frac{N_c}{A_m} + \frac{M_{tot}}{I_m} \cdot y \right) \quad (29)$$

$$\sigma_{o,c} = \frac{N_c}{A_m} + \frac{M_{tot}}{I_m} \cdot y \quad (30)$$

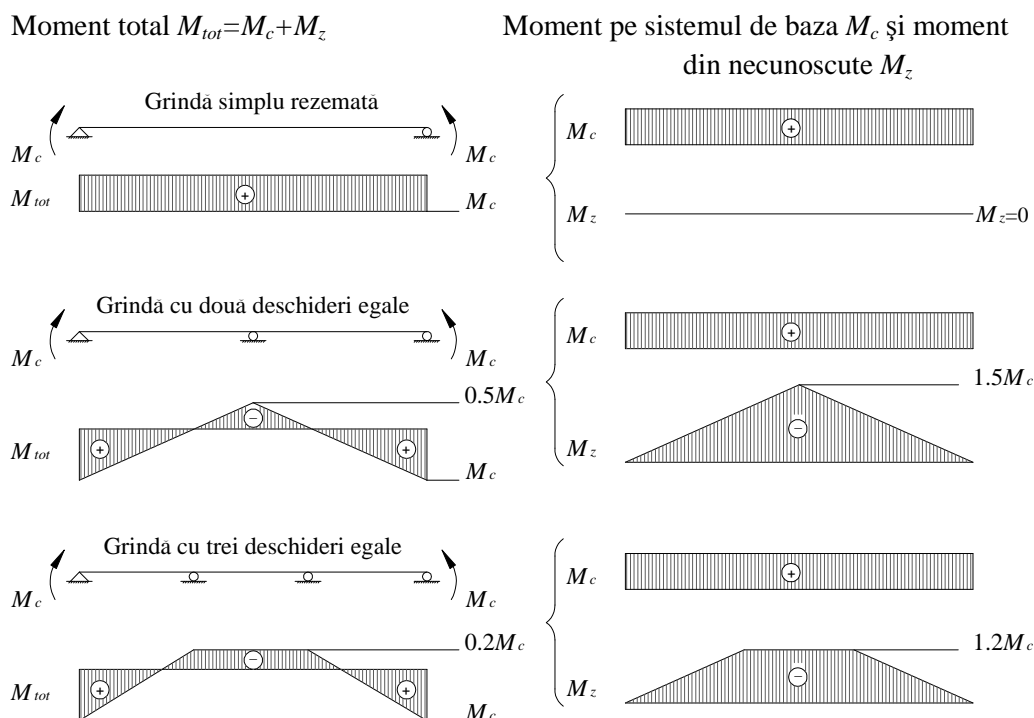


Figura 7. Momente încovoietoare din contractie, grinzi continue [2, pag. D-6.30]

## 2.2. Încărcări variabile

Pentru podurile cu structură mixtă oțel-beton sunt considerate ca încărcări variabile, următoarele încărcări:

- temperatura;
- acțiuni din trafic la poduri;
- acțiuni ale vântului;

### 2.2.1. Temperatura [8]

Variațiile zilnice și sezoniere ale temperaturii aerului la umbră, radiației solare și radiației termice, produc variații ale distribuției de temperatură în elementele individuale ale unei structuri. Amplitudinea efectelor termice este dependentă de condițiile locale de climă, cât și de orientarea, masa totală și finisajele structurii.

Distribuția temperaturii în interiorul unui element structural individual este alcătuită din următoarele componente principale:

- a) Componenta de temperatură uniformă,  $\Delta T_U$ ;
- b) Componenta de diferență de temperatură între fețele aceluiași element,  $\Delta T_M$ ;
- c) Componenta neliniară a diferenței de temperatură,  $\Delta T_E$ . Această componentă creează un câmp de eforturi în echilibru care nu produce un efect real de încărcare a elementului.

Deformațiile elementelor structurale și eforturile rezultate depind de geometria și condițiile de frontieră ale elementelor de construcții (reazeme, îmbinări etc.), cât și de proprietățile fizice ale materialelor utilizate. Când sunt utilizate materiale compozite trebuie luat în considerare faptul că acestea sunt alcătuite din materiale cu coeficienți diferiți de dilatare liniară. Pentru determinarea efectelor termice, trebuie utilizat coeficientul de dilatare liniară al materialului prezentat în anexa C din SR EN 1991-1-5. Pentru structuri mixte, coeficientul de dilatare liniară al oțelului poate fi considerat egal cu  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  (nota 6 din tabelul C.1, pagina 31, SR EN 1991-1-5).

Acțiunile termice se aplică următoarelor tipuri de tabliere de pod :

- Tipul 1 - tablîer metalic (grindă casetată de oțel, grinzi metalice cu zăbrele sau grinzi cu inimă plină)
- Tipul 2 - tablîer cu structură mixtă
- Tipul 3 - tablîer de beton (placă de beton, grinzi de beton, grindă chesonată de beton)

### 2.2.2. Acțiuni din trafic la poduri – modele de încărcare pentru traficul rutier [10]

Încărcările datorate traficului rutier alcătuit din autoturisme, camioane și vehicule speciale (de exemplu vehicule pentru transport industrial) produc forțe verticale și orizontale statice și dinamice.

Convoaiele de calcul prezentate în SR EN 1991-2 nu descriu traficul real. Au fost alese și calibrate astfel încât efectele lor (cu amplificarea dinamică inclusă unde se precizează) să reprezinte efectele traficului real ai anilor 2000 în țările europene.

#### a) Divizarea părții carosabile în benzi teoretice de circulație

Lățimea părții carosabile se măsoară între borduri sau între fețele interioare ale sistemului de protecție al vehiculelor și nu include zona centrală cuprinsă între parapete de protecție sau dintre borduri. Lățimea benzilor teoretice de circulație și cel mai mare număr (întreg) posibil al benzilor teoretice de circulație a părții carosabile sunt precizate în tabelul următor.

**Tabelul 3.** Numărul și lățimea benzilor de circulație, [10, pag. 25]

Lățimea părții carosabile $w$	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3m	$w - 3 \times n_i$

NOTĂ- De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m,  $n_i = \text{Int}(w/3) = 3$  iar lățimea zonei rămase este de :  $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$ .

b) *Poziția și numerotarea benzilor de circulație pentru proiectare*

Poziția și numerotarea benzilor de circulație se stabilesc în conformitate cu regulile următoare:

- poziția benzilor teoretice de circulație nu este necesar să fie asociată numerotării lor;
- pentru fiecare verificare individuală (de exemplu pentru o verificare la starea limită ultimă de rezistență a unei secțiuni transversale supuse la încovoiere) numărul benzilor considerate încărcate, poziția lor pe partea carosabilă și numerotarea lor trebuie astfel stabilite încât efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile;
- pentru calculul la oboseală, valorile reprezentative și convoaiele de calcul, poziția și numerotarea benzilor se stabilesc în funcție de distribuția traficului pe lățimea părții carosabile, în condiții normale;
- banda care produce cel mai defavorabil efect se numerotează banda nr. 1, banda care produce al doilea efect se numerotează banda nr. 2 și așa mai departe;
- atunci când partea carosabilă este alcătuită din două părți separate susținute de același tablier, pentru întreaga parte carosabilă se utilizează o singură numerotare a benzilor, iar când partea carosabilă este divizată în două părți separate, susținute de tablere independente, fiecare parte se consideră și se numerotează separat.

c) *Încărcări verticale (convoaie de calcul pentru încărcările din trafic rutier)*

Convoiul de calcul 1 (LM1): încărcări concentrate și uniform distribuite care acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile. Acest convoi se utilizează pentru verificări globale și locale.

Convoiul de calcul 1 este alcătuit din două sisteme parțiale:

- Încărcări concentrate cu două osii (sistemul tandem TS), fiecare osie având următoarea greutate:  $\alpha_Q Q_k$  (unde  $\alpha_Q$  este un factor de corecție).
- Încărcări uniform distribuite (sistemul UDL), având următoarea greutate pe metru pătrat:  $\alpha_Q q_k$  (unde  $\alpha_Q$  este un factor de corecție).

**Tabelul 4.** Convoiul de calcul 1 – valori caracteristice, [10, pag. 28]

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ (sau $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Convoiul de calcul 2 (LM2): încărcare dintr-o singură osie aplicată pe suprafața specifică a contactului pneurilor care acoperă efectele traficului normal pe elemente structurale scurte. Ca ordin de mărime, convoiul de calcul LM2 poate fi predominant pentru elemente cu lungime de la 3 m până la 7 m. Convoiul de calcul 2 constă dintr-o singură osie  $\beta_Q Q_{ak}$  cu  $Q_{ak}$  egală cu 400kN care include și amplificarea dinamică și care poate fi aplicată oriunde pe partea carosabilă. Suprafața de contact a fiecărei roți se consideră de formă dreptunghiulară cu dimensiunile de 0,35 m și 0,60 m.

Convoiul de calcul 3 (LM3): un set de încărcări pe osii asamblate, reprezentând vehicule speciale (de exemplu camioane pentru transport industrial) care pot circula pe trasee admise pentru transporturi agabaritice. Se utilizează pentru verificări generale și locale.

Convoiul de calcul 4 (LM4): încărcare cu aglomerație de oameni, utilizată numai la verificări generale, relevant în mod special pentru poduri amplasate în orașe sau în apropierea acestora dacă efectul sau nu este acoperit de convoiul nr.1. Această încărcare constă dintr-o forță uniform distribuită (care include și o amplificare dinamică) egală cu 5 kN/m<sup>2</sup>.

d) *Forțe orizontale*

Deoarece lucrarea de față tratează numai probleme legate de suprastructură, nu este necesară studierea forțelor orizontale acestea având un rol important la dimensionarea aparatelor de reazem și al cuzinetilor.

e) *Acțiuni pe trotuare*

Încărcările caracteristice s-au stabilit pentru determinarea efectelor statice datorate traficului pietonal și al cicliștilor pentru verificări la stările limită și verificări particulare în exploatare.

Se consideră trei convoaie de calcul care se exclud reciproc. Acestea constau din:

O forță uniform distribuită  $q_{fk}$  pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști.

Valoarea caracteristică  $q_{fk}$  poate fi definită în anexa națională sau în caiete de sarcini. Valoarea recomandată este  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ .

Convoiul de calcul (aglomerare cu oameni) care corepunde unei încărcări  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ , acoperă efectele statice produse de o aglomerare continuă densă cu oameni, unde această posibilitate există. În cazul în care aplicarea convoiului de calcul 4 nu este necesară pentru calculul trotuarelor, valoarea recomandată pentru  $q_{fk}$  este:

$$q_{fk} = 2 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2 \quad 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5 \text{ kN/m}^2$$

unde:  $L$  este lungimea încărcare, în metri

O forță concentrată  $Q_{fwb}$

Valoarea caracteristică a forței concentrate  $Q_{fwb}$  se ia egală cu 10 kN și acționează pe o suprafață pătrată cu latura de 0,10 m.

Dacă la verificări se pot separa efectele generale și cele locale, se recomandă determinarea efectelor locale cu ajutorul forței concentrate.

O încărcare  $Q_{serv}$  care reprezintă vehiculele de serviciu iar în cazul în care pe trotuar circulă vehicule de serviciu trebuie să se considere un singur vehicul de întreținere

f) *Grupuri de încărcări din trafic la poduri de șosea*

Simultanitatea sistemelor de încărcare definite mai sus (convoiul de calcul 1, convoiul de calcul 2, convoiul de calcul 3, convoiul de calcul 4) și a încărcărilor pe trotuare se consideră cu ajutorul grupurilor de încărcări. Fiecare din acest grup de încărcări, care se exclud reciproc, se consideră că definesc o acțiune caracteristică pentru combinarea cu încărcări care nu provin din trafic.

g) *Convoaie de calcul pentru oboseală*

Traficul pe poduri produce spectre de eforturi care pot cauza oboseala. Spectrele de eforturi depind de geometria vehiculelor, de greutatea osiilor, de distanța dintre vehicule, de compoziția traficului și de efectele dinamice ale acestuia.

În SR EN 1991-2 sunt descrise 5 tipuri de convoaie de calcul pentru oboseală.

În lucrarea de față pentru verificările la oboseală, în lipsa unor date de trafic, pentru verificarea directă a proiectelor prin metode simplificate, se utilizează convoiul de calcul pentru oboseală 3. Acest convoi este alcătuit din patru osii care au două roți identice. Greutatea fiecărei osii este egală cu 120 kN, iar suprafața de contact a roților este un pătrat cu latura de 0.4 m.

### 2.2.3. *Acțiuni ale vântului [11]*

Standardul european EN 1991-1-4 stabilește modul de determinare a acțiunii naturale a vântului pentru proiectarea structurilor clădirilor și lucrărilor de construcții inginerești pentru fiecare zonă afectată de aceste încărcări. De menționat este faptul că această parte se aplică la clădiri și lucrări de construcții inginerești cu înălțimi de până la 200 m și pentru poduri la care orice deschidere nu este mai mare de 200 m, cu condiția să satisfacă criteriile de răspuns dinamic.

## CAPITOLUL 3.

## PRESCRIPȚII DE PROIECTARE DIN EURONORME PENTRU STRUCTURI MIXTE DE PODURI (SR EN 1994-2)

### 3.1. Materiale folosite la poduri cu structură mixtă oțel-beton

În ceea ce privește materialele folosite la podurile cu structură mixtă oțel-beton, euronormele limitează domeniul și scopul atunci când sunt utilizate pentru o astfel de structură. [4]

- Conform SR EN 1994-2, 3.1(2), betonul utilizat în dală are clasa între C20/25 și C60/75
- Conform SR EN 1994-2, 3.3(2), oțelurile utilizate pentru realizarea scheletului metalic între S235 și S460.
- Conform SR EN 1992-1-1, armăturile utilizate au limita de curgere între 400 și 600 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.1.1. Oțeluri

Elementele metalice ale structurilor mixte oțel-beton la poduri se realizează din oțelurile de uz general pentru construcții (OL37, OL44, OL52 conform STAS 500-68 sau S235, S275, S355, S420, S460 conform SR EN 1993-1-1:2006) care se folosesc și la structurile metalice.

Principalele caracteristici mecanice, de rezistență și tehnologie ale acestor oțeluri sunt elasticitatea, plasticitatea, fragilitatea și ductilitatea definite prin: limita de curgere, rezistența la rupere la întindere și alungirea relativă la rupere (elasticitatea și plasticitatea); capacitatea de îndoire la rece și reziliența (fragilitatea); mărimea amprentei unei bile acționate de o forță pe suprafața materialului (duritatea). Alegerea mărcii de oțel și a clasei de calitate pentru o anumită lucrare se face în funcție de natura, importanța și mărimea solicitărilor, de condițiile de exploatare, de condițiile de execuție și de preț.

În exemplele de proiectare din cadrul acestei lucrări s-a folosit oțel S355N sau S355NL în funcție de grosimea tolei care poate fi asimilat cu OL52EP (vezi tabelul 14 și tabelul 15). Caracteristicile mecanice ale acestui oțel sunt date în EN 10025-3. Modulul de elasticitate este  $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$  (SR EN 1993-1-1, 3.2.6).

**Tabelul 14.** Descrierea limitei de curgere ( $f_y$ ) și a rezistenței la rupere ( $f_u$ ) în funcție de grosimea tolei [4, pag. 30]

t (mm)	≤ 16	>16 ≤ 40	>40 ≤ 63	>63 ≤ 80	>80 ≤ 100	>100 ≤ 150
$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	355	345	335	325	315	295
$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	470	470	470	470	470	450

**Tabelul 15.** Caracteristicile mecanice pentru OL52EP conform STAS 12187-88

Marca de oțel	Grosime (mm)			Rezistența la rupere (N/mm <sup>2</sup> )
	a ≤ 16	16 < a ≤ 40	40 < a ≤ 50	
	Limita de curgere (N/mm <sup>2</sup> )			
OL 52 EP	350	340	330	510 ... 630

#### 3.1.2. Betoane

La podurile cu structură mixtă, dala din beton se realizează din beton de clasă mare pentru a îmbunătăți efectul de conlucrare așa încât, pe cât posibil, întreaga secțiune a grinzii de oțel să fie solicitată la eforturi unitare de întindere.

În exemplele de proiectare din cadrul acestei lucrări s-a folosit beton C35/45.

Principalele caracteristici mecanice conform SR EN 1992-1-1, 3.1.2, Tabelul 3.1 sunt:

- Rezistența caracteristică la compresiune pe cilindru la 28 de zile:  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Valoarea medie a rezistenței la tracțiune normală:  $f_{cm} = -3,2 \text{ N/mm}^2$
- Frațiunea de 5% a rezistenței caracteristice la tracțiune normală:  $f_{ctk,0.05} = -2,2 \text{ N/mm}^2$
- Frațiunea de 95% a rezistenței caracteristice la tracțiune normală:  $f_{ctk,0.95} = -4,2 \text{ N/mm}^2$

- Valoarea medie a rezistenței la compresiune pe cilindru la 28 de zile:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ N/mm}^2$
- Modulul de elasticitate:  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 34077 \text{ N/mm}^2$

### 3.1.3. Armături

Pentru armarea plăcii se folosesc armături obișnuite care se realizează din oțeluri-carbon (oțeluri moi) și oțeluri slab aliate laminate la cald sau laminate la cald și ecarisate. La noi în țară se folosesc următoarele tipuri de armături:

- oțel-beton OB37 (bare rotunde netede, laminate la cald cu diametre de la 6 la 25 mm).
- oțel-beton PC52 (bare rotunde cu profil periodic, laminate la cald cu diametre de la 6 până la 40 mm).
- sârmă trefilată mată cu suprafața netedă STM sau cu profil periodic STMA cu diametre de la 3 la 10 mm).

În exemplele de proiectare din cadrul acestei lucrări s-au folosit bare de înaltă aderență de clasa B având limita elastică  $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$  [SR EN 1992-1-1, 3.2 și Anexa C].

În SR EN 1992-1-1, modulul de elasticitate pentru armătură este  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ . În același timp în SR EN 1994-2 se admite ca  $E_s = E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$ . [4]

### 3.1.4. Coeficienți parțiali pentru materiale

**Tabelul 16.** Coeficienți parțiali pentru materiale la starea limită ultimă (SLU) [4, pag. 31]

Situația de calcul	$\gamma_c$ (beton)	$\gamma_s$ (armătură)	$\gamma_M$ (oțel)
Permanentă Variabilă	1.5	1.15	$\gamma_{M0} = 1.0$ rezistența secțiunilor la curgere excesivă inclusiv flambaj local $\gamma_{M1} = 1.1$ rezistența elementelor la instabilitate $\gamma_{M2} = 1.25$ rezistența îmbinărilor
Referința	SR EN 1992-1-1, 2.4.2.4.		SR EN 1993-2, 6.1 și Tabelul 6.1

**Tabelul 17.** Coeficienți parțiali pentru materiale la starea limită de serviciu (SLS) [4, pag. 32]

Situația de calcul	$\gamma_c$ (beton)	$\gamma_s$ (armătură)	$\gamma_{M,ser}$ (oțel)
Permanentă Variabilă	1.0	1.0	1.0
Referința	SR EN 1992-1-1, 2.4.2.4.		SR EN 1993-2, 7.3 (1)

**Tabelul 18.** Coeficienți parțiali pentru materiale la starea limită de oboseală [4, pag. 32]

Situația de calcul	$\gamma_{c,fat}$ (beton)	$\gamma_{s,fat}$ (armătură)	$\gamma_{Mf}$ (oțel)		
Permanentă Variabilă	1.5	1.15	Metoda de calcul	scăzute	ridicate
			Degradări acceptabile	1.0	1.15
			Durată de viață sigură	1.15	1.35
Referința	SR EN 1992-1-1, 2.4.2.4.		SR EN 1993-1-9, Tabelul 3.1		

## 3.2. Calculul eforturilor secționale [5]

### 3.2.1. Principiu

Pentru analiza și dimensionarea unui pod cu suprastructură mixtă oțel-beton, calculul momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare se bazează pe un model elastic al comportării structurii.

În funcție de etapele de construcție se disting două situații:

- grinda metalică singură, care preia acțiuni din timpul montajului scheletului metalic și punerea în opera a dalei de beton;
- grinda mixtă care preia acțiunile asupra structurii după realizarea legăturii dintre oțel și beton.

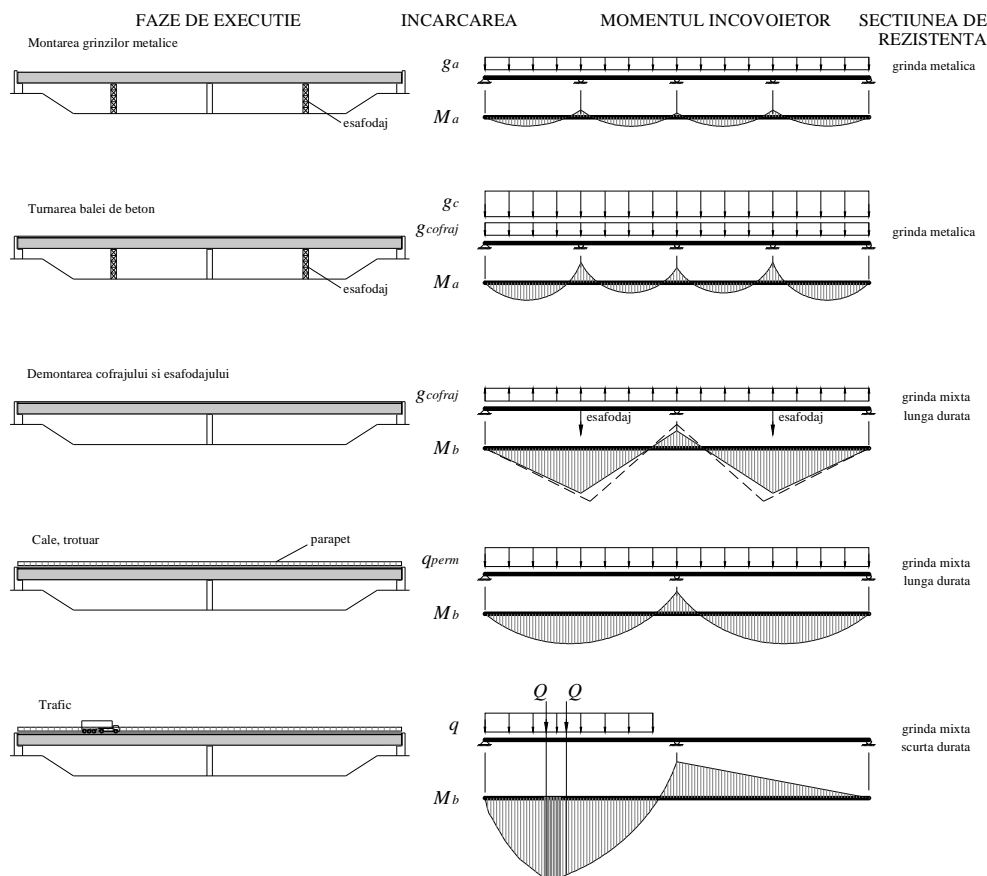
Pentru un pod cu structură mixtă oțel-beton, fisurarea betonului deasupra reazemelor intermediare conduce la o diminuare a rigidității și în consecință trebuie luată în considerare în calculul eforturilor unitare datorate încărcărilor pe grinda mixtă. Mai mult, pentru calculul momentelor de inerție ale secțiunilor mixte, trebuie considerată lățimea activă de placă (vezi 3.4).

### 3.2.2. Secțiunile rezistente

Pentru calculul eforturilor unitare trebuie să se țină seama de metoda de montare a scheletului metalic și de metoda de realizare a dalei de beton. Cunoașterea fazelor de execuție ne permite să definim, la fiecare etapă, secțiunea rezistentă a grinzilor – grinda metalică singură sau grinda mixtă – și să cunoaștem momentele de inerție necesare pentru calculul eforturilor unitare. Un exemplu în acest sens este dat în figura 36, în care dala de beton este turnată monolit și cofrajul sprijină pe grinda metalică care a fost montată pe palei intermediare.

Când se face un calcul elastic trebuie să se țină cont de durata încărcărilor. Acest lucru poate fi făcut prin introducerea coeficientului de echivalență  $n$  (vezi 2.1.4).

Pentru calculul plastic nu se ține cont de durata încărcărilor dar întotdeauna momentele încovoietoare trebuie calculate considerând acțiunile pe grinda metalică singură pe deoparte și acțiunile pe grinda mixtă pe de altă parte.



**Figura 36.** Exemple de sisteme statice și secțiuni de rezistență considerate pentru calculul momentelor încovoietoare în funcție de fazele de execuție, [5, pag. 364]

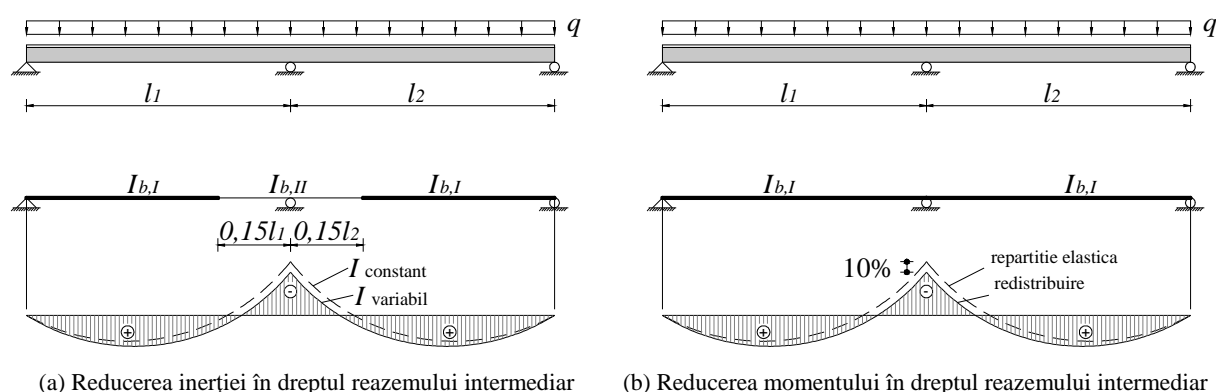
### 3.2.3. Influența fisurării dalei de beton

Fisurarea dalei de beton în dreptul reazemului intermediar trebuie luată în considerare la calculul momentelor de inerție ale secțiunii mixte în această zonă. Astfel secțiunea de rezistență este compusă din aria grinzii de oțel și aria armăturii din dala de beton. Pentru determinarea lungimii zonei fisurate se face o analiză a grinzii continue considerând participarea dalei de beton pe toată lungimea

podului. În zonele cu moment negativ, pe lungimea unde se depășește rezistența la tracțiune a betonului, se calculează momentele de inerție ale secțiunii mixte neglijând aria de beton, deci se consideră numai aria grinzii de oțel și aria armăturii din dală. Euronorma 4 precizează că prima analiză trebuie făcută la starea limită de serviciu, combinația caracteristică de încărcări. Cu diagramele de momente încovoietoare calculate, se pot stabili zonele unde eforturile unitare teoretice la fibrele extreme ale betonului sunt de două ori mai mari decât rezistența medie la tracțiune  $f_{cm}$  a betonului ( $f_{cm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$  pentru un beton C35/45), care trebuie să fie admise în calculele cu dala fisurată.

