

**METODOLOGIE DE EVALUARE A
APTITUDINII DE EXPLOATARE A
PODURILOR RUTIERE CORESPUNZĂTOARE
CERINȚELOR CLASEI “E” DE ÎNCĂRCARE -
CONFORM EUROCOD-URI
Redactarea II**

Beneficiar C.N.A.D.N.R. S.A.

2017

Contract nr. 92/13801/ 03.03.2015

METODOLOGIE DE EVALUARE A APTITUDINII DE
EXPLOATARE A PODURILOR RUTIERE
CORESPUNZĂTOARE CERINȚELOR CLASEI "E"
DE ÎNCĂRCARE - CONFORM EUROCOD-URI

FOAIE DE SEMNĂTURI

Director:

Ec. Simona BURTESCU

Șef proiect:

Prof. Dr. Ing. Florian BURTESCU

Colectiv de elaborare:

Ing. Roxana GAMA

Ing. Anca NEAGU

Ing. Radu SANDA

CUPRINS

Cap. 1. Generalități.....	1
1.1. Aspecte generale ale formulării siguranței structurale a podurilor în concepția probabilistică.....	1
1.1.1. Metode folosite pentru determinarea repartiției și a indicatorilor statistici de baza ale funcțiilor aleatoare multivariate.....	6
1.2. Metoda semiprobabilistică a stărilor limită	8
1.2.1. Valori caracteristice.	9
1.2.2. Valorile de proiectare – coeficienți parțiali de siguranță.....	11
1.2.3. Noțiunea de stare limită	12
1.2.4. Indicele de siguranță (β) - probabilitatea de cedare a structurii (P_f) la diferite stări limită	12
1.2.5. Calibrarea coeficienților parțiali de siguranță în vederea atingerii nivelului de siguranță prevăzute în Eurocoduri	14
1.3. Siguranța structurilor existente	15
1.3.1. Utilizarea metodelor probabilistice în studiul siguranței structurale a lucrărilor de artă din beton armat cu rezistențe și sarcini variabile în timp.....	15
1.3.2. Studiul siguranței structurale a tablierelor podurilor prefabricate din beton	17
1.4. Particularități de aplicare a metodologiei la podurile rutiere cu alcătuire frecventă	22
Cap. 2. Solicitățile suprastructurilor podurilor de șosea corespunzătoare clasei „E” de încărcare	24
2.1. Clase de încărcare și convoaie de calcul conform standardelor românești	24
2.1.1. Clasa E de încărcare.....	25
2.1.2. Acțiuni produse de oameni	26
2.2. Metode de calcul conform standardelor românești pentru poduri din beton armat, beton precomprimat și poduri cu alcătuire mixtă – Metoda Stărilor Limită conform STAS 10111/2-87	26
2.2.1. Prevederi privind calculul elementelor din beton armat.....	26
2.2.2. Prevederi privind calculul elementelor din beton precomprimat	27
2.2.3. Stabilirea lățimii active de placă.....	28
2.3. Alcătuiuri constructive uzuale ale suprastructurii podurilor rutiere	29
Cap. 3. Solicitățile suprastructurilor podurilor de șosea corespunzătoare clasei „E” de încărcare folosind relațiile de calcul din Eurocoduri.....	38
3.1. Acțiuni din trafic și alte acțiuni specifice podurilor de șosea conform standardelor europene (Eurocod).....	38
3.1.1. Grupări de încărcări din trafic la poduri de șosea.....	38
3.1.2. Divizarea părții carosabile în benzi teoretice de circulație	38
3.1.3. Poziția și numerotarea benzilor de circulație pentru proiectare.....	39

3.1.4. Aplicarea convoaielor de calcul pe benzile teoretice de circulație.....	39
3.2. Metoda stărilor limită și metoda coeficienților parțiali de siguranță conform Eurocod	39
3.2.1. Principiile proiectării la stări limită	40
3.2.2. Verificări prin metoda coeficienților parțiali de siguranță	40
3.2.3. Coeficienți parțiali de siguranță utilizați la proiectarea podurilor din beton	42
3.2.4. Coeficienți parțiali de siguranță utilizați la proiectarea podurilor de oțel	43
3.2.5. Modele utilizate în analiza structurală	43
3.2.6. Curbe caracteristice efort-deformație în betonul comprimat.....	44
3.2.7. Curbe caracteristice efort-deformație în armătura pasivă.....	44
3.2.8. Curbe caracteristice efort-deformație în armătura pretensionată.....	44
3.2.9. Model de calcul pentru secțiunile de beton armat încovoiate, la starea limită de rezistență	44
3.2.10. Model de calcul pentru secțiunile de beton precomprimat încovoiate sau comprimate excentric, la starea limită de rezistență	45
3.2.11. Lățimea activă de placă utilizată în modelarea structurală	45
3.2.12. Durabilitatea și stratul de acoperire al armăturilor pentru structurile din beton armat	46
3.2.13. Stări limită de serviciu	46
Cap. 4. Factori/coeficienți de echivalare a rezultatelor obținute prin cele două metode de calcul	48
4.1. Poduri Dalate	51
4.1.1. Dale Monolite	51
4.1.2. Dale din elemente prefabricate înglobate	53
4.1.3. Dale din fâșii prefabricate cu goluri, din beton precomprimat	54
4.2. Tablier pe grinzi monolite simplu rezemate	63
4.3. Tablier grinzi prefabricate cu armătura aderentă.....	64
4.3.1. Grinzi prefabricate din beton precomprimat așezate joantiv și solidarizate cu placă de suprabetonare.....	64
4.3.2. Grinzi prefabricate din beton precomprimat cu predale	66
4.4. Tabliere pe grinzi prefabricate cu armătură postîntinsă	68
4.4.1. Tabliere pe grinzi prefabricate tronsonate, cu armătură postîntinsă.....	68
4.4.2. Tabliere pe grinzi prefabricate cu armătură postîntinsă – monobloc	74
4.5. Tablier mixt pe 2 grinzi	79
Cap. 5. Concluzii	81
REFERINȚE	

CAP. 1. GENERALITĂȚI

Pe rețeaua de drumuri naționale din România lucrările de artă au fost proiectate conform STAS 3221/1986 [73] (în care sunt precizate clasa E și clasa I de încărcare). Din 2010 în România s-au introdus Eurocod-urile [90]-[110] cu aplicabilitate la podurile noi, care se impun a fi proiectate la încărcările și grupările de acțiuni, specifice noilor standarde. Întrucât standardele de proiectare vechi au fost abrogate, pentru podurile rutiere existente care urmează a fi reparate sau consolidate, nu se pot aplica integral prevederile Eurocod-urilor. În această situație, se poate adopta ca etapă necesară, utilizarea pentru structurile vechi reabilite a convoaielor din standardele vechi de proiectare, cuplate cu Eurocod-urile de verificare și dimensionare, care se aplică materialelor (beton și metal) pentru a crește durabilitatea și siguranța în exploatare a podurilor vechi pe care se fac intervenții.

Prezentul studiu intitulat „Metodologie de evaluare a aptitudinii de exploatare a podurilor rutiere corespunzătoare cerințelor clasei E de încărcare – conform Eurocod-uri” permite evaluarea nivelului de performanță a podurilor existente, prin metode utilizate și în alte țări, și care au stat la baza elaborării Eurocod-urilor: metode probabilistice, sintetizate în indici de siguranță (sau fiabilitate) / probabilitate de cedare și care sunt indicați în Eurocod-uri. Această abordare este posibilă întrucât atât standardele românești anulate [115]-[133], cât și Eurocod-urile au la bază metoda probabilistică a stărilor limită (coeficienții de supraîncărcare din standardele vechi fiind înlocuiți cu coeficienții parțiali de siguranță în Eurocod-uri).

În conformitate cu progresele teoretice și evoluțiile normativelor din teoria siguranței aplicate în domeniul fiabilității structurilor, este posibilă elaborarea unei metodologii care să permită evaluarea deficienței de siguranță în podurile vechi ce urmează a fi consolidate (raportate la convoaiele specifice clasei E de încărcare [73]) și respectând nivelurile de probabilitate de cedare prevăzute în Eurocod-uri, optimizându-se în această abordare modernă, soluțiile de consolidare sau reabilitare.

În prezenta metodologie sunt dezvoltate evaluări pe structuri de poduri frecvent întâlnite, în gruparea fundamentală cu aplicabilitate numai la suprastructură. Siguranța la acțiuni seismice, nu a fost abordată, întrucât siguranța la aceste acțiuni nu poate fi evaluată separat numai pentru suprastructuri, ci trebuie considerată structura în ansamblul său (suprastructură, sistem de rezemare, infrastructuri și sistemul de fundare în interacțiune cu terenul).

Apreciem că asemenea evaluări sunt nu numai utile, dar pot fi extrapolate în etapa a II-a – la podurile noi – în corelarea acțiunilor utile date de Eurocod-uri cu clasa tehnică a drumului (stabilită pe condiții de trafic) și care ar permite reducerea acțiunilor utile din convoaie, în funcție de nivelul de trafic (coeficienții α de reducere a acțiunii utile în grupările de încărcare au fost prevăzuți în anexa națională a Eurocod-ului EN 1991-2 [96] la valoare 1,00 indiferent de condițiile de trafic). În multe țări din Europa acest coeficient este corelat cu clasa de importanță a căii rutiere pe care podul o deservește (permițând reduceri de 10-20% a aportului acțiunilor din convoaie). Asemenea studii nu au fost efectuate în țara noastră, etapa următoare impunând organizarea acestora în scopul îmbunătățirii pe baze corecte a prevederilor normativelor de concepție și proiectare în vigoare.

1.1. Aspecte generale ale formulării siguranței structurale a podurilor în concepția probabilistică

Siguranța structurală reprezintă una din principalele exigențe de performanță ale construcțiilor. Conceptul de siguranță structurală a fost fundamentat științific în cea de-a doua jumătate a secolului actual prin utilizarea modelelor stocastice și a abordărilor probabilistice. Dezvoltările teoretice, creșterea volumului de date statistice și posibilitățile oferite de utilizarea unor instrumente de calcul numeric performante au creat în ultimele decenii condiții pentru un

progres accelerat și semnificativ în domeniul evaluării siguranței structurale, al analizelor de siguranță pe modele stocastice și implicit în perfecționarea proiectării și calculului structurilor.

Caracterul aleatoriu al incertitudinilor care afectează parametrii proiectării – acțiuni, rezistențe, etc. – conduc la folosirea abordării probabilistice.

Definirea statistică a acestor parametri și utilizarea modelelor stocastice descriu mai corect comportarea materialelor structurale, caracterul aleatoriu spatio-temporal al acțiunilor, răspunsul structural.

Dezvoltarea teoriei siguranței pe baze probabilistice [1], [11], [12], [13], [14] a permis, atât perfecționarea prescripțiilor de calcul ale elementelor structurale, cât și efectuarea analizelor de siguranță a unor structuri speciale cu nivel de asigurare controlat (de exemplu: structurile speciale de poduri de mare deschidere).

Deși metodele generale de abordare se pot aplica oricărei construcții, podurile din beton armat posedă caracteristici de alcătuire și de exploatare, ce le diferențiază net, de alte tipuri de structuri prin:

- diversitatea de alcătuire statică;
- mărimea deschiderilor și a unor dimensiuni structurale ;
- acțiuni utile mari și de frecvență ridicată ;
- condiții de exploatare și uneori de întreținere ce le defavorizează în raport cu structurile de altă destinație.

În acest context, se impune - în conformitate cu progresele aduse de metodele probabilistice aplicate în domeniul siguranței - să se actualizeze domeniul în conformitate cu ansamblul de date de care se dispune și printr-o analiză științifică adecvată să formuleze concluziile necesare perfecționării metodelor de calcul și a prevederilor normative în consens cu schimbările apărute în gândirea inginerescă în ultimii ani în domeniul siguranței, prin utilizarea conceptului de siguranță implementat în Eurocod-uri, care se aplică și în țara noastră.

Deși metoda de calcul probabilistic prezintă încă unele inconveniente (volum limitat de date statistice, modele de calcul mai complicate, parametri uneori dificil de modelat statistic, etc.) teoria de calcul probabilistic este singura capabilă să furnizeze modele de abordare și în consecință concluzii corecte asupra siguranței podurilor în limitele unor domenii de variabilitate deduse statistic sau presupuse.

Obiectivul principal al calculului elementelor de rezistență al oricărei structuri de lucrare de artă - indiferent de metoda de calcul – este de a realiza în orice secțiune rezistențe (capacități de rezistență) „ $\mathcal{R}$ ”, cel puțin egale cu efectul acțiunilor (solicitare) „ $\mathcal{S}$ ” în secțiunea respectivă [2], [3], [8], [15]:

$$\mathcal{R} \geq \mathcal{S} \quad (1.1)$$

În concepția probabilistică, capacitatea de rezistență „ $\mathcal{R}$ ” depinde în principal de rezistențele aleatoare ale materialelor ce intră în alcătuirea secțiunii (betonul și armătura), fiind mai puțin afectată de variabilitatea dimensiunilor geometrice ale secțiunii elementului sau acurateței modelelor de calcul. Oricum „ $\mathcal{R}$ ” este o variabilă aleatoare multivariată de forma [4], [19]:

$$\mathcal{R} = \mathcal{R}(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (1.2)$$

Efectul acțiunilor „ $\mathcal{S}$ ” depinde în primul rând, de acțiuni și în mai mică măsură, de variabilitatea aleatoare a dimensiunilor structurii de rezistență. Metodele de calcul pot subestima sau supraestima efectul acțiunilor în funcție de rigurozitatea modelelor adoptate. Este evident că și „ $\mathcal{S}$ ” este o variabilă aleatoare multivariată de forma [4], [19]:

$$\mathcal{S} = \mathcal{S}(y_1, y_2, y_3, \dots, y_m) \quad (1.3)$$

Metodele de calcul probabilistice, permit determinarea densității de probabilitate și a indicatorilor statistici de bază ai unei funcții aleatoare multivariate, dacă fiecare variabilă aleatoare este caracterizată statistic prin densitatea de probabilitate și indicatorii statistici de localizare și împrăștiere.

Studiile de siguranță folosesc ca indicatori pentru evaluarea nivelului de asigurare probabilitatea comportării favorabile (neatingerea unei stări limită), P_s , teoretic foarte apropiată de 1.00, sau probabilitatea de atingere a aceleiași stări limită, P_f , (teoretic foarte mică, în vecinătatea lui zero).

Între aceste două mărimi există evident identitatea:

$$P_s + P_f = 1 \quad (1.4)$$

În ipoteza că, variabilele aleatoare de bază „ $\mathcal{R}$ ” și „ $\mathcal{S}$ ” sunt necorelate (ipoteză acceptată curent) conform teoriei generale a probabilităților [7], [12], [19]:

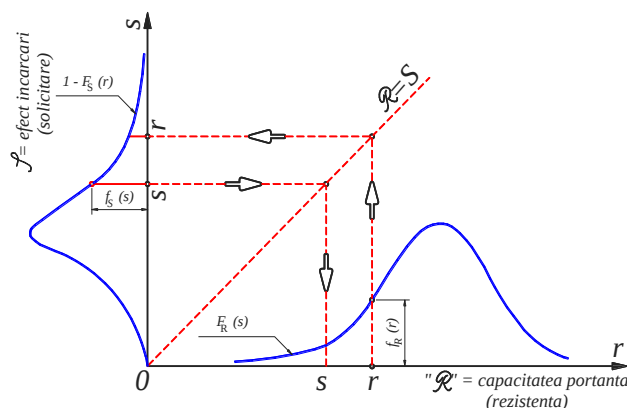


Figura 1.1 Semnificația probabilității de atingere a unei stări limită P_f

$$P_f = \sum [P(\mathcal{S} > r) \cdot P(r \leq \mathcal{R} \leq r + dr)] \quad (1.5)$$

$$= \sum [P(s < \mathcal{S} \leq s + ds) \cdot P(\mathcal{R} \geq s)]$$

În conformitate cu semnificația și definiția funcției de repartiție F_X și a densității de probabilitate f_x a unei variabile aleatoare X [5], [6], [9], [10]:

$$f_x = \lim_{dx \rightarrow 0} P(x < X \leq x + dx) \quad (1.6)$$

$$F_X = P(X \leq x) = \int_0^x f_x(x) dx \quad (1.7)$$

Se poate defini probabilitatea P_f sub forma integralelor de convoluție:

$$P_f = \int_0^\infty [1 - F_s(r)] \cdot f_R(r) dr = \int_0^\infty f_s(d) \cdot F_R(s) ds \quad (1.8)$$

Calculul integralelor se poate efectua numai dacă se cunosc funcțiile și densitățile de probabilitate ale variabilelor aleatoare „ $\mathcal{R}$ ” și „ $\mathcal{S}$ ”, integralele nefiind definite, se adoptă metode de calcul numerice specifice.

Siguranța structurală [20], [23] exprimată prin probabilitățile P_f sau P_s , depinde intrinsec de coeficientul central de siguranță C_0 , definit ca raportul dintre media capacității de rezistență μ_R și media efectului acțiunilor μ_S :

$$C_0 = \frac{\mu_R}{\mu_S} \quad (1.9)$$

S-a observat că, probabilitatea de atingere a unei stări limită P_f este puternic influențată de variabilitatea aleatoare a rezistențelor și a efectelor acțiunilor, crescând de circa (100 ÷ 10.000) ori, atunci când coeficienții de variație se dublează. Pentru stăpânirea corectă a valorii

sau cel puțin a domeniului în care variază probabilitatea (P_f) se impune deci cunoașterea cât mai deplină a coeficienților de variație ai acțiunilor și rezistențelor (ce concură în valorile coeficienților de variație ai solicitărilor V_S și rezistenței structurale V_R).