Există și o metodă simplificată pentru a ține cont de reducerea momentului de inerție în dreptul reazemului intermediar (vezi figura 37a). Pe o lungime egală cu  $0,15l$  deoparte și de alta a reazemului intermediar se calculează un moment de inerție  $I_{b,II}$  neglijând dala de beton și pentru restul deschiderii un moment de inerție pentru secțiunea mixtă  $I_{b,I}$ . Această metodă se aplică doar pentru grinzi continue unde raportul deschiderilor  $l_{min} / l_{max}$  este superior valorii 0,6.

O altă metodă este aceea în care se calculează momentele încovoietoare considerând pe toată lungimea structurii un moment de inerție constant  $I_{b,I}$  și apoi reducerea momentului încovoietor cu 10% în dreptul reazemului intermediar pentru a ține cont de fisurarea betonului din dală (vezi figura 37b). Această reducere poate fi făcută doar pentru momentele încovoietoare ce provin din încărcări aplicate după realizarea legăturii dintre oțel și beton.



**Figura 37.** Calculul în domeniul elastic al momentelor încovoietoare pentru o grindă continuă cu secțiune mixtă oțel-beton, [5, pag. 365]

### 3.3. Predimensionare

Predimensionarea constă în a alege dimensiunile aproximative ale elementelor unui pod pe baza caracteristicilor generale (deschideri, sistemul static, condiții exterioare). Această alegere este condiționată de posibilitățile de fabricare. Predimensionarea este o etapă importantă, deci un pod bine conceput și bine predimensionat nu suportă multe modificări pe parcurs în afara celor de detaliu. [2]

#### 3.3.1. Predimensionarea grinzilor de oțel

##### a) Înălțimea grinzilor [2]

Alegerea înălțimii  $h$  a grinzilor de oțel este un punct capital în dimensionarea unui pod; ea determinând rigiditatea la încovoiere în plan vertical a podului. Înălțimea  $h$  este prima dimensiune pe care o fixăm și foarte rar aceasta se modifică pe parcursul proiectului.

În cazul unui pod cu structură mixtă oțel-beton, cu două grinzi în secțiune simplu rezemate, putem admite că înălțimea grinzilor să fie superioară valorii:

$$h = \frac{l}{15} \div \frac{l}{20} \quad (40)$$

Pe de altă parte înălțimea grinzilor poate fi condiționată de exigențele de construcție și montaj. Lansarea grinzilor metalice, de exemplu, necesită o înălțime constantă.

##### b) Grosimea inimii grinzilor [2]

Grosimea inimii  $t_w$  a grinzilor trebuie să respecte următoarele condiții:



- rezistența la coroziune: valoarea lui  $t_w$  trebuie să fie suficientă astfel încât în cazul apariției coroziunii, aceasta să nu diminueze rezistența inimii. Pentru poduri considerăm în general o valoare minimă de 8 mm.
- rezistența la forfecare pură: grosimea inimii trebuie să fie suficientă astfel încât să poată prelua forța tăietoare (vezi  $c$ ) de la 3.5.2.).
- flambajul inimilor indus de tălpi: dacă inima este prea subțire, ea nu poate stabiliza talpa comprimată (vezi  $c$ ) de la 3.6.3.).
- oboseala: evitarea apariției a fisurilor din oboseală datorită fenomenului de „respirație a inimii” (vezi  $b$ ) de la 3.7.1.).

În câmp forța tăietoare este mică și deci condițiile de rezistență la coroziune și zveltețea sunt determinante în alegerea grosimii inimii. În general, grosimea inimii în câmp este situată între 8 și 14 mm. Pe reazemele intermediare influența acțiunii simultane a forței tăietoare și a momentului încovoietor este determinantă și dacă condițiile de rezistență și stabilitate nu sunt îndeplinite, atunci putem să îngroșăm inima sau să adăugăm rigidizări longitudinale. Pentru inimile grinzilor pe reazem se utilizează foarte rar tole mai groase de 20 mm.

### c) Tălpile grinzilor [2]

Tălpile trebuie dimensionate astfel încât să ofere grinzii o rigiditate suficientă și să asigure în toate secțiunile condițiile de rezistență și stabilitate. Pentru predimensionarea tălpilor se consideră că grinda are moment de inerție constant și se determină eforturile  $N$ ,  $M$  și  $V$  pe secțiunea considerată, după care se fixează dimensiunile tălpilor pe baza acestor eforturi.

Criterii generale pentru alegerea dimensiunilor tălpilor:

- lățimea tălpilor  $b_f$  este limitată la 1000 mm pentru a evita deformațiile prea mari apărute în urma sudurii acestora de inima grinzii;
- grosimea tălpilor  $t_f$  este limitată la 80 mm pentru a evita riscul de rupere fragilă provocată de o răcire prea bruscă după sudare; putem diminua acest risc dacă preîncălzim piesele în momentul asamblării.

Tălpile superioare în câmp sunt în general comprimate. Putem prevedea o lățime de minim 200 mm pentru a putea suda două rânduri de conectori și o grosime între 15 și 40 mm. Tălpile superioare pe reazemele intermediare sunt întinse și dimensiunile acestora sunt satbilite din condiții de rezistență independent de probelele de stabilitate; etapele de montaj putând inversa eforturile. În funcție de deschidere, putem considera lățimea cuprinsă între 400 și 900 mm iar grosimea între 20 și 40 mm. Tălpile superioare în câmp pot avea dimensiuni reduse datorită dalei de beton care, de asemenea, joacă rol de talpa superioară și de aceea grinzile metalice ale podurilor mixte sunt asimetrice. Dimensiunile tălpilor inferioare în câmp sunt următoarele: lățimea cuprinsă între 300 și 600 mm și grosimea cuprinsă între 20 și 40 mm. Tălpile inferioare pe reazem sunt comprimare datorită unui moment încovoietor mai mare decât în câmp, ele având dimensiunile cele mai mari și anume: lățimea cuprinsă între 600 și 1000 mm și grosimea cuprinsă între 30 și 80 mm.

### d) Alte dispoziții constructive [5]

Pentru podurile mixte continue, în principal pentru podurile cu două grinzi, o analiză pe șapte poduri proiectate și construite în Elveția a permis definirea unei relații de calcul pentru înălțimea grinzilor metalice. Această relație este în funcție de deschidere și de lățimea dalei de beton.

$$\frac{l}{h} = 20 + \frac{l-30}{5} - \frac{2b-12}{2,5} \quad (41)$$

În care:

$2b$  - lățimea dalei, în metri

$l$  - lungimea maximă a deschiderii, în metri

$h$  - înălțimea grinzii metalice, în metri

De asemenea au fost stabilite rapoartele medii între aria unei inimi  $A_w$ , talpa superioară  $A_{f, sup}$  sau talpa inferioară  $A_{f, inf}$  și aria totală  $A_{tot}$  a unei grinzii de pod cu structură mixtă oțel beton.

- $A_{f, sup} / A_{tot}$  : 25% pe reazem și 20% în câmp;
- $A_w / A_{tot}$  : 35% pe reazem și 40% în câmp;
- $A_{f, inf} / A_{tot}$  : 40%

Aceste rapoarte sunt aplicabile numai pentru podurile unde dala se află la partea superioară. În cazul în care dala este așezată între cele două grinzi, atunci grinzile vor avea o secțiune simetrică.

Raportul  $\frac{h_w}{t_w}$  este de obicei de ordinul 100 până la 150 pe reazeme și de ordinul 200 în câmp.

Tălpile pot avea, pentru deschideri mari,  $L > 100$  m, grosimi de până la 150 mm cu condiția să se țină seama de ruperea fragilă, tipul de oțel și posibilitățile de fabricare ale oțelului.

### 3.3.2. Predimensionarea dalei de beton

Dala poate fi realizată din beton armat sau din beton precomprimat. Procentul de armare este în general cam 0,5% în câmp și 0,75% până la 1% pe reazemele intermediare. Pentru poduri cu o lățime de dală mare este avantajos ca dala să fie precomprimată transversal pentru a evita deformațiile mari datorită curgerii lente. Este de asemenea posibil ca dala să fie precomprimată longitudinal în zona reazemului intermediar, ceea ce permite luarea în considerare a betonului la rezistența secțiunii pe reazem. [2]

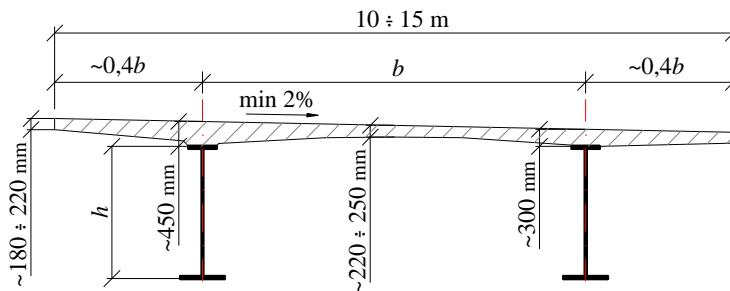


Figura 38. Dimensiunile utilizate curent pentru dală, [2, pag. D-5.12]

### Aplicație numerică:

#### (7). Predimensionarea grinzilor metalice pentru un pod rutier cu structură mixtă oțel-beton

Podul are suprastructura continuă pe trei deschideri (40 m, 60 m, 40 m) alcătuită din două grinzi de oțel în conlucrare cu o placă din beton.

S-au considerat câteva simplificări de ordin geometric:

- Podul este în aliniament
- Fața superioară a tablierului este plană
- Grinzile principale de oțel au înălțimea constantă de 2400 mm.

Cu ajutorul relației (41), pentru deschiderea maximă de 60 m și lățimea de dală de 12,40 m, se obține o înălțime de grinda de 2,32 m. Alegem o înălțime de 2,40 m constantă pe toată lungimea. Montarea scheletului metalic se face prin lansare și impune ca lățimea tăpii inferioare a grinzilor să fie constantă pe toată lungimea podului. Dala se execută fără precomprimare pe reazemele intermediare. Pentru alegerea tălpilor vom utiliza valorile de calcul ale momentelor încovoietoare pe reazem și în câmp. Suma momentelor datorate greutateii proprii (scheletul metalic, dala de beton și cale, trotuar, parapet) și traficului este împărțită la înălțimea grinzii. Efortul normal obținut pe secțiune este împărțit la valoarea de calcul a rezistenței oțelului (pentru grosimi de tole mai mari de 40 mm,  $f_{yd} = 335 \text{ N/mm}^2$ ) și rezultă aria tălpilor.

Moment în câmp, deschiderea centrală

- Încărcări pe grinda mixtă:  $M_{m.Ed} = 1,35 \cdot (3278 + 6631 + 7049) = 22893 \text{ kNm}$
- Încărcări pe grinda metalică:  $M_{a.Ed} = 1,35 \cdot (1051 + 8613) = 13046 \text{ kNm}$

Moment pe reazemul intermediar

- Încărcări pe grinda mixtă:  $M_{m.Ed} = 1,35 \cdot (-6014 - 4596 - 10273) = -28192 \text{ kNm}$
- Încărcări pe grinda metalică:  $M_{a.Ed} = 1,35 \cdot (-1928 - 15800) = -23933 \text{ kNm}$

Forța tăietoare

- În dreptul reazemului intermediar:  $V_{Ed} = 1,35 \cdot (198 + 1627 + 620 + 737 + 1021) = 5674 \text{ kN}$

Aria tăpii inferioare în câmp este calculată plecând de la ideea că valoarea de calcul a momentului încovoietor din greutate proprie a grinzii metalice este un pic mai mare deoarece, la dimensionarea finală, secțiunea de metal în dreptul reazemului intermediar este mai mare decât

cea din câmp. Valoarea de calcul a momentului pe grinda metalică poate fi redus cu aproximativ 15%. [5]

$$A_{f,inf} = \frac{M_{m,Ed} + 0,85 \cdot M_{a,Ed}}{h \cdot f_{yd}} = \frac{(22893 + 0,85 \cdot 13046) \cdot 10^6}{2400 \cdot 335} = 42266 \text{ mm}^2$$

Putem alege o talpă de **800 x 55** care corespunde unei arii de 44000 mm<sup>2</sup>.

Aria tălpilor superioare în câmp este predimensionată pentru stadiul de montaj, pentru încărcările ce acționează pe grinda metalică singură, ținând cont că în timpul turnării dalei de beton, talpa superioară comprimată în câmp poate flamba (răsucirea grinzii). Putem ține cont de o valoare a efortului unitar la flambaj prin încovoiere-răsucire  $\sigma_D = 300 \text{ N/mm}^2$ . [5]

$$A_{f,sup} = \frac{M_{a,Ed}}{h \cdot \sigma_D} = \frac{13046 \cdot 10^6}{2400 \cdot 300} = 18120 \text{ mm}^2$$

Putem alege o talpă de **500 x 40** care corespunde unei arii de 20000 mm<sup>2</sup>.

Grosimea inimii este determinată prin împărțirea forței tăietoare la înălțimea grinzii și efortul normal obținut este împărțit la o valoare de calcul a rezistenței admisibile la rupere,  $\tau_{Rd} = 120 \text{ N/mm}^2$ . [5]

$$t_w = \frac{V_{Ed}}{h \cdot \tau_{Rd}} = \frac{5674 \cdot 10^3}{2400 \cdot 120} = 19,70 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

Aria tălpilor inferioare pe reazem este calculată pe același principiu aplicat pentru talpa inferioară în câmp. În consecință, valoarea momentului încovoiator este crescută cu 15% pentru momentul pe grinda metalică singură. Mai mult, această talpă comprimată poate fi supusă la flambaj lateral.

$$A_{f,inf} = \frac{M_{m,Ed} + 1,15 \cdot M_{a,Ed}}{h \cdot \sigma_D} = \frac{(28192 + 1,15 \cdot 23933) \cdot 10^6}{2400 \cdot 300} = 77382 \text{ mm}^2$$

Putem alege o talpă de **800 x 100** care corespunde unei arii de 80000 mm<sup>2</sup>.

Aria tălpilor superioare pe reazem poate fi aceeași ca cea a tălpilor inferioare, dar aria de armătură poate fi luată în calculul de rezistență. În același timp această arie de armătură nu contribuie decât pentru acțiunile de pe structura mixtă și este dificil de estimat cât efort poate prelua. Calculăm aria tălpilor cu formula de sus, dar cu o valoare de calcul pentru  $f_{yd} = 315 \text{ N/mm}^2$  (pentru grosimi de tole mai mari de 80 mm).

$$A_{f,inf} = \frac{M_{m,Ed} + 1,15 \cdot M_{a,Ed}}{h \cdot f_{yd}} = \frac{(28192 + 1,15 \cdot 23933) \cdot 10^6}{2400 \cdot 315} = 71697$$

Putem alege o talpă de **800 x 90** care corespunde unei arii de 72000 mm<sup>2</sup>

### 3.4. Lățimea activă de placă [7]

Lățimea de calcul a dalei de beton, de cele mai multe ori, diferă de lățimea reală a dalei, care corespunde ca mărime cu distanța dintre grinzile de oțel. Este cunoscut că, datorită lățimii mari a dalei, eforturile unitare de compresiune sunt variabile pe lățimea dalei, având valoarea maximă în planul grinzii de oțel. Lățimea de calcul a dalei de beton este definită ca acea lățime care, solicitată la eforturi unitare de compresiune uniforme pe întreaga lățime și egale ca valoare cu acelea din axa grinzii de oțel, este capabilă să dezvolte aceeași forță totală de compresiune ca și dala cu lățime reală, solicitată de eforturi unitare de compresiune variabile pe lățimea ei.

Datorită repartiției neuniforme a eforturilor unitare din încovoiere în dala de beton, se utilizează în calcul o lățime de conlucrare (lățime activă  $b_{eff}$ ) care se determină fie prin teoria elasticității, fie prin rezultatele obținute la încercări experimentale.

Într-o secțiune transversală a unei grinzi principale, lățimea activă de placă este suma a trei termeni (vezi figura 41).

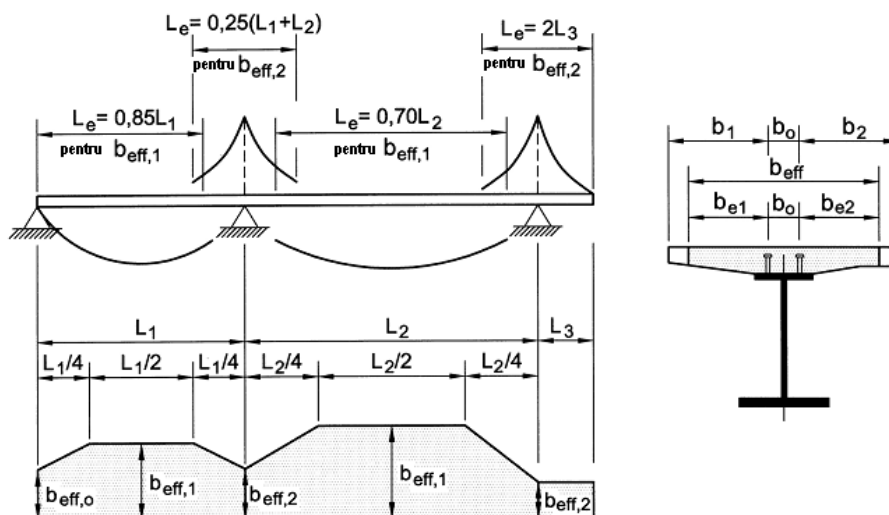
$$b_{eff} = b_o + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} \quad (42)$$

În care:  $b_o$  este distanța între conectori;  $b_{ei} = \min\left\{\frac{L_e}{8}; b_i\right\}$  unde  $L_e$  este lungimea echivalentă a deschiderii pentru secțiunea transversală considerată și unde  $b_i$  este lățimea reală a plăcii;

$\beta_1 = \beta_2 = 1$  cu excepția secțiunilor transversale în dreptul culeilor unde  $\beta_i = 0.55 + 0.025 \frac{L_e}{b_{ei}} < 1$  având  $b_{ei}$  egală cu lățimea activă la jumătatea deschiderii.

Lungimea echivalentă a deschiderii ( $L_{ei}$ ) este:  $L_{e1} = 0.85 \cdot L_1$  pentru secțiunile din prima și ultima deschidere și pentru secțiunile în dreptul culeilor;  $L_{e2} = 0.7 \cdot L_2$  pentru secțiunile din deschiderile centrale;  $L_{e3} = 0.25(L_1 + L_2)$  pentru secțiunile localizate în dreptul pilelor.

Pentru toate celelalte cazuri  $L_e$  este lungimea între două puncte consecutive în care diagrama de momente încovoietoare trece prin zero.



**Figura 41.** Deschideri echivalente pentru calculul lățimii active de placă, [7, pag. 25]

### 3.5. Secțiuni transversale

#### 3.5.1. Clasificarea secțiunilor transversale [5, 14]

##### Clasele secțiunilor transversale și modele de rezistență [5]

Rezistența unei secțiuni mixte oțel-beton poate fi determinată fie folosind un model calcul plastic sau fie folosind un model de calcul elastic. Această rezistență este în funcție de zona comprimată a tolelor care intră în componența secțiunii mixte. În plus, cu cât tolele sunt mai zvelte, cu atât mai mult fenomenul de instabilitate locală (voalare) se dezvoltă mai rapid și limitează rezistența secțiunii. În funcție de zveltețea tolelor comprimate sunt definite clase de rezistență ale secțiunilor transversale. La fel ca pentru grinzile metalice și pentru grinzile mixte oțel-beton alegerea modelului de calcul depinde de clasa de rezistență a secțiunii. Alegerea modelului de calcul (elastic sau plastic) depinde de următoarele: clasa secțiunii grinzii metalice și tipul de verificare: starea limită de serviciu, oboseala, starea limită ultimă.

Pentru grinzile metalice, dacă coeficientul de zveltețe la voalare al tolelor comprimate  $\bar{\lambda}_p$  este egal sau mai mare decât 0,9, atunci secțiunea transversală este în clasa 4 și în calculul de rezistență intervine aria activă. Este vorba de un calcul elastic în care se ține cont de aria activă. Acest tip de calcul se folosește pentru secțiunile mixte unde momentele încovoietoare sunt negative (în dreptul reazemelor intermediare) și unde dala de beton întinsă se admite ca fisurează iar pentru calculul caracteristicilor geometrice ale secțiunii (arie, moment de inerție, centru de greutate, etc.) betonul din dală se neglijează. Dacă  $\bar{\lambda}_p$  este mai mic decât 0,9, este admis un calcul elastic, deci un calcul elastic al solicitărilor și un calcul elastic al rezistenței secțiunii mixte fără a diminua secțiunea metalică rezistentă. Acest calcul se aplică în zonele cu moment încovoietor pozitiv. Când secțiunile sunt în clasa 1 sau 2 se poate face un calcul plastic, deci un calcul elastic al solicitărilor și un calcul plastic al rezistenței secțiunii mixte. Cum axa neutră a secțiunii mixte în câmp este mai aproape de talpa superioară, practic secțiunea metalică este întinsă aproape în totalitate, se permite un calcul plastic cu îndeplinirea criteriilor de mai jos. În cadrul verificărilor la starea limită de serviciu, la oboseală ca și

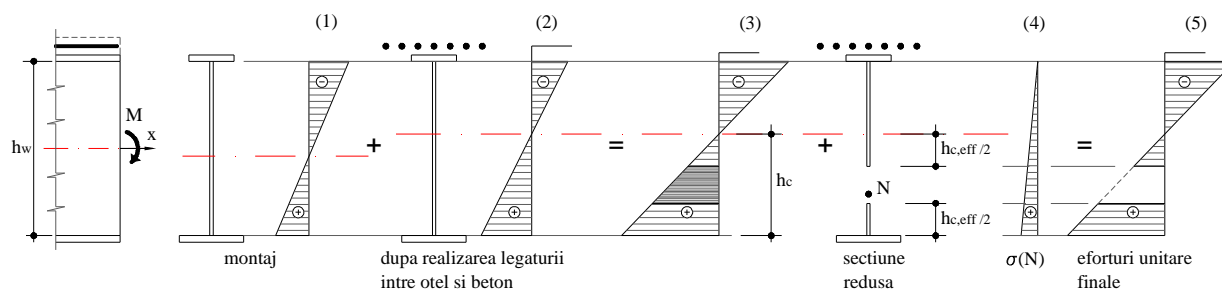
pentru diferite etape în timpul execuției, comportamentul grinzilor trebuie să rămână în domeniul elastic și doar modelul de rezistență elastică se aplică.

### Rezistența elastică [5]

Rezistența ultimă a unei secțiuni mixte oțel-beton bazată pe un model de rezistență în domeniul elastic este folosită frecvent în domeniul podurilor cu suprastructură mixtă. Acest tip de calcul necesită luarea în considerare a fazelor de execuție și de comportarea betonului în timp datorită contracției și curgerii lente. Pentru această analiză se apelează la coeficientul de echivalență care este în funcție de durata de aplicare a încărcărilor pe structură, de scurtă durată, permanente și constante sau încărcări care se manifestă de maniera curgerii lente. În consecință, verificarea în domeniul elastic necesită definirea unui număr mare de secțiuni rezistente în funcție de durata de aplicare a încărcărilor.

Deoarece secțiunile rezistente sunt diferite este imposibil de definit o valoare a momentului elastic rezistent  $M_{el} = f_y \cdot W_{el}$ . În consecință, modelul de analiză elastică constă în a calcula eforturile unitare corespunzătoare fiecărei secțiuni rezistente și de a le aduna în vederea obținerii eforturilor finale pe secțiune.

Pentru secțiunile mixte în dreptul reazemului intermediar secțiunea de rezistență este alcătuită din grinda de oțel și armătura din dala de beton. Atunci axa neutră elastică este situată aproape de mijlocul înălțimii inimii și de obicei secțiunea rezistentă este în clasa 4. În calculul eforturilor unitare în aceste secțiuni intervine momentul static  $W_{eff}$  calculat ținând cont de înălțimea activă a inimii determinată ținând cont de raportul între tensiuni  $\psi$ .



**Figura 43.** Repartiția eforturilor unitare în dreptul reazemului intermediar, [5, pag. 370]

### Rezistența plastică [5]

Pentru o grindă continuă cu secțiune mixtă oțel-beton, calculul la rezistența ultimă în domeniul plastic este posibil doar în zonele cu moment pozitiv în câmp unde grinda metalică este întinsă aproape în totalitate.