Pe de altă parte, probabilitatea P_f este influențată și de tipul de repartiție presupus sau cunoscut în a caracteriza variabilele „ R ” și „ S ”, influența crescând mai ales, în cazul coeficienților centrali de siguranță mari (peste 3) [3], [19]. În Figura 1.2 este sintetizat calculul numeric al acestei interdependențe $P_f - C_0$, pentru diferite combinații de legi de repartiție R/S , presupunând $V_R = 0,15$ și $V_S = 0,30$.

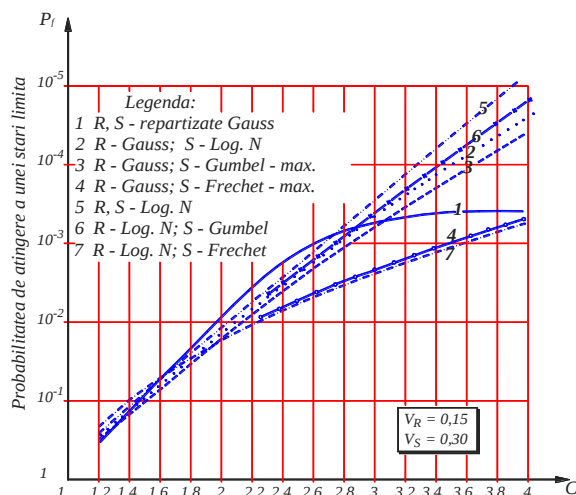


Figura 1.2 Variația probabilității P_f pentru diferite legi de repartiție R și S în metoda integralei de convoluție

Evaluarea probabilităților P_f impune deci nu numai interpretarea statistică a unui volum cât mai mare de date care să furnizeze valorile medii și coeficienții de variație globali cei mai reprezentativi, caracterizând cât mai fidel variabilele aleatoare ce influențează siguranța structurală, dar și alegerea sau intuirea legilor ce descriu funcțiile de densitate care să reflecte cât mai corect repartițiile variabilelor aleatoare „ R ” și „ S ”.

Întrucât la starea limită ultimă se compară („rezistența”) R cu efectul acțiunilor („solicitarea”) S , ecuația generală de siguranță cuprinde doar două variabile aleatoare de bază:

$$g(R,S)=0 \quad (1.10)$$

Domeniul comportării sigure corespunde situațiilor care conferă funcției „ g ” valori strict pozitive, cedarea sau depărtarea stării limită propuse fiind caracterizată de valori negative ale funcției „ g ” [3], [19]:

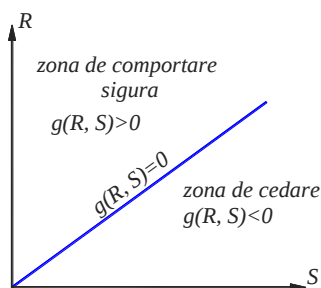


Figura 1.3 Condiția de siguranță pentru funcția $[g]$ depinzând de două variabile aleatoare $[R]$ și $[S]$

Pentru particularizarea practică a ecuației se utilizează frecvent două modele intensiv exploatate în literatura de specialitate [1], [11], [14]:

- Modelul diferență $\{R - S\}$;
- Modelul logaritmic $\{\ln (R/S)\}$.

Cele 2 modele formulează pe baza ecuației stării limită, ecuațiile de siguranță sub forma:

$$z=g(R,S)=R-S \quad (1.11)$$

$$z=g(R,S)=\ln\left(\frac{R}{S}\right) \quad (1.12)$$

În ambele modele este definită probabilitatea de atingere a unei stări limită P_f funcție de indicatorii de reabilitate β și de coeficienții centrali de siguranță, C_0 . În cele două modele indicatorul β are semnificația numărului de abateri standard σ_z care conduce la valori nule ale variabilei aleatoare bivariate z (corespunzând din punct de vedere al siguranței limită când $R = S$).

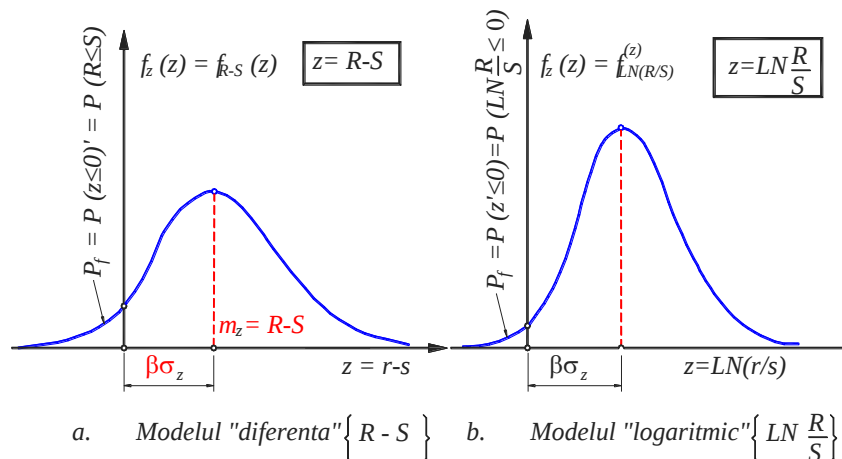


Figura 1.4 Modele moment de ordinul II utilizate în studiul siguranței

Pe acest considerent, se definesc indicatorii de reabilitate β , sau coeficienții centrali de siguranță C_0 în cele două modele, după cum urmează:

- în modelul diferență $\{R - S\}$:

$$\beta_{R-S} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{C_0 - 1}{\sqrt{C_0^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad (1.13)$$

$$C_0 = \frac{1 + \beta_{R-S} \sqrt{V_R^2 + V_S^2} - (\beta_{R-S} V_R V_S)^2}{1 - (\beta_{R-S} V_R^2)} \quad (1.14)$$

- în modelul logaritmice – normal $\{\ln(R/S)\}$:

$$\beta_{\ln(R/S)} = \frac{\ln(C_0)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \quad (1.15)$$

$$C_0 = e^{\beta_{\ln(R/S)} \sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \quad (1.16)$$

Unde:

- μ - Media;
- σ - Abaterea standard;
- $V = \frac{\sigma}{\mu}$ - Coeficient de variație.

Indicii „R” sau „S” descriu rezistența sau efectul acțiunilor.

În modelele de nivel doi, prezentate mai sus, liniarizarea ecuației de stare limită se face în punctul de medie, ceea ce nu este corect. De asemenea, repartițiile R și S nu sunt neapărat normale sau logaritmice – normale.

Pentru înlăturarea acestor inconveniente, variabilele aleatoare R și S sunt înlocuite cu variabilele aleatoare reduse r, respectiv s (de medie zero și dispersie unitară):

$$r = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (1.17)$$

$$s = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (1.18)$$

Ecuția de stare limită diferență $\{R - S\}$ devine pe baza relațiilor anterioare:

$$R - S = \sigma_R r - \sigma_S s + \mu_R - \mu_S = 0 \quad (1.19)$$

Această ecuație este reprezentată de o dreaptă, punctul de verificare sau de proiectare corespunzând distanței minime (β) față de originea sistemului de axe de coordonate reduse (r, s), având coordonatele r^* și s^* care se calculează în conformitate cu figura menționată pe baza relațiilor:

$$r^* = -\beta \cos(\beta, r) = -\frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \quad (1.20)$$

$$s^* = -\beta \cos(\beta, s) = -\frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \quad (1.21)$$

Dacă se cunosc sau se presupun legile de probabilitate ale variabilelor aleatoare implicate într-o stare limită se pot formula corelații între indicatorul de fiabilitate β și probabilitatea P_f .

$$P_f = P[(R - S) < 0] = \phi \left[-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right] = \phi(-\beta) \quad (1.22)$$

$$\beta = \phi^{-1}(1 - P_f) \quad (1.23)$$

1.1.1. Metode folosite pentru determinarea repartiției și a indicatorilor statistici de baza ale funcțiilor aleatoare multivariate

Aprecierea siguranței structurale a lucrărilor de artă necesită determinarea rezistenței secționale (capacității de rezistență) și a efectului acțiunilor (solicitarea) în elementele structurii considerate. Fiecare din aceste mărimi sunt funcții aleatoare multivariate (Y), depinzând de un ansamblu de "n" parametri aleatori (X_i):

$$Y = Y(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) \quad (1.24)$$

Relațiile dintre cauzele (x_i) și efectul (y) generat de acestea, sunt relații de tip deterministic furnizate de teoria betonului armat, rezistenței sau staticii construcțiilor, ale căror ipoteze fundamentale se păstrează și în teoria calculului siguranței:

$$y = y(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (1.25)$$

Problema fundamentală care se pune este ca pe baza densităților $f_{X_i}(x_i)$ și a indicatorilor statistici (μ_{X_i} , σ_{X_i}) ce caracterizează fiecare variabilă aleatoare (X_i) să se determine densitatea de probabilitate $f_Y(y)$ și indicatorii statistici (μ_Y , σ_Y) ce definesc variabila aleatoare multivariată efect, (Y).

Rezolvarea problemei se face prin două metode [2], [12], [16], [18]:

- Metoda generală cvasistatistică;
- Metoda aproximativă sau metoda momentelor centrale.

1.1.1.1. Metoda generală cvasistatistică

Metoda permite teoretic determinarea densității de probabilitate $f_Y(y)$ a variabilei aleatoare efect (Y) funcție de densitățile de probabilitate $f_{X_i}(x_i)$ cunoscute ale variabilelor aleatoare cauză (X_i) cu o relație de formă:

$$f_Y(y) = \iiint_{-\infty}^{\infty} \dots \int f_{X_1}(x_1) \cdot f_{X_2}(x_2) \cdot \dots \cdot f_{X_n}(x_n) \cdot \frac{1}{\frac{\partial y}{\partial x_i}} dx_1 dx_2 \dots (d^* x_i) \dots dx_n \quad (1.26)$$

Unde:

- n - Numărul variabilelor aleatoare cauză;
- $d^* x_i$ - Denotă lipsa acestei diferențiale.

În conformitate cu teoria generală de calcul a probabilităților rezultă valoarea cuantilelor y_p ce asigură probabilitatea de valoare p, astfel că:

$$p = P(Y \leq y_p) = \int_{-\infty}^{y_p} f_Y(y) dy \quad (1.27)$$

Media variabilei aleatoare (Y):

$$\mu_Y = \int_{-\infty}^{\infty} y \cdot f_Y(y) dy \quad (1.28)$$

Abaterrea standard:

$$\sigma_Y = \int_{-\infty}^{\infty} (y - \mu_Y)^2 \cdot f_Y(y) dy \quad (1.29)$$

Aplicarea metodei generale cvasistatistice pentru situații curente implicând ecuații deterministice cu structură specifică teoriei de calcul a structurilor sau a secțiunilor de beton conduce la necesitatea rezolvării unor integrale greu abordabile din punct de vedere numeric, chiar în cazul unui număr redus de variabile aleatoare ($n \leq 3$). Deși literatura de specialitate exemplifică metoda pentru anumite situații particulare se apreciază că procedeul este dificil de aplicat.

1.1.1.2. Metoda momentelor centrale

Relațiile generale ale metodei au fost stabilite de Tichy și Vorlicek în lucrarea "Statistical Theory of Concrete Structures" [21], procedeul teoretic constând, în esență, în dezvoltarea funcției deterministe y, într-o serie Taylor multidimensională permițând calculul mediei μ_Y și a abaterii standard σ_Y funcție de indicatorii statistici μ_X , σ_X caracterizând ansamblul de variabile aleatoare (X_i).

Relațiile implicând numai termenii ce dau efect major în valoarea numerică globală au conform lucrării menționate anterior formularea:

$$\mu_Y \cong y(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x_i \cdot \partial x_j} \right)_{\mu} \cdot C_{OV}(x_i x_j) \quad (1.30)$$

$$\sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_i} \right)_{\mu} \cdot \left(\frac{\partial y}{\partial x_j} \right)_{\mu} \cdot C_{OV}(x_i x_j) \quad (1.31)$$

Unde:

$$C_{OV}(x_i x_j) = r_{x_i x_j} \cdot \sigma_{x_i} \cdot \sigma_{x_j} \quad (1.32)$$

$r_{x_i x_j}$ - Coeficientul de corelație;

$\sigma_{x_i}, \sigma_{x_j}$ - Abaterile standard.

Dacă variabilele aleatoare (X_i) sunt necorelate, ultimele expresii se simplifică, obținându-se relațiile practice prin care se poate determina media și dispersia în ipoteza independenței variabilelor (X_i):

$$\mu_Y = y(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) \quad (1.33)$$

$$\sigma_Y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_i} \right)_{\mu}^2 \sigma_{x_i}^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_i} \right)_{\mu}^2 \cdot (m_{x_i} \cdot V_{x_i})^2 \quad (1.34)$$

Derivatele sunt particularizate numeric în punctul de medie (μ) al variabilelor aleatoare (X_i).

Se observă că, din punct de vedere probabilistic ecuația deterministă (1.24) este corect aplicată numai dacă este utilizată la calculul valorii medii a variabilei aleatoare (Y) (1.33). Introducerea în ecuația menționată a unor cuantili x_p calculați cu nivele diferite de probabilitate, (procedeu utilizat curent la calculul capacității de rezistență de calcul) nefiind corectă, poate conduce la erori.

Media μ_Y și abaterea standard σ_Y , caracterizând din punct de vedere al localizării, respectiv împrăștierei, variabila aleatoare multivariată (Y), permit calculul cuantililor y_p având probabilitatea „p” de a exista realizări de variabile aleatoare mai mici decât y_p :

$$y_p = \mu_Y - k_p \cdot \sigma_Y = \mu_Y \cdot (1 - k_p \cdot V_Y) \quad (1.35)$$

Unde: $V_Y = \frac{\sigma_Y}{\mu_Y}$

După cum se știe, calculul acestor cuantili depinde în mod esențial nu numai de parametrii statistici μ_Y și σ_Y , dar și de legea de probabilitate pe care o respectă (Y) și care este sintetizată în coeficientul „ k_p ”. Din acest punct de vedere, chiar dacă metoda momentelor centrale nu permite determinarea densității de probabilitate $f_Y(y)$ se poate efectua calculul acestor cuantili în cadrul unor ipoteze de funcții de repartiție care acoperă cel mai bine variabilitatea capacității de rezistență sau a solicitărilor. De exemplu, pentru capacitatea de rezistență secțională se apreciază în mod frecvent ca densitate de probabilitate definitorie legea Gauss (sau log – normală), iar pentru solicitări legea log – normală (sau legea Gumbel pentru maxime) [3], [14], [25], [26].

1.2. Metoda semiprobabilistică a stărilor limită

Structurile de rezistență ale podurilor au fost calculate până în anul 2010 cu metoda stărilor limită în care se foloseau concepte de siguranță neexplicite. După această dată au intrat în vigoare Eurocodurile, care folosesc conceptual aceleași metode de proiectare (metoda stărilor limită), dar precizează funcție de importanța structurii:

- probabilitatea de cedare;
- durata de viață a construcției;

și optimizează conținutul concepției de proiectare prin:

- diversificarea și actualizarea unor coeficienți parțiali de siguranță;
- dezvoltarea conținutului stărilor limită ale exploatarei normale (în special la oboseală);
- diversificarea acțiunilor utile;

permițând introducerea la un nivel superior a conceptului de siguranță aplicat lucrărilor de artă.

Pe acest considerent se va evalua metoda semiprobabilistică utilizată în Eurocoduri, vechile standarde de proiectare având un nivel inferior de abordare, comparativ cu noile standarde.

Din anul 1990 au început să apară standardele noi de proiectare (Eurocodurile), care în țara noastră au fost introduse din anul 2010 (Tabelul 1.1)

Tabelul 1.1 Listă Eurocod-uri

Cod	Titlu
EN 1990	Eurocod 0: Bazele proiectării structurilor
EN 1991	Eurocod 1: Acțiuni
EN 1992	Eurocod 2: Proiectarea structurilor din beton
EN 1993	Eurocod 3: Proiectarea structurilor din oțel
EN 1994	Eurocod 4: Proiectarea structurilor compuse oțel - beton
EN 1995	Eurocod 5: Proiectarea structurilor din lemn

EN 1996	Eurocod 6: Proiectarea structurilor din zidărie
EN 1997	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică
EN 1998	Eurocod 8: Proiectarea structurilor rezistente la seism
EN 1999	Eurocod 9: Proiectarea structurilor din aluminiu

Eurocodurile descriu principiile și exigențele de dimensionare a structurilor pentru a atinge un anumit nivel de siguranță prin limitarea probabilității de cedare la o valoare “acceptabilă”.

Siguranța unei structuri de lucrare de artă reprezintă abilitatea acesteia de a îndeplini toate condițiile de funcționare cerute, într-o perioadă de timp specificată, în anumite condiții date (presupuse) de exploatare [114].

Pentru gestionarea siguranței (fiabilității) EN 1990 [90] introduce:

- Valorile caracteristice (X_k) ale rezistențelor și acțiunilor ;
- Valoarea de proiectare (X_d) ale rezistențelor și acțiunilor ;
- Clasa de importanță a structurii;
- Indicele de siguranță β ;
- Durata de viață a structurii;
- Clasele de coeficienți parțiali de siguranță ;
- Stabilirea probabilității de cedare a structurii la diferite stări limită în condițiile în care siguranța depinde de concepția și de controlul execuției.

Pentru rezistențele materialelor și acțiuni sunt definite separat, valorile caracteristice.

1.2.1. Valori caracteristice

Rezistența caracteristică a unui material (betonul sau oțelul din care este confecționată armătura pasivă sau de precomprimare) reprezintă în sensul siguranței, o valoare dedusă dintr-o distribuție cu parametri de variabilitate statistici (media și coeficientul de variație) cunoscuți sau presupuși - funcție de experiență - conform unei probabilități de nerealizare, sintetizată într-un fractil (cuantil) acceptat de standarde. În general este acceptat cuantilul (fractilul) de 5% (reprezentând probabilitatea de 0,05 de a apărea în structură rezistențe mai mici decât rezistența caracteristică) și se presupune că rezistențele respectă o distribuție statistică de tip Gauss (uneori Log-Normală) [18], [24], [28], [29].

În aceste condiții, rezistența caracteristică X_k se poate deduce în distribuția Gauss cu relația:

$$X_k = X_m - 1.645 \sigma_x = X_m (1 - 1.645 V_x) \quad (1.36)$$

Unde:

X_m = rezistența medie;

σ_x = abaterea standard a rezistenței;

$V_x = \sigma_x / X_m$ reprezintă coeficientul de variație al rezistenței.

Acțiunile caracteristice permanente (G) sau variabile (Q) reprezintă, în sensul siguranței, o valoare dedusă dintr-o distribuție cu parametri de variabilitate statistici (media și coeficientul de variație) presupuși conform unei probabilități de nerealizare cu un prag acceptat de standarde. În general, este acceptat cuantilul (fractilul) de (95-98)% (reprezentând probabilitatea de 0,02-0,05 de a apărea pe structură acțiuni mai mari - sau mai mici - decât acțiunea caracteristică).

Valoarea unei acțiuni utilizată în proiectarea la stări limită se numește valoare reprezentativă (F_{rep}) [90], [96].

Se presupune că acțiunile respectă o distribuție statistică de tip [1], [15], [16]:

- Gauss sau Log-Normală pentru acțiunile permanente;

- Gumbel pentru maxime pentru acțiunile variabile (convoaie).

Pentru acțiuni permanente de tip greutate proprie, valoarea caracteristică (G_k) se poate considera $G_k = G_m$ (valoarea medie), dacă variabilitatea este redusă (coeficient de variație V_G al greutății maxim 10%).

Pentru situații de variabilitate a acțiunii permanente ($V_G \geq 10\%$) se propun în standarde două valori caracteristice, una inferioară ($G_{k,inf}$) și alta superioară ($G_{k,sup}$), considerând pentru greutatea proprie o distribuție Gauss.

$$G_{k,inf} = G_{0,05} = G_m - 1.645\sigma_G = G_m (1 - 1.645V_G) \quad (1.37)$$

$$G_{k,sup} = G_{0,95} = G_m + 1.645\sigma_G = G_m (1 + 1.645V_G) \quad (1.38)$$

Unde:

G_m = greutatea medie;

σ_G = abaterea standard a greutății;

$V_G = \sigma_G / G_m$ reprezintă coeficientul de variație al greutății.

Pentru acțiuni variabile de tip convoaie sau acțiuni utile, valoarea caracteristică (Q_k) este definită cu [96]:

- valoare superioară $Q_{k,sup}$, cu o probabilitate acceptată în standarde de a fi depășită în structură
- o valoare inferioară $Q_{k,inf}$, cu o probabilitate acceptată în standarde de a nu apărea valori de acțiune sub valoarea inferioară

în timpul unei perioade de timp de referință.

În standarde, valorile caracteristice ale acțiunilor variabile se presupune că sunt definite:

- cu probabilitatea de 0,95-0,98 pentru valoarea caracteristică superioară;
- cu probabilitatea de 0,05-0,02 pentru valoarea caracteristică inferioară;
- perioada de referință un an.

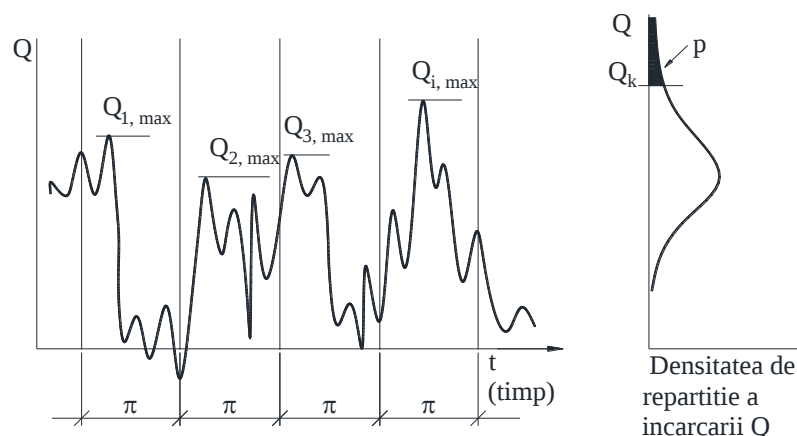


Figura 1.5 Acțiunea variabilă în funcție de timp și semnificația acțiunii caracteristice

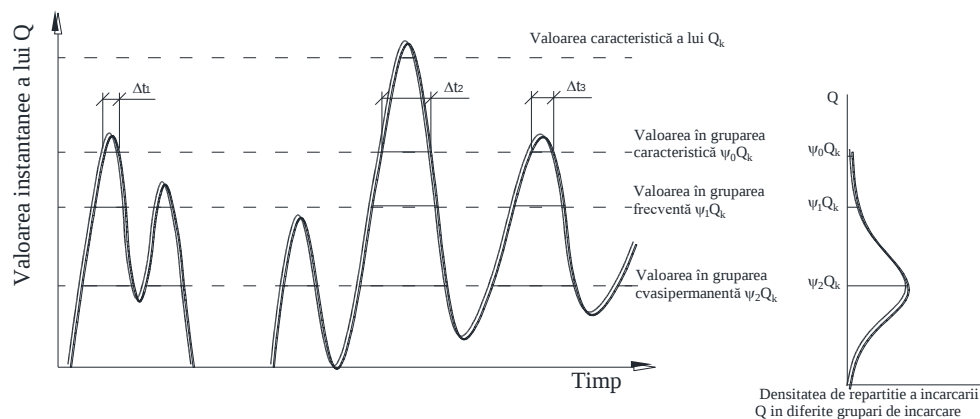


Figura 1.6. Valorile reprezentative ale acțiunilor variabile în diferite combinații de încărcare

Acțiunile variabile se utilizează în proiectare și verificările de siguranță în “combinațiile de acțiuni” [90]:

- | | |
|---|--------------|
| – valoarea de grupare (de combinare a acțiunilor variabile) | $\psi_0 Q_k$ |
| – valoarea frecventă | $\psi_1 Q_k$ |
| – valoarea cvasipermanentă | $\psi_2 Q_k$ |

Unde:

ψ_0 ține seama de probabilitatea redusă pentru simultaneitatea acțiunilor variabile cu valorile cele mai defavorabile.

ψ_1 coeficient de definire a grupării de acțiuni frecvente determinat astfel încât:

- intervalul de timp cumulat, de depășire a valorii frecvente (raportat la o perioadă de timp de referință aleasă) să fie cât mai redus;
- frecvența de depășire a valorii frecvente să fie limitată la o valoare dată (de regulă probabilitatea de depășire este apreciată la 0,05 sau frecvența de 300/an pentru structuri uzuale) ;

ψ_2 coeficient de definire a grupării de acțiuni cvasipermanente determinat astfel încât:

- intervalul de timp cumulat, de depășire a valorii cvasipermanente (raportat la o perioadă de timp de referință aleasă) să fie cât mai mare;
- frecvența de depășire a valorii cvasipermanente să fie limitată la o valoare dată (de regulă probabilitatea de depășire este apreciată la 0,50 sau ca valoare medie de timp).

1.2.2. Valorile de proiectare – coeficienți parțiali de siguranță

Valorile de proiectare (X_d) pentru rezistențele materialelor și acțiuni, sunt definite în Eurocod-uri pe baza unor coeficienți parțiali de siguranță γ_x , care diminuează valorile caracteristice.

Rezistențele de proiectare ale betonului structural (f_{cd}) se determină cu relația 3.15 din [114], funcție de rezistența caracteristică a betonului și un coeficient parțial de siguranță pentru beton cu valoarea 1,50 (vezi paragraful 2.4.2.4. din [114]).

Rezistențele de proiectare ale oțelului structural (f_{yd} – limita de curgere de proiectare) se determină conform fig. 3.8 din [114], funcție de rezistența caracteristică a armăturii (limita de curgere caracteristică f_{yk}) și un coeficient parțial de siguranță pentru otel cu valoarea 1,15 (vezi paragraful 2.4.2.4. din [114]).

În final, se calculează **“Rezistența de proiectare”** (R_d) pe baza rezistențelor de proiectare și proprietățile materialelor structurale componente, dimensiunilor geometrice secționale și respectând un model de calcul de proiectare furnizat de teoria betonului armat [50], [52], [56], [58], [59], [60], [65], [90], [96]:

$$R_d = R(f_{cd}, f_{yd}, \text{dimensiuni secționale}, \dots)$$

Acțiunile de proiectare (care generează efecte în structură) se determină prin multiplicarea valorii caracteristice cu un **coeficient parțial de siguranță** (γ) pentru majorarea acțiunilor și care modelează incertitudinile referitoare la variabilitatea acțiunilor, posibilitățile de grupare și a modelelor de calcul.

Acțiunea permanentă de proiectare (G_d) se determină conform secțiunii 6 “Verificări prin metoda coeficienților parțiali” cu relația (6,1a) constând în majorarea acțiunii permanente caracteristice (G_k) cu un coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente ($\gamma_G=1,35$) [51], [90], [96]:

Acțiunea variabilă de proiectare (Q_d) se determină conform secțiunii 6 “Verificări prin metoda coeficienților parțiali” cu relația (6,1a) constând în majorarea acțiunii permanente caracteristice (G_k) cu un coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente ($\gamma_Q=1,35$) [51], [90], [96]:

În final, se calculează **“Efectul acțiunilor de proiectare”** (E_d) pe baza acțiunilor de proiectare (în grupe de acțiuni), dimensiunilor geometrice secționale și respectând un model de calcul de proiectare furnizat de teoria calculului static sau dinamic a structurilor (de exemplu Metoda Elementului Finit), pe baza paragrafului 6.3.2. [90]:

$$E_d = E(G_d, Q_d, \text{deschideri, schemă statică, alcătuire secțională, caracteristici fizico-mecanice ale materialelor componente, etc....})$$

Pentru gestiunea fiabilității în Eurocod-uri este definită [47], [48], [61], [90] **“probabilitatea de cedare P_f ”** a unei structuri, funcție de **“indicele de siguranță”** β [42], [64] definită funcție de **“durata de viață a structurii”** asociată cu clasele de siguranță.

1.2.3. Noțiunea de stare limită

Starea limită reprezintă o stare particulară care dacă este depășită, structura nu mai satisface exigențele pentru care aceasta a fost concepută și dimensionată.

Sunt definite **“Stări Limită Ultime”** și **“Stări limită de serviciu”** [82], [90] care sunt asociate cu siguranța structurală a structurii (capacitate de rezistență maximală), respectiv cu performanța de exploatare normală a structurii.

Calculul la stări limită constă în verificarea că nicio stare limită nu este depășită în toate situațiile posibile din proiect (cu valori de calcul pentru acțiuni, proprietățile materialelor, dimensiuni).

Nu poate fi aplicată analiza probabilistică a siguranței, utilizându-se în codurile de proiectare abordarea semiprobabilistică prin **“metoda coeficienților parțiali de siguranță”**.

În conformitate cu metoda coeficienților parțiali de siguranță, la fiecare stare limită (ultimă sau de serviciu) se compară, prin relația (6.8) din paragraful 6.4.2 din [90], valoarea de proiectare (calcul) a efectului acțiunilor (E_d) cu valoarea de proiectare (calcul) a capacității de rezistență (R_d).

1.2.4. Indicele de siguranță (β) - probabilitatea de cedare a structurii (P_f) la diferite stări limită

În metodele moderne de proiectare (Eurocoduri [90]) siguranța structurală este apreciată prin intermediul unei probabilități de cedare (P_f), asociată cu un indice de siguranță (β), atât în stările limită ultime, cât și în stările de serviciu [15], [26], [32], [33], [44], [51], [52], [62], [63].

Se utilizează în mod frecvent modelul **“diferență”**:

$$z = r - e \quad (1.39)$$

care este un model bivariat, depinzând de două variabile aleatoare, rezistența r și efectul sollicitărilor e .

Considerând o distribuție de tip Gauss pentru variabila aleatoare diferență, se poate determina corelația între indicele de siguranță β și probabilitatea de cedare P_f conform figurilor 1.7. 1.8 și 1.9.

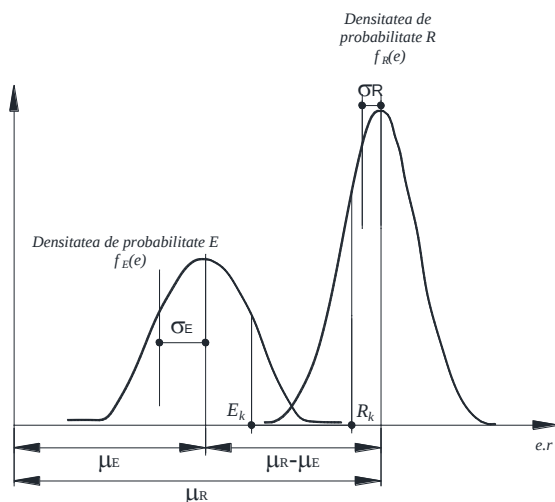


Figura 1.7

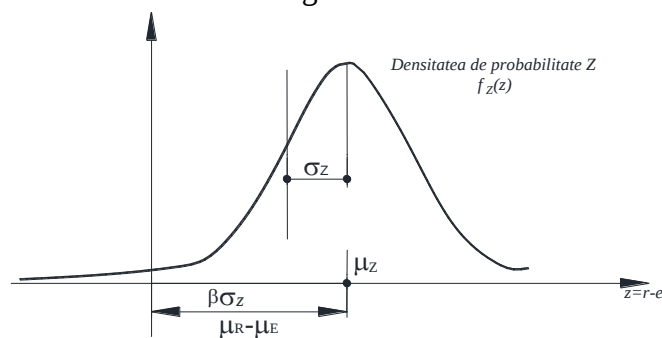


Figura 1.8

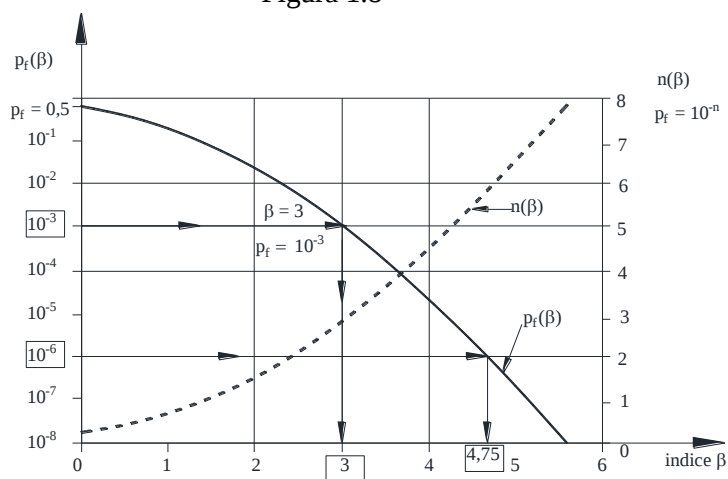


Figura 1.9

Pentru distribuția Gauss s-au calculat indicii de siguranță β definiți funcție de probabilitatea de cedare P_f [12], [17], [37], [44], [49] (Tabelul 1.2).

Tabelul 1.2. Corelația dintre indicele de siguranță β și Probabilitatea de cedare P_f

Indici de siguranță β	Probabilitatea de cedare P_f
-5,200	10^{-7}
-5,000	$2,9 \cdot 10^{-7}$
-4,753	10^{-6}
-4,265	10^{-5}

-4,000	$3,17 \cdot 10^{-5}$
-3,720	10^{-4}
-3,090	1‰
-3,000	1,35‰
-2,576	5‰
-2,326	1%
-1,645	5%

În Eurocod 0 [90] sunt recomandate valori țintă minimale pentru indicele de siguranță β la stările limită ultime, pentru structuri cu diferite clase de siguranță și diferite perioade de referință [25], [27], [31].

Valori minimale pentru indicele de siguranță β la stările limită ultime, pentru structuri cu diferite clase de siguranță și diferite perioada de referință de 50 de ani variază în domeniul 3,3 – 4,3.

În aceleași standarde [90] se acceptă valori țintă pentru indicele de siguranță (minim 3,8), pentru starea limită ultimă, pe durata de viață a lucrării. Aceasta ar corespunde, unei probabilități de $7,2 \cdot 10^{-5}$ (aproximativ 10^{-4}). Pentru stările limită de serviciu se recomandă indici de siguranță de 1,5 ceea ce ar corespunde unei probabilități de $7,0 \cdot 10^{-2}$.