Avantajul unei metode de calcul care ține seama de comportamentul plastic al secțiunilor pentru a determina rezistența ultimă este acela că nu se ține cont de fazele de execuție (încărcări pe grinda metalică singură în timpul montajului și, apoi, încărcările permanente și utile pe secțiunea mixtă), la fel și de efectele eforturilor interne autoechilibrante sau deformațiilor impuse (contracția, temperatura, cedările de reazem) care pot fi ignorate ceea ce simplifică mult analiza. Mai mult, atunci când se face o analiză în domeniul plastic pentru rezistența în deschidere a structurilor mixte de poduri sunt necesare respectarea următoarelor criterii:

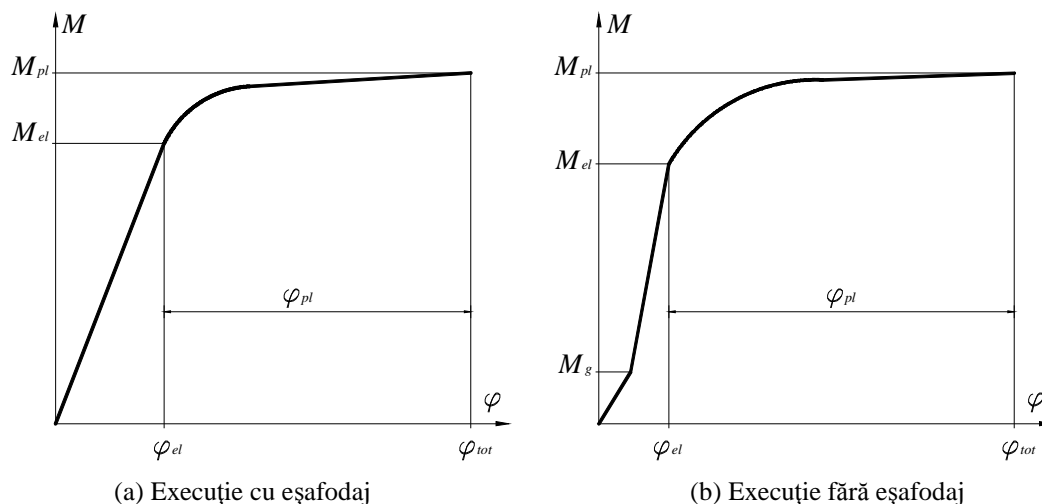
- i) Ductilitatea secțiunii mixte
  - ii) Redistribuirea momentelor încovoietoare
  - iii) Exigențele de la starea limită de serviciu
- Aceste puncte sunt abordate în paragrafele ce urmează.

- i) Ductilitatea secțiunii mixte

În figura 44 este reprezentat schematic relația moment-deformație pentru o secțiune mixtă solicitată cu un moment încovoietor pozitiv. În primul caz (a), este reprezentată situația unei grinzi executate pe eșafodaj, iar în cazul (b) o grindă executată fără eșafodaj (lansare), caz în care secțiunea metalică singură preia un moment încovoietor din greutatea proprie a scheletului metalic și greutatea proprie a dalei de beton. În ambele cazuri, momentul plastic rezistent pentru secțiunea mixtă este același. Cu toate acestea, în cazul (b), deformația totală  $\varphi_{tot}$  corespunzătoare momentului  $M_{pl}$  este mult mai mare decât în cazul (a). Pe de altă parte, în cazul (b), plastificarea secțiunii, reprezentată prin  $M_{el}$ , începe la un nivel de încărcare mult mai mic decât în cazul (a).

Au fost făcute mai multe simulări numerice pentru mai multe secțiuni mixte de pod care au arătat că pentru o deformare plastică  $\varphi_{pl} = 5\varphi_{el}$ , talpa inferioară și mai mult de jumătate din talpa superioară sunt în zona plastică. În această situație, valoarea momentului este 95% din momentul plastic pentru grinda cu eșafodaj și de 90% din momentul plastic pentru grinda fără eșafodaj. Această limitare se aplică pentru grinzi continue, iar pentru grinzi simplu rezemate  $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ .

Ținând cont de diferite posibilități de configurare a secțiunii transversale, este posibil ca axa neutră a secțiunii mixte să coboare mult spre talpa inferioară a grinzii metalice, ceea ce poate conduce la o reducere a ductilității secțiunii, mai ales prin zdrobirea betonului din dală. Studii au arătat că dacă înălțimea zonei comprimate a inimii este mai mică de 35% din înălțimea totală, calculul plastic este posibil.



**Figura 44.** Relația moment-deformație pentru o secțiune mixtă solicitată cu un moment încovoietor pozitiv, [5, pag. 371]

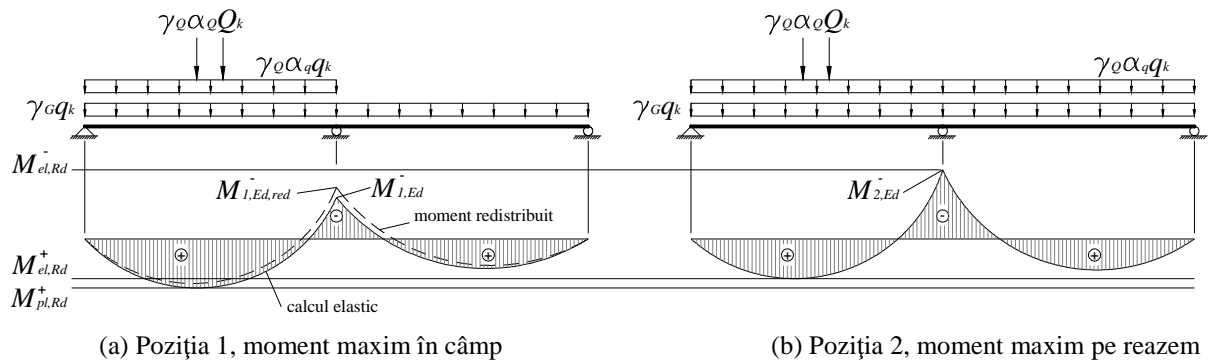
#### ii) Redistribuirea momentelor încovoietoare

Pentru grinzi continue, când secțiunea mixtă în câmp începe să se plastifice, ea devine mai suplă la încovoiere și în consecință momentele se redistribuie către zonele mult mai rigide, spre reazemele intermediare (figura 45(a)). Pe de altă parte, datorită rigidității care scade în câmp, momentele încovoietoare în câmp cresc mai lent decât cele de pe reazemele intermediare și diagrama de momente încovoietoare nu este aceeași ca diagrama în domeniul elastic.

Dacă secțiunile din dreptul reazemelor intermediare sunt în clasa 3 sau 4, cum este de obicei pentru poduri, redistribuirea se poate face doar în cazul în care momentele redistribuite sunt mai mici decât momentul elastic pe secțiune. Cum secțiunile în dreptul reazemului intermediar și în câmp sunt determinate pentru două poziții de încărcare diferite (figura 45), secțiunile în dreptul reazemului intermediar definite pentru poziția 2 ( $M_{2,Ed}^- \leq M_{el,Rd}^-$ ) pot în general prelua momentele redistribuite  $M_{1,Ed,red}^-$  datorate poziției 1 de încărcare.

Calculul elastic al solicitărilor nu oferă informații în ceea ce privește cantitatea de moment încovoietor redistribuit și atunci se poate întâmpla, în funcție de raportul deschiderilor adiacente, ca momentul redistribuit obținut din poziția 1 de încărcare să fie mai mare decât momentul elastic rezistent în dreptul reazemului intermediar ( $M_{1,Ed,red}^- > M_{el,Rd}^-$ ). În acest caz nu sunt îndeplinite exigențele referitoare la securitatea structurală în dreptul reazemului intermediar și nu poate fi admisă o asemenea situație.

Simulările numerice (efectuate cu condiția  $\varphi_{pl} = 5\varphi_{el}$ ) au condus la stabilirea unei limite a raportului între deschiderile adiacente pentru a permite calculul plastic de rezistență în câmp. Calculul plastic de rezistență în câmp este admis dacă acest raport satisface criteriul  $l_{min}/l_{max} > 0,6$  ( $l_{min}$  deschiderea adiacentă scurtă,  $l_{max}$  deschiderea adiacentă lungă). Pe baza mai multor calcule efectuate pentru situații concrete, se pare că creșterea momentelor pe reazemele intermediare datorită redistribuirii pentru poziția încărcărilor 1 este de aproximativ 20% pentru un pod cu două deschideri și cu aproximativ cu 15% pentru un pod cu trei deschideri. Trebuie verificat că secțiunile intermediare între reazemul intermediar și mijlocul deschiderii pot prelua momentul redistribuit din poziția 1.



**Figura 45.** Redistribua momentelor datorit plasticificrii seciunii n câmp, [5, pag. 373]

iii) Exigențele de la starea limită de serviciu

Verificarea securității structurale a grinzilor mixte bazată pe un calcul plastic n câmp implică n mod normal o altă repartiție a materialului n seciune față de un calcul elastic. În particular, această repartiție poate conduce la o reducere a seciunii n câmp, astfel existând posibilitatea de a trece n domeniul plastic sub efectul încrcărilor de serviciu. O plasticizare n faza de serviciu conduce la o săgeată permanentă a grinzii, neacceptată n domeniul podurilor. Prin urmare, n cazul unui calcul plastic este necesar să se determine eforturile unitare la starea limită de serviciu ținând cont de fazele de execuție și controlând n permanență că acestea rămân inferioare limitei elastice a oțelului.

Clasificarea seciunilor transversale [14]

În SR EN 1993-1-1 este detaliată clasificarea seciunilor transversale n funcție de diferite criterii: zveltețea pereților, rezistența de calcul, capacitatea de rotire plastică, riscul voalării locale, etc.

Sunt definite patru clase de seciuni:

- Clasa 1: seciunile transversale care pot să își atingă rezistența plastică, fără riscul apariției fenomenului de flambaj local și având o capacitate de rotire importantă pentru a forma o articulație plastică.
- Clasa 2: seciunile transversale care pot să își atingă rezistența plastică, fără riscul apariției fenomenului de flambaj local, dar având o capacitate de rotire limitată.
- Clasa 3: seciunile transversale care pot să își atingă rezistența elastică la fibrele extreme, dar nu rezistența plastică, cu riscul apariției fenomenului de flambaj local.
- Clasa 4: seciunile transversale care nu pot să își atingă rezistența elastică și cu riscul apariției fenomenului de flambaj local.

**3.5.2. Rezistența seciunilor transversale**

În acest subcapitol sunt furnizate elementele necesare pentru stabilirea diferitelor forme de exprimare a rezistenței ultime a unei seciuni.

a) *Rezistența la forța axială de compresiune [14]*

Într-un element solicitat la forță axială de compresiune, efortul de compresiune  $N$  n fiecare seciune trebuie să fie mai mic decât efortul rezistent de compresiune al seciunii:

$$N \leq N_R \tag{43}$$

- pentru clasele 1,2 sau 3:  $N_R = N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  (44)

În care:  $A$  este aria brută a seciunii n  $\text{mm}^2$ ;  $f_y$  este rezistența nominală de curgere n  $\text{N/mm}^2$ ;  $\gamma_{M0}$  este coeficient parțial de siguranță.

- pentru clasa 4:  $N_R = N_0 = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$  (45)

În care:  $A_{eff}$  este aria efectivă a seciunii n  $\text{mm}^2$ ;  $f_y$  este rezistența nominală de curgere n  $\text{N/mm}^2$ ;  $\gamma_{M1}$  este coeficient parțial de siguranță.

b) *Rezistența la moment încovoiator [14]*

În absența forței tăietoare, momentul încovoiator  $M$  în fiecare secțiune trebuie să fie inferior momentului rezistent al secțiunii:

$$M \leq M_R \quad (46)$$

- pentru clasele 1 sau 2:  $M_R = M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  (moment plastic rezistent) (47)

- pentru clasa 3:  $M_R = M_{el} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  (moment elastic rezistent) (48)

În care:  $W_{el}$  este momentul static considerând aria brută a secțiunii în  $\text{mm}^3$ ;  $f_y$  este rezistența nominală de curgere în  $\text{N/mm}^2$ ;  $\gamma_{M0}$  este coeficient parțial de siguranță.

- pentru clasa 4:  $M_R = M_0 = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$  (moment rezistent la voalare) (49)

În care:  $W_{eff}$  este momentul static considerând aria efectivă a secțiunii în  $\text{mm}^3$ ;  $f_y$  este rezistența nominală de curgere în  $\text{N/mm}^2$ ;  $\gamma_{M1}$  este coeficient parțial de siguranță.

c) *Rezistența la forța tăietoare [14]*

Forța tăietoare  $V$  în fiecare secțiune trebuie să fie inferioară forței tăietoare rezistente a secțiunii:

$$V \leq V_{pl} = \frac{0,58 \cdot f_y \cdot A_v}{\gamma_{M0}} \quad (50)$$

unde  $A_v$  este aria de forfecare care poate fi determinată astfel (pentru un efort paralel cu inima):

- profile laminate I sau H:  $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$  (51)

- profile laminate U:  $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$  (52)

În care:  $A$  este aria brută a secțiunii în  $\text{mm}^2$ ;  $b$  este lățimea tălpilor în mm;  $t_f$  este grosimea tălpilor în mm;  $t_w$  este grosimea inimii în mm;  $r$  este raza de racordare dintre talpă și inimă.

d) *Interacțiunea dintre moment și forța tăietoare [14]*

Momentul plastic rezistent al unei secțiuni este redus prin prezența forfecării. Dacă forța tăietoare este mică, această reducere poate fi neglijată.

Pe de altă parte dacă forța tăietoare depășește cu jumătate forța tăietoare plastic rezistentă, trebuie să se țină cont de interacțiunea cu momentul rezistent plastic.

- Dacă  $V \leq 0,5V_{pl}$  atunci  $M \leq M_R$

- Dacă  $V > 0,5V_{pl}$  atunci  $M \leq M_v$

În care:  $M_R$  este momentul plastic rezistent definit la punctul b) și  $M_v$  este momentul plastic redus datorită forței tăietoare, determinat utilizând o limită de elasticitate redusă  $f_{red} = (1 - \rho) \cdot f_y$

pentru aria de forfecare, cu:  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V}{V_{pl}} - 1 \right)^2$ .

### 3.6. Verificări la starea limită ultimă

La grinzile cu secțiune mixtă oțel-beton se verifică:

- Rezistența secțiunilor transversale;
- Rezistența la flambaj lateral cu torsiune;
- Rezistența la voalare din forfecare și la celelate forțe aplicate în planul inimilor;
- Rezistența la forfecare longitudinală;
- Rezistența la oboseală.

#### 3.6.1. Rezistența secțiunilor transversale ale grinzilor

a) *Momentul încovoiator capabil plastic al unei secțiuni transversale mixte oțel-beton [7]*

La calculul momentului încovoiator capabil plastic se iau în considerare ipotezele următoare:



- Există interacțiune completă între oțelul pentru construcții, armătură și beton;
- Aria activă a elementului de oțel pentru construcții este solicitată la rezistența sa de curgere de calcul  $f_{yd}$ , la întindere sau compresiune;
- Aria activă de armătură longitudinală întinsă și comprimată este solicitată la rezistența sa de curgere de calcul  $f_{sd}$  la întindere sau compresiune. În mod alternativ, armătura comprimată din placa de beton poate fi neglijată;
- Aria activă a betonului comprimat rezistă unui efort de  $0,85f_{cd}$ , constant pe toată înălțimea cuprinsă între axa neutră plastică și cea mai comprimată fibră a betonului, în care  $f_{cd}$  este rezistența de calcul la compresiune a betonului determinată pe cilindri.

b) *Momentul încovoietor capabil neliniar*

Dacă momentul încovoietor capabil al unei secțiuni transversale mixte se determină cu ajutorul teoriei neliniare, trebuie să se ia în considerare relația efort-deformație a materialelor. Se consideră că secțiunea transversală mixtă rămâne plană și că deformația armăturilor aderente, supuse la întindere sau la compresiune este egală cu valoarea medie a deformației betonului din jur.

Eforturile din betonul comprimat se obțin din curbele efort-deformație precizate în euronorme (SR EN 1992-1-1:2004, 3.1.7.), eforturile în armături se obțin din diagramele biliniare (SR EN 1992-1-1:2004, 3.2.7.), iar eforturile în oțelul pentru construcții comprimat sau întins se obțin din diagrama biliniară (SR EN 1993-1-1:2005, 5.4.3(4)) și se iau în considerare efectele metodei de execuție (de exemplu sprijinită sau nesprijinită).

Pentru secțiunile transversale mixte din clasa 1 și clasa 2 cu talpa de beton comprimată, momentul încovoietor capabil neliniar  $M_{Rd}$  poate fi determinat în funcție de forța de compresiune din beton  $N_c$ , utilizând expresiile simplificate de mai jos.

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + \left( M_{el,Rd} - M_{a,Ed} \right) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{pentru} \quad N_c \leq N_{c,el} \quad (58)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + \left( M_{pl,Rd} - M_{el,Rd} \right) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{pentru} \quad N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (59)$$

$$\text{cu: } M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed} \quad (60)$$

în care:  $M_{a,Ed}$  este momentul încovoietor de calcul aplicat secțiunii de oțel pentru construcții înainte de stabilirea comportării mixte;  $M_{c,Ed}$  este partea momentului încovoietor de calcul care acționează în secțiunea mixtă;  $k$  este factorul cel mai mic astfel încât să se ajunga la una dintre limitele de efort pentru betonul comprimat, oțelul pentru construcții și armătură; dacă structura se realizează cu metoda nesprijinită, se ia în considerare ordinea fazelor de execuție;  $N_{c,el}$  este forța de compresiune în talpa de beton corespunzătoare momentului  $M_{el,Rd}$ .

c) *Momentul încovoietor elastic [7]*

Eforturile se calculează cu teoria elastică, folosind o lățime activă a tălpii de beton. Eforturile datorate acțiunilor asupra elementelor de oțel pentru construcții propriu-zise trebuie adăugate la eforturile datorate acțiunilor asupra elementului mixt. Dacă nu se folosește o metodă mai exactă, efectul curgerii lente se ia în considerare prin utilizarea unui coeficient de echivalență în conformitate cu capitolul 2 din lucrarea de față (SR EN 1994-2, 5.4.2.2). Pentru secțiunile transversale din clasa 4, secțiunea activă de oțel pentru construcții se determină în conformitate cu SR EN 1993-1-5.

d) *Forța tăietoare verticală capabilă plastică [7]*

Forța tăietoare verticală capabilă  $V_{pl,Rd}$  se consideră că este forța tăietoare capabilă a secțiunii de oțel pentru construcții  $V_{pl,a,Rd}$  dacă nu s-a stabilit valoarea contribuției părții de beton armat a grinzii. Forța tăietoare capabilă plastică de calcul  $V_{pl,a,Rd}$  a secțiunii de oțel se determină în conformitate cu SR EN 1993-1-1, 6.2.6 și anume:

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (74)$$

în care:  $A_v$  este aria de forfecare;  $A_v = \eta \sum (h_w t_w)$  pentru secțiuni sudate I, efort paralel cu inima;  $\eta = 1$  valoare recomandată;  $h_w$  este înălțimea inimii;  $t_w$  este grosimea inimii (dacă grosimea inimii nu este constantă,  $t_w$  trebuie luată egală cu grosimea minimă).

### 3.6.3. Rezistența la voalare din forfecare și la celelalte forțe aplicate în planul inimilor

#### a) Rezistența la forfecare [16]

Plăcile cu  $\frac{h_w}{t}$  mai mare decât  $\frac{72}{\eta} \varepsilon$  pentru panouri de inimă fără rigidizări, sau  $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$  pentru panouri de inimă cu rigidizări, trebuie să fie verificate la rezistența la voalare din forfecare.

Unde  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$ ,  $\eta = 1.2$  pentru mărcile de oțel până la S460 inclusiv, iar  $\eta = 1$  pentru mărcile de oțel mai mari și  $k_\tau$  este definit astfel:

- Pentru plăci cu rigidizări transversale și fără rigidizări longitudinale sau cu mai mult de două rigidizări longitudinale, coeficientul de voalare la forfecare  $k_\tau$ , se obține:

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5.34 + 4 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{st} & \text{când } \frac{a}{h_w} &\geq 1 \\ k_\tau &= 4 + 5.34 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{st} & \text{când } \frac{a}{h_w} &< 1 \end{aligned} \quad (94)$$

Unde:  $k_{st} = 9 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}$  dar nu mai mic decât  $\frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$ ;  $a$  este distanța între rigidizările transversale;  $I_{sl}$  este momentul de inerție al rigidizării longitudinale față de axa z;

Atât pentru panourile de inimă fără rigidizări, cât și pentru cele cu rigidizări, calculul de rezistența la forfecare se face astfel:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (96)$$

$$\text{În care contribuția inimii este dată de: } V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (97)$$

$$\text{Și contribuția tălpilor: } V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) V_{bf,Rd} \quad (101)$$

Verificarea trebuie să fie efectuată după cum urmează:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1 \quad (102)$$

Unde:  $V_{Ed}$  este forța tăietoare de calcul care include și forța tăietoare din torsiune;

$V_{b,Rd}$  este rezistența la voalare din forfecare a unei inimi de oțel;

#### b) Rezistența la forțe transversale [16]

Atât pentru inimile cu rigidizări, cât și pentru cele fără rigidizări, calculul de rezistența de face astfel:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \quad (103)$$

Unde:  $t_w$  este grosimea inimii;  $f_{yw}$  este limita de curgere a oțelului din inimă;  $L_{eff} = \chi_F \cdot l_y$  este lungimea efectivă pentru rezistența la forțe transversale cu  $l_y$  lungimea efectivă de încărcare și  $\chi_F$  factorul de reducere pentru flambaj local.

Verificarea trebuie să fie efectuată după cum urmează:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{\frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (111)$$

Unde:  $F_{Ed}$  este forța transversală de calcul;  $L_{eff}$  este lungimea efectivă pentru rezistența la forțele transvesale;  $t_w$  este grosimea plăcii.

c) *Voalarea indusa prin talpa [16]*

Pentru prevenirea voalării tălpilor comprimate în planul inimii, următorul criteriu trebuie îndeplinit:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (112)$$

Unde:  $A_w$  este aria transversală a inimii;  $A_{fc}$  este aria transversală activă a tălpii comprimate;  $h_w$  este înălțimea inimii;  $t_w$  este grosimea inimii;  $k$  este un factor considerat după cum urmează: 0,3 dacă se folosește rotirea plastică; 0,4 dacă se folosește momentul plastic și 0,55 dacă se folosește momentul elastic.

### 3.6.5. Rezistența la oboseală

Tablierele de poduri cu structură mixtă oțel-beton trebuie verificate la oboseală deoarece aceste structuri sunt supuse la acțiuni repetate de eforturi.

Calculul la starea limită de oboseală trebuie să asigure, cu un nivel acceptabil de probabilitate, că pe timpul întregii durate de viață proiectate, structura nu cedează la oboseală sau nu necesită reparații ale unor vătămări cauzate de oboseală.

Este foarte important de subliniat că o bună concepție a detaliilor de construcție solicitate la oboseală se face ținând cont de diferiți parametri ce pot influența rezistența la oboseală (variația de eforturi, geometria detaliului de construcție, caracteristicile materialului, efectele mediului înconjurător). Trebuie reamintit că toate schimbările bruște ale geometriei ca și asamblajele greu de executat, deci de controlat, sunt de evitat.

a) *Metode de calcul [20]*

Calculul la oboseală trebuie făcut utilizând fie metoda degradărilor acceptabile, fie metoda duratei sigure de viață.

Metoda degradărilor acceptabile trebuie să asigure cu un grad suficient de siguranță ca structura se comportă satisfăcător pe toată durata de viață a acesteia, presupunând că există un program de inspecție și de întreținere prin care să fie detectate și corectate degradările provenite din oboseală.

Metoda duratei de viață sigure trebuie să asigure cu un grad suficient de siguranță că structura se comportă satisfăcător în toată durata de viață a acesteia fără să fie nevoie de un program de inspecție regulată pentru constatarea degradărilor din oboseală. Metoda duratei de viață sigure trebuie să fie folosită în cazurile în care formarea locală de fisuri într-un element conduce la cedarea rapidă a elementului sau structurii.

Poate fi obținut un nivel satisfăcător de siguranță prin ajustarea factorilor parțiali ai rezistenței la oboseală,  $\gamma_{Mf}$  ținând seama de consecințele cedării în metoda de calcul considerată.

**Tabelul 30.** Valori recomandate pentru factorii parțiali  $\gamma_{Mf}$ , [20, pag. 11]

Metoda de calcul	Consecințele cedării	
	scăzute	ridicate
Degradări acceptabile	1,00	1,15
Durata de viață sigură	1,15	1,35

b) *Calculul ecarturilor de tensiuni  $\Delta\sigma$ ,  $\Delta\tau$  (engleză: stress ranges, franceză: différence de contraintes) [20]*

Calculul la oboseală trebuie condus utilizând ecarturi de tensiuni nominale pentru detaliile arătate în tabelul 8.1 până la tabelul 8.10 din SR EN 1993-1-9:2006.

Valoarea de proiectare a ecarturilor de tensiuni nominale care se utilizează în calculul la oboseală  $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}$  și  $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}$  corespunzător unui număr de  $2 \cdot 10^6$  cicluri trebuie să fie determinată după cum urmează:

$$\begin{aligned} \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} &= \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_i \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta\sigma(\gamma_{Ff} \cdot Q_k) \\ \gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} &= \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_i \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta\tau(\gamma_{Ff} \cdot Q_k) \end{aligned} \quad (125)$$

În care:  $\Delta\sigma(\gamma_{Ff} \cdot Q_k), \Delta\tau(\gamma_{Ff} \cdot Q_k)$  sunt ecarturi de tensiuni datorat încărcărilor din oboseală;  $\lambda_i$  sunt factori de degradare echivalentă dependenți de spectrul de încărcare așa cum este specificat în SR EN 1993-2.

Pentru podurile de șosea a căror deschidere nu depășește 80 m, factorul echivalent corespunzător vatămării se obține astfel:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \text{ dar } \lambda \leq \lambda_{max} \quad (126)$$

Factorul  $\lambda_1$  este un factor care ține seama de efectul vatămării din trafic și depinde de lungimea sau suprafața de influență. Pentru stabilirea factorului  $\lambda_1$ , lungimea critică a liniei sau a suprafeței de influență se consideră după cum urmează:

- Pentru momente:
  - pentru o deschidere simplu rezemată, lungimea deschiderii  $L_i$ ;
  - pentru grinzi continue, pentru secțiuni din mijlocul deschiderii, lungimea deschiderii  $L_i$  luată în considerare;
  - pentru grinzi continue, pentru secțiuni de pe reazem, media a două deschideri  $L_i$  și  $L_j$  adiacente aceluși reazem;
  - pentru antretoaze care susțin longeroni, suma a două deschideri adiacente a longeronilor susținuți de antretoază.
- Pentru forfecare, pentru o deschidere simplu rezemată și pentru grinzi continue:
  - pentru secțiune pe reazem, deschiderea  $L_i$  luată în considerare;
  - pentru secțiune în mijlocul deschiderii,  $0,4 \cdot L_i$  luată în considerare.
- Pentru reacțiuni:
  - pentru reazemul de capăt, deschiderea  $L_i$  luată în considerare;
  - pentru reazeme intermediare, suma a două deschideri adiacente  $L_i$  și  $L_j$ .

Se recomandă utilizarea factorilor  $\lambda_1$  din figura 9.5, SR EN 1993-2.

Factorul  $\lambda_2$  este un factor care ține seama de volumul traficului și se calculează astfel:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{mi}}{Q_0} \cdot \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (127)$$

În care:  $Q_{mi}$  este greutatea medie brută (kN) a camioanelor de pe banda lentă obținută cu relația:  $Q_{mi} = \left( \frac{\sum n_i \cdot Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{\frac{1}{5}}$ , cu  $Q_i$  greutatea brută (kN) a camionului  $i$  de pe banda lentă precizată de autoritatea competentă și  $n_i$  numărul camioanelor cu greutatea brută  $Q_i$  de pe banda lentă precizată de autoritatea competentă;  $Q_0 = 480$  kN;  $N_0 = 0,5 \cdot 10^6$ ;  $N_{Obs}$  este numărul de camioane de pe banda lentă pe an. Pentru valori indicate ale  $Q_{mi}$  și  $N_{Obs}$ ,  $\lambda_2$  se poate obține din tabelul de mai jos.

**Tabelul 32.** Valori pentru  $\lambda_2$ , [18, pag. 43]

$Q_{mi}$	$N_{Obs}$							
	$0,25 \times 10^6$	$0,50 \times 10^6$	$0,75 \times 10^6$	$1,00 \times 10^6$	$1,25 \times 10^6$	$1,50 \times 10^6$	$1,75 \times 10^6$	$2,00 \times 10^6$
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,500	0,519	0,535	0,550
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,100
500	0,907	1,042	1,130	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,250	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

Factorul  $\lambda_3$  este un factor care ține seama de durata de viață proiectată a podului.

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (128)$$

În care  $t_{Ld}$  este durata de viață proiectată a podului în ani.

**Tabelul 33.** Valori pentru  $\lambda_3$ , [18, pag. 43]

Durata de viață proiectată în ani	50	60	70	80	90	100	120
Factorul $\lambda_3$	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Factorul  $\lambda_4$  este un factor care ține seama de pe traficul de pe alte benzi cu următoarea formulă de calcul:

$$\lambda_4 = \left[ 1 + \frac{N_2}{N_1} \cdot \left( \frac{\eta_2 \cdot Q_{m2}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right) + \frac{N_3}{N_1} \cdot \left( \frac{\eta_3 \cdot Q_{m3}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right) + \dots + \frac{N_k}{N_1} \cdot \left( \frac{\eta_k \cdot Q_{mk}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right) \right] \quad (129)$$

În care:  $k$  este numărul benzilor cu trafic greu;  $N_j$  este numărul camioanelor pe an, de pe banda  $j$ ;  $Q_{mj}$  este greutatea medie brută (kN) a camioanelor de pe banda  $j$ ;  $\eta_j$  este valoarea liniei de influența a efortului secțional care produce ecartul de efort unitar în mijlocul benzii și se introduce în ecuația (129) cu semn pozitiv.

Factorul  $\lambda_{max}$

Anexa națională poate preciza factorii  $\lambda_{max}$  corespunzători. Se recomandă utilizarea factorilor  $\lambda_{max}$  din figura 9.6, SR EN 1993-2.

*c) Rezistența la oboseală [20]*

Rezistența la oboseală pentru ecarturile de tensiuni nominale este reprezentată de o serie de curbe  $(\log \Delta\sigma_R) - (\log N)$  și  $(\log \Delta\tau_R) - (\log N)$  care corespund categoriilor de detalii tipice. Fiecare categorie de detalii este desemnată printr-un număr care reprezintă, în  $N/mm^2$ , valoarea de referință  $\Delta\sigma_C$  și  $\Delta\tau_C$  pentru rezistența la oboseală la 2 milioane de cicluri. Pentru tensiuni nominale de amplitudine constantă, rezistențele la oboseală pot fi determinate după cum urmează:

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ cu } m = 3 \text{ pentru } N \leq 5 \cdot 10^6;$$

$$\Delta\tau_R^m \cdot N_R = \Delta\tau_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ cu } m = 5 \text{ pentru } N \leq 10^8.$$

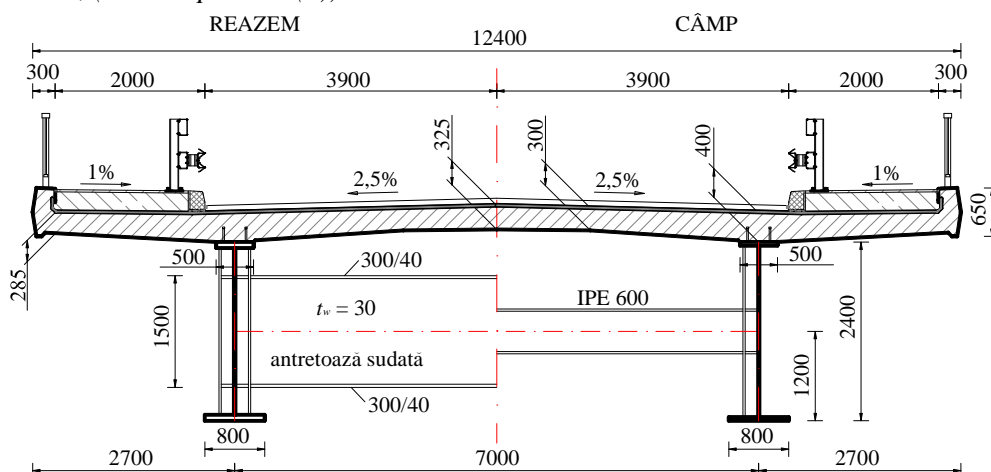
*d) Verificarea la oboseală*

Trebuie verificat că sub încărcări de oboseală:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} \leq 1, \quad \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf}} \leq 1, \quad \text{și} \quad \left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1$$

**Aplicație numerică:**

(9). Verificarea secțiunii transversale la starea limită ultimă în dreptul reazemului intermediar P1, (vezi și aplicația (7))



**Figura 66.** Secțiune transversală tip pe reazem și în câmp

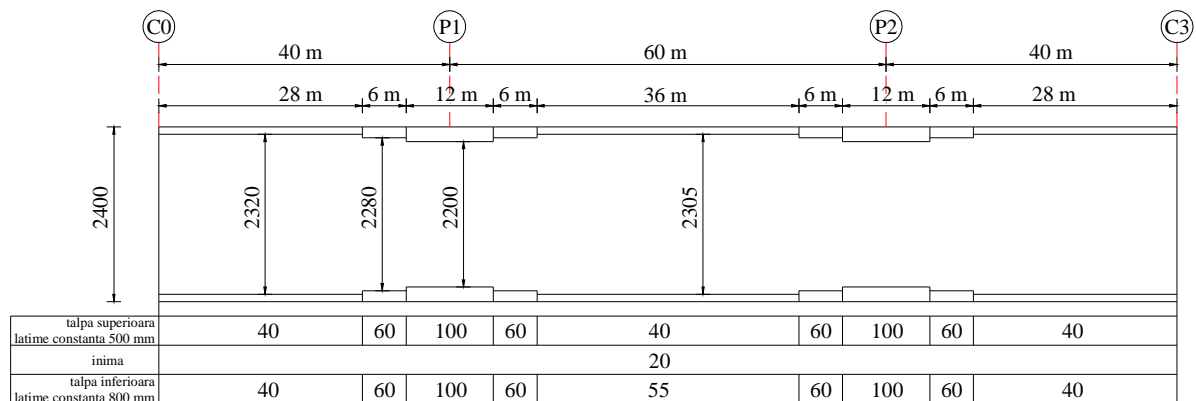


Figura 67. Repartiția materialului în grinzile de oțel

Tabelul 34. Caracteristicile geometrice ale secțiunilor metalice și mixte

		Grinda metalică	Încărcări de scurtă durată	Încărcări de maniera curgerii lente	Încărcări de lungă durată
		-	n= 6.16	n= 15.27	n= 14.64
REAZEM P1	A [m <sup>2</sup> ]	0.1740	0.2130	0.2130	0.2130
	I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.1829	0.2617	0.2617	0.2617
	y <sub>G</sub> [m]	1.0017	1.2895	1.2895	1.2895
	h [m]	2.40	2.40	2.40	2.40
	W <sub>s</sub> [m <sup>3</sup> ]	0.1308	0.2357	0.2357	0.2357
	W <sub>i</sub> [m <sup>3</sup> ]	0.1826	0.2030	0.2030	0.2030
	W <sub>i</sub> <sup>a</sup> [m <sup>3</sup> ]	-	0.2255	0.2255	0.2255
	W <sub>s</sub> <sup>a</sup> [m <sup>3</sup> ]	-	0.1856	0.1856	0.1856
CAMP P1-P2	A [m <sup>2</sup> ]	0.1101	0.4622	0.2527	0.2590
	I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	0.1018	0.3272	0.2676	0.2707
	y <sub>G</sub> [m]	0.9489	2.1877	1.8666	1.8838
	h [m]	2.40	2.40	2.40	2.40
	W <sub>s</sub> [m <sup>3</sup> ]	0.0702	1.5410	0.5016	0.5244
	W <sub>i</sub> [m <sup>3</sup> ]	0.1073	0.1496	0.1433	0.1437
	W <sub>i</sub> <sup>b</sup> [m <sup>3</sup> ]	-	9.4928	7.6595	7.6770
	W <sub>s</sub> <sup>b</sup> [m <sup>3</sup> ]	-	3.5843	4.6249	4.5752

Caracteristicile geometrice și solicitările în zona reazemului P1 sunt:

Forța tăietoare și momentul în secțiune:  $M_{Ed} = 53298 \text{ kNm}$  și  $V_{Ed} = 5674 \text{ kN}$ .

Caracteristicile geometrice (grinda de oțel și armătura):  $A = 0,2130 \text{ m}^2$ ,  $I = 0,2617 \text{ m}^4$  și  $y_G = 1,29 \text{ m}$  (poziția centrului de greutate a secțiunii măsurată de la fibra inferioară a tălpii inferioare).

În zona reazemului la starea limită ultimă dala de beton este întinsă și contribuția ei la rezistența secțiunii transversale se neglijează. Calculul eforturilor se face respectând fazele de execuție, distribuția finală (figura 69) obținându-se prin însumarea lor.

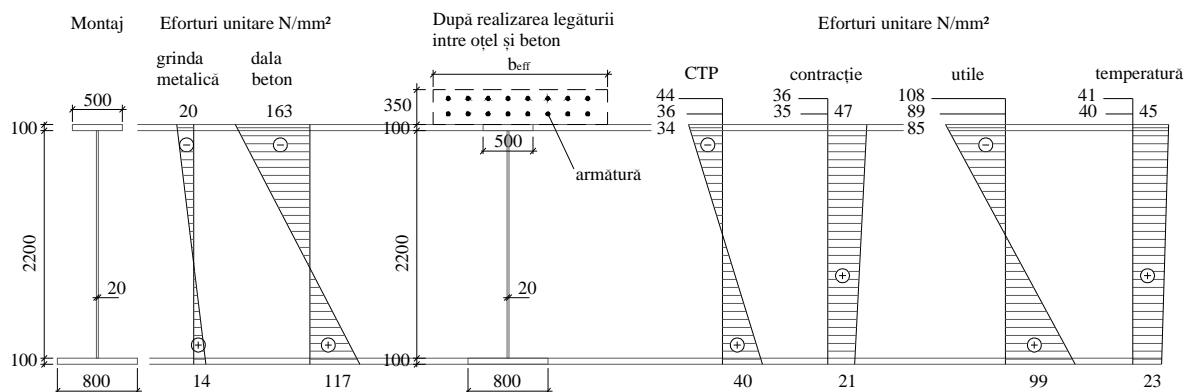
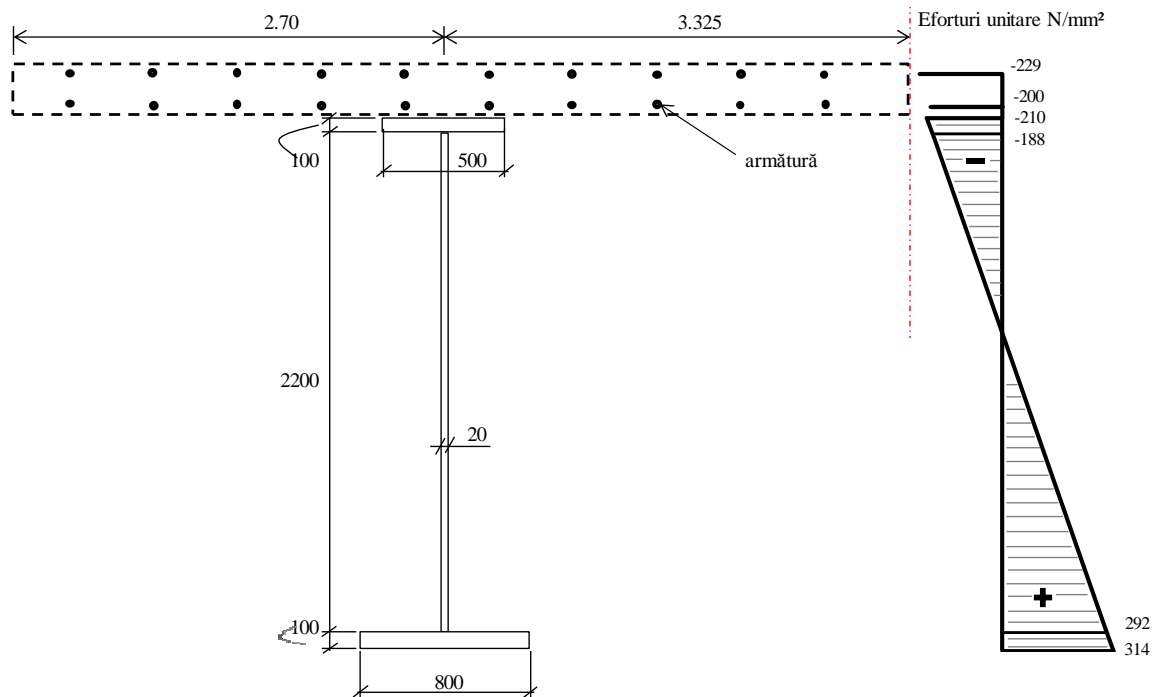


Figura 68. Eforturi unitare la SLU (1,35G+1S+1,35(TS+UDL)+1,5(0,6Tk)) în dreptul reazemului P1



**Figura 69.** Eforturi unitare finale la SLU în dreptul reazemului P1

Determinarea clasei secțiunii transversale se face astfel:

- talpa superioară → Clasa 1

- talpa inferioară comprimată:  $\frac{c}{t} = \frac{b_{fi} - t_w}{2 \cdot t_{fi}} = 3,9 \leq 7,43 = 9 \cdot \varepsilon \rightarrow$  Clasa 1

- inima este întinsă în partea de sus și comprimată în partea de jos. Poziția axei neutre plastice se determină astfel:

• rezistența plastică capabilă a armăturilor:  $F_a = A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_a} = 16937$  kN,

• rezistența plastică capabilă a tălpii superioare:  $F_{ts} = A_{ts} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 15750$  kN,

• rezistența plastică capabilă a tălpii inferioare:  $F_{ti} = A_{ti} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 25200$  kN,

• rezistența plastică capabilă a inimii:  $F_w = A_w \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 15180$  kN.

În care  $A_s = 38956$  mm<sup>2</sup> (aria armăturilor din dală),  $A_{ts} = 50000$  mm<sup>2</sup> (aria tălpii superioare),  $A_{ti} = 80000$  mm<sup>2</sup> (aria tălpii inferioare),  $A_w = 44000$  mm<sup>2</sup> (aria inimii),  $f_{sk} = 500$  N/mm<sup>2</sup> (rezistența de curgere a armăturii BST500),  $f_{yf} = 315$  N/mm<sup>2</sup> (rezistența de curgere pentru tole de oțel conform SREN 10025-2:2004),  $f_{yw} = 345$  N/mm<sup>2</sup> (rezistența de curgere pentru tole de oțel conform SREN 10025-2:2004),  $\gamma_a = 1,15$  (coeficient de siguranță pentru armătură conform SREN 1992-1-1, 2.4.2.4),  $\gamma_{M0} = 1,00$  (coeficient de siguranță pentru oțel conform SREN 1993-2, 6.1 și Tabel 6.1).

Scriind echilibrul forțelor rezultă PNA la o distanță x față de talpa superioară:

$$x = \frac{F_w + F_{ti} - (F_a + F_{ts})}{2 \cdot t_w \cdot f_{yw}} = 557 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{h_w - x}{h_w} = 0,75 > 0,50 \text{ iar } \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -0,64$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 110 \geq \frac{42 \cdot \varepsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi} = 76, \text{ rezultă că inima este în Clasa 4.}$$

Secțiunea transversală în dreptul pilei P1 este în Clasa 4 și se verifică utilizând aria activă.

Aria activă se calculează astfel:  $A_{ceff} = \rho \cdot A_c$ , în care  $A_c$  este aria brută, iar factorul de reducere  $\rho$  poate fi considerat după cum urmează:

Zveltețea este:  $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{h_w}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 1,18$ , cu  $k_\sigma = 7,81 - 6,29 \cdot \psi + 9,78 \cdot \psi^2 = 15,89$

calculat conform SR EN 1993-1-5, Tabel 4.1, pentru  $\psi = -0,64$  cuprins între 0 și -1 și  $\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0,5} = 0,83$ . Factorul de reducere este  $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,0525 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,76$ .

Partea efectivă de inimă aflată în zona comprimată este:  $h_{w,c} = \frac{h_w}{1 - \psi} = 1339$  mm

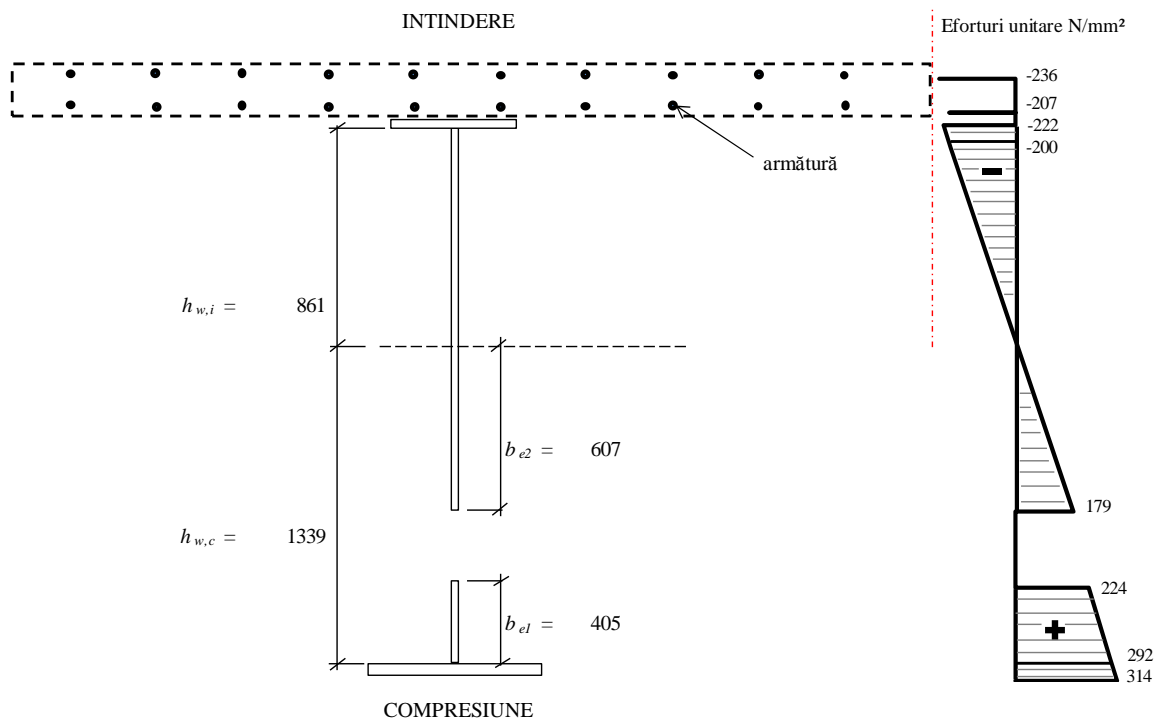
• spre talpa comprimată:  $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} = 0,4 \cdot \rho \cdot \frac{h_w}{1 - \psi} = 405$  mm

• spre axa neutră:  $b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff} = 0,6 \cdot \rho \cdot \frac{h_w}{1 - \psi} = 607$  mm

Pentru elemente comprimate în consolă (tălpi):  $\rho = 1$

Se recalculează caracteristicile geometrice ale secțiunii cu noua arie de oțel:

- grindă oțel și armătură:  $A = 0,2064 \text{ m}^2$ ,  $I = 0,2596 \text{ m}^4$  și  $y_G = 1,263$  m (poziția centrului de greutate a secțiunii măsurată de la fibra inferioară a tălpii inferioare);
- grindă oțel:  $A = 0,1675 \text{ m}^2$ ,  $I = 0,1769 \text{ m}^4$  și  $y_G = 0,957$  m (poziția centrului de greutate a secțiunii măsurată de la fibra inferioară a tălpii inferioare).



**Figura 70.** Secțiunea activă și eforturi unitare finale în dreptul reazemului P1

$\frac{h_w}{t_w} = 110 > \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = 55 \rightarrow$  Se face verificare la forță tăietoare.

$\eta = 1,2$ ;  $k_\tau = 5,34 + 4 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 6,55$  pentru  $\frac{a}{h_w} \geq 1$  cu  $a = 4$  m (distanța între anretoaze).

Din SREN 1993-1-1, 6.2.6, forța tăietoare capabilă este  $V_{Rd} = \min. (V_{b,Rd}; V_{pl.a,Rd})$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} = 5220 \text{ kN}$$

$$V_{pl.a,Rd} = \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 10520 \text{ kN}$$



Calculul factorului  $\chi_w$  (SR EN 1993-1-5, Tabel 5.1):

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h_w^2} = 15,69 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{k_\tau \cdot \sigma_E \cdot \sqrt{3}}} = 1,39 \geq 1,08 \rightarrow \chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,65 \leq \eta = 1,2$$

Deci,  $V_{Rd} = V_{bw,Rd} = 5220 \text{ kN}$  și atunci  $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{5674}{5220} = 1,08$

Criteriul pentru verificare la forța tăietoare nu este îndeplinit și atunci trebuie crescută capacitatea la forța tăietoare în dreptul reazemului prin îngroșarea inimii. Cu o grosime de inima  $t_w = 22 \text{ mm}$ , obținem  $V_{Rd} = 5697 \text{ kN}$  și  $\eta_3 = 0,995$ .

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1, \text{ cu } \bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{53298}{77550} = 0,69 \text{ și } \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{5674}{5697} = 0,995$$

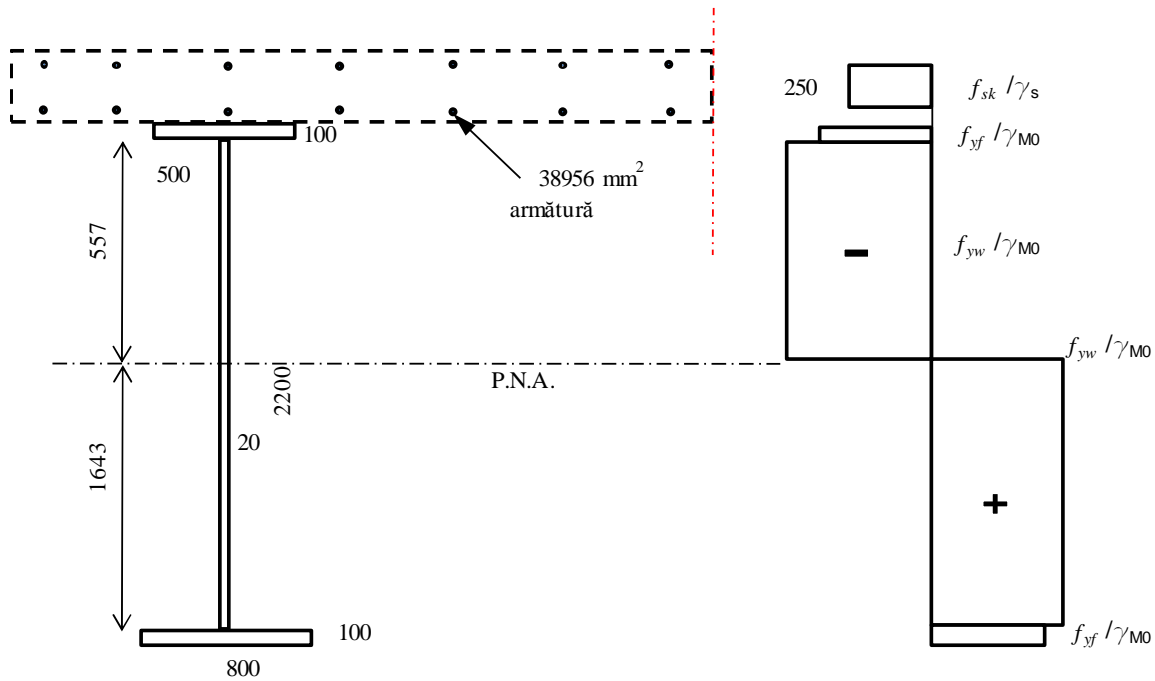


Figura 71. P.N.A. și momentul plastic rezistent  $M_{pl,Rd}$

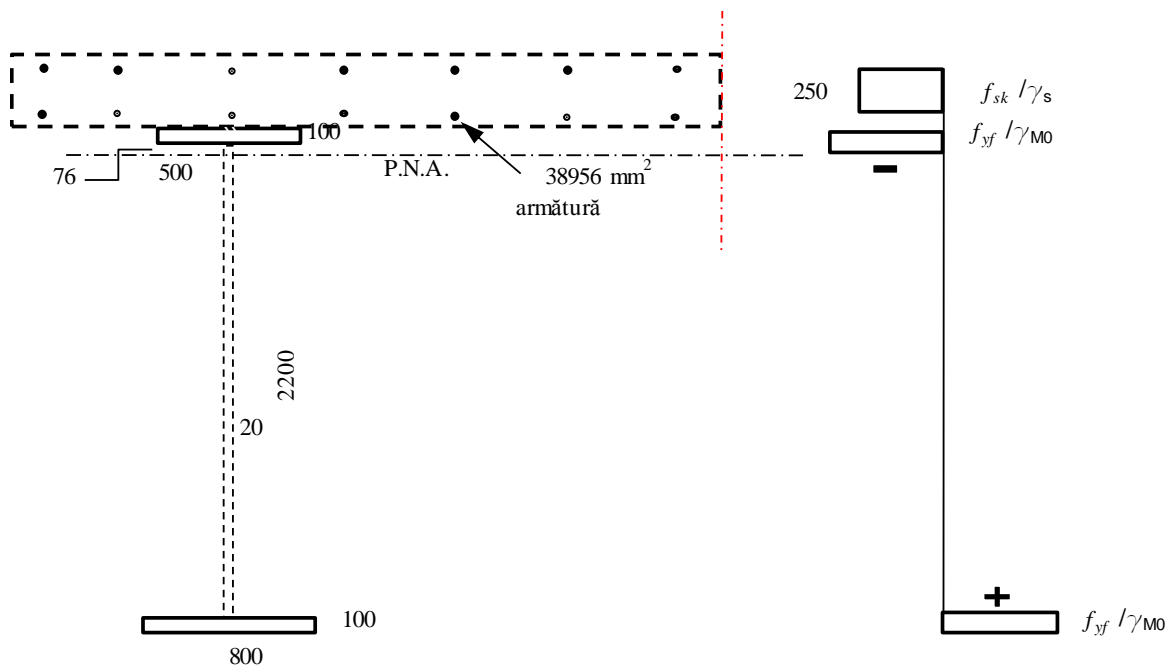


Figura 72. P.N.A. și momentul plastic rezistent neglijând contribuția inimii  $M_{f,Rd}$

(13). Verificarea la oboseală

Încărcările din trafic sunt obținute cu ajutorul convoiului de calcul pentru oboseală 3.