În anexa C din EN 1990 [90] sunt prezentate, pentru diferite stări limită, valorile țintă ale indicelui de siguranță. Valorile cele mai utilizate corespund stării limită ultime (caracterizate în Eurocod de o probabilitate P_f de cedare de $7,2 \cdot 10^{-5}$) și stării limită de exploatare ultime (caracterizate în Eurocod de o probabilitate P_f de cedare de $7,2 \cdot 10^{-2}$) și se aplică pentru durata de viață a lucrării de artă (100 de ani).

1.2.5. Calibrarea coeficienților parțiali de siguranță în vederea atingerii nivelului de siguranță prevăzute în Eurocoduri

Întrucât se propune elaborarea unei metodologii de evaluare a performanțelor de exploatare a podurilor rutiere, corespunzător cerințelor clasei E de încărcare, cu respectarea nivelurilor de siguranță prevăzute în Eurocoduri pentru diverse stări limită, menționăm că siguranță structurală trebuie apreciată luând în considerare toate acțiunile care transmit efecte în structura de rezistență. În gruparea fundamentală, transmit efecte acțiunile permanente, (structurale sau nu) și acțiunile utile a căror pondere raportată la acțiunea totală, conduce la modificări ale indicelui de fiabilitate. În acest sens la fiecare categorie de structuri utilizate la poduri, influența deschiderii în oricare din schemele statice curente, alterează nivelurile de siguranță pentru deschiderile mici–medii, comparativ cu deschiderile mari, la care ponderea acțiunii utile în acțiunea totală este mult mai redusă.

Pentru structurile existente se constată că din cauza fenomenelor de îmbătrânire, coroziune și alterare a proprietăților materialelor structurale (uneori suprapus cu o întreținere necorespunzătoare, care amplifică involuția calității structurii), rezistența acestora scade semnificativ în timp (uneori cu peste 25 %). În acest scop, pentru evaluarea siguranței conform Eurocodurilor, se impune efectuarea unor studii separate care să confirme legile de variație a performanțelor structurii în timp [30], [34], [35], [36]. La acest aspect se suprapune de cele mai multe ori și creșterea în timp a acțiunilor utile care reduc și mai mult nivelurile de siguranță în structurile abordate. În ultimii ani, aceste aspecte, sunt corelate nu numai cu variația probabilității de cedare în timp, dar și cu durata efectivă de viață de serviciu a lucrării, comparativ cu durata de viață prevăzută pentru poduri în standarde. Este de așteptat ca în anii următori, rezultatele acestor abordări să fie convertite în prevederi normative, care să perfecționeze metodele de evaluare a siguranței structurilor de poduri și a evoluției acestora în timp, pe durata de viață propusă de standarde.

1.3. Siguranța structurilor existente

1.3.1. Utilizarea metodelor probabilistice în studiul siguranței structurale a lucrărilor de artă din beton armat cu rezistențe și acțiuni variabile în timp

Se studiază în continuare siguranța unor tabliere realizate din beton precomprimat și care au fost dimensionate la clasa „E” de încărcare.

Studiul siguranței structurale a lucrărilor de artă din beton, a evidențiat creșterea în timp a solicitărilor cauzate în primul rând, de evoluția greutateii și a traficului vehiculelor grele (care în unele situații depășesc vehiculele de proiectare) simultan cu reducerea capacității de rezistență în multe lucrări de poduri (în special din beton precomprimat), generată mai ales de o întreținere defectuoasă (Figura 1.10).

Aceste situații defavorabile generează reducerea nivelului de asigurare (exprimat prin C_0 , P_f , β , etc.) la starea limită a capacității de rezistență, dar și la stările limită ale exploatarei normale.

Astfel, dacă la momentul $t = 0$ coeficientul central de siguranță este [4], [41], [43]:

$$C_{0,0} = \frac{R_m^0}{S_m^0} \quad (1.40)$$

la t_1 ani după terminarea și darea în exploatare a structurii, din cauzele menționate anterior, capacitatea de rezistență și efectul secțional al acțiunilor devin:

$$R_m^{t_1} = \delta_R \cdot R_m^0 \quad (1.41)$$

$$S_m^{t_1} = \delta_S \cdot S_m^0 \quad (1.42)$$

unde δ_R și δ_S sunt coeficienți globali ce sintetizează diminuarea, respectiv majorarea în timp a rezistențelor materialelor din structură sau a acțiunilor suportate de aceasta.

În acest mod, coeficientul de siguranță corespunzător momentului t_1 , are valoarea:

$$C_{0,t_1} = \frac{R_m^{t_1}}{S_m^{t_1}} = \frac{\delta_R}{\delta_S} C_{0,0} \quad (1.43)$$

Prognostarea pe o perioadă lungă de timp, comparabilă cu durata de viață a podurilor, a modului în care evoluează atât rezistențele materialelor ce compun structurile de rezistență ale podurilor din beton armat cât și acțiunile, reprezintă în etapa actuală, o problemă complexă, mai ales din cauza lipsei unor studii statistice suficiente în acest domeniu.

Din acest punct de vedere, pe baza studiilor, verificărilor durabilității și a comportamentului în exploatare – efectuate chiar prin încercări la intervale regulate de timp – pot fi trase concluzii interesante asupra variației capacității de rezistență a structurii podurilor din beton armat pe durata exploatarei acestora.

În ceea ce privește evoluția și variabilitatea acțiunilor și a efectelor lor secționale la lucrările de artă, în ultimii ani pentru această clasă de rezistență de structuri s-au extins studiile statistice în domeniul acțiunilor, o atenție specială acordându-se – din cauza importanței lor – acțiunile utile. Pe această bază, poate fi urmărită variația în timp a acțiunilor dominante și, deci, și a efectelor lor, în structurile de rezistență ale podurilor de beton.

Astfel, dacă acțiunile medii cresc în timp, devenind:

$$\begin{cases} \bar{g}_{1,t} = \bar{g}_1 \cdot \delta_{1,t} \\ \bar{g}_{2,t} = \bar{g}_2 \cdot \delta_{2,t} \\ \bar{u}_t = \bar{u} \cdot \delta_{u,t} \end{cases} \quad (1.44)$$

Unde: $\bar{g}_1$, $\bar{g}_2$ și $\bar{u}$ au semnificațiile:

$\bar{g}_1$ = greutatea medie a structurii de rezistență ;

$\bar{g}_2$ = greutatea medie a elementelor nestructurale;

$\bar{u}$ = încărcarea utilă medie, echivalentă (uniform distribuită) ;

iar $\delta_{1,t}$, $\delta_{2,t}$, $\delta_{u,t}$, reprezintă creșterea la momentul „t” a acțiunilor menționate.

Utilizând rapoarte de acțiuni:

$$b = \bar{g}_2 / \bar{g}_1 \quad (1.45)$$

$$a = \bar{u} / \bar{g}_1 \quad (1.46)$$

se poate formula valoarea medie totală a solicitării la momentul "t", (S_m^t), funcție de creșterile de încărcare $\delta_{i,t}$ afectând fiecare încărcare "i" conform relațiilor (1.44):

$$S_m^t = B(\delta_{1,t} \cdot \bar{g}_1 + \delta_{2,t} \cdot \bar{g}_2 + \delta_{u,t} \cdot \bar{u}) = B \cdot \bar{g}_1 (\delta_{1,t} + b \cdot \delta_{2,t} + a \cdot \delta_{u,t}) \quad (1.47)$$

$$S_m^0 = B \cdot \bar{g}_1 \cdot (1 + b + a) \quad (1.48)$$

$$S_m^t = S_m^0 \frac{\delta_{1,t} + b \cdot \delta_{2,t} + a \cdot \delta_{u,t}}{1 + b + a} = \delta_{s,t} \cdot S_m^0 \quad (1.49)$$

$$\text{unde: } \delta_{s,t} = \frac{\delta_{1,t} + b \cdot \delta_{2,t} + a \cdot \delta_{u,t}}{1 + b + a} \quad (1.50)$$

reprezintă coeficientul de majorare la momentul "t" a valorii medii totale, S_m^0 , presupusă a soliciata structura în momentul terminării acesteia [1].

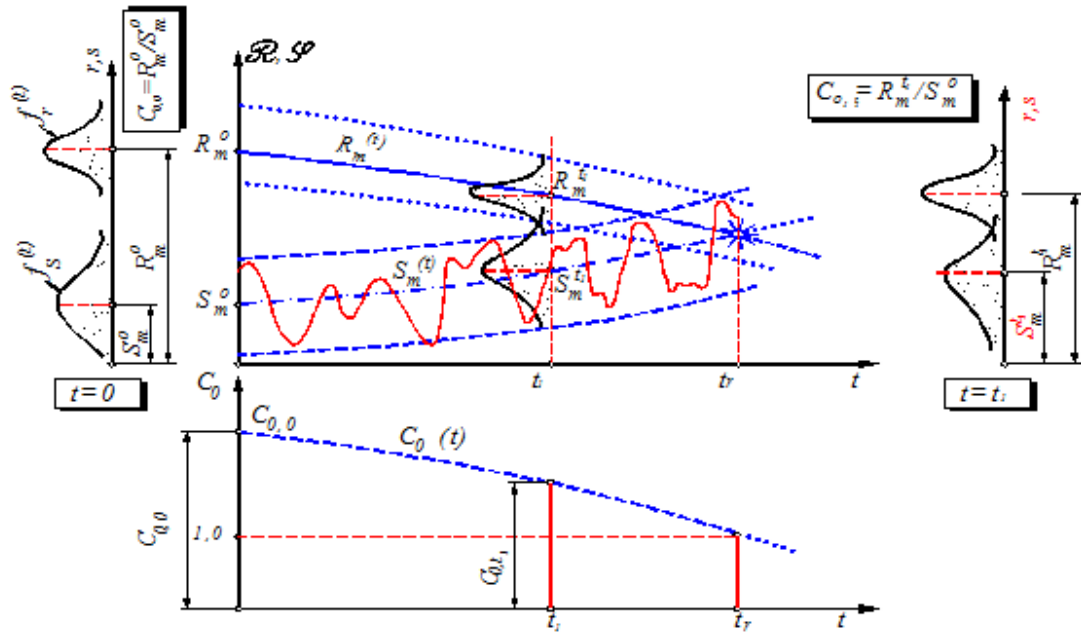


Figura 1.10 Variație coeficient central de siguranță în timp, funcție de variația capacității de rezistență medii $R_m^{(t)}$ și de solicitarea medie $S_m^{(t)}$

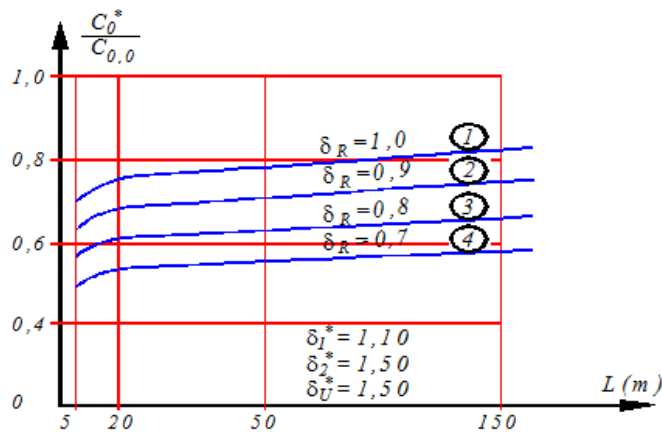


Figura 1.11 Modificarea coeficientului central de siguranță funcție de modificările rezistențelor și acțiunilor.

Se reformulează astfel, coeficientul de siguranță central $C_{0,t}$ după "t" ani de exploatare, funcție de coeficientul de siguranță central $C_{0,0}$ presupus neafectat de evoluția în timp a rezistențelor și acțiunilor [1]:

$$C_{0,t} = \frac{\delta_R \cdot (1+b+a)}{\delta_{1,t} + b \cdot \delta_{2,t} + a \cdot \delta_{u,t}} C_{0,0} \quad (1.51)$$

În Figura 1.11 se prezintă modificarea raportului dintre coeficienții de siguranță C_0^* și $C_{0,0}$ în cazul în care acțiunile ar crește cu 10% pentru greutatea medie a structurii de rezistență ($\delta_1^* = 1,10$), cu 50% pentru greutatea medii ale umpluturilor ($\delta_2^* = 1,50$) și cu 50% în cazul acțiunilor utile ($\delta_u^* = 1,50$), în ipoteza că rezistența secțională descrește progresiv până la 70% din capacitatea de rezistență presupusă a se realiza în momentul intrării în exploatare a lucrării. Reducerea coeficientului de siguranță a fost urmărită funcție de deschiderea L.

Se observă că, în situația de reducere cu 20% a capacității de rezistență medii ($\delta_R = 0,80$ - curba 3, Figura 1.11) coeficienții de siguranță efectivii se reduc practic la jumătate – în contextul creșterii de încărcare (δ^*) presupuse – deschiderile sub 20,00 m (la care ponderea acțiunilor utile în încărcarea totală este de rezistență), fiind și mai afectate.

Această interpretare ar permite în anumite cazuri de deteriorare pronunțată a structurii de rezistență a podului, redefinirea unei acțiuni utile medii, care să confere un nivel de asigurare la starea limită a capacității de rezistență, situat într-un domeniu aprioric fixat.

Rezultă greutatea medie a vehiculului redus [1]:

$$\overline{G}_{veh,red} = \frac{\delta_R(1+b+a) - (\delta_{1,t} + b \cdot \delta_{2,t})}{n_s \cdot \psi \cdot \eta_{tr}} L_d \quad (1.52)$$

unde: L_d, n_s, ψ și η_{tr} au semnificațiile următoare:

L_d = distanța dintre vehiculele convoiului;

n_s = numărul de șiruri de vehicule ;

ψ = coeficient de impact ;

η_{tr} = coeficient de repartitie transversală.

1.3.2. Studiul siguranței structurale a tablierelor podurilor prefabricate din beton

Rezultatele generale sintetizate în paragraful anterior pot fi utilizate în studiul concret al siguranței structurale a unor tablere executate cu frecvența ridicată, reprezentând podurile din beton precomprimat din elemente prefabricate.

Studiile recente efectuate asupra alcătuirii tablierelor din beton precomprimat executate în ultimii 50 de ani în țara noastră, atestă din punct de vedere static preponderența tablierelor realizate din elemente simplu rezemate (fâșii cu goluri sau grinzi cu armatură postîntinsă) care reprezintă circa 90% din totalul numărului de elemente din structurile de rezistență executate (Tabelul 1.3). De asemenea, durata în exploatare evidențiază că majoritatea lucrărilor de artă din beton precomprimat are o vechime de utilizare între (10÷20) ani (Figura 1.12 a), fâșiile cu goluri având o utilizare preponderentă (peste 66% din total), structurile static nedeterminate din beton precomprimat fiind nesemnificative ca frecvență de utilizare (sub 1%) (Figura 1.12 b).

Studiile efectuate asupra durabilității în timp a lucrărilor din beton armat, evidențiază diminuarea în timp a performanțelor inițiale ale lucrării, reparațiile sau consolidările periodice putând conduce la creșterea temporară a capacității de rezistență a structurii. Se presupune – așa cum s-a evidențiat și în paragraful anterior – că trecerea calitativă a performanțelor lucrării sub un prag de capacitate de rezistență apreciată ca minimă (finală) ar pune în discuție nu numai siguranța generală a structurii, dar și exploatarea normală a acesteia (Figura 1.13).

La podurile din beton precomprimat, starea tehnică pe tipuri de alcătuire sintetizată într-un indice global de calitate " I_c " atestă faptul că, fâșiile cu goluri prezintă deficiențe mai mari decât celelalte tipuri de alcătuire, tablierele pe grinzi prefabricate situându-se într-o situație mai favorabilă.

Studiul atestă că, din totalul de 890 de poduri inspectate și verificate (**Tabelul 1.3**), circa 65% trebuie supuse unor operații de reparații curente sau capitale (Figura 1.14). În aceste condiții este de presupus necesitatea restudierii siguranței la stările limită curent utilizate la poduri în cazul unor tabliere care necesită reparații sau consolidări.

Tabelul 1.3.

	Unitatea D.D.P.	Nr. total	Vechimea lucrării de artă			Lungime suprastructură (m)	Număr elemente din structură	Număr deschideri
			0-10 ani	10-20 ani	20-30 ani			
1.	București	181	66	104	11	12.409	3.755	525
2.	Craiova	203	59	135	9	13.058	3.410	534
3.	Timișoara	126	39	68	19	6.552	1.862	295
4.	Cluj	144	57	87	-	4.128	1.831	257
5.	Brașov	97	31	58	8	3.424	1.545	191
6.	Iași	139	50	79	10	6.383	2.001	318
Total:		890	302	531	57	45.952	14.404	2.120

Metodele de calcul probabilistice aplicate la starea limită de rezistență permit redefinirea pe o bază corectă și rațională a acțiunilor utile care corespund situațiilor de diminuare a capacității de rezistență.

Situații similare pot apărea atunci când lucrări de artă existente sunt utilizate de convoaie grele, agabaritice, de greutatea și distribuție pe osii cunoscute.