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \text{ - pentru tensiuni normale}$$

În care:  $\gamma_{Ff} = 1$  este factor parțial pentru domeniile de tensiuni de amplitudine constantă  $\Delta\sigma_E$ ;  $\gamma_{Mf} = 1,35$  este factor parțial pentru rezistența la oboseală;  $\Delta\sigma_{E,2}$  ecartul echivalent de tensiuni cu amplitudine constantă corespunzător la 2 mil. de cicluri;  $\Delta\sigma_C$  valoarea de referință a rezistenței la oboseală la  $N_C = 2$  mil. de cicluri, vezi figura 82 pentru câteva situații posibile pentru un pod cu structură mixtă. Valorile de referință sunt obținute cu ajutorul tabelelor 8.1 - 8.9 din SR EN 1993-1-9.

Așa cum se observă și în secțiunea transversală din figura 66, podul are două benzi (dus-întors) și poziționarea convoiului la bordură are efectul maxim în grinzile de oțel. Distanța între două vehicule, așa cum este stipulat în eurocod, nu trebuie să fie mai mică de 40 m, deci putem considera două vehicule pe structura noastră cu observația că al doilea vehicul are doar 36 kN pe osie.

Ecartul echivalent de tensiuni normale pentru încărcările din trafic este:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_P = \lambda \cdot \phi \cdot [\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}]$$

În care:  $\phi = 1$  este coeficient dinamic echivalent;  $\sigma_{max,f}$  este efort unitar maxim obținut din convoiul de calcul la oboseală considerat;  $\sigma_{min,f}$  este efort unitar minim obținut din convoiul de calcul la oboseală considerat;  $\Delta\sigma_P$  este ecartul de efort unitar de referință obținut din convoiul de calcul la oboseală considerat;  $\lambda$  este factorul echivalent corespunzător vatămării,  $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$  dar  $\lambda \leq \lambda_{max}$

În funcție de secțiunea studiată valorile lui  $\lambda_1$  sunt:

Pentru moment încovoietor:

secțiune transversală	lungimea liniei de influență	valoarea lui $\lambda_1$
în prima deschidere	40 m	2,25
reazem intermediar	$(40 + 60)/2 = 50$ m	1,90
dechidere centrală	60 m	2.05

$$\text{Factorul } \lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left( \frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{5}} = 0,871$$

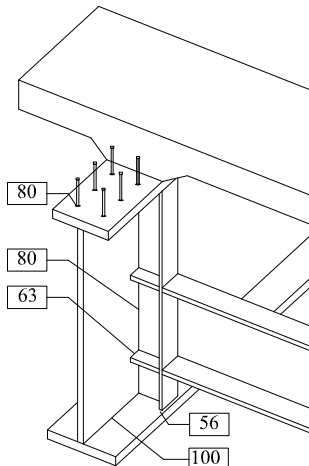
Factorul  $\lambda_3 = 1$  pentru o durată de viață de 100 de ani.

Factorul  $\lambda_4 = 1$  pentru podurile cu o singură bandă lentă.

Valorile lui  $\lambda_{max}$  sunt date în tabelul următor.

Pentru moment încovoietor:

secțiune transversală	lungimea liniei de influență	valoarea lui $\lambda_{max}$
în prima deschidere	40 m	2,00
reazem intermediar	$(40 + 60)/2 = 50$ m	2,16
dechidere centrală	60 m	2,00



**Figura 82.** Categoriile de detalii posibile pentru un pod cu structură mixtă, două grinzi cu inimă plină legate la partea superioară cu o dală din beton armat

**Tabelul 33.** Verificarea la oboseală pentru factor parțial al rezistenței la oboseală,  $\gamma_{Mf} = 1,35$

Secț.	Categoria detaliului de construcție	$\Delta\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\lambda$	$M_{max,f}$ [kNm]	$M_{min,f}$ [kNm]	$I$ [m <sup>4</sup> ]	$y$ [m]	$\sigma_{max,f}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{min,f}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{E,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
prima deschidere	conectori pe talpa superioară	80	1.96	2859	-1331	0.2722	0.1567	1.65	-0.77	2.41	5	59	✔
	sudura între inima rigidizării și inima grinzii	80					0.1167	1.23	-0.57	1.80	4	59	✔
	sudura între talpa inferioară a antretoazei și inima grinzii	63					1.7533	18.41	-8.57	26.99	53	47	✘
	prindere rigidizare de talpa inferioară a grinzii	56					2.3600	24.79	-11.54	36.33	71	41	✘
	sudura între inima grinzii și talpa inf. a grinzii	100					2.3600	24.79	-11.54	36.33	71	74	✔
pe reazem	conectori pe talpa superioară	80	1.65	-4134	535	0.2617	0.3553	-5.61	0.73	6.34	10	59	✔
	sudura între inima rigidizării și inima grinzii	80					0.2553	-4.03	0.52	4.55	8	59	✔
	sudura între talpa inferioară a antretoazei și inima grinzii	63					1.5547	-24.56	3.18	27.73	46	47	✔
	prindere rigidizare de talpa inferioară a grinzii	56					2.3000	-36.33	4.70	41.03	68	41	✘
	sudura între inima grinzii și talpa inf. a grinzii	100					2.3000	-36.33	4.70	41.03	68	74	✔
a doua deschidere	conectori pe talpa superioară	80	1.79	3346	-672	0.3272	0.2123	2.17	-0.44	2.61	5	59	✔
	sudura între inima rigidizării și inima grinzii	80					0.1723	1.76	-0.35	2.12	4	59	✔
	sudura între talpa inferioară a antretoazei și inima grinzii	63					1.6977	17.36	-3.49	20.85	37	47	✔
	prindere rigidizare de talpa inferioară a grinzii	56					2.3450	23.98	-4.82	28.80	51	41	✘
	sudura între inima grinzii și talpa inf. a grinzii	100					2.3450	23.98	-4.82	28.80	51	74	✔

La predimensionare a rezultat grosimea tălpii inferioare egală cu 55 mm în deschiderea centrală. Deoarece deschiderile sunt inegale am ales ca talpa inferioară în deschiderea marginală să fie cu o grosime de 40 mm, dar după cum se observă în tabelul 33 nu sunt îndeplinite criteriile de verificare la oboseală pentru mai multe situații. Prin adoptarea aceleiași grosimi de talpă (55 mm) și pentru deschiderea marginală, pot fi îndeplinite criteriile de verificare la oboseală, mai puțin unul, și anume, prinderea rigidizării de talpa inferioară a grinzii. Atât pentru deschiderea centrală, în dreptul reazemului intermediar cât și pentru deschiderea marginală, acest criteriu poate fi îndeplinit prin creșterea rigidității tălpii inferioare (mărirea dimensiunilor, grosime, lățime).

### 3.7. Starea limită de serviciu

O structură cu elemente mixte trebuie calculată și realizată astfel încât toate stările limită ale exploataării normale relevante să se verifice în conformitate cu principiile din SR EN 1990: 2002.

Podul mixt sau anumite părți ale acestuia se clasifică în clase de expunere în funcție de condițiile de mediu în conformitate cu SR EN 1992-2,4.

#### 3.7.1. Eforturi

##### a) Limitarea eforturilor unitare [18]

Eforturile unitare nominale  $\sigma_{Ed,ser}$  și  $\tau_{Ed,ser}$  care rezultă din gruparea caracteristică de acțiuni calculate se limitează după cum urmează:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}, \quad \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser} \cdot \sqrt{3}}, \quad \text{și} \quad \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

Valoarea recomandată pentru  $\gamma_{M,ser}$  este 1.

b) *Limitarea respirației inimilor [18]*

Zveltețea inimilor se limitează pentru a evita fisurile din oboseală datorate fenomenului de „respirație”.

Respirația plăcilor poate fi neglijată pentru panourile de inimi fără rigidizări longitudinale sau pentru subpanourile inimilor rigidizate dacă sunt îndeplinite criteriile următoare:

$$\frac{b}{t} \leq 30 + 40L \leq 300 \quad (136)$$

În care:  $b$  este înălțimea panoului de inimă;  $t$  este grosimea panoului de inimă;  $L$  este deschiderea, dar nu mai mică de 20 m.

În cazul în care prevederea (136) nu este îndeplinită, respirația inimii se verifică după cum urmează:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1 \quad (137)$$

În care:  $\sigma_{x,Ed,ser}$  și  $\tau_{x,Ed,ser}$  sunt eforturi obținute în combinația frecventă de acțiuni;  $k_{\sigma}$  și  $k_{\tau}$  sunt coeficienți de flambaj considerând marginile panoului articulate, a se vedea SR EN 1993-1-5.

c) *Limitarea eforturilor în beton [6]*

Limitarea efortului în beton la valoarea  $k_{fck}$  este în conformitate cu SR EN 1992-1-1:2002, 7.2, așa cum s-a modificat și prin SR EN 1992-2.  $k_i = 0,6$ .

d) *Limitarea eforturilor în armătură [6]*

Efortul în armătură și în armătura pretensionată trebuie să fie astfel încât deformațiile neelastice în aceste armături să fie evitate.

Sub combinația caracteristică de acțiuni, eforturile se limitează la  $k_{f_{sk}}$  în armătură și la  $k_{f_{pk}}$  în armătura pretensionată, în care valorile  $k_i = 0,8$  și  $k_s = 0,75$  sunt indicate în SR EN 1992-1-1, 7.2(5).

### 3.7.2. Deformații la poduri

a) *Săgeți*

Săgețile se calculează folosind analiza elastică în gruparea frecventă de acțiuni.

Deformațiile din timpul execuției se controlează astfel încât betonul să nu se deterioreze în timpul turnării și întăririi sale datorită deplasărilor necontrolate iar geometria necesară pe termen lung să fie realizată. Tablierul se proiectează astfel încât deformația să fie uniformă de-a lungul sau și să nu prezinte schimbări bruște de secțiune transversală care să conducă la creșterea impactului. Se evită schimbările bruște în panta tablierului și schimbări de nivel la rosturile de dilatație. [18]

Deformațiile verticale se calculează folosind combinația de acțiuni potrivită și ținând seama de criteriile de exploatare indicate.

b) *Vibrații*

Vibrațiile podurilor rutiere pot avea origini diferite, în special din acțiunile din trafic și acțiunea vântului. Vibrațiile datorate acțiunilor vântului se iau în considerare acolo unde este relevant, (în special la podurile hobanate unde frecvența naturală de vibrație a hobanelor este apropiată de frecvența oricărei excitații mecanice produsă de vânt sau de trecerea vehiculelor peste rosturile de dilatație). Pentru vibrațiile datorate acțiunilor din trafic se iau în considerare criteriile de confort. [22]

*Subliniere:*

*Pentru podurile rutiere, verificarea stărilor limită de exploatare privind deformațiile și vibrațiile se iau în considerare numai în cazuri excepționale. Combinația frecventă de acțiuni este recomandată pentru evaluarea deformațiilor. [13]*

### 3.8. Conectori tip dorn cu cap în dale și în betonul de înglobare

#### Aplicație numerică:

(16). *Calculul conectorilor*

Conexiunea dintre dala de beton și grinda de oțel se face cu conectori de tip gujon. Betonul din dală este de clasa C35/45. Conform SR EN 1994-2, se disting două moduri de cedare, și anume:

- rupere prin cedarea oțelului:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}{\gamma_v} = 109478 \text{ N}$$

- rupere prin cedarea betonului din jurul dornului:

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 122631 \text{ N}$$

În care:  $\gamma_v = 1,25$  - coeficient parțial de siguranță;  $d = 22 \text{ mm}$  - diametrul tijei dornului;  $h_{sc} = 200 \text{ mm}$  - înălțimea totală a dornului;  $f_u = 500 \text{ N/mm}^2$  - rezistența la întindere ultimă specifică materialului din care este confecționat dornul;  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$  - rezistența la compresiune a betonului;  $E_{cm} = 34077 \text{ N/mm}^2$  - modulul de elasticitate al betonului;  $\alpha = 1$ .

Valoarea caracteristică a rezistenței la rupere este:  $P_{Rd} = \min.(P_{Rd}^{(1)}; P_{Rd}^{(2)}) = 109478 \text{ N}$

În final rezistența de calcul este:

- la starea limită ultimă  $P_{Rd}^{SLU} = P_{Rd} = 109478 \text{ N}$
- la starea limită de serviciu  $P_{Rd}^{SLS} = k_s \cdot P_{Rd} = 82109 \text{ N}$ , unde factorul  $k_s$  este 0,75 conform SR EN 1994-2, 6.8.1(3).

Forța de lunecare pe unitatea de lungime se calculează astfel:  $V_{L,Ed} = \frac{\mu_c \cdot V_{Ed}}{I_{mixte}}$ .

În care:  $\mu_c$  este momentul static al dalei de beton în raport cu centrul de greutate al secțiunii mixte;  $I_{mixte}$  este momentul de inerție al secțiunii mixte, calculat cu coeficientul de echivalență  $n_{el}$  corespunzător;  $V_{Ed}$  este forța tăietoare de calcul în secțiune.

Pentru combinațiile de acțiuni la SLS, structura lucrează în domeniul elastic. Valoarea forței de lunecare pe unitatea de lungime la o distanță  $x$  este:  $V_{L,Ed}^{SLS}(x) = \max\{v_{min}(x); v_{max}(x)\}$ .

În fiecare secțiune trebuie să existe suficienți conectori astfel încât să poată prelua forța de lunecare care apare la contactul dintre dala de beton și talpa grinzii de oțel, prin îndeplinirea următorului criteriu:  $V_{L,Ed}^{SLS}(x) \leq \frac{N_i}{l_i} \cdot P_{Rd}^{SLS}$ .

Din motive constructive, nu se poate ca din metru în metru să fie dispus un alt număr de conectori. Lungimea podului este împărțită în  $n$  segmente de lungime  $l_i$ ,  $i \in [1, n]$ . Numărul de conectori  $N_i$ ,  $i \in [1, n]$  este dispus pe fiecare segment la o distanță constantă. Segmentele sunt alese în funcție de cum variază  $V_{L,Ed}^{SLS}(x)$ , lungimea acestora poate fi între 5 și 15 m.

Indiferent de modul de comportare al structurii la SLU – elastic în toate secțiunile sau elasto-plastic în unele secțiuni – determinarea numărului de conectori se face printr-un calcul elastic în același mod ca pentru SLS. În fiecare secțiune forța de lunecare pe unitatea de lungime la SLU este dată de:  $V_{L,Ed}^{SLU}(x) = \max\{v_{min}(x); v_{max}(x)\}$ .

Numărul de conectori pe unitatea de lungime, constant pe fiecare segment, trebuie să îndeplinească următoarele două criterii:

- local pe fiecare segment  $i$ , forța de lunecare nu trebuie să depășească cu mai mult de 10% ceea ce poate prelua numărul de conectori pe unitatea de lungime:

$$V_{L,Ed}^{SLU}(x) \leq 1,1 \cdot \frac{N_i}{l_i} \cdot P_{Rd}^{SLU}$$

- numărul de conectori pe un segment trebuie să fie suficient pe un segment astfel încât să poată prelua forța de lunecare de pe acel segment:  $\int_{x_i}^{x_{i+1}} V_{L,Ed}^{SLU}(x) dx \leq N_i \cdot P_{Rd}^{SLU}$ .

$$\text{Distanța maximă între conectori la SLU este: } \min \left( 1,1 \frac{N_i \cdot P_{Rd}^{SLU}}{V_{max}^{SLU}}; \frac{N_i \cdot P_{Rd}^{SLU} (x_{i+1} - x_i)}{\int_{x_i}^{x_{i+1}} V_{SLU}(x) dx} \right)$$

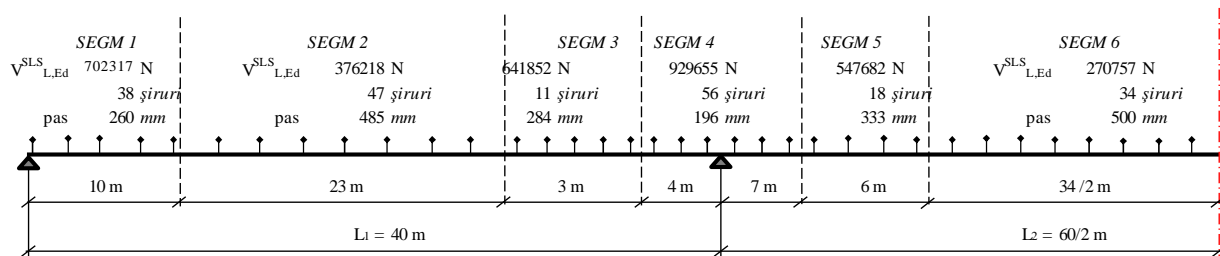


Figura 88. Distribuția conectorilor la SLS (2 conectori/șir)

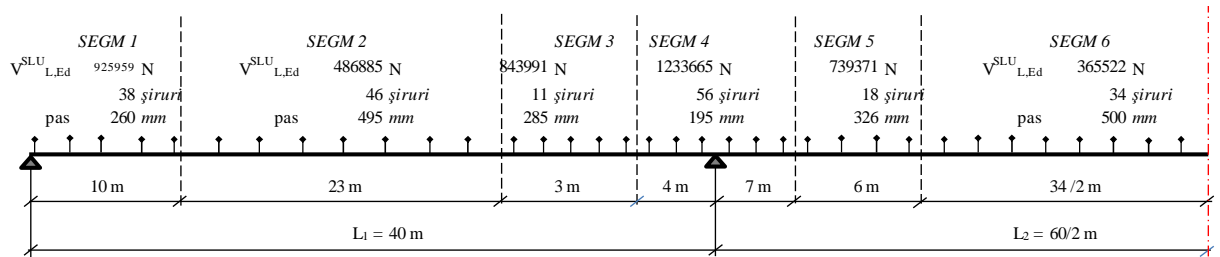


Figura 89. Distribuția conectorilor la SLU (2 conectori/șir)

Atunci când, în zonele unde dala de beton este comprimată, momentul încovoietor de calcul în secțiune la SLU depășește momentul capabil elastic, calculul anterior trebuie refăcut. Atunci când comportamentul structurii nu mai este în domeniul elastic, se ține seama de relația neliniară între forța de lunecare pe unitatea de lungime și forfecarea transversală.[4]

Primul pas este identificarea zonelor unde trebuie făcut acest calcul neliniar al conexiunii între dala de beton și grinda de oțel. Secțiunea din mijlocul deschiderii centrale, notată B conform SR EN 1994-2, este prima identificată. Secțiunile de capăt ale zonei plastice (notate A și C) au momentul încovoietor de calcul  $M_{Ed}$  egal cu momentul capabil elastic  $M_{el,Rd}$  (vezi figura 90). [4]

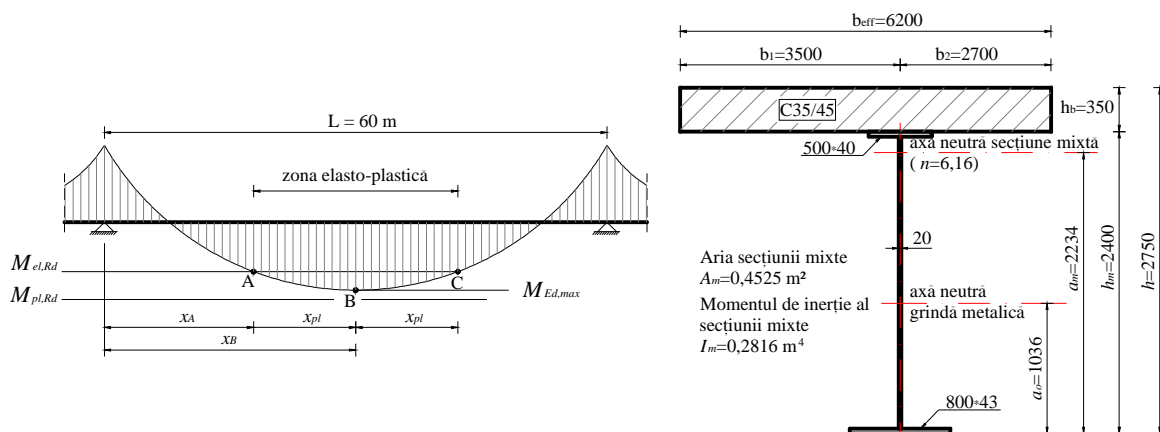


Figura 90. Reprezentarea schematică a zonei elasto-plastice în deschiderea centrală și secțiunea transversală de calcul

Efortul unitar de întindere în talpa inferioară a grinzii pentru diferite poziții în lungul acesteia se calculează cu ajutorul relației  $\sigma_{a,Ed}(x) = \frac{M_{a,Ed}(x)}{W_a} + k \cdot \frac{M_{b,Ed}(x)}{W_b} = f_{yd}$  pentru  $k=1$ . Pentru grosimea tălpii inferioare aleasă, valoarea de calcul a limitei de elasticitate este  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0} = 335 / 1,00 = 335 \text{ N/mm}^2$ . Prin iterații succesive găsim abscisa  $x_A = 26,4 \text{ m}$ . Pentru determinarea lungimii zonei elasto-plastice trebuie făcut și calculul pentru determinarea abscisei punctului C. Deoarece în cadrul acestui exemplu distribuția momentelor încovoietoare este simetrică, eroarea care se face luând aceeași lungime a zonei elasto-plastice deoparte și de alta față de mijlocul deschiderii centrale ( $x_{pl} = L/2 - x_A = 30 - 26,4 = 3,6 \text{ m}$ ) este foarte mică.

$$N_{c,el} = \frac{M_{b,Ed}(x_A) \cdot S_c}{I_b \cdot n_{el}} = \frac{23674 \cdot 0,740}{0,2816 \cdot 6,16} = 10099 \text{ kN}$$

Cu:

$M_{b,Ed}(x_A) = 23674 \text{ kNm}$  - valoarea de calcul a momentului încovoietor pe grinda mixtă după realizarea legăturii între oțel și beton, pentru  $x_A = 26,4 \text{ m}$ ;

$I_b = I_m = 0,2816 \text{ m}^4$  - momentul de inerție al secțiunii mixte calculat cu  $n_{el} = 6,16$ ;

$S_c = A_c \cdot \left( h - \frac{h_b}{2} - a_m \right) = 6,20 \cdot 0,35 \cdot \left( 2,75 - \frac{0,35}{2} - 2,234 \right) = 0,740 \text{ m}^3$  - momentul static al dalei

în raport cu axa neutră a secțiunii mixte;

Pentru calculul  $N_{c,d}$  în punctul B avem nevoie de următoarele:

$$M_{Ed} = M_{a,Ed} + M_{b,Ed}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot (1051 + 8613) + 1,35 \cdot (3278 + 6631 + 7049) + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 211 = 37461 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 38198 \text{ kNm}$$

$$N_{c,Rd} = A_a \cdot f_{yd} = 100350 \cdot 335 = 33617 \text{ N}$$

$$\sigma(M_{a,Ed}) + k \cdot \sigma(M_{b,Ed}) = f_{yd}$$

$$k = \frac{f_{yd} - \sigma(M_{a,Ed})}{\sigma(M_{b,Ed})} = \frac{335 - \left( \frac{13530 \cdot 10^6}{90 \cdot 10^6} \right)}{\left( \frac{23931 \cdot 10^6}{123 \cdot 10^6} \right)} = 0,95$$

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{b,Ed} = 13530 + 0,95 \cdot 23931 = 36264 \text{ kNm}$$

Mai departe calculul  $N_{c,el}(x_B)$  se face ca și pentru secțiunea situata la  $x_A$ , dar cu  $M_{b,Ed} = 23931 \text{ kNm}$  și  $k = 0,95$

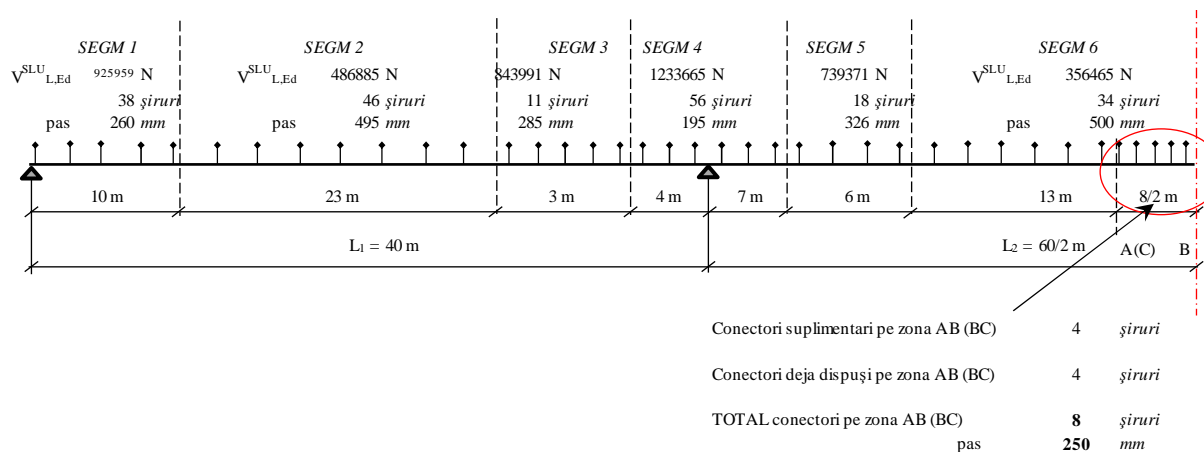
$$N_{c,el}(x_B) = 0,95 \cdot \frac{23931 \cdot 0,740}{0,2816 \cdot 6,16} = 9698 \text{ kN}$$

$$N_{c,d} = N_{c,el}(x_B) + \frac{(M_{Ed} - M_{el,Rd})}{(M_{pl,Rd} - M_{el,Rd})} \cdot (N_{c,Rd} - N_{c,el}(x_B))$$

$$N_{c,d} = 9698 + \frac{(37461 - 36264)}{(38198 - 36264)} \cdot (33617 - 9698) = 24289 \text{ kN}$$

Numărul de conectori pe zona plastică este dat de relația:

$$\frac{N_{c,d} - N_{c,el}(x_A)}{x_{pl} \cdot P_{Rd}} = \frac{24289 - 10099}{4 \cdot 109} = 32 \text{ conectori/m} \rightarrow 4 \text{ conectori pe șir} \rightarrow 8 \text{ șiruri/m}$$



**Figura 94.** Distribuția conectorilor la SLU, zona plastică (4 conectori/șir)

## CAPITOLUL 4. ANALIZA PARAMETRILOR REPREZENTATIVI CARE CARACTERIZEAZA CONCEPȚIA STRUCTURILOR MIXTE DE PODURI PENTRU DESCHIDERI MEDII (EXEMPLE DE PROIECTARE)

Scopul acestui capitol este a prezenta câteva exemple de proiectare care să pună în evidența influența unor parametrii reprezentativi în concepția structurilor mixte de poduri.

### 4.2. Turnare dală de beton la partea inferioară în zona reazemului intermediar

Ca o alternativă la soluția cu două grinzi în dreptul reazemului, putem schimba talpa inferioară din 800x100 mm<sup>2</sup> într-o talpă mai mică, 800x50 mm<sup>2</sup> plus o dală de beton C35/45 de 150 mm grosime. Legătura între talpa inferioară și dala de beton se realizează prin intermediul conectorilor, iar pentru modul de calcul trebuie urmărită aplicația (16).

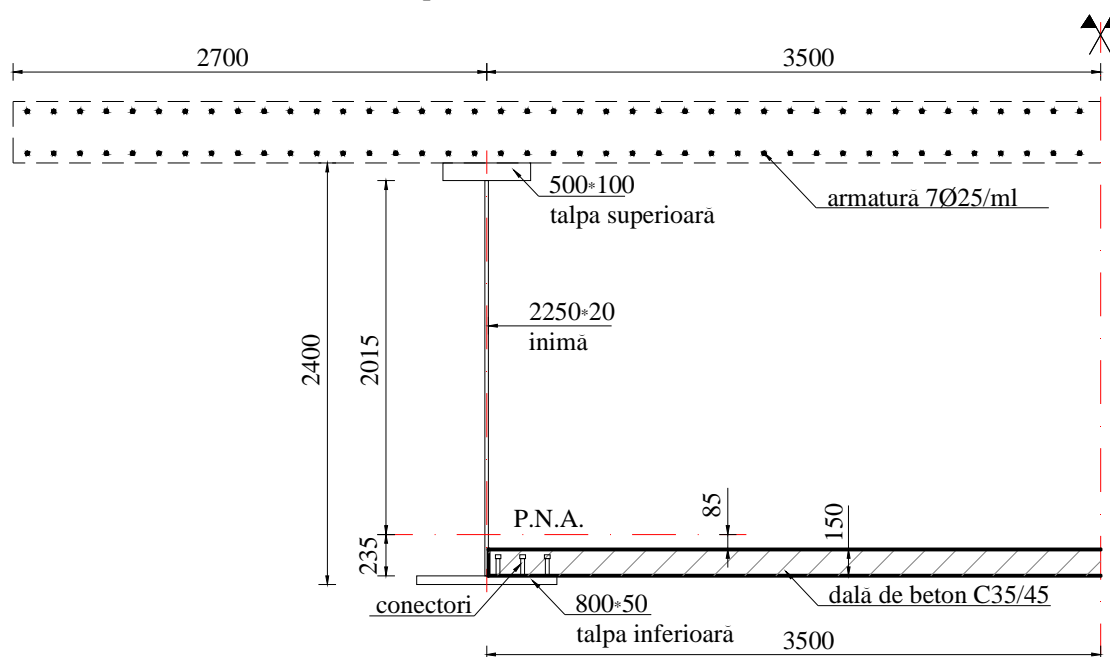


Figura 107. Secțiune transversală soluție alternativă

Determinarea clasei secțiunii transversale:

- talpa superioară → Clasa 1

- talpa inferioară comprimată:  $\frac{c}{t} = \frac{b_{fi} - t_w}{2 \cdot t_{fi}} = \frac{800 - 20}{2 \cdot 50} = 7,8 \leq 8,375 = 10 \cdot \varepsilon \rightarrow$  Clasa 2

- inima este întinsă în partea de sus și comprimată în partea de jos. Poziția axei neutre este:

• rezistența plastică capabilă a armăturilor:  $F_a = A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_a} = 16937$  kN,

• rezistența plastică capabilă a tălpii superioare:  $F_{ts} = A_{ts} \cdot \frac{f_{yf,s}}{\gamma_{M0}} = 15750$  kN,

• rezistența plastică capabilă a tălpii inferioare:  $F_{ti} = A_{ti} \cdot \frac{f_{yf,i}}{\gamma_{M0}} = 11040$  kN,

• rezistența plastică capabilă a inimii:  $F_w = A_w \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 15525$  kN;

• rezistența plastică capabilă a betonului de la partea inferioară:  $F_{c,inf} = A_{c,inf} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 10383$  kN.

În care  $A_s = 38956$  mm<sup>2</sup> (aria armăturilor din dală),  $A_{ts} = 50000$  mm<sup>2</sup> (aria tălpii superioare),  $A_{ti} = 40000$  mm<sup>2</sup> (aria tălpii inferioare),  $A_w = 45000$  mm<sup>2</sup> (aria inimii),  $A_{c,inf} = 523500$  mm<sup>2</sup> (aria



betonului de la partea inferioară),  $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$  (rezistența de curgere a armăturii BST500),  $f_{yf,s} = 315 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{yfi} = 335 \text{ N/mm}^2$  și  $f_{yw} = 345 \text{ N/mm}^2$  (rezistența de curgere pentru tole de oțel conform SR EN 10025-2:2004),  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$  (rezistența caracteristică a betonului la 28 de zile conform SR EN 1992-1-1, Tabel 3.1),  $\gamma_a = 1,15$  (coeficient de siguranță pentru armătură conform SR EN 1992-1-1, 2.4.2.4),  $\gamma_{M0} = 1,00$  (coeficient de siguranță pentru oțel conform SR EN 1993-2, 6.1 și Tabel 6.1),  $\gamma_c = 1,50$  (coeficient de siguranță pentru beton conform SR EN 1992-1-1, 2.4.2.4).

Din  $|F_a| + |F_{ts}| \leq |F_w| + |F_{ti}| + |F_{c,inf}|$  și  $|F_a| + |F_{ts}| + |F_w| \geq |F_{ti}| + |F_{c,inf}|$  rezultă că axa neutră plastică este localizată în inimă și dacă considerăm că aceasta este la o distanță  $x$  față de partea inferioară a tălpii superioare, scriind echilibrul forțelor, rezultă:

$$F_a + F_{ts} + F_w \cdot \frac{x}{2,25} - F_w \cdot \frac{(2,25-x)}{2,25} \cdot F_w - F_{ti} - F_{c,inf} = 0 \rightarrow x = 2,015 \text{ m}$$

$$10\% \text{ din din inimă este comprimată: } \alpha = \frac{h_w - x}{h_w} = \frac{2,250 - 2,015}{2,250} = 0,10 < 0,50 \text{ iar}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2250}{20} = 112,5 < \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = \frac{36 \cdot \sqrt{\frac{235}{335}}}{0,10} = 302, \text{ rezultă că inima este în Clasa 1.}$$

Secțiunea transversală dublu mixtă în dreptul reazemului P1 este în Clasa 2.

Pentru  $x = 2,015 \text{ m}$ , se determină momentul plastic rezistent al secțiunii  $M_{pl,Rd} = 90230 \text{ kNm}$ .

**Concluzii:**

*În comparație cu rezistența ultimă a secțiunii mixte simple, pentru secțiunea dublu mixtă avem o creștere semnificativă a rezistenței prin reducerea la nivel local a cantității de oțel numai prin adăugarea la partea de jos a unei dale de beton între cele două grinzi.*

*Este o alternativă economică pentru a reduce cantitatea de oțel în talpa comprimată.*

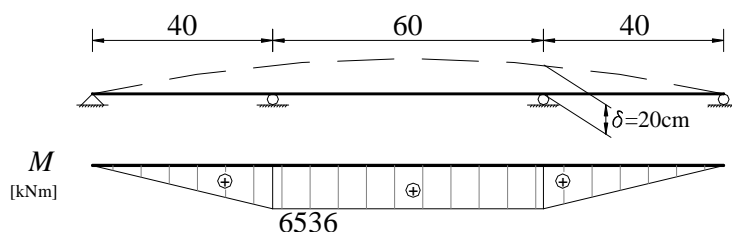
*Placa de jos este comprimată, deci este nefisurată, astfel rezistența la încovoiere și rigiditatea la torsiune sunt considerabil mai mari decât cele obținute clasic.*

*Secțiunile transversale de-a lungul podului sunt în clasa 1 sau clasa 2, astfel problemele de instabilitate la starea limită ultimă sunt evitate, nu numai în talpa inferioară datorită legăturii cu betonul, dar și în inimă datorită poziției joase a axei neutre.*

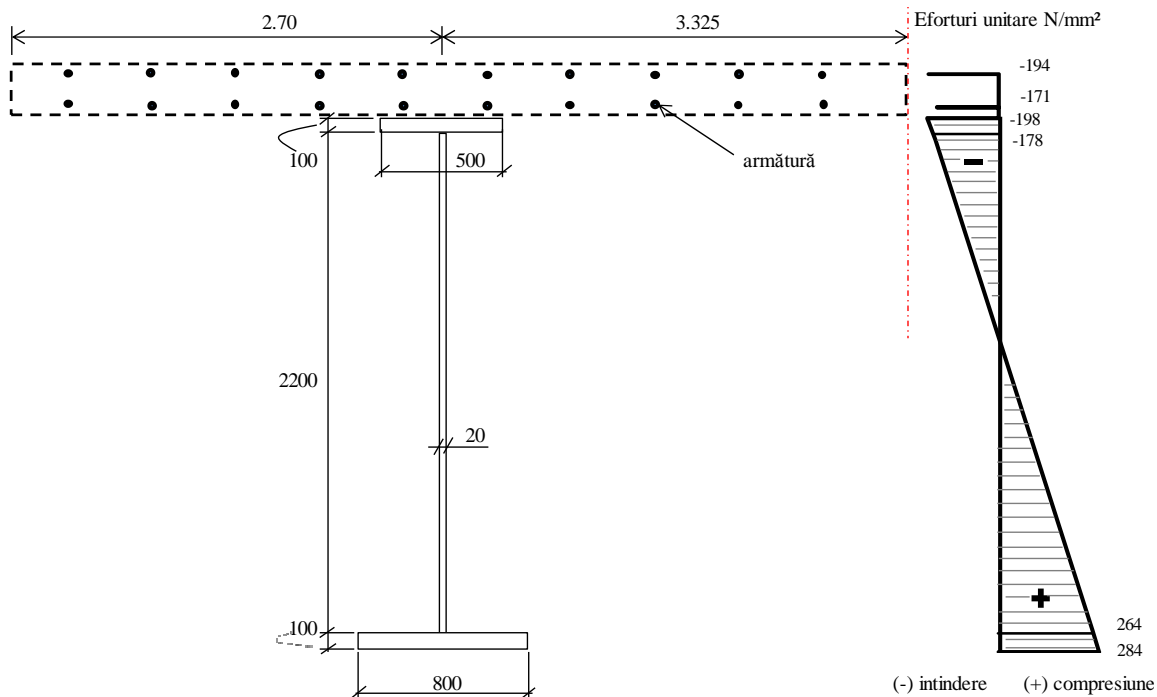
### 4.3. Precomprimarea dalei în dreptul reazemelor intermediare prin denivelarea reazemelor sau prin precomprimare cu cabluri

Prima metodă permite precomprimarea dalei în dreptul reazemelor intermediare fără utilizarea unor factori externi (cabluri), ci prin măsuri luate la montaj cum ar fi impunerea structurii metalice a unei curburi convexe deasupra reazemelor intermediare față de linia de rezemare, apoi betonarea dalei și în cele din urmă după întărirea betonului din dală, lăsarea pe reazemele definitive a structurii. Momentele pozitive care apar, comprimă dala de beton. Pentru structura considerată vom aplica o denivelare a reazemelor de 20 cm în dreptul fiecărei pile.

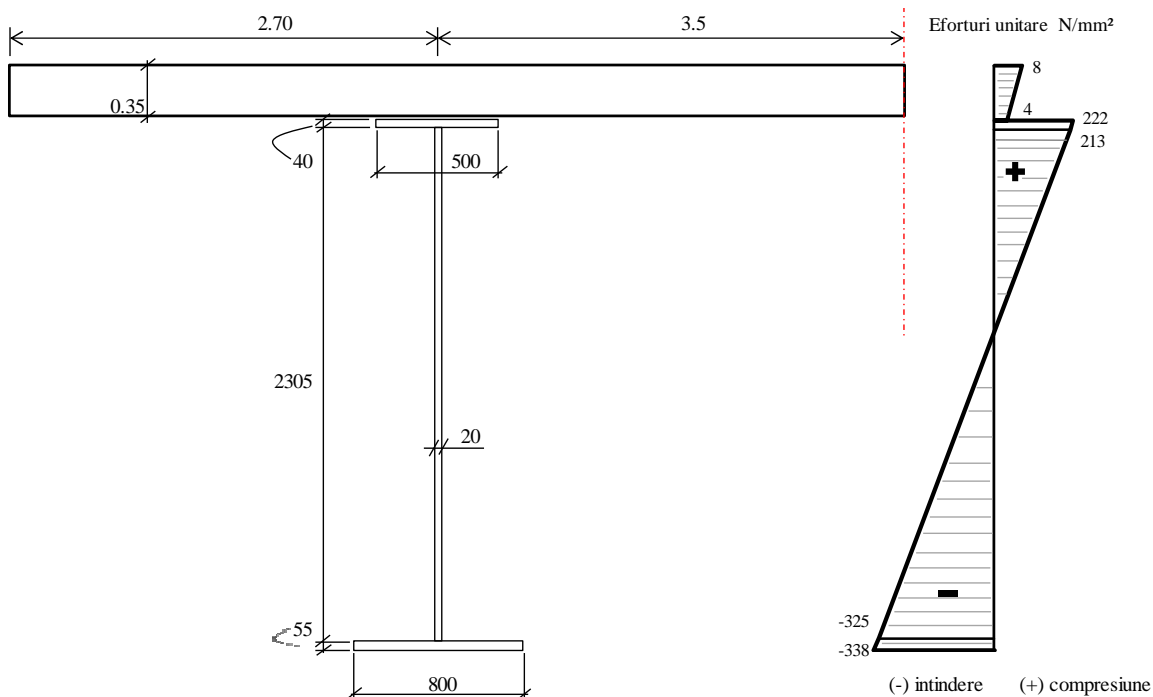
Se obțin următoarele:



**Figura 108.** Momente pe structură din denivelarea reazemelor



**Figura 109.** Eforturi unitare finale la SLU  $[1,35G+1P+1S+1,35(TS+UDL)+1,5(0,6Tk)]$  în dreptul reazemului P1



**Figura 110.** Eforturi unitare finale la SLU  $[1,35G+1P+1S+1,35(TS+UDL)+1,5(0,6Tk)]$  la mijlocul deschiderii P1-P2

Trebuie subliniat faptul că pentru precomprimare și deformații impuse, coeficientul de echivalență este egal cu 19 la timpul  $t_0 = 30$  zile cu multiplicatorul pentru curgerea lentă în funcție de tipul de încărcare  $\psi_L = 1,5$  (vezi relația (23)). Se calculează caracteristici geometrice pentru acest coeficient de echivalență, pentru secțiunea din dreptul reazemului intermediar ( $A = 0,2849 \text{ m}^2$ ,  $y_G = 1,614 \text{ m}$  și  $I = 0,3547 \text{ m}^4$ ) și pentru secțiunea de la mijlocul deschiderii P1-P2 ( $A = 0,2243 \text{ m}^2$ ,  $y_G = 1,777 \text{ m}$  și  $I = 0,2538 \text{ m}^4$ ).

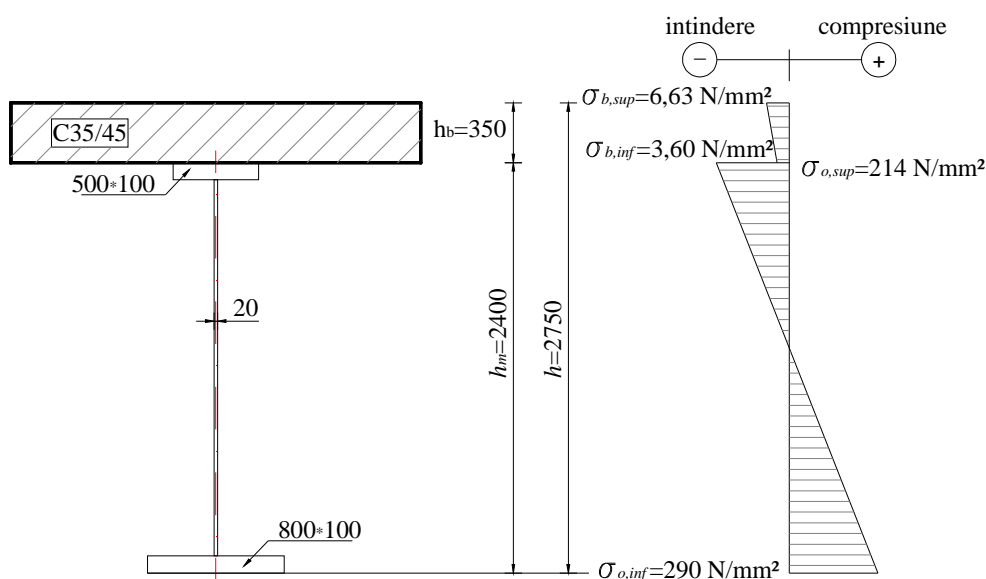
În ceea ce privește eforturile obținute, în comparație cu situația inițială, se observă că în dreptul reazemului intermediar eforturile unitare scad cu aproximativ 10% în talpa inferioară, 7% în

talpa superioară și cu 15% în armătură. Prin denivelarea reazemelor cu 20 cm se obține un efort de compresiune în dala de beton de  $1,15 \text{ N/mm}^2$ . După turnarea căii pe pod se obține un efort de întindere în dală în dreptul reazemului intermediar de  $1,52 \text{ N/mm}^2$ , deci compresiunea în dală este anulată. Din acest motiv, pentru această situație, calculele în dreptul reazemului intermediar se fac neglijând secțiunea de beton. Pentru secțiunea din mijlocul deschiderii centrale eforturile unitare cresc cu aproximativ 15% în talpa inferioară și 25% în beton. Deoarece cresc eforturile în câmp, denivelarea reazemelor trebuie atent controlată pentru a nu depășii rezistența secțiunii (vezi figura 110, eforturi în talpa inferioară).

Pentru a doua metodă în funcție de modul de construcție, se deosebesc două cazuri:

- Precomprimarea este aplicată înainte realizării legăturii între oțel și beton. În acest caz, dala nefiind legată de structura metalică, toată forța de precomprimare este aplicată betonului.
- Precomprimarea este aplicată după realizarea legăturii între oțel și beton.

În ambele situații ne propunem ca efortul de compresiune final în dala de beton în dreptul reazemului intermediar să fie de  $0,5 \text{ N/mm}^2$ , deci calculele se fac luând în considerare secțiunea de beton. La starea limită ultimă, fără luarea în considerare a precomprimării, obținem un efort de întindere în dala de beton de  $6,63 \text{ N/mm}^2$ .



**Figura 111.** Eforturi unitare finale la SLU în dreptul reazemului P1 fără considerarea precomprimării

Calculul numărului de cabluri necesar preluării întinderii în dala de beton în dreptul reazemului se face ținând cont de pierderile de tensiune care apar în armăturile de precomprimare.

Efortul unitar final în armătură după calculul tuturor pierderilor de tensiune este  $1323 \text{ N/mm}^2$ .

$\sigma_b = 6,63 \text{ N/mm}^2$  - efortul de întindere în dala de beton;

$\sigma_b^{final} = -0,50 \text{ N/mm}^2$  - efortul final în dala de beton considerând precomprimarea;

$\sigma_b^{prec} = \sigma_b^{final} - \sigma_b = -7,13 \text{ N/mm}^2$  - efortul de precomprimare aplicat dalei de beton;

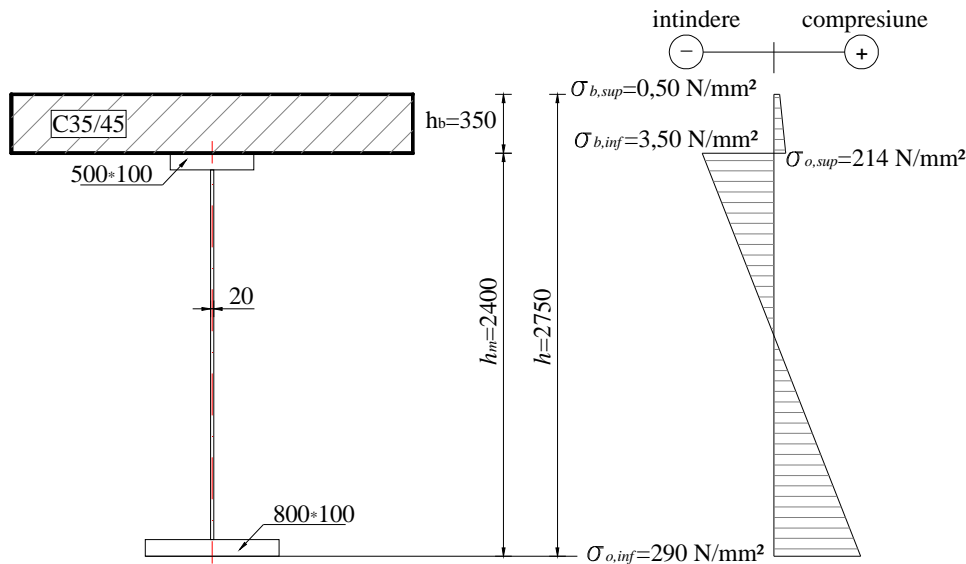
$A_b = 2,11 \text{ m}^2$  - aria de beton pe care se aplică precomprimarea (ținând cont de lățimea activă de placă în dreptul reazemului);

$$A_p = \frac{A_b \cdot \sigma_b^{prec}}{\sigma_p} = \frac{2,11 \cdot 10^6 \cdot 7,13}{1323} = 11371 \text{ mm}^2 \text{ - aria cablurilor de precomprimare;}$$

$$n = \frac{A_p}{A_{toron}} = \frac{11371}{150} = 76 \text{ bucăți - numărul toroanelor;}$$

$$n_{cable} = \frac{n}{5} = 15 \text{ bucăți - numărul cablurilor de precomprimare (tip 5F15).}$$

$$P = \sigma_b^{prec} \cdot A_b = -15040 \text{ kN - forța de precomprimare;}$$



**Figura 113.** Eforturi unitare finale la SLU în dreptul reazemului P1 când de face precomprimarea dalei înaintea realizării legăturii dintre oțel și beton

În cazul în care precomprimarea este aplicată după realizarea legăturii dintre oțel și beton, atunci efectul forței de precomprimare nu este doar la nivelul dalei de beton, ci la nivelul întregii secțiuni.

$M_p = P \cdot e = -14529 \text{ kNm}$  – momentul de precomprimare, cu  $e = 0,966 \text{ m}$  – excentricitatea forței de precomprimare.