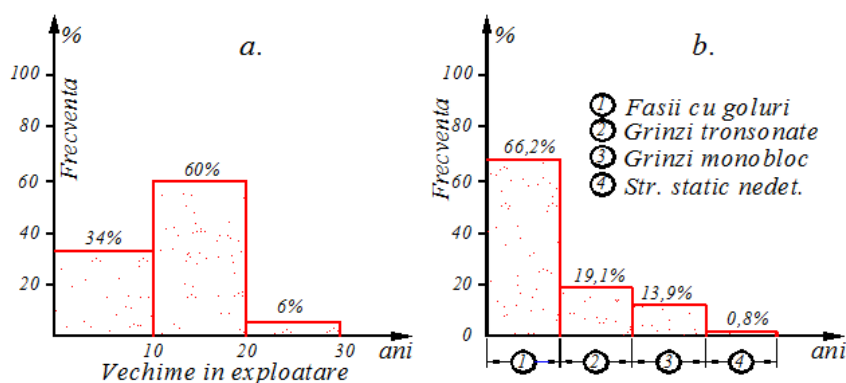


Figura 1.12 Distribuția vechimii în exploatare (a) și tipul de alcătuire (b) la podurile din beton precomprimat executate în România

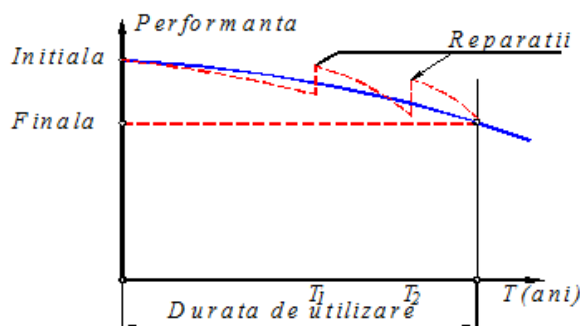


Figura 1.13 Variația durabilității lucrărilor din b.a. pe durata de utilizare a acestora.

Studiul siguranței structurale a tablierelor pe grinzi prefabricate, precomprimate cu armătura postîntinsă de lungimi situate în domeniul (24÷40) m, având în sens transversal 4 grinzi

și o alcătuire curentă, evidențiază, rapoarte de acțiuni medii permanente și utile având formularea [1]:

$$b = \frac{\bar{g}_2}{\bar{g}_1} = \frac{g_2^n(1+k_1V_{g_1})}{g_1^n(1+k_2V_{g_2})} \quad (1.53)$$

$$a = \frac{\bar{u}}{\bar{g}_1} = \frac{u^n(1+k_1V_{g_1})}{g^n(1+k_3V_u)} \quad (1.54)$$

care sunt sintetizați în Tabelul 1.4, Figura 1.15.

Tabelul 1.4

L(m)	b	a	C ₀
24	0,55	0,67	2,28
27	0,55	0,60	2,27
30	0,51	0,52	2,25
33	0,51	0,48	2,35
36	0,47	0,38	2,30
40	0,47	0,36	2,30

Acțiunile permanente normate au fost determinate în conformitate cu alcătuirea de tablier definitivată în proiectele tip, încărcarea utilă normată, echivalentă corespunde convoaielor de proiectare utilizate la verificarea acestor tabliere. Coeficienții de variație ai acțiunilor cât și coeficienții k , (k_1 , k_2 , k_3), presupuși că definesc acțiunile normate (caracteristice) sunt similari cu cei utilizați în calcule de siguranță.

A rezultat un coeficient de siguranță central C_0 în grinzile tablierului de circa 2,30 aceasta corespunzând unei probabilități de cedare de circa 10^{-4} .

Studiul stării tehnice a podurilor din beton precomprimat evidențiază reduceri frecvente ale capacității de rezistență secționale de circa (10-20)%, corespunzând frecvent unui coeficient situat în domeniul (0,8 ÷ 0,9).

În aceste condiții, se poate redefini o nouă încărcare utilă care să corespundă acestei situații de capacitate de rezistență redusă care să asigure un coeficient de siguranță sau un nivel de asigurare exprimat în termeni de probabilitate cu valorile impuse în structurile de performanțe normale.

Conform Figura 1.16, această problemă poate fi interpretată considerând că diminuarea capacității de rezistență medii R_m cu cantitatea Δ_1 ce asigură coeficientul δ_R și valoarea R_m^{red} :

$$R_m^{\text{red}} = R_m - \Delta_1 \quad (1.55)$$

$$\delta = \frac{R_m^{\text{red}}}{R_m} = \left(1 - \frac{\Delta_1}{R_m}\right) \quad (1.56)$$

conduce, în condițiile respectării coeficientului central de siguranță, C_0 și în structura cu performanțe scăzute, la diminuarea cu aceeași cantitate a efectului mediu al acțiunilor.

Cum efectul acțiunilor medii permanente scăzute nu se reduce în timp presupunând ca acestea rămân constante, reducerea efectelor acestora la valoarea:

$$S_m^{\text{red}} = s_m - \Delta_1 = s_m \cdot \delta_s \quad (1.57)$$

$$\text{unde: } \delta_s = \delta_R \quad (1.58)$$

este generată numai prin reducerea acțiunilor utile, sintetizate în raportul de încărcare "a":

$$S_m^{\text{red}} = S_m \cdot \delta_s = B \cdot \bar{g}_1(1+b+a_{\text{red}}) = B \cdot \bar{g}_1(1+b+a_{\text{red}}) = B \cdot \bar{g}_1(1+b+a) \cdot \delta_s \quad (1.59)$$

$$a_{\text{red}} = \delta_s \cdot a - (1+b)(1-\delta_s) \quad (1.60)$$

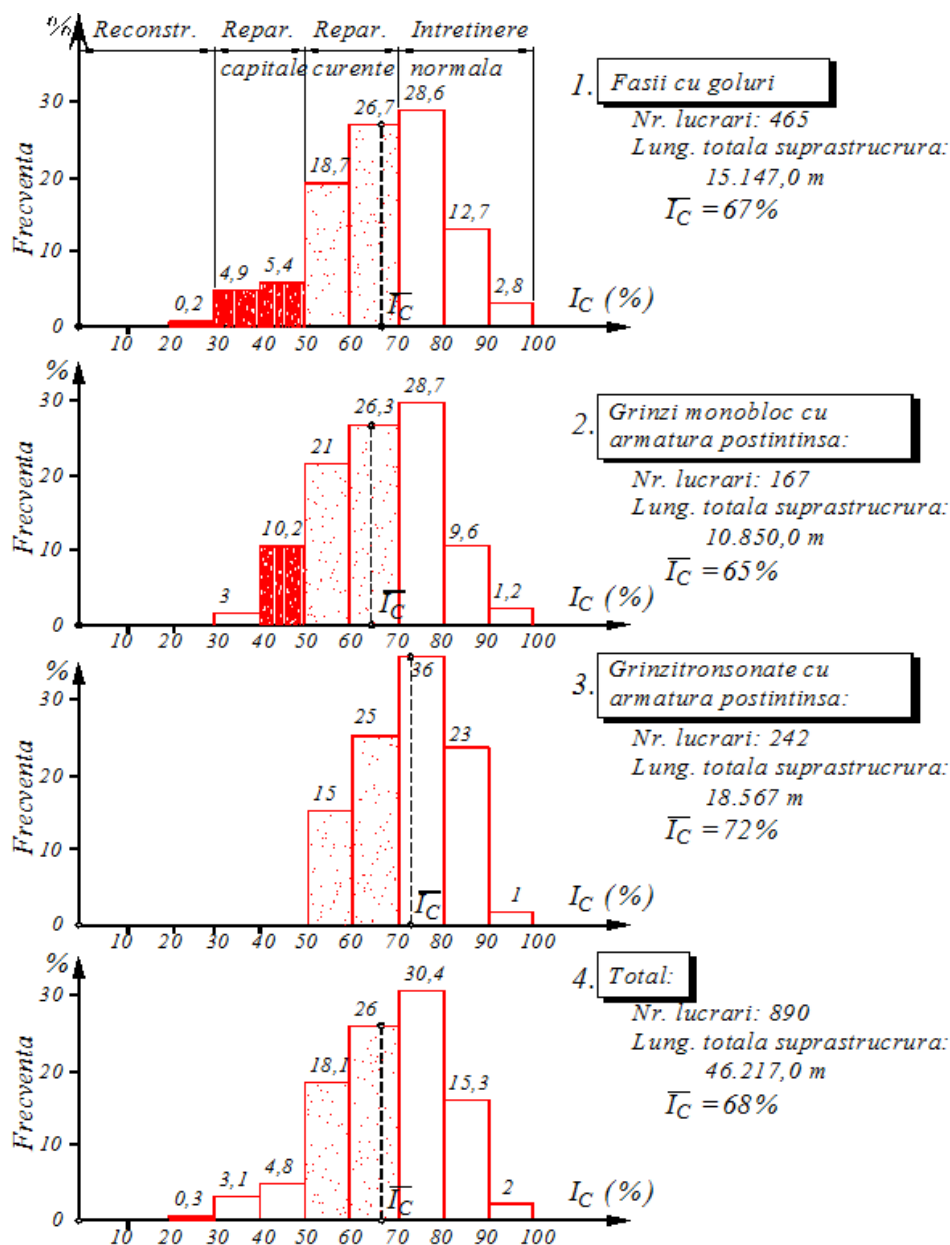


Figura 1.14 Distribuția stării tehnice (I_C) a podurilor din beton precomprimit, prefabricate, funcție de tipul de alcătuire

Rezultă pe acest model, raportul dintre greutatea vehiculului redus ($G_{veh.}^*$) și greutatea vehiculului de proiectare ($G_{veh.pr}$) considerând că se păstrează pentru ambele convoaie coeficientul de repartiție transversală, coeficientul dinamic, distanța dintre vehicule, numărul de șiruri de camioane în sens transversal, coeficienții de variație V_u și probabilitatea (coeficientul K_3) care definesc încărcarea utilă în cadrul aceleiași funcții de probabilitate. Rezultă deci:

$$\frac{G_{veh.}^*}{G_{veh.pr}} = \delta_s - \frac{(1+b)(1-\delta_s)}{a} \quad (1.61)$$

Reducerea acțiunilor utile sintetizată prin relația (1.60), în condițiile păstrării aceleiași probabilități de atingere a stării limită de rezistență este mult mai mare decât reducerea capacității de rezistență cu 10% sau 20% (Figura 1.17).

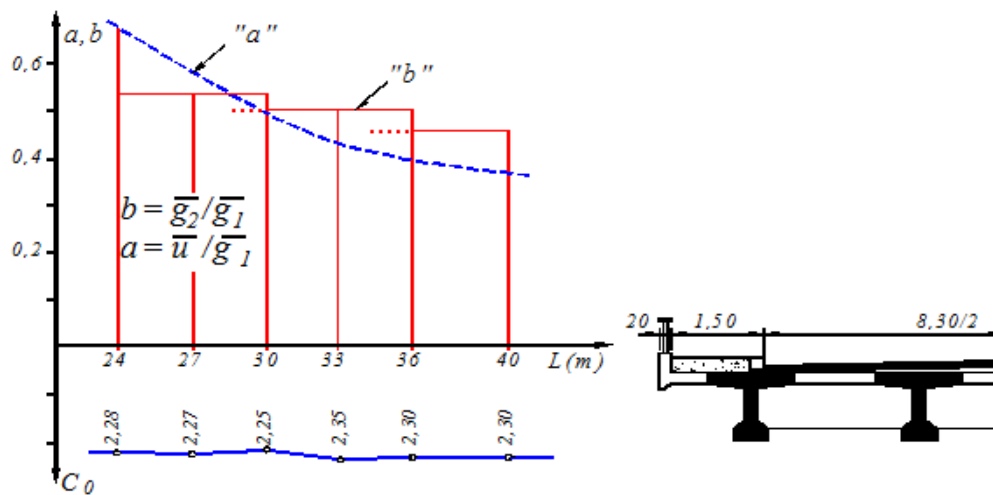


Figura 1.15

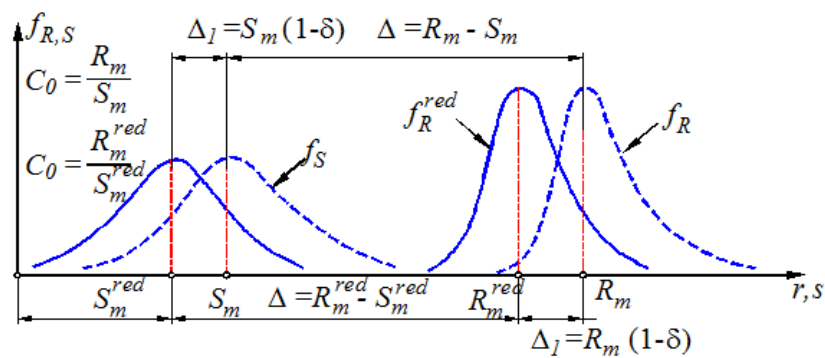


Figura 1.16

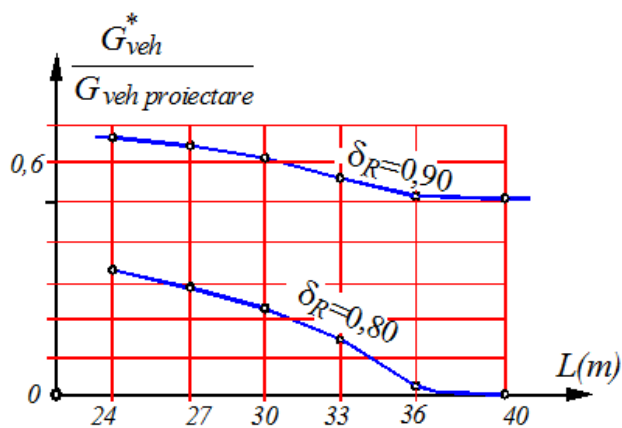


Figura 1.17

Tabelul 1.5

L (m)	$\delta_R = 0,90$	$\delta_R = 0,80$
24	0,67	0,34
27	0,64	0,28
30	0,61	0,22
33	0,58	0,17
36	0,51	0,02
40	0,50	0

1.4. Particularități de aplicare a metodologiei la podurile rutiere cu alcătuire frecventă

Elementele structurale ale suprastructurilor de poduri cu alcătuire curentă, sunt supuse în primul rând acțiunii acțiunilor din gruparea fundamentală:

- acțiuni permanente structurale și nestructurale ;
- acțiuni utile.

Metodologia de evaluare, dezvoltată în lucrare, nu prezintă probleme de siguranță a infrastructurii și a altor echipamente structurale:

- *aparate de reazem ;*
- *rosturi de dilatație ;*
- *parapeți de siguranță.*

De asemenea, prezenta metodologie nu are ca obiect efectul dinamic dat de convoaie grele care circulă cu viteză pe suprastructura podului, nici efectele dinamice produse de seisme.

Vechile normative de proiectare [122], [126], [127] a suprastructurilor podurilor nu conțin referiri particulare privitoare la:

- durabilitatea structurii;
- durata de viață pentru exploatarea normală a suprastructurii, apreciindu-se că dacă la execuție se respectă prevederile constructive prevăzute în standarde și se aplică o întreținere corespunzătoare se poate considera că durata de viață normală este de 50 de ani;
- indicele de siguranță și probabilitatea de cedare (care trebuie deduse) considerând anumite niveluri de variabilitate (sintetizate în coeficienții de variație), legi de repartiție pentru variabilele aleatoare de bază care pot influența nivelurile de siguranță.

În timp se constată diminuarea performanțelor structurale ale materialelor componente din structura de rezistență a suprastructurii (cauzate de îmbătrânirea betonului, fenomene de oboseală, coroziunea betonului și armăturii), generată de influența mediului și de nivelul de întreținere a lucrării. Acest studiu comparativ propune metode practice pentru evaluarea siguranței suprastructurii podurilor cu durată mare de exploatare și capacitate de rezistență afectată de involuția în timp a proprietăților (în special rezistență) materialelor componente. Evident că aceste aprecieri nu pot fi generalizate la toate tipurile de structuri (beton armat, beton precomprimat, metal, structuri mixte) cel mai corect ar fi să fie interpretat conținutul concluziilor unor expertize tehnice, întocmite pe tipurile frecvente de suprastructuri proiectate și utilizate în țara noastră [66], [67], [68], [134] - [138]:

- dale monolite ;
- dale mixte ;
- dale prefabricate ;
- poduri pe grinzi static determinate: monolite sau prefabricate,
- poduri pe grinzi static nedeterminate: monolite sau prefabricate ;
- poduri mixte.

De asemenea, întrucât în metodele mai vechi de proiectare (anterioare introducerii Eurocodurilor) s-au utilizat concepte simplificate de calcul, se vor aborda numai structurile static determinate și cu formă geometrică regulată în plan (poduri drepte).

Atunci când se apreciază siguranța suprastructurii unui pod, indiferent de alcătuirea secțională și materialele componente, este necesară însă aprecierea performanțelor tuturor elementelor structurale:

- placa în consolă ;
- placa carosabilă ;
- antretoaze ;

pe considerentul că în mod frecvent, apar situații în care structura cedează sub acțiunile utile în elementele cele mai expuse.

Referitor la durabilitatea lucrării (la suprastructurile consolidate), trebuie făcută distincție între elementele structurale noi și elementele existente, cu durată mare de exploatare și la care s-au aplicat reguli constructive și de concepție în conformitate cu standardele vechi.

În situațiile frecvente de consolidare și reparare a suprastructurii podurilor cu deficiențe, se aplică următoarele principii:

- *pentru elementele constructive noi (grinzi suplimentare sau care înlocuiesc grinzi existente, placă de suprabetonare, console de trotuar, antretoaze suplimentare în câmp, antretoaze de continuizare pe reazeme, etc) se aplică verificările la stările limită specifice lucrărilor de artă (pentru dimensionare și exploatare) și regulile constructive prevăzute în Eurocoduri (care conferă durată de viață de 100 de ani). Pentru suprastructura consolidată se recomandă utilizarea unor softuri de calcul performante, care să țină seama atât de conlucrarea spațială între structura veche și elementele structurale noi, de consolidare, cât și de calitatea materialelor din suprastructura existentă;*
- *pentru partea de suprastructură veche, care se menține în lucrare, după eventuala îndepărtare a materialelor degradate din zonele expuse și refacerea geometriei secțiunii cu materiale durabile, se aplică sisteme de protecție performante, care să prelungească durata de viață la minim 50 de ani;*
- *măsurile de intervenție în structură trebuie să respecte conținutul și recomandările expertizei tehnice întocmite conform reglementărilor tehnice în vigoare [85], [87], [88];*
- *se aplică convoaiele de proiectare corespunzătoare clasei „E” de încărcare atât pentru elementele structurale noi sau de completare, cât și pentru suprastructura veche.*

CAP. 2. SOLICITĂRILE SUPRASTRUCTURILOR PODURILOR DE ȘOSEA CORESPUNZĂTOARE CLASEI „E” DE ÎNCĂRCARE

2.1. Clase de încărcare și convoaie de calcul conform standardelor românești

La proiectarea podurilor, pasajelor, viaductelor vechi cât și la modernizarea și consolidarea acestora, clasele de încărcare considerate în calcul sunt corelate cu clasa tehnică a drumului pe care sunt amplasate respectivele lucrări de artă. Conform Ordinului Ministrului Transporturilor nr. 45/1998 pentru aprobarea ”Normelor tehnice privind proiectarea, construirea și modernizarea drumurilor” [57], capitolul 3, pentru lucrări de artă amplasate pe drumuri de clasă tehnică I, II, III și IV s-a luat în calcul clasa E de încărcare, iar pentru cele amplasate pe drumuri cu clasa tehnică V dimensionarea se face la clasa I de încărcare.

Pentru calculul podurilor de șosea au fost prevăzute trei clase de încărcare (Clasa E, I și II), pentru podurile amplasate pe drumurile naționale supuse unui trafic intens, utilizându-se aproape exclusiv, clasa de încărcare « E ».

Tipurile de convoaie din autocamioane și din vehicule speciale pe roți sau pe șenile care se iau în calcul pentru clasele de încărcare « E » și « I », sunt precizate în STAS 3221-86 [73]:

- | | |
|-----------------------|--|
| Clasa de încărcare E: | <ul style="list-style-type: none">• Convoaie de autocamioane A30 și oameni pe trotuare• Vehicul special V80 (unic pe structură) sau la structurile de lungime mare, la distanța minimă de 80,00 m |
| Clasa de încărcare I: | <ul style="list-style-type: none">• Convoaie de autocamioane A13 și oameni pe trotuare• Vehicul special S60 (unic pe structură) sau la structurile de lungime mare, la distanța minimă de 80,00 m |

Încărcările din convoaiele de autocamioane (A30 și A13), precum și din tramvaie se consideră a fi aplicate dinamic, pe când cele provenite din convoaiele de vehicule speciale (V80) pe roți sau pe șenile (S60), se consideră a fi aplicate static.

Pentru a ține seama de acțiunea dinamică a încărcărilor transmise de convoaiele de vehicule, acestea vor fi multiplicare cu un coeficient dinamic Ψ , a cărui valoare se stabilește în funcție de tipul convoiului, de sistemul static adoptat, de materialul din care este construit elementul și de deschiderea de calcul.

La aplicarea metodei stărilor limită (STAS 10100/0-75 [122]), acțiunile se iau cu valori de calcul în funcție de starea limită în care se face verificarea și de gruparea de acțiuni considerată.

Valorile normate (caracteristice) ale acțiunilor se determină conform STAS 1545-89 [72] și STAS 3221-86 [73], iar valorile de calcul se determină prin multiplicarea valorilor normate cu un coeficient „n” numit și „coeficient de supraîncărcare”.

Conform STAS 10101/OB-87 [71], verificarea la stările limită ultime (starea limită de rezistență și starea limită de stabilitate), presupune utilizarea **acțiunilor de calcul**, determinate ca valori limită obținute prin multiplicarea acțiunilor caracteristice (sau normate) cu coeficienți de supraîncărcare care sunt diferențiați pentru:

- **acțiuni permanente:**
 - greutatea elementelor nestructurale (încărcări „moarte” provenind din greutatea umpluturilor, a căii și a echipamentelor);
 - greutatea structurii de rezistență ;
 - precomprimarea (la elementele structurale din beton precomprimat).
- **acțiuni temporare de scurtă durată (convoaie și oameni):**
 - Convoaie rutiere: autocamioane
vehicule speciale pe roți sau șenile

- Încărcări produse de oameni.

Sintetic, coeficienții de supraîncărcare aplicați la proiectarea structurilor de poduri la starea limită de rezistență au următoarele valori [71] :

- Greutatea căii:	1,50
- Greutatea structurii de rezistență :	1,10
- Forțele de precomprimare:	1,00
- Convoaie rutiere de autocamioane:	1,40
- Vehicule speciale pe roți sau șenile:	1,20
- Convoaie excepționale:	1,10
- Încărcări produse de oameni:	1,40 (<i>în afara localităților</i>) 1,20 (<i>în localități</i>)

2.1.1. Clasa E de încărcare

Conform “STAS 3221-86: Poduri de șosea. Convoaie tip și clase de încărcare” [73], încărcarea utilă se consideră alcătuită din convoaie de autocamioane A30 sau convoi din vehicule speciale pe roți V80.

Încărcarea utilă corespunzătoare Clasei E de încărcare (alcătuită din convoaie din autocamioane A30 sau convoiul de vehicule speciale pe pneuri V80), este detaliată în “STAS 3221-86: Poduri de șosea. Convoaie tip și clase de încărcare” [73].

Încărcarea podurilor cu convoiul A30, presupune respectarea următoarelor reguli :

- se introduc pe partea carosabilă mai multe șiruri complete de camioane (funcție de lățimea acesteia), fără a fragmenta numărul de pneuri ;
- bena camionului spre bordură, nu trebuie să intre în gabaritul de circulație pietonală de pe trotuar ;
- distanța transversală dintre benele șirurilor de camioane vecine este de minim 10 cm;
- dacă pe partea carosabilă pot fi dispuse mai mult de două șiruri de autocamioane, încărcarea totală din convoaie se reduce cu :
 - 15% la încărcarea cu trei șiruri de autocamioane;
 - 25% la încărcarea cu patru sau mai multe șiruri de autocamioane.

Încărcarea podurilor cu vehiculul special V80, a respectat următoarele reguli :

- poziționarea vehiculului special V80 transversal căii, se face astfel încât bena vehiculului să nu intre în gabaritul trotuarului;
- în cazul podurilor cu două benzi de circulație, încărcarea din vehicule speciale V80, constă *dintr-un singur șir de vehicule, așezat în poziția cea mai defavorabilă, atât pe lungimea structurii cât și pe lățimea părții carosabile a podului;*
- în cazul podurilor cu patru benzi de circulație, încărcarea de calcul constă din câte un șir de vehicule speciale pe roți pentru fiecare sens de circulație, dispuse în poziția cea mai defavorabilă atât pe lungimea, cât și pe lățimea părții carosabile a podului. Între șiruri, distanța dintre marginile caroseriilor vecine trebuie să fie cel puțin 1,00 m;
- pentru verificarea elementelor de rezistență ale căii, consolelor de trotuar și antretoazelor, marginea exterioară a bandajelor roților vehiculelor speciale se poate considera că atinge bordura.

2.1.2. Acțiuni produse de traficul pietonal [72]

Trotuarele podurilor din afara localităților se calculează la o încărcare uniform distribuită de 3000 N/m^2 , iar în localități se calculează la o încărcare uniform distribuită de 5000 N/m^2 .

Încărcarea podurilor cu acțiuni produse de traficul pietonal, a respectat următoarele reguli:

- încărcarea podurilor cu vehicule speciale pe roți sau pe șenile nu se ia simultan cu încărcarea trotuarelor cu oameni ;
- podurile din localități unde se pot produce aglomerații de oameni se verifică la o încărcare excepțională uniform distribuită de 5000 N/m^2 acoperind partea carosabilă și trotuarele ;
- la încărcările produse de oameni nu se aplică coeficientul dinamic.

2.2. Metode de calcul conform standardelor românești pentru poduri din beton armat, beton precomprimat și poduri cu alcătuire mixtă – Metoda Stărilor Limită conform STAS 10111/2-87 [127].

2.2.1. Prevederi privind calculul elementelor din beton armat

În mod frecvent lucrările de artă s-au verificat la [127]:

- starea limită de rezistență;
- starea limită de oboseală;
- starea limită de fisurare;
- starea limită de deformație.

Se va detalia numai verificarea la starea limită de rezistență, siguranța la celelalte stări limită (oboseală, fisurare, deformație) se impune a fi abordate separat.

Verificarea la starea limită de rezistență, în secțiuni normale.

Calculul solicitărilor (eforturile secționale) se efectuează luându-se în considerare valorile limită ale încărcărilor utile cu coeficient dinamic, în gruparea cea mai defavorabilă.

Stabilirea distribuției eforturilor unitare în calculul la starea limită de rezistență în secțiuni normale se determină pe baza curbelor caracteristice pentru beton și armătură definite în figura 1, paragraful 3.1.10 respectiv figura 2, paragraful 3.2.6 din [127], respectând următoarele ipoteze:

- ipoteza secțiunilor plane;
- se neglijează rezistența betonului la întindere;

Deformația specifică limită la compresiune, a betonului ϵ_{blim} se considera [127]:

- **3,5‰** pentru cazul în care axa neutră se află în interiorul secțiunii;
- **2‰** în cazul convențional al compresiunii centrice.

Alungirea specifică a armăturii se consideră 10‰.

Calculul în secțiuni normale la elementele din beton armat, solicitate la încovoiere, compresiune excentrică și întindere excentrică cu excentricitate mare se face considerând eforturile unitare în betonul din zona comprimată au valoarea constantă (R_c) pe toată înălțimea (x) a zonei comprimate [127].

În teoria betonului armat [65] și standardele vechi de proiectare [127] sunt sintetizate relațiile de bază pentru verificarea la starea limită de rezistență a elementelor din beton armat, încovoiate sau comprimate excentric (încovoiere cu compresiune) cu secțiuni curente (secțiuni dreptunghiulare sau „T”, simplu sau dublu armate).

2.2.2. Prevederi privind calculul elementelor din beton precomprimat [16]

Verificări curente necesare:

- verificarea la starea limită de rezistență;
- verificarea la starea limită de fisurare;
- verificarea la starea limită de deformăție.

Verificările se efectuează la:

- solicitările din faza inițială (transfer, transport și montaj);
- solicitările din faza finală (în exploatare);
- solicitări ce apar în etape intermediare de execuție (în timpul precomprimării, al monolitizării, al continuizării pe reazeme, etc.).

Determinarea eforturilor unitare în beton și armătura pretensionată sub acțiunea încărcărilor cu valori de exploatare.

La calculul eforturilor unitare din armătura pretensionată și beton se folosesc relațiile din rezistența materialelor, considerându-se materialele structurale cu comportament elastic, iar forța de precomprimare ca o forță exterioară.

În stadiul I (beton nefisurat), caracteristicile geometrice de calcul ale secțiunilor se stabilesc considerând întreaga secțiune de beton și secțiunea armăturii pretensionate multiplicată cu coeficientul de echivalență n_p definit cu relația (186) paragraful 7.2.2.

În stadiul II (beton fisurat), calculul eforturilor unitare pentru verificarea la starea limită de fisurare, se face luându-se în considerare următoarele ipoteze [16]:

- secțiunile plane rămân plane și după deformare;
- nu se iau în considerare zonele întinse de beton;
- modulul de deformăție al betonului se consideră constant pe întreaga zonă comprimată, iar coeficientul de echivalență se determină corespunzător stadiului II;
- eforturile unitare în betonul zonei comprimate se consideră constante (la valoarea rezistenței de calcul a betonului la compresiune R_c) pe toată înălțimea „x” a zonei comprimate;
- efortul de precomprimare se consideră ca o forță exterioară.

Dacă secțiunea elementului este realizată din betoane de clase diferite (la elemente prefabricate completate ulterior cu beton turnat monolit), aria secțiunii de calcul se stabilește pentru o singură clasă de beton, prin înmulțirea ariilor respective cu raportul modulilor de elasticitate.

Conform paragrafului 7.2.5 și relației (188) din [127], efortul unitar de control (σ_{pk}) în armătura de precomprimare, trebuie să aibă o valoare inferioară rezistenței de calcul a armăturii pretensionate (R_p).

Conform paragrafului 7.2.6 și relației (190) din [127], efortul unitar în armătura pretensionată în faza finală $\bar{\sigma}_p$ (după consumarea curgerii lente, contracției betonului și relaxării armăturii) trebuie să se situeze în domeniul ($0,50 R_p \div 0,8 R_p$).

Eforturile unitare din armătura pretensionată, în faza inițială (transfer) și faza finală (exploatare), se stabilesc cu relațiile (191÷195) paragraful 7.2.7.

Verificarea la starea limită de rezistență în secțiuni normale.

Calculul se efectuează luându-se în considerare valorile de calcul ale încărcărilor, (inclusiv coeficientul dinamic pentru convoaiele de camioane, în gruparea cea mai defavorabilă).

Verificarea la starea limită de rezistență la elemente solicitate la încovoiere, compresiune excentrică cu excentricitate mare.

În cazul elementelor solicitate în secțiuni normale la încovoiere și la compresiune excentrică cu excentricitate mare, înălțimea zonei comprimate se limitează paragraful 7.3.3.1, relația (196) din [127] la $0,40h_0$ pentru elemente cu armătură preîntinsă, respectiv $0,35h_0$ pentru elemente cu armătură postîntinsă.

Calculul la starea limită de rezistență a elementelor din beton precomprimat, solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică cu excentricitate mare se face conform teoriei betonului armat [16] respectând următoarele ipoteze:

- secțiunile plane înainte de deformare, rămân plane până la rupere;
- creșterea deformației specifice a armăturii pretensionate în secțiunea de rupere fisurată;
- ***în fibra extremă a zonei comprimate de beton se atinge deformația specifică limită de calcul la compresiune din încovoiere $\bar{\epsilon}_i = 0,003$;***
- nu se iau în considerare eforturile unitare din betonul zonei întinse;
- eforturile unitare (R_c) din betonul zonei comprimate (de înălțime x), au valoarea constantă, pe întreaga suprafață a acesteia;
- curba caracteristică de calcul $\sigma_p - \epsilon_p$ a oțelurilor de precomprimare se estimează conform paragrafului 3.2.7 relațiilor (2) și (3) din [127];
- se considera un coeficient al condițiilor de lucru al armaturii de precomprimare: $m_p = 0,85$.

În paragraful 7.3.3.5, tabelul 30 din [127] sunt sintetizate relațiile de proiectare pentru elementele din beton precomprimat cu alcătuire secțională curentă (secțiuni „T” sau dreptunghiulare), solicitate la încovoiere respectiv compresiune excentrică, cu notațiile din standardele vechi [16].

Verificarea la starea limită de rezistență în secțiuni normale a elementelor din beton precomprimat, completate cu beton turnat ulterior.

La tablierele executate în două etape, (grinzi prefabricate solidarizate cu placă de monolitizare sau placă de suprabetonare, turnată pe predale sau direct pe placa grinzilor), calculul la starea limită de rezistență în secțiuni normale se efectuează astfel:

- *pentru prima etapă (fabricație și montaj), se consideră secțiunea grinzilor prefabricate și solicitările date de încărcările de calcul care acționează până la întărirea betonului turnat ulterior, pe schema statică corespunzătoare etapei I;*
- *pentru etapa a doua (în exploatare), se consideră secțiunea finală (grinzilor prefabricate și placa de solidarizare, fiecare cu caracteristicile proprii de rezistență de calcul ale betonului) și solicitările date de toate încărcările de calcul specifice etapei II (inclusiv încărcările utile), pe schema statică finală.*

2.2.3. Stabilirea lățimii active de placă

În conformitate cu standardele vechi [127], lățimea activă a plăcii din beton armat din zona comprimată (b_a), utilizată în proiectare, reprezintă lățimea teoretică a plăcii pe care se pot considera eforturi unitare normale la solicitarea de încovoiere a grinzii cu placă, de valoare constantă.

În [127] se dau relațiile practice pentru determinarea lățimii de placă (b_a), corelat cu:

- schema statică
- lățimea grinzii (b)
- distanța dintre grinzi.

2.3. Alcătuiuri constructive uzuale ale suprastructurii podurilor rutiere

A. Poduri dalate:

- **dale monolite** [66], [67]: realizate din beton armat. La cu deschideri mai mari, în scopul reducerii greutății proprii a dalei, se execută goluri longitudinale cu secțiuni circulare sau dreptunghiulare (Figura 2.1). Unele dale au prevăzute console pentru amenajarea trotuarelor.