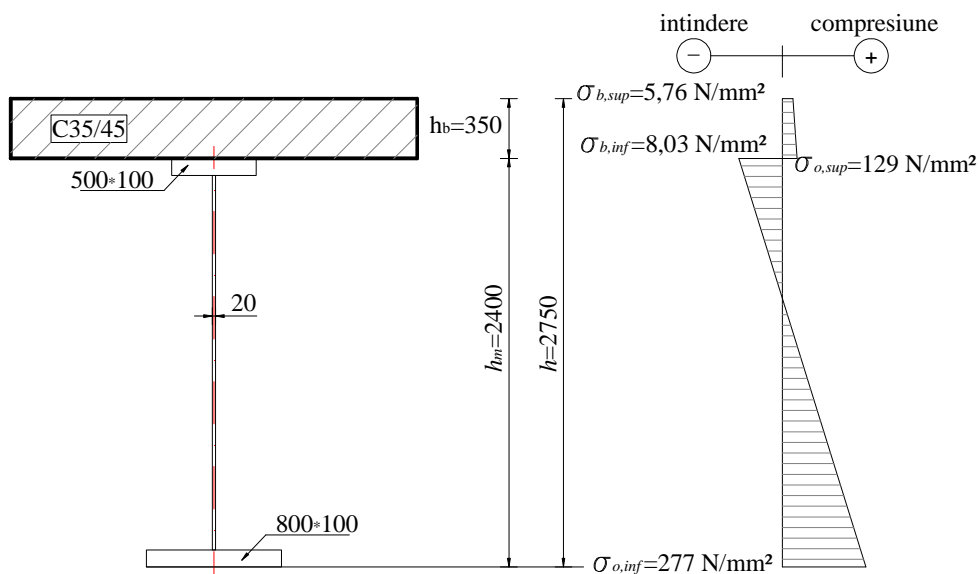
Eforturile secționale din precomprimare sunt:

$$\sigma_{a,i} = \frac{P}{A} + \frac{M_p}{I} \cdot y = \frac{-15040}{0,2835} + \frac{14529}{0,3536} \cdot 1,609 = 13,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{a,s} = \frac{P}{A} - \frac{M_p}{I} \cdot y = \frac{-15040}{0,2835} - \frac{14529}{0,3536} \cdot 0,791 = -85,55 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{b,i} = \frac{P}{A_b} + \frac{1}{n} \left( \frac{P}{A} - \frac{M_p}{I} y \right) = \frac{-15040}{2,11} + \frac{1}{19} \left( \frac{-15040}{0,2835} - \frac{14529}{0,3536} \cdot 0,791 \right) = -11,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{b,s} = \frac{P}{A_b} + \frac{1}{n} \left( \frac{P}{A} - \frac{M_p}{I} y \right) = \frac{-15040}{2,11} + \frac{1}{19} \left( \frac{-15040}{0,2835} - \frac{14529}{0,3536} \cdot 1,14 \right) = -12,39 \text{ N/mm}^2$$



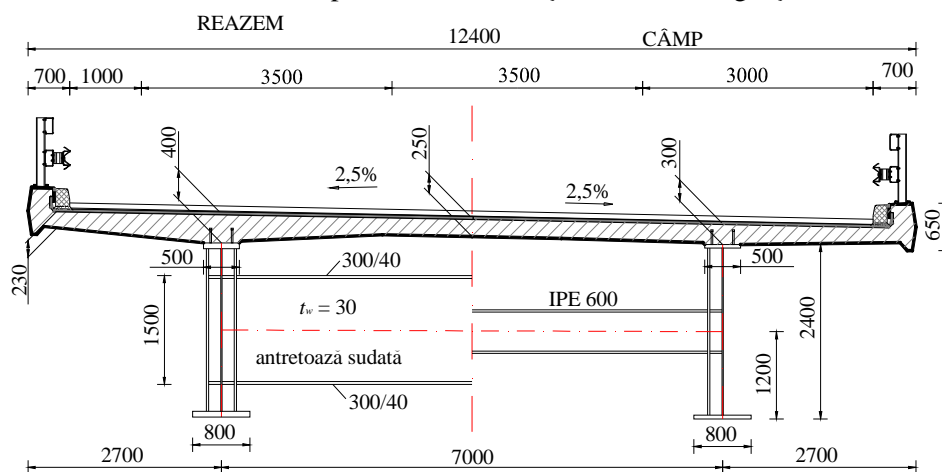
**Figura 115.** Eforturi unitare finale la SLU în dreptul reazemului P1 când se face precomprimarea dalei după realizarea legăturii dintre oțel și beton

**Concluzii:**

Se observă că denivelarea reazemelor nu este la fel de eficientă ca precomprimarea cu ajutorul cablurilor. Un dezavantaj al acestei metode îl reprezintă creșterea eforturilor în câmp. În cazul precomprimării dalei de beton cu ajutorul cablurilor, deoarece putem controla forța de precomprimare astfel încât la final efortul în dală să fie de compresiune (dala participă la rezistența secțiunii), eforturile în grinda metalică sunt mai mici. Precomprimarea este o alternativă economică pentru a reduce cantitatea de oțel în grinzi în dreptul reazemelor intermediare.

#### 4.5. Tablier cu structură mixtă oțel-beton pentru autostrada

Structura utilizată pentru acest exemplu este aceeași ca în aplicația (9) cu deosebirea că susține o cale pentru autostradă cu două benzi pe sens de 3,50 m și o banda de urgență de 3,00 m.



**Figura 125.** Secțiune transversală pentru autostrada

Următoarele valori au fost calculate și sunt aceleași ca în aplicația (9): caracteristicile geometrice ale secțiunilor; clasa secțiunii transversale; poziția axei neutre plastice; momentul  $M_{pl,Rd}$  și forța tăietoare  $V_{bw,Rd}$ ; forța tăietoare și momentul încovoietor de calcul în secțiune din greutatea proprie a scheletului metalic, greutatea proprie a dalei de beton, contracție și temperatură.

Forța tăietoare și momentul încovoietor de calcul în secțiune din cale și trafic sunt diferite.

Moment în câmp, deschiderea centrală,  $M_{Ed} = 39694 \text{ kNm} < M_{pl} = 45700 \text{ kNm}$

Moment pe reazemul intermediar,  $M_{Ed} = -55518 \text{ kNm} < M_{pl} = -77550 \text{ kNm}$

Forța tăietoare în dreptul reazemului intermediar,  $V_{Ed} = 6037 \text{ kN} > V_{bw,Rd} = 5697 \text{ kN}$

**Concluzii:**

În cazul în care tablierul susține o autostrada, forța tăietoare și momentele încovoietoare cresc în medie cu 5%. Ca și în cazul secțiunii pentru drum național cu trotuare sunt probleme la forța tăietoare. O concluzie rapidă se poate desprinde, și anume, că dacă distanța între grinzi și lățimea dalei de beton se pastrează, încărcările din convoi pentru autostradă sunt echivalente cu încărcările din convoi plus trotuare pentru drum național.

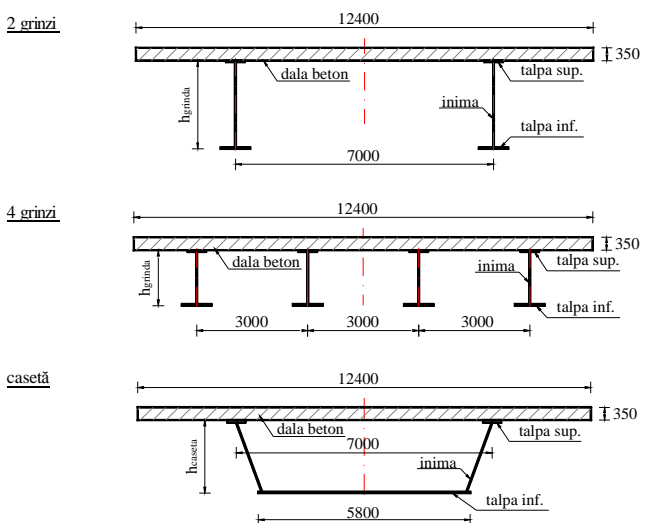
#### 4.6. Situații de calcul

În acest subcapitol sunt prezentate mai multe situații de calcul pentru structuri de poduri cu structură mixtă oțel-beton.

Au fost studiate trei tipuri de secțiune transversală pentru trei scheme statice diferite.

Parametrii, cum ar fi înălțimea grinzii de oțel, grosimea tălpilor, lățimea tălpilor sau grosimea dalei de beton, variază sau au o valoare fixă în funcție de situația de calcul aleasă astfel încât structura să se verifice la starea limită de serviciu, oboseală și starea limită ultimă. Au fost dezvoltate fișiere de calcul Excel cu ajutorul cărora se pot face toate aceste verificări. În figurile 129 până la 132 este prezentată o sinteză cu informații referitoare la schema statică, secțiunea transversală, dimensiunile grinzilor de oțel și dalei de beton, momentele încovoietoare și forțele tăietoare rezistente și de calcul.

Pentru toate situațiile a fost calculată greutatea tablăierului metalic fără a lua în considerare antrazoazele și rigidizările. Cu această plăjă de valori, în funcție de deschidere și de înălțimea de construcție necesară, se poate aprecia care este secțiunea transversală care se poate adopta și greutatea tablăierului metalic astfel încât structura să se verifice și să avem un consum optim de oțel.



înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 800 mm

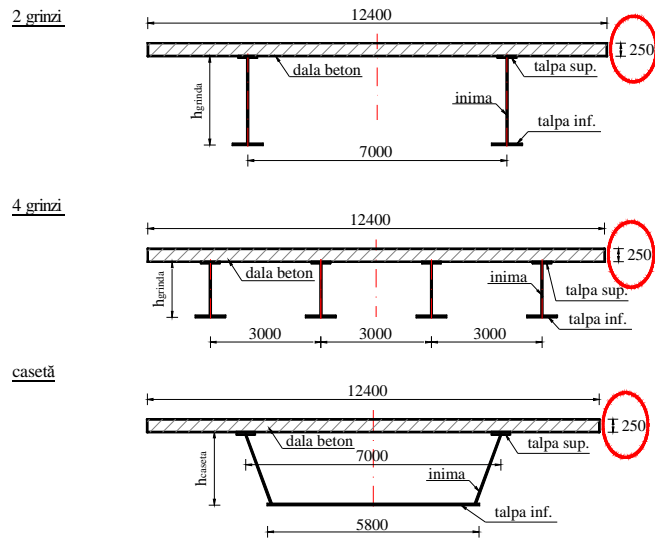
înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 800 mm

înălțime casetă constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară casetă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară casetă, 5800 mm

Figura 129. Situații de calcul – înălțime, talpa superioară și talpa inferioară variabile

Schema statică	L	Secțiune transversală	$h_{gr}$ mm	CÂMP						REAZEM INTERMIEDIAR						TOTAL OȚEL to
				$t_{sup}$ mm	$t_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{plRd}$ $10^3$ kN	$V_{bWRd}$ $10^3$ kN	$t_{sup}$ mm	$t_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{plRd}$ $10^3$ kN	$V_{bWRd}$ $10^3$ kN	
	40	2 grinzi	1900	60	80	30.71	0.75	41.92	4.71	-	-	-	-	-	-	80
		4 grinzi	1400	35	70	25.09	0.56	25.43	4.45	-	-	-	-	-	-	125
		casetă	1700	80	25	53.54	0.48	78.74	4.54	-	-	-	-	-	-	90
	60	2 grinzi	3200	80	100	59.95	0.52	100.48	6.06	-	-	-	-	-	-	160
		4 grinzi	2400	50	80	48.63	0.41	59.44	5.29	-	-	-	-	-	-	245
		casetă	3000	100	25	109.05	0.38	160.5	5.92	-	-	-	-	-	-	170
	40+40	2 grinzi	2100	35	40	26.1	0.98	31.14	5.02	80	95	-46.22	5.3	-68.46	5.73	130
		4 grinzi	1400	25	35	17.3	0.69	15.22	4.46	70	80	-27.47	3.39	-35.36	4.44	200
		casetă	1500	35	25	40.56	0.58	69.49	4.49	90	40	-78.38	4.37	-108.19	4.47	165
	60+60	2 grinzi	2800	40	55	44.14	1.22	56.06	5.74	120	150	-90.3	7.08	-121.75	7.54	255
		4 grinzi	2200	35	50	37.04	0.92	36.16	5.12	130	130	-58.1	4.82	-74.73	4.93	440
		casetă	2600	40	25	77.24	0.42	137.41	5.57	125	40	-168.15	6.32	-218.66	6.41	300
	40+60+40	2 grinzi	2400	40	55	35.14	0.86	46.19	5.33	100	100	-54.23	5.67	-82.66	7.04	270
		4 grinzi	1700	35	45	22.84	0.76	24.37	4.52	70	80	-33.08	3.51	-43.42	4.52	400
		casetă	2200	50	25	52.71	0.56	111.35	5.13	80	40	-88.61	4.36	-140	5.2	310
	50+70+50	2 grinzi	2650	40	55	45.52	0.86	51.4	5.59	100	150	-76.19	6.67	-112.67	7.35	350
		4 grinzi	2000	35	45	28.73	0.71	30.57	4.9	90	100	-45.64	4.06	-58.46	4.77	545
		casetă	2450	50	25	78.24	0.62	127.25	5.4	100	40	-136.77	5.92	-190.35	6.25	395
	60+80+60	2 grinzi	2900	55	55	54.11	0.9	61.59	5.82	120	150	-92.04	7.57	-128.16	7.69	465
		4 grinzi	2200	40	50	34.87	0.7	36.04	5.12	120	130	-60.12	4.62	-73.4	4.94	720
		casetă	2750	50	25	96.31	0.6	143.14	5.71	150	50	-182.72	6.72	-256.4	7.57	480

Figura 130. Situații de calcul – schimbare grosime dală de la 0,35 la 0,25 m



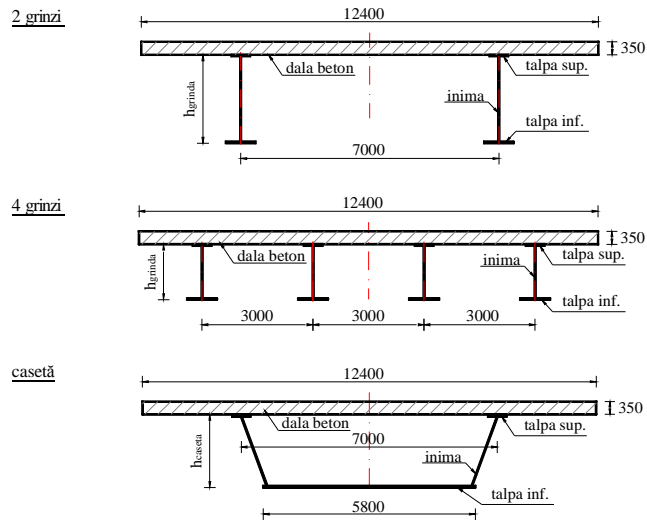
înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 800 mm

înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 800 mm

înălțime casetă constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară casetă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară casetă, 5800 mm

Schema statică	L	Secțiune transversală	$h_{gr}$ mm	CÂMP						REAZEM INTERMIEDIAR						TOTAL OȚEL to
				$t_{sup}$ mm	$t_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{pIRd}$ $10^3$ kN	$V_{bwRd}$ $10^3$ kN	$t_{sup}$ mm	$t_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{pIRd}$ $10^3$ kN	$V_{bwRd}$ $10^3$ kN	
	40	2 grinzii	1900	50	70	28.19	0.75	40.17	4.71	-	-	-	-	-	-	72
		4 grinzii	1400	30	65	23.49	0.56	25.9	4.45	-	-	-	-	-	-	115
		casetă	1700	60	25	46.69	0.48	82.37	4.54	-	-	-	-	-	-	83
	60	2 grinzii	3200	60	80	54.66	0.52	90.53	6.06	-	-	-	-	-	-	145
		4 grinzii	2400	40	70	44.95	0.41	55.87	5.29	-	-	-	-	-	-	225
		casetă	3000	80	20	96.91	0.38	137.47	5.92	-	-	-	-	-	-	145
	40+40	2 grinzii	2100	30	35	23.88	0.98	30.34	5.02	60	80	-40.99	4.77	-61.24	5.73	115
		4 grinzii	1400	20	35	16.25	0.69	16.44	4.46	60	80	-25.19	3.14	-33.92	4.44	185
		casetă	1500	30	20	36.39	0.58	59.43	4.49	70	30	-67.38	4.37	-95.99	4.47	145
	60+60	2 grinzii	2800	30	45	39.48	1.22	51.2	5.74	100	120	-79.67	6.28	-104.91	7.54	225
		4 grinzii	2200	30	50	34.73	0.92	38.9	5.12	120	100	-50.03	4.44	-67.59	4.93	415
		casetă	2600	30	20	68.28	0.42	117.23	5.57	100	30	-144.22	6.32	-178.85	6.41	255
	40+60+40	2 grinzii	2400	30	40	31.92	0.86	40.08	5.33	70	80	-47.66	5.05	-71.9	7.04	230
		4 grinzii	1700	30	40	21.34	0.76	23.74	4.52	60	80	-30.13	3.21	-41.85	4.52	385
		casetă	2200	40	20	52.71	0.56	94.92	5.13	60	30	-86.71	4.36	-138.13	5.2	280
	50+70+50	2 grinzii	2650	30	50	41.2	0.86	49.8	5.59	90	110	-67.16	5.94	-93.02	7.35	315
		4 grinzii	2000	30	40	26.71	0.71	29.66	4.9	80	90	-41.53	3.71	-54.09	4.77	525
		casetă	2450	40	20	69.64	0.62	108.29	5.4	90	30	-119.18	5.92	-166.61	6.25	355
	60+80+60	2 grinzii	2900	45	50	48.72	0.9	55.7	5.82	80	140	-80.67	6.74	-117.85	7.69	420
		4 grinzii	2200	35	45	32.32	0.7	35.01	5.12	120	110	-54.65	4.22	-67.63	4.94	705
		casetă	2750	40	20	82.9	0.6	124.87	5.71	130	35	-159.29	6.72	-217.07	7.57	435

Figura 131. Situații de calcul – precomprimare pe reazemele intermediare



înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 800 mm

precomprimare pe reazemul intermediar

înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară grindă constantă pe toată lungimea podului, 800 mm

precomprimare pe reazemul intermediar

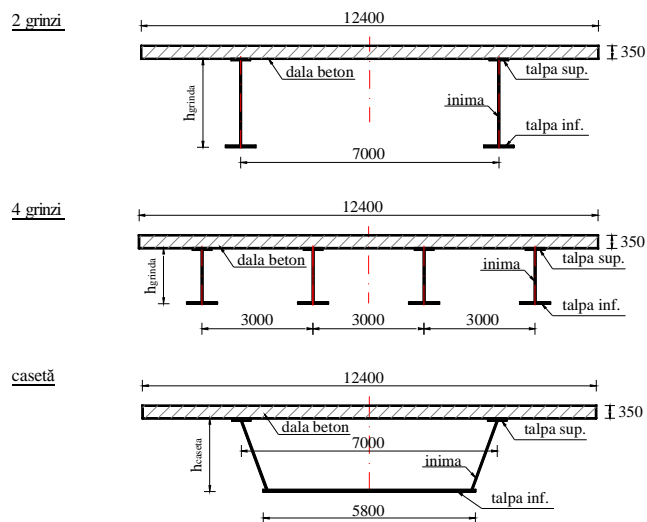
înălțime casetă constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 lățime talpă superioară casetă constantă pe toată lungimea podului, 500 mm  
 lățime talpă inferioară casetă, 5800 mm

precomprimare pe reazemul intermediar

Schema statică	L	Secțiune transversală	$h_{gr}$ mm	CÂMP						REAZEM INTEREDIAR						TOTAL OȚEL to
				$t_{sup}$ mm	$t_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{plRd}$ $10^3$ kN	$V_{bwRd}$ $10^3$ kN	$t_{sup}$ mm	$t_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{plRd}$ $10^3$ kN	$V_{bwRd}$ $10^3$ kN	
	40	2 grinzi	1900	60	80	30.71	0.75	41.92	4.71	-	-	-	-	-	-	80
		4 grinzi	1400	35	70	25.09	0.56	25.43	4.45	-	-	-	-	-	-	125
		casetă	1700	80	25	53.54	0.48	78.74	4.54	-	-	-	-	-	-	90
	60	2 grinzi	3200	80	100	59.95	0.52	100.48	6.06	-	-	-	-	-	-	160
		4 grinzi	2400	50	80	48.63	0.41	59.44	5.29	-	-	-	-	-	-	245
		casetă	3000	100	25	109.05	0.38	160.5	5.92	-	-	-	-	-	-	170
	40+40	2 grinzi	2100	35	40	26.1	0.98	31.14	5.02	60	80	-46.22	5.3	-68.46	5.73	125
		4 grinzi	1400	25	35	17.3	0.69	15.22	4.46	50	70	-27.47	3.39	-35.36	4.44	190
		casetă	1500	35	25	40.56	0.58	69.49	4.49	70	35	-78.38	4.37	-108.19	4.47	160
	60+60	2 grinzi	2800	40	55	44.14	1.22	56.06	5.74	80	135	-90.3	7.08	-121.75	7.54	245
		4 grinzi	2200	35	50	37.04	0.92	36.16	5.12	60	120	-58.1	4.82	-74.73	4.93	415
		casetă	2600	40	25	77.24	0.42	137.41	5.57	95	35	-168.15	6.32	-218.66	6.41	290
	40+60+40	2 grinzi	2400	40	55	35.14	0.86	46.19	5.33	60	90	-54.23	5.67	-82.66	7.04	255
		4 grinzi	1700	35	45	22.84	0.76	24.37	4.52	50	70	-33.08	3.51	-43.42	4.52	395
		casetă	2200	50	25	52.71	0.56	111.35	5.13	60	35	-88.61	4.36	-140	5.2	300
	50+70+50	2 grinzi	2650	40	55	45.52	0.86	51.4	5.59	70	135	-76.19	6.67	-112.67	7.35	345
		4 grinzi	2000	35	45	28.73	0.71	30.57	4.9	60	90	-45.64	4.06	-58.46	4.77	525
		casetă	2450	50	25	78.24	0.62	127.25	5.4	80	35	-136.77	5.92	-190.35	6.25	380
	60+80+60	2 grinzi	2900	55	55	54.11	0.9	61.59	5.82	80	145	-92.04	7.57	-128.16	7.69	440
		4 grinzi	2200	40	50	34.87	0.7	36.04	5.12	60	120	-60.12	4.62	-73.4	4.94	685
		casetă	2750	50	25	96.31	0.6	143.14	5.71	100	35	-182.72	6.72	-256.4	7.57	445



Figura 132. Situații de calcul – lățimile tălpii inferioare și superioare variabile



înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 grosime talpă superioară grindă constantă, 40 mm în câmp și 80 mm pe reazem  
 grosime talpă inferioară grindă constantă, 40 mm în câmp și 80 mm pe reazem

înălțime grindă oțel constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 grosime talpă superioară grindă constantă, 40 mm în câmp și 80 mm pe reazem  
 grosime talpă inferioară grindă constantă, 40 mm în câmp și 80 mm pe reazem

înălțime casetă constantă pe toată lungimea podului  
 grosime inimă constantă, 20 mm în câmp și 24 mm în dreptul reazemului intermediar  
 grosime talpă superioară casetă constantă, 40 mm în câmp și 80 mm pe reazem  
 grosime talpă inferioară casetă constantă, 20 mm în câmp și 40 mm pe reazem  
 lățime talpă inferioară casetă, 5800 mm

Schema statică	L	Secțiune transversală	$h_{gr}$ mm	CÂMP						REAZEM INTEREDIAR						TOTAL OȚEL to
				$b_{sup}$ mm	$b_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{plRd}$ $10^3$ kN	$V_{bWRd}$ $10^3$ kN	$b_{sup}$ mm	$b_{inf}$ mm	$M_{Ed}$ $10^3$ kN	$VE_d$ $10^3$ kN	$M_{plRd}$ $10^3$ kN	$V_{bWRd}$ $10^3$ kN	
	40	2 grinzi	1900	900	1500	30.71	0.75	41.19	4.71	-	-	-	-	-	-	95
		4 grinzi	1400	500	1250	25.09	0.56	23.51	4.45	-	-	-	-	-	-	135
		casetă	1700	1000	5800	53.54	0.48	82.73	4.54	-	-	-	-	-	-	90
	60	2 grinzi	3200	1000	1700	59.95	0.52	171.44	6.06	-	-	-	-	-	-	180
		4 grinzi	2400	650	1450	48.63	0.41	57.21	5.29	-	-	-	-	-	-	275
		casetă	3000	1200	5800	109.05	0.38	167.77	5.92	-	-	-	-	-	-	170
	40+40	2 grinzi	2100	500	800	26.1	0.98	36.53	5.02	500	1000	-46.22	5.3	-73.06	5.73	140
		4 grinzi	1400	250	750	17.3	0.69	15.88	4.46	450	850	-27.47	3.39	-36.43	4.44	220
		casetă	1500	500	5800	40.56	0.58	69.49	4.49	600	5800	-78.38	4.37	-111.96	4.47	165
	60+60	2 grinzi	2800	500	1000	44.14	1.22	64.12	5.74	600	1300	-90.3	7.08	-121.75	7.54	270
		4 grinzi	2200	300	1100	37.04	0.92	40.38	5.12	700	1100	-58.1	4.82	-73.3	4.93	480
		casetă	2600	600	5800	77.24	0.42	115.36	5.57	800	5800	-168.15	6.32	-220.41	6.41	300
	40+60+40	2 grinzi	2400	500	850	35.14	0.86	44.57	5.33	500	1000	-54.23	5.67	-85.04	7.04	270
		4 grinzi	1700	250	850	22.84	0.76	23.13	4.52	500	800	-33.08	3.51	-44.17	4.52	420
		casetă	2200	500	5800	52.71	0.56	111.99	5.13	600	5800	-88.61	4.36	-180.6	5.2	320
	50+70+50	2 grinzi	2650	500	1050	45.52	0.86	59.13	5.59	600	1250	-76.19	6.67	-110.21	7.35	375
		4 grinzi	2000	250	900	28.73	0.71	30.57	4.9	600	950	-45.64	4.06	-59.51	4.77	605
		casetă	2450	600	5800	78.24	0.62	106.49	5.4	700	5800	-136.77	5.92	-198.7	6.25	400
	60+80+60	2 grinzi	2900	500	1200	54.11	0.9	72.55	5.82	700	1400	-92.04	7.57	-131.79	7.69	500
		4 grinzi	2200	250	1000	34.87	0.7	37.63	5.12	750	1100	-60.12	4.62	-74.41	4.94	830
		casetă	2750	650	5800	96.31	0.6	123.6	5.71	850	5800	-182.72	6.72	-237.49	7.57	515

Analizând toate situațiile de calcul, se observă ca soluția cu două grinzi gemene este cea mai economică.

În figura 129 sunt prezentate situații de calcul în care înălțimea, talpa superioară și talpa inferioară sunt variate astfel încât structura să se verifice. Dala de beton are grosime constantă de 350 mm iar lățimea tălpii inferioare și a tălpii superioare sunt constante de 800 mm și respectiv 500 mm.

Plecând de la aceste valori, mai departe în figura 130, s-a încercat cu o dală de beton mai subțire, și anume grosimea medie a dalei de 250 mm. Se observă că datorită ușurării dalei și cantitatea de material pentru scheletul metalic este mai mică, în medie cu 15 tone iar grosimile tălpilor scad în medie cu 10 mm. Momentele capabile scad foarte puțin și deci în concluzie este de preferat să avem o dală de beton cât mai subțire posibil. Din verificările făcute și din cerințele de durabilitate de la punctul 4.3 din SR EN 1992-1-1, nu se poate utiliza o dală mai subțire de 250 mm.