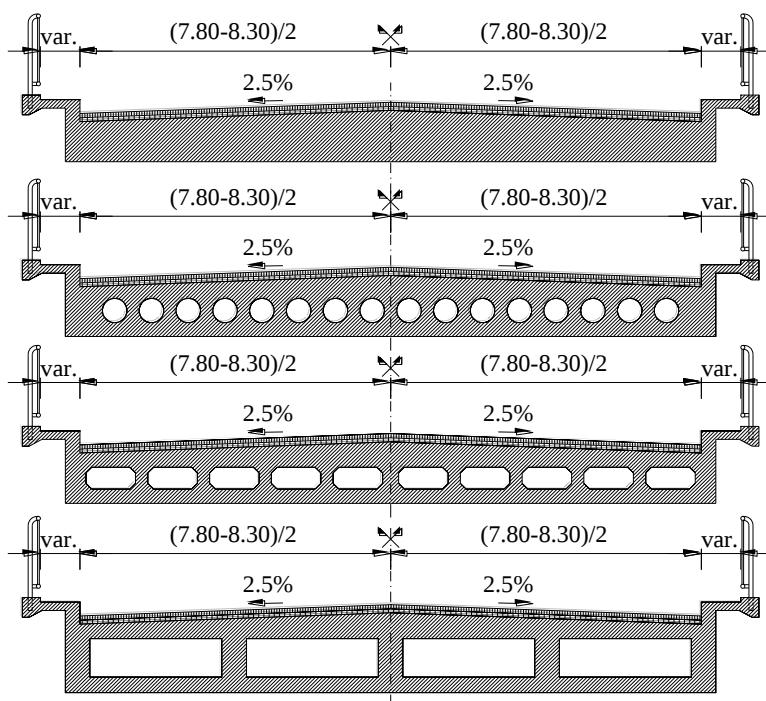


Figura 2.1

- **dale mixte:** o altă variantă constructivă pentru dale constă în dispunerea unor grinzi prefabricate juxtapuse, cu armatură preîntinsă, cu secțiune "T întors" sau "I", peste care se completează secțiunea dalei cu beton armat turnat monolit (Fig. 2.12).

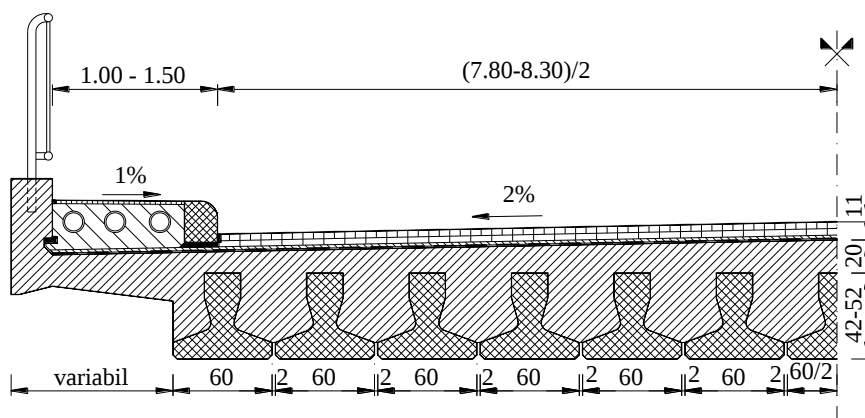
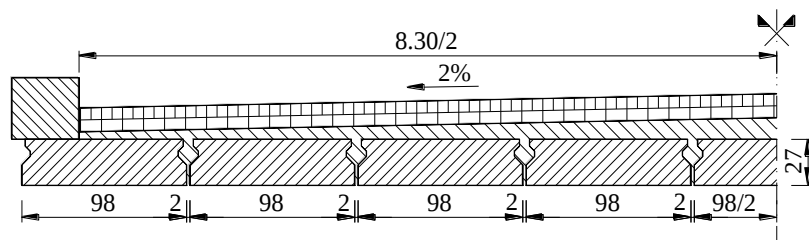


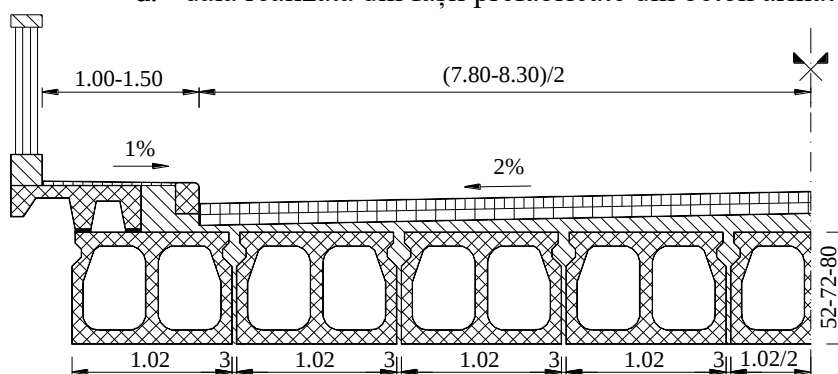
Figura 2.2

Grinzile prefabricate au înălțimi de 42 cm pentru deschideri de 6,00, 8,00 și 10,00 m și înălțimi de 52 cm pentru deschideri de 10,00 și 12,00 m. Pantele transversale și longitudinale pentru scurgerea apelor se realizează din completarea monolită. Numărul de grinzi prefabricate din secțiune variază în funcție de lățimea părții carosabile și a trotuarelor. Trotuarele se pot amenaja și în consolă.

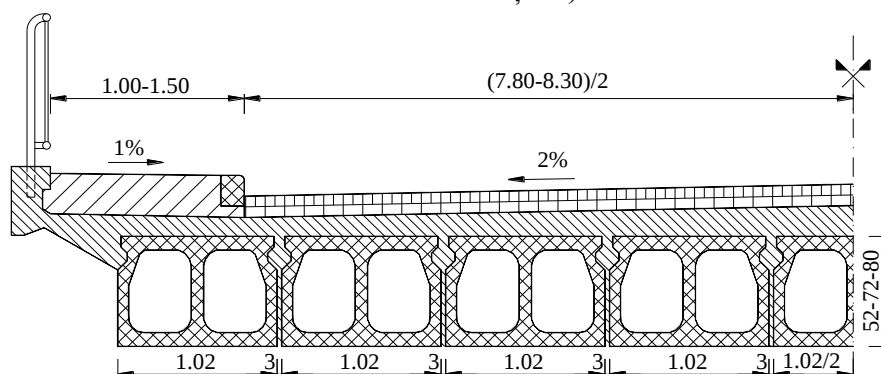
- **dale prefabricate:** dale realizate din fâșii longitudinale prefabricate, cu sau fără goluri în secțiune, solidarizate atât longitudinal (prin betonarea rosturilor armate dintre fâșii) cât și transversal prin anetreaze de capăt (Figura 2.3). Dalele cu deschideri mici sunt realizate din beton armat, iar cele pentru deschideri mari (fâșiile cu goluri) din beton precomprimat, cu armături preîntinse [134].



a. dală realizată din fâșii prefabricate din beton armat



b. dală realizată din fâșii prefabricate cu goluri, din beton precomprimat (soluția inițială)



c. dală din fâșii prefabricate cu goluri, din beton precomprimat și placă de suprabetonare (soluție aplicată la reabilitare)

Figura 2.3

Pentru a obține panta transversală, necesară scurgerii apelor, deasupra fâșiilor prefabricate se execută betoane de pantă, peste care se realizează straturile căii. Fâșiile cu goluri folosite în țara noastră la construcția podurilor rutiere au fost tipizate, fiind utilizate în funcție de clasa de încărcare (E, I), lungimea dalelor (6,00 – 18,00 m), înălțimea dalelor (52, 72, 80 cm) și lățimea podului. Trotuarele sunt amenajate pe elemente prefabricate.

B. Poduri pe grinzi static determinate:

- **grinzi monolite:**
- **grinzi simplu rezemate** [67]: se folosesc uzual până la deschideri de 30 m la podurile rutiere, având înălțime constantă cu valori de aproximativ $1/7 - 1/16$ din deschidere,

fiind realizate din beton armat (Figura 2.4). Pentru deschideri mai mici (6 – 12 m) se folosesc grinzi late. Grinzile late au înălțimi de $1/12 - 1/15$ din deschidere și o lățime de 1,5 – 2 din înălțimea grinzii. Grinzile sunt dispuse la distanțe de 4,50 – 4,80 m, solidarizate atât transversal, prin antretoaze de reazem și de câmp, cât și longitudinal prin placă. Grosimea plăcii poate avea între 18 și 25 cm. Pentru realizarea pantei transversale, necesară evacuării apelor, plăcile au înălțime variabilă. Trotuarele sunt amenajate pe plăci în consolă, care în același timp completează zona comprimată a betonului din grinzi principale.

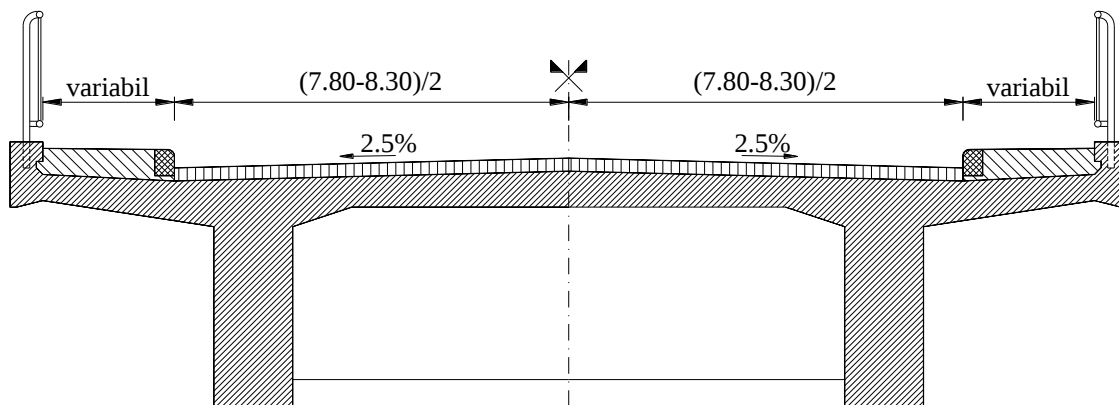


Figura 2.4. Secțiune aplicată la podurile pe grinzi din beton armat, realizate monolit.

- **grinzi cu console** [67]: se folosesc pentru deschideri de 20 – 30 m și lungimi ale consolelor de 0,3 – 0,4 din deschidere (Figura 2.5). Grinzile cu console pot avea înălțimea constantă egală cu $1/12 - 1/14$ din deschidere, sau înălțime variabilă, redusă în câmpul deschiderii și pe capătul consolelor de circa $1/16 - 1/18$ din deschidere, iar pe reazem de circa $1/10 - 1/12$ din deschidere. Alcătuirea constructivă a secțiunii transversale a tablierelor pe grinzi cu console este asemănătoare cu cea a tablierelor pe grinzi simplu rezemate.
- **grinzi cu console și articulații (Gerber)** [67]: prezintă avantajul unor înălțimi de grindă reduse la deschideri mari (pentru deschiderea centrală). Raportul dintre deschiderea centrală și cea marginală variază de la 1,35 la 1,6 pentru grinzi cu înălțimea constantă, respectiv de la 1,4 la 1,8 la grinzile cu înălțime variabilă (redușă în câmp și mai mare pe reazem). Deschiderea grinzii independente este circa 0,5 – 0,6 din deschiderea centrală în cazul grinzilor cu înălțime constantă și circa 1,5 – 1,8 în cazul grinzilor cu înălțime variabilă (Figura 2.15). Alcătuirea constructivă a secțiunii transversale a tablierelor pe grinzi cu console este asemănătoare cu cea a tablierelor pe grinzi simplu rezemate.

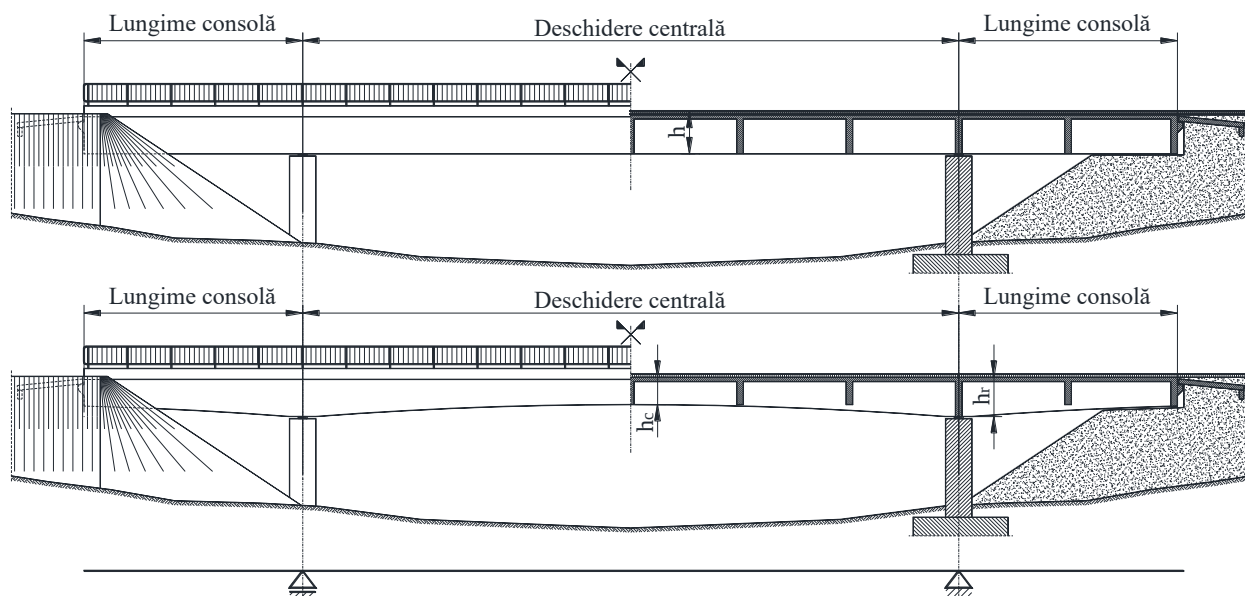


Figura 2.5

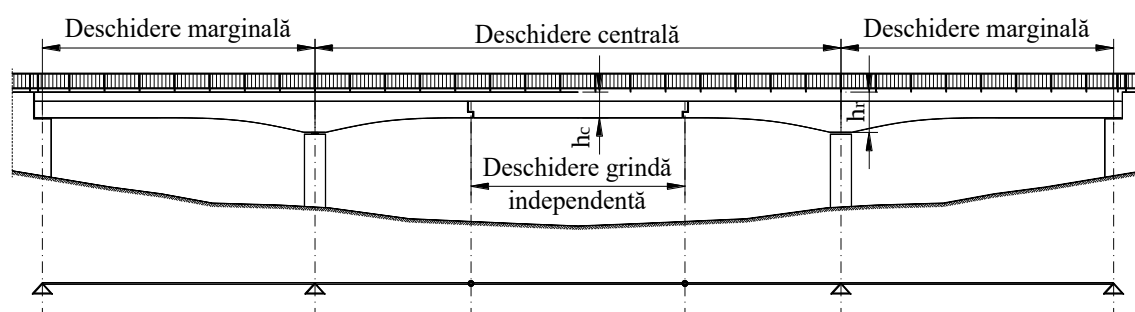


Figura 2.6

- **grinzi prefabricate simplu rezemate:**
- **din beton precomprimat cu armături aderente [67]:** grinzi monobloc, în diferite variante constructive. Pentru tabliere solidarizate prin placă monolită între plăcile grinzilor prefabricate, fără antretoaze, s-au folosit grinzi tip cu lungimi de 15,00 – 21,00 m, cu înălțime de 1,00 m (Figura 2.). Acestea sunt dispuse câte 8 în secțiune transversală, la distanțe de 1,24 – 1,28 m, în funcție de modul de realizare a trotuarului (monolit sau prefabricat).

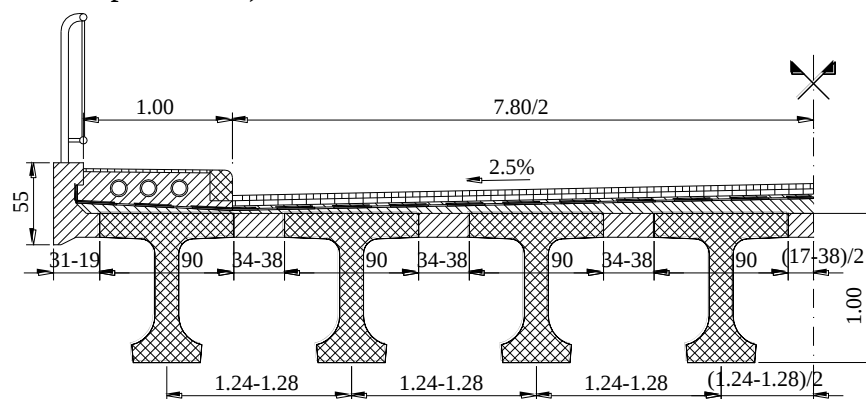


Figura 2.7

O altă alcătuire constructivă curentă a tablierelor pe grinzi prefabricate monobloc cu armături preîntinse este cea cu grinzi și predele, completate cu placa de suprabetonare (Figura 2.8).