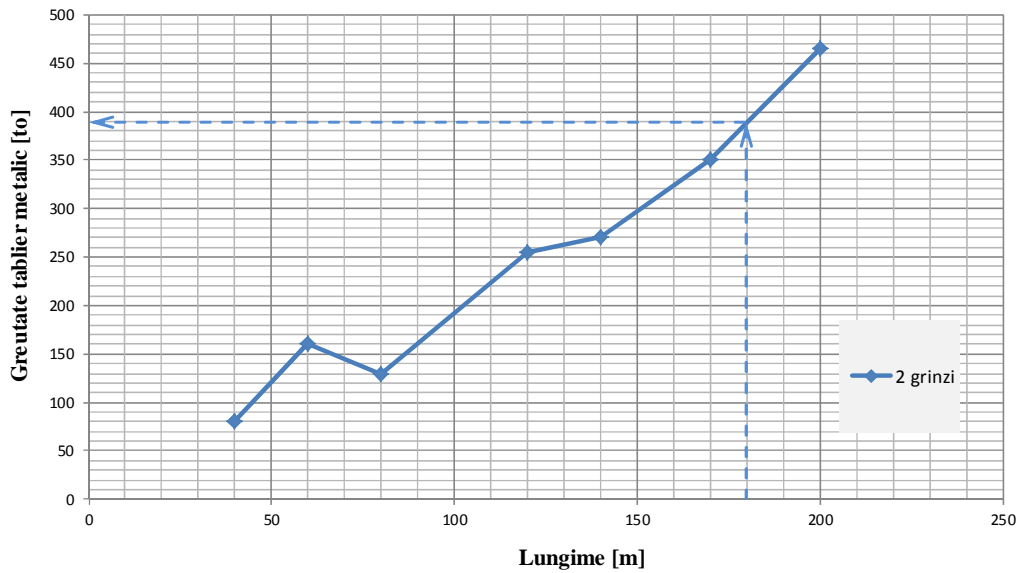
În figura 131 s-a apelat la precomprimarea pe reazem. Se observă față de situațiile din figura 129 o îmbunătățire în ceea ce privește grosimile de talpă în zona reazemului intermediar și deci o cantitate de oțel mai mică în medie cu 5 tone. Precomprimarea pe reazem implică tehnologii suplimentare și utilizarea de cabluri pentru realizarea precomprimării, dar cu toate acestea metoda prezintă avantaje tehnico-economice. De exemplu, prin precomprimare se poate merge până la anularea totală a fisurilor în dala de beton în dreptul reazemului intermediar, deci creșterea duratei de viață prin împiedicarea patrunderii apei în dală ce poate conduce la corodarea armăturilor și degradarea betonului.

O ultimă analiză s-a făcut în figura 132 unde lățimile tălpilor inferioare și superioare sunt variate astfel încât structura să se verifice. Dala de beton are grosime constantă de 350 mm iar grosimea tălpii inferioare și a tălpii superioare sunt constante de 80 mm în dreptul reazemului intermediar și respectiv 40 mm în câmp. Comparativ cu situațiile din figura 129 se observă o creștere a cantității de oțel în medie cu 15 tone, ceea ce confirmă că o îngroșare a tălpilor este mai avantajoasă decât o lățire a acestora.

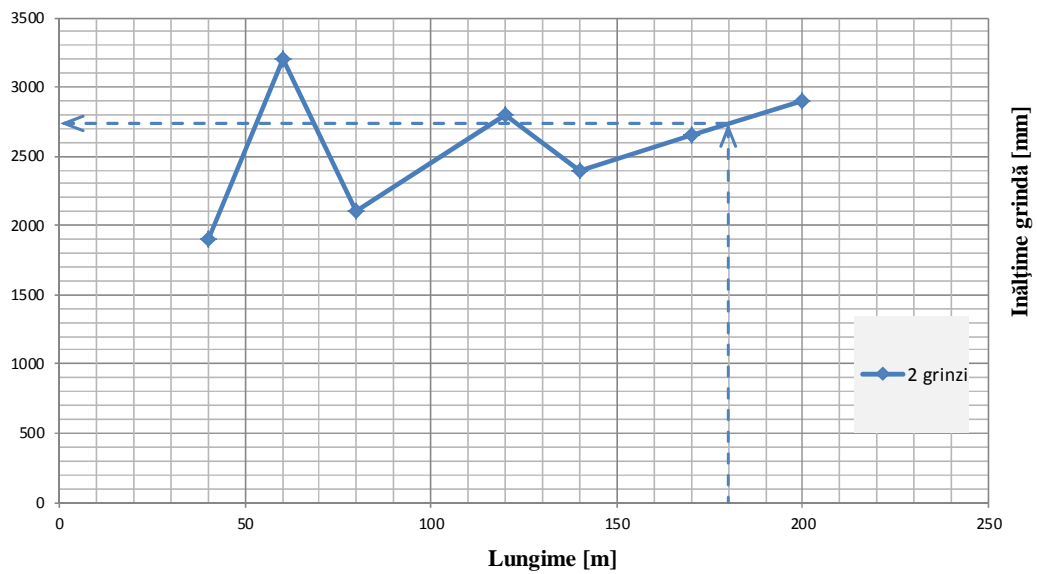
În continuare cu plaja de valori din figura 129, în funcție de deschidere și de înălțimea de construcție necesară, se poate aprecia care este secțiunea transversală care se poate adopta și greutatea tablăului metalic astfel încât structura să se verifice și să avem un consum optim de oțel. Acest lucru se poate face și pentru situațiile de calcul prezentate în figurile 130, 131 sau 132.

*Exemplul 1:* Se construiește un grafic lungime-greutate pentru structura cu două grinzi gemene (cel mai mic consum de oțel se obține pentru această structură). În funcție de lungimea structurii, vom obține o cantitate de oțel, de exemplu pentru o structură de 180 m, cantitatea de oțel este 390 tone (vezi figura 133). Pentru a putea afla înălțimea grinzilor pentru care această soluție este valabilă, trebuie construit graficul lungime-înălțime (vezi figura 134) și se obține o înălțime de grindă de 2750 mm. În cazul în care înălțimea grinzii de oțel este impusă, datorită condițiilor din profilul longitudinal al podului și de gabarit, se trece la următorul pas. Se construiește un grafic înălțime-greutate pentru toate cele trei situații, două grinzi gemene, patru grinzi și casetă (vezi figura 135). Se alege înălțimea de construcție necesară (înălțime grindă oțel, fără dala de beton), pentru exemplul nostru o considerăm egală cu 2000 mm. În graficul înălțime-greutate (figura 135) se determină punctul de intersecție dintre cantitatea de oțel obținută, 390 tone, și înălțimea de construcție 2000 mm. Prima curbă pe care o întâlnește această dreaptă ce trece prin punctul determinat mai sus și paralelă cu axa greutății, plecând de la punctul de intersecție, reprezintă soluția ce trebuie adoptată (figura 135). Secțiunea transversală optimă pentru o lungime de pod  $L=180$  m și o înălțime de grindă  $h=2000$  m este cu 4 grinzi cu un consum de oțel de 425 tone.

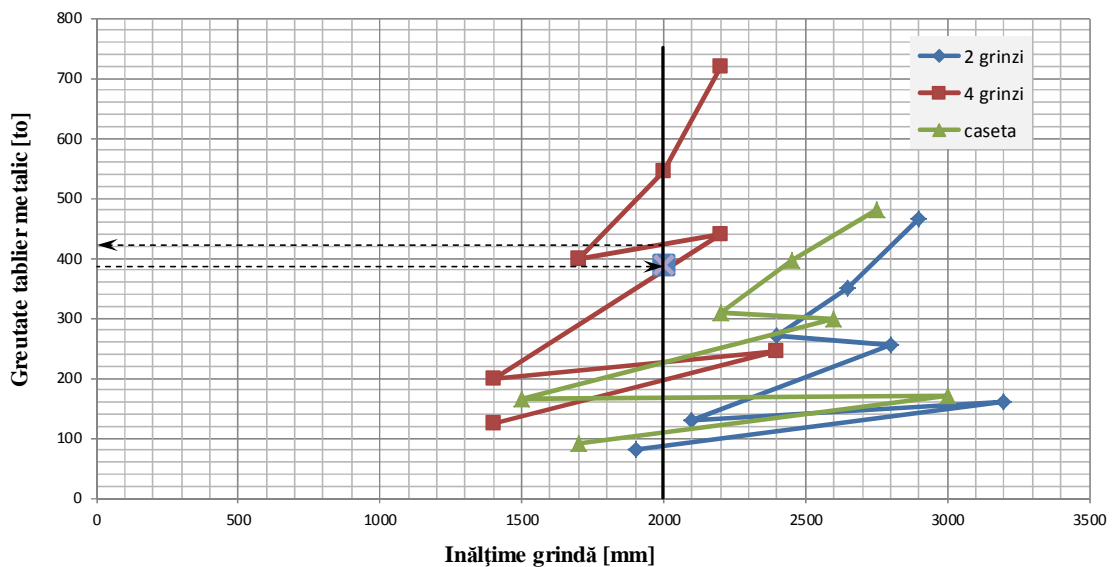
*Exemplul 2:* lungime structură, 75 m și înălțime de construcție necesară, 1800 mm. Rezultă o cantitate de oțel de 138 tone și o înălțime de grindă 2375 mm pentru soluția cu două grinzi (figura 136 și 137), iar pentru înălțimea impusă de 1800 mm o secțiune transversală de tip caseta și greutate de oțel de 165 tone (figura 138).



**Figura 133.** Grafic lungime-greutate pentru structura cu două grinzi gemene,  $L=180$  m



**Figura 134.** Grafic lungime-înălțime pentru structura cu două grinzi gemene,  $L=180$  m



**Figura 135.** Grafic înălțime-greutate,  $h=2000$  mm

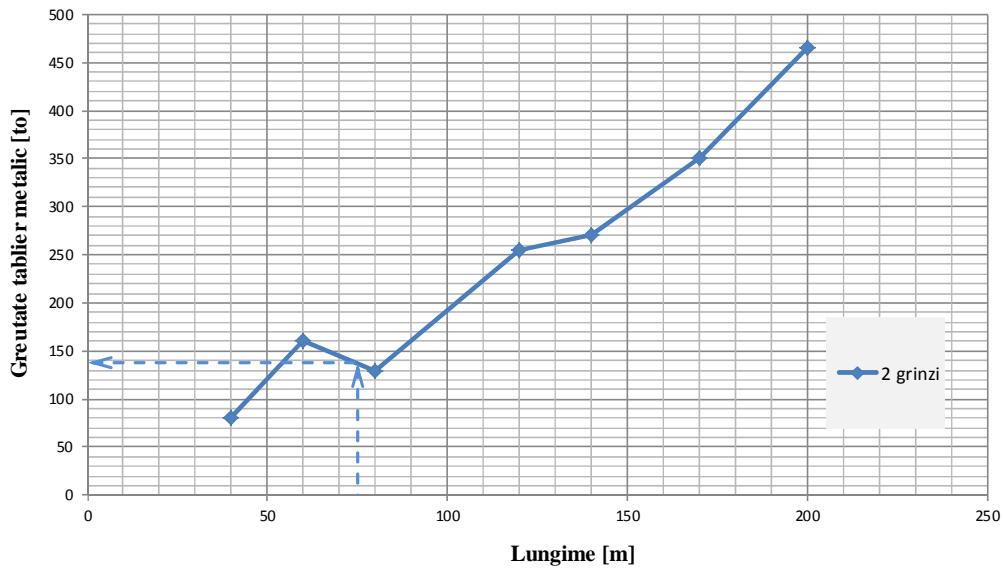


Figura 136. Grafic lungime-greutate pentru structura cu două grinzi gemene,  $L=75$  m

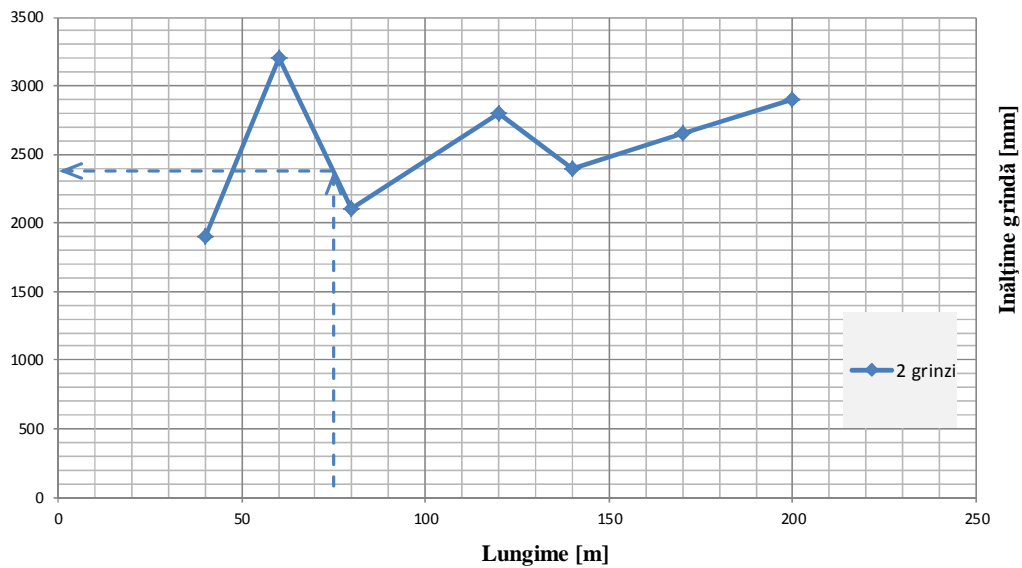


Figura 137. Grafic lungime-înălțime pentru structura cu două grinzi gemene,  $L=75$  m

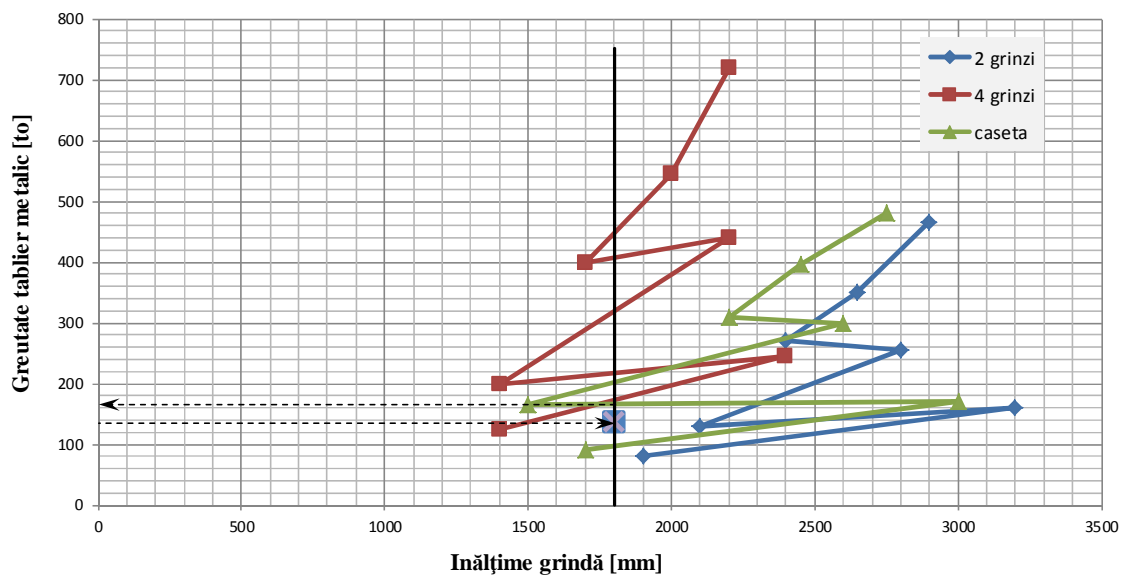


Figura 138. Grafic înălțime-greutate,  $h=1800$  mm

## CAPITOLUL 5. CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

### 5.1. Concluzii finale

Pentru o mai bună înțelegere, fiecare capitol sau situație de proiectare sunt urmate de exemple de proiectare iar concluziile ce s-au desprins în urma calculului de verificare și analiză a structurii sunt reamintite mai jos.

Coeficientul de echivalență pentru încărcări din contracție este diferit în cele două metode de calcul (vezi punctul *c*) din capitolul 2.1.4). În euromormă calculul coeficientului de curgere lentă este greoi, (în calculul intervin foarte mulți factori ce țin seama de influența umidității, rezistenței și vârstei betonului). Conform calculului pe baza coeficienților din SR EN 1994-2, se obțin eforturi secționale mai mari de compresiune în talpa inferioară a grinzii de oțel și de întindere în dala de beton. Aplicând același raționament și ținând seama de semnul momentului, se pot obține eforturile secționale pe reazemul intermediar și în mijlocul deschiderii de 60 m. Se observă ca efectul asupra secțiunii este același, compresiune în grinda de oțel și întindere în dala de beton, și putem admite că pentru verificările de rezistență se poate lua în calcul influența contracției în secțiunile de pe reazem iar în câmp deoarece are un efect favorabil, se poate neglija. Nu se poate spune același lucru însă la calculul conectorilor unde forțele de lunecare la contactul dintre dala de beton și grinda de oțel sunt mari și trebuie luate în considerare pe toată lungimea tablierului (vezi 3.8, capitolul 3).

Forțele din vânt pe direcția *x* conduc la solicitări ale tablierului în plan orizontal. Deoarece rigiditatea structurii este mare datorită dalei de beton care lucrează ca o contravântuire orizontală, aceste forțe pot fi neglijate în calculele de rezistență ale componentelor tablierului, ele fiind folosite îndeosebi la dimensionarea aparatelor de reazem și la infrastructurile foarte înalte.

Armătura din dala de beton preia efort și se ține cont de aria acesteia la predimensionarea tălpii superioare în dreptul reazemului intermediar.

În comparație cu rezistența ultimă a secțiunii mixte simple, pentru secțiunea dublu mixtă avem o creștere semnificativă a rezistenței prin reducerea la nivel local a cantității de oțel numai prin adăugarea la partea de jos a unei dale de beton între cele două grinzi.

Este o alternativă economică pentru a reduce cantitatea de oțel în talpa comprimată.

Placa de jos este comprimată, deci este nefisurată, astfel rezistența la încovoiere și rigiditatea la torsiune sunt considerabil mai mari decât cele obținute clasic.

Secțiunile transversale de-a lungul podului sunt în clasa 1 sau clasa 2, astfel problemele de instabilitate la starea limită ultimă sunt evitate, nu numai în talpa inferioară datorită legăturii cu betonul, dar și în inimă datorită poziției joase a axei neutre.

În cazul în care tablierul susține o autostradă, forța tăietoare și momentele încovoietoare cresc în medie cu 5% față de cazul secțiunii pentru drum național cu trotuare, cu condiția ca distanța între grinzi și lățimea dalei de beton să se păstreze. Atunci, este acceptabil ca încărcările din convoi pentru autostradă să fie echivalente cu încărcările din convoi plus trotuare pentru drum național.

Pentru grosimea minimă a dalei de beton, din verificările făcute și din cerințele de durabilitate de la punctul 4.3 din SR EN 1992-1-1, nu se poate utiliza o dală mai subțire de 250 mm.

În cazul în care se aplează la precomprimarea dalei de beton în dreptul reazemelor intermediare se observă o îmbunătățire în ceea ce privește grosimile de talpă în zona reazemului intermediar și deci o cantitate de oțel mai mică. Precomprimarea pe reazem implică tehnologii suplimentare și utilizarea de cabluri pentru realizarea precomprimării, dar cu toate acestea, metoda prezintă avantaje tehnico-economice. De exemplu, prin precomprimare se poate merge până la anularea totală a fisurilor în dala de beton în dreptul reazemului intermediar, deci creșterea duratei de viață prin împiedicarea patrunderii apei în dala ce poate conduce la corodarea armăturilor și degradarea betonului.

Denivelarea reazemelor nu este la fel de eficientă ca precomprimarea cu ajutorul cablurilor. Un dezavantaj al acestei metode îl reprezintă creșterea eforturilor în câmp.

Toate informațiile obținute și concluziile ce se desprind răspund la o serie de întrebări legate de proiectarea podurilor rutiere cu structură mixtă oțel-beton conform noilor reguli introduse prin normele Eurocod.

Situațiile de calcul prezentate și metoda grafică pentru alegerea secțiunii transversale sunt utile pentru inginerii proiectanți care vor să facă o analiză rapidă a unei structuri cu secțiune mixtă oțel-beton, în faza de ofertare sau chiar de proiect tehnic.

În cadrul acestei lucrări au fost dezvoltate fișiere de calcul Excel cu ajutorul cărora se pot face verificări la starea limită de serviciu, oboseală și starea limită ultimă pentru tabliere de pod cu structură mixtă oțel-beton.

## 5.2. Direcții viitoare de cercetare

Domeniul de cercetare al podurilor cu structură mixtă oțel-beton este foarte vast și în continuă creștere.

În literatura de specialitate sunt dezvoltate patru direcții de cercetare care pot fi combinate în concepția structurilor.

Prima direcție este de a ușura structura prin alegerea de materiale mult mai performante: betoane de înaltă rezistență autocompactante, betoane cu fibre ultraperformante, oțeluri cu randament foarte ridicat având limita de curgere foarte sus, toate acestea permit economii de material semnificative în raport cu soluțiile clasice în același timp îmbunătățind și durabilitatea structurilor.[28]

A doua direcție este de a folosi materiale reciclabile și cu impact cât mai redus asupra mediului: poate fi vorba de betoane care în formula lor să existe o cantitate cât mai mică de liant sau poate fi vorba de materiale organice, cum ar fi lemnul sau polimerii cu fibre. [28]

A treia direcție este de proiecta structuri care nu necesită întreținere pe durata de viață sau a căror întreținere poate fi programată prin integrarea termenului de „inteligentă” a structurii:

- în domeniul podurilor este vorba despre soluții noi fără rosturi de dilatație sau aparate de reazem, aceste echipamente crescând costul construcției prin costuri de întreținere;
- de asemenea evitarea vopsirii structurilor metalice prin utilizarea de oțeluri cu caracteristici de autovopsire sau oțeluri inoxidabile sau structuri mixte în care oțelul este înglobat în întregime în beton;
- integrarea structurilor „inteligente”, constând în echiparea acestora cu dispozitive de captare și măsurare care să faciliteze inspecția și întreținerea, de exemplu senzori de măsurare a coroziunii sau a penetrării clorurilor combinat cu contacte de protecție catodică sau martori pentru oboseală sau îmbătrânire.

A patra direcție este de a permite adaptarea structurii la nevoile în schimbare, cum ar fi creșterea capacității, modificări în utilizare, creșterea duratei de viață, protecția seismică, etc. Proiectarea de noi structuri trebuie să includă posibilitatea de flexibilitate în utilizare, performanță îmbunătățită și robustețe vis-à-vis de accidente dificil de prezis. [28]

## Bibliografie:

1. Ponts mixtes acier-béton, *Guide de conception durable*, Sétra (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), septembre 2010
2. Jean-Claude Badoux, *Conception des Structures Métalliques, Partie D – Dimensionnement des Ponts*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1982
3. IPTANA 50 de ani, *Monografie, Partea a III-a, Poduri, Pasaje denivelate, Viaducte*, București, 2003
4. Eurocodes 3 and 4, *Application to Steel-Concrete Composite Road Bridges*, Sétra (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), july 2007
5. Jean-Paul Lebet et Manfred A. Hirt, *Pont en Acier, Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier béton*, Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Volume 12, 2009
6. SR EN 1992-1-1, *Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton, Partea 1: Reguli generale și reguli pentru clădiri*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
7. SR EN 1994-2, *Eurocod 4: Proiectarea structurilor mixte de oțel și beton, Partea 2: Reguli generale și reguli pentru poduri*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
8. SR EN 1991-1-5, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor, Partea 1-5: Acțiuni generale – Acțiuni termice*, Asociația de Standardizare din România, București, 2005
9. SR EN 1991-1-5, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor, Partea 1-5: Acțiuni generale – Acțiuni termice, Anexa Națională*, Asociația de Standardizare din România, București, 2008
10. SR EN 1991-2, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor, Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri*, Asociația de Standardizare din România, București, 2005
11. SR EN 1991-1-4, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor, Partea 1-4: Acțiuni generale – Acțiuni ale vântului*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
12. SR EN 1991-1-4, *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor, Partea 1-4: Acțiuni generale – Acțiuni ale vântului, Anexa Națională*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
13. SR EN 1990/A1, *Eurocod: Bazele proiectării structurilor. Anexa A2 – Aplicație pentru poduri*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
14. SR EN 1993-1-1, *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
15. Manfred A. Hirt, Rolf Bez et Alain Nussbaumer, *Construction Métallique, Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*, Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Volume 10, 2006
16. SR EN 1993-1-5, *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor*, Asociația de Standardizare din România, București, 2007
17. SR EN 1993-1-5, *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor, Anexa Națională*, Asociația de Standardizare din România, București, 2008
18. SR EN 1993-2, *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 2: Poduri de oțel*, Asociația de Standardizare din România, București, 2007
19. SR EN 1994-1-1, *Eurocod 4: Proiectarea structurilor mixte de oțel și beton, Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
20. SR EN 1993-1-9, *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 9: Oboseala*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
21. SR EN 1993-1-9, *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 9: Oboseala, Anexa Națională*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
22. SR EN 1990, *Eurocod: Bazele proiectării structurilor*, Asociația de Standardizare din România, București, 2004
23. SR EN 1992-2, *Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton, Partea 2: Poduri de beton – Proiectare și prevederi constructive*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
24. Eurocodes 0 and 1, *Application aux ponts routes et passerelles*, Sétra (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), février 2010
25. Jean Morel, *Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3*, Eyrolles, 2008
26. COMBRI Guide de Conception, *Partie I – Application des Règles Eurocodes*, Sétra (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), 2008
27. Laurent Davaine, *Eurocodes 3 et 4: Exercices Pratiques*, Département des OA, SNCF, décembre 2010
28. Innovations et ouvrage d'art, *Pour des ponts de haute qualité vis-à-vis du développement durable*, Sétra (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), novembre 2010
29. SR EN 1993-1-10, *Eurocod 3 : proiectarea structurilor de oțel, Partea 1-10 : Alegerea claselor de calitate a oțelului*, Asociația de Standardizare din România, București, 2006
30. SAP2000, Computers and Structures, Inc., 1995 University Avenue, Berkeley, California 94704 USA