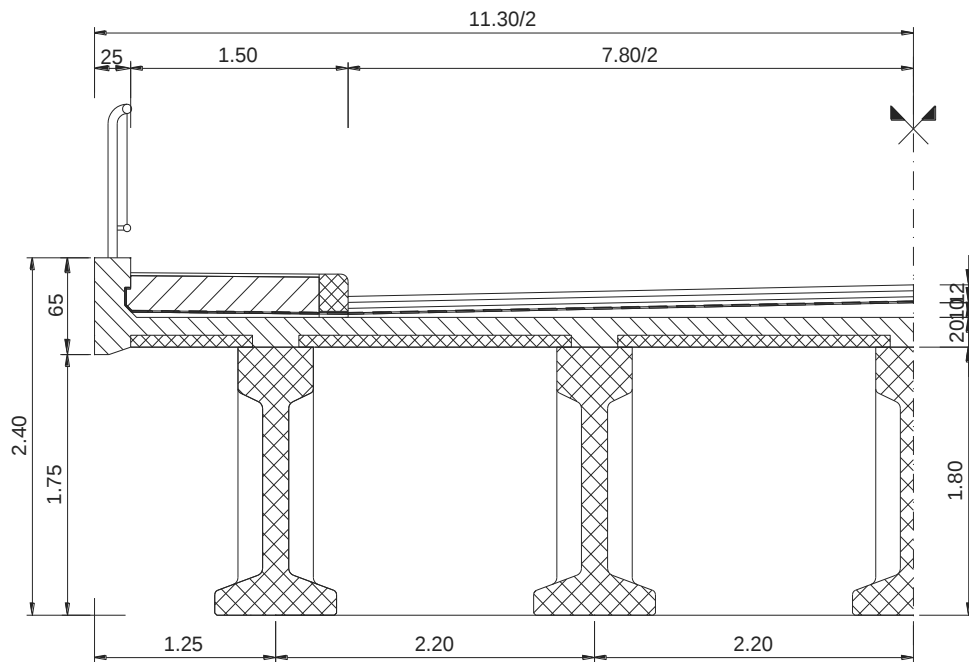


Figura 2.8

Pentru tabliere cu grinzi juxtapuse, solidarizate numai prin placa de suprabetonare (Figura 2.9, Figura 2.20) [138], se folosesc grinzi cu secțiuni "I" sau "T", cu următoarea alcătuire constructivă :

- deschideri de 14,00 – 16,00 m și înălțime de 72 cm;
- deschideri de 16,00 – 18,00 m și înălțime de 80 cm;
- deschideri de 21,00 – 24,00 m și înălțimi de 0,93 – 1,03 m.

Numărul de grinzi în secțiunea transversală variază în funcție de lățimea părții carosabile și a trotuarelor. Placa de suprabetonare este de înălțime variabilă, pentru realizarea pantelor transversale.

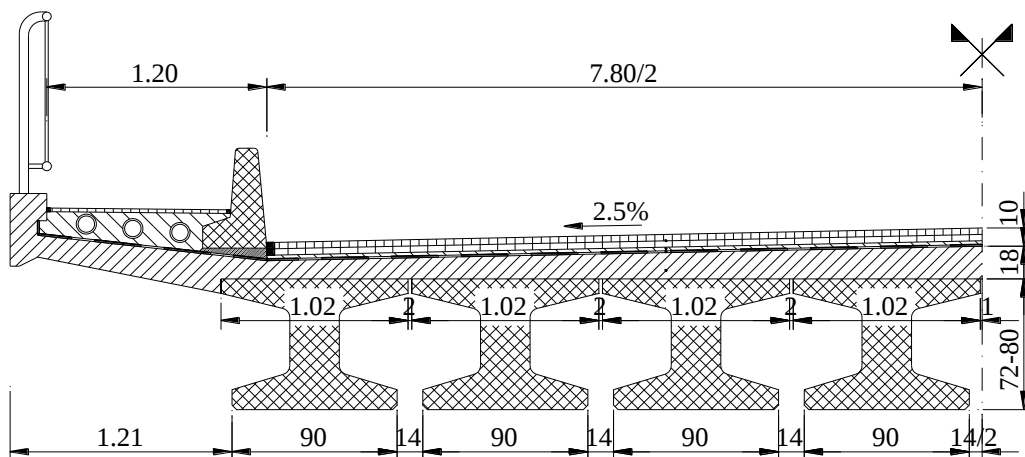


Figura 2. 9

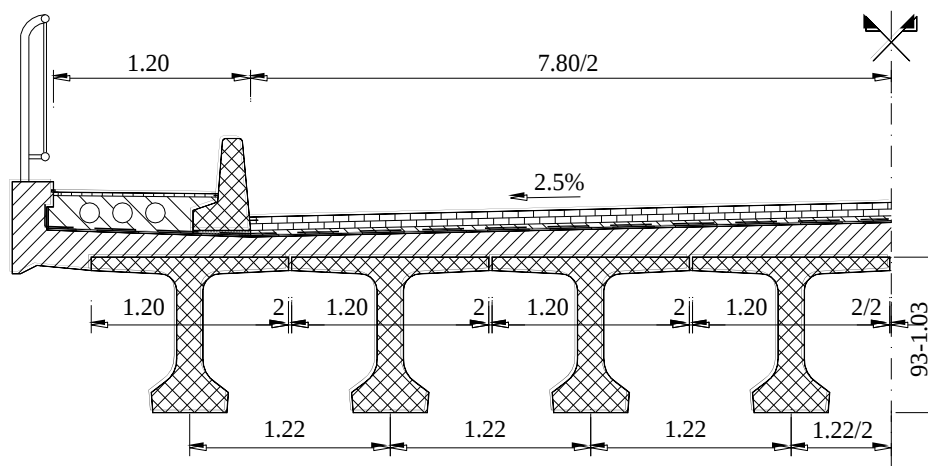


Figura 2.10

- **din beton precomprimat cu armături postîntinse:** pot fi monobloc sau tronsonate. Grinzile tip cu armături postîntinse, monobloc au lungimi între 12,00 m și 33,00 m. Tablierele pot avea în secțiune 4 sau 6 grinzi (Figura 2.11) [136], [137]. Pentru tabliere cu 6 elemente în secțiune grinzile au următoarele caracteristici: lungime 12,00 m și înălțime de 0,85 m, lungime de 15,00 m și înălțime de 0,95 m, lungime de 18,00 m și înălțime de 1,05 m, lungime de 21,00 m și înălțime de 1,25 m. Pentru tabliere cu 4 elemente în secțiune grinzile au următoarele caracteristici: lungime de 18,00 m și înălțime de 1,25 m, lungime de 21,00 m și înălțime de 1,40 m, lungime de 24,00 m și înălțime de 1,60 m, lungime de 27,00 m și înălțime de 1,75 m, lungime de 30,00 m și înălțime de 1,90 m, lungime de 33,00 m și înălțime de 2,05 m. Solidarizarea transversală a grinzilor prefabricate se realizează cu o antretoază în câmp și câte o antretoază pe reazeme, executate din beton armat sau precomprimat, pentru lungimi de 12,00 – 21,00 m, sau din beton precomprimat pentru lungimi de 24,00 – 33,00 m. În lungul structurii grinzile sunt solidarizate prin plăci monolite realizate între plăcile grinzilor prefabricate. Pe exteriorul grinzilor marginale se execută monolit plăci în consolă pentru amenajarea trotuarelor. Pentru realizarea pantelor transversale se va turna un beton de pantă cu înălțimi variabile, peste plăcile grinzilor și tronsoanele monolite dintre acestea.

Grinzile tip cu armături postîntinse cu tronsoane mici acopereau inițial gama de lungimi cuprinse între 12 - 33 m, însă datorită existenței pentru deschiderile cu $L = 12 - 21$ m a variantei din grinzi monobloc, au fost folosite numai pentru deschiderile de 24, 27, 30 și 33 m. Pentru podurile rutiere curente (cu două fire de circulație și trotuare) suprastructurile au în secțiune transversală patru grinzi dispuse la 2,70 m și se adoptă pentru lățimi ale zonei carosabile de 7,80 m și două trotuare de 1,00 / 1,50 m lățime. Grinzile principale au fost alcătuite din tronsoane de maxim 3,00 m lungime, solidarizate transversal cu minim trei antretoaze din beton precomprimat (una centrală și câte una pe fiecare reazem).

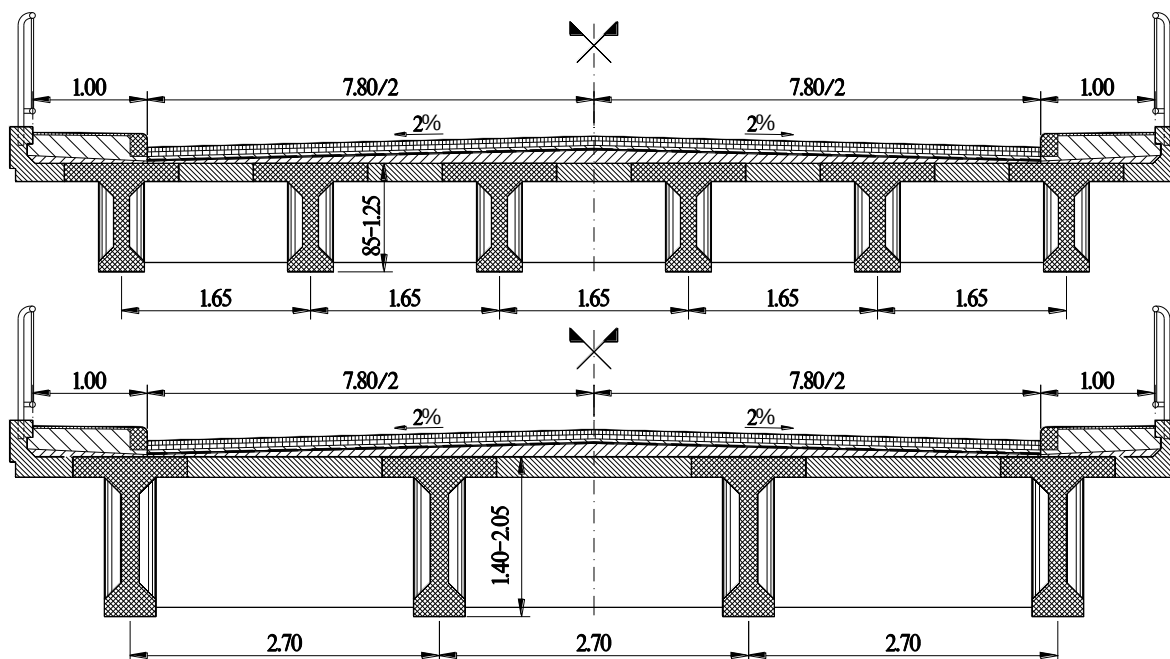


Figura 2.11

Grinzile tip cu armături postîntinse cu tronsoane mari (3 tronsoane pe deschidere) au lungimi de 24,00÷40,00 m. Tablierele realizate cu astfel de elemente prefabricate au 4 grinzi în secțiune (Fig. 2.12) [135], dispuse la 2,83 – 3,16 m interax, în funcție de lățimea trotuarului (1,00 m sau 1,50 m). Tronsoanele prefabricate se solidarizează de regula în amplasamentul podului (prin completarea grinzii cu rosturile de monolitizare de beton armat dintre tronsoane, de marca - sau clasa - similara cu betonul din tronsoane). Grinzile se solidarizează transversal cu anetretoaze din beton precomprimat (una în câmp și câte una pe fiecare reazem). Între plăcile grinzilor se realizează plăci monolite cu înălțimea de 18 cm, care înglobează armăturile ”în așteptare” din prefabricate, iar pe exteriorul grinzilor marginale se fixează elemente prefabricate sau se toarnă plăci în consolă, pentru realizarea trotuarelor. Peste placa tablierului se realizează un beton de pantă cu înălțimea variabilă, pentru realizarea pantelor transversale.

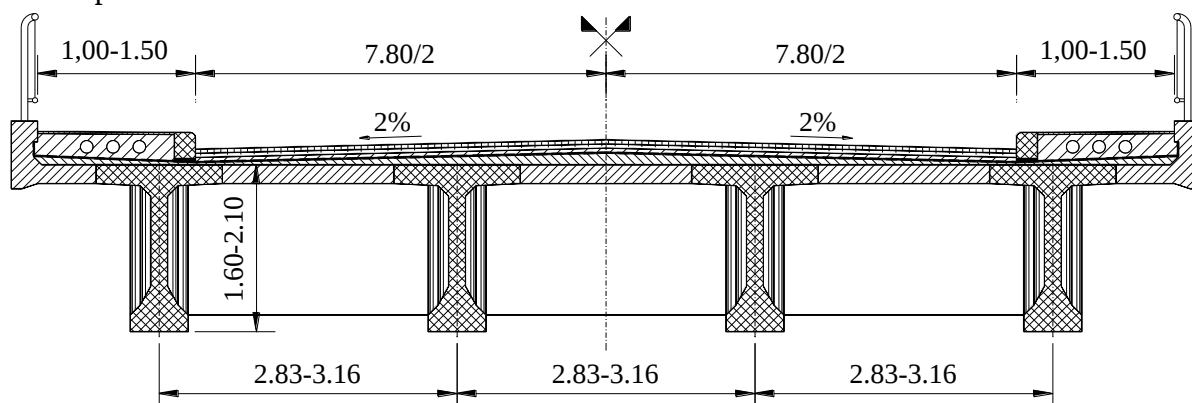


Figura 2.12

Grinzile prefabricate tronsonate, din beton precomprimat au următoarele caracteristici constructive: lungimi de 24,00 – 27,00 m, cu înălțime de 1,60 m, o grosime a inimii de 16 cm și o lățime a bulbului de 55 cm, lungimi de 30,00 – 33,00 m cu înălțime de 1,80 m, o grosime a inimii de 16 cm și o lățime a bulbului de 60 cm, lungimi de 36,00 – 40,00 m cu înălțime de 2,10 m, o grosime a inimii de 18 cm și o lățime a bulbului de 70 cm, toate grinzile având o lățime a plăcii de 1,20 m.

C. Poduri pe grinzi continue:

- **din beton armat** [67]: realizate monolit din beton armat sau precomprimat, tablierule au alcătuirea secțiunii transversale similară cu cele pe grinzi static determinate (rețea de grinzi longitudinale și transversale), grinzi longitudinale fiind continue peste reazemele intermediare (Figura 2.13). Grinzile de înălțime constantă sau variabilă sunt prevăzute cu placă la partea superioară pe toată suprafața tablierului, iar pe reazemele intermediare, în unele cazuri sunt dispuse și plăci inferioare (de compresiune).

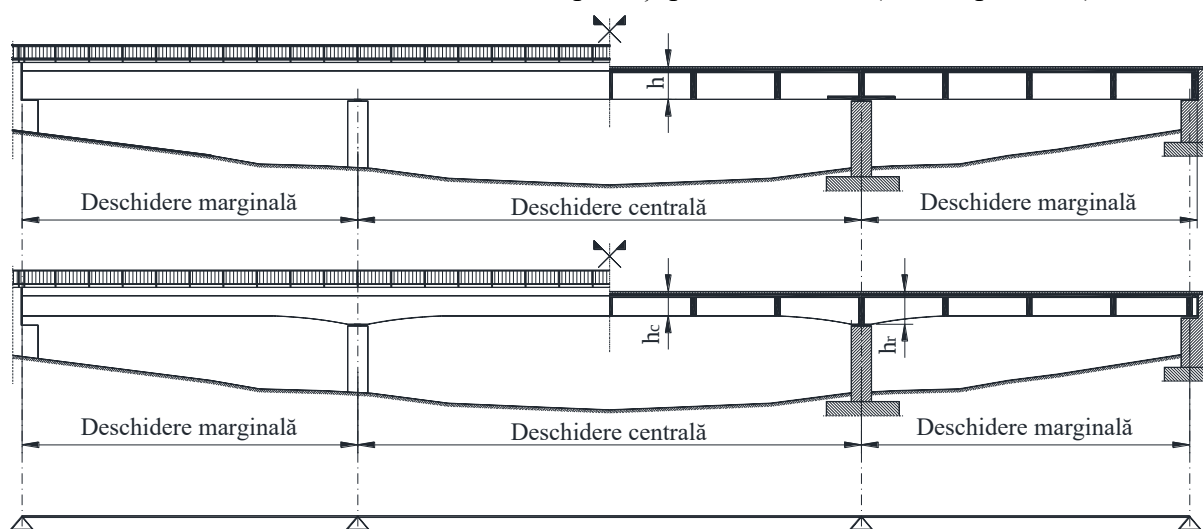


Figura 2.13

- **din elemente prefabricate** [67]: pot fi realizate din grinzi prefabricate precomprimate, simplu rezemate, continuizate pe reazem prin intermediul unor antretoaze care înglobează capetele grinzilor, armăturile care preiau momentele negative de pe reazeme fiind dispuse în placă. În secțiune transversală tablierule respectă aceleași principii constructive ca la podurile cu grinzi prefabricate simplu rezemate. Pe reazemele intermediare, în unele cazuri sunt realizate și plăci inferioare.

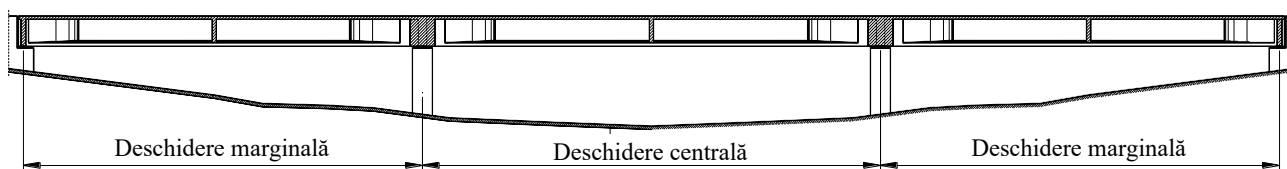


Figura 2.14

D. Poduri mixte:

- **cu grinzi simplu rezemate**: sunt realizate din grinzi metalice cu diverse alcătuiri, solidarizate transversal cu antretoaze metalice, iar la partea superioară printr-o placă din beton armat, cu care conlucrează prin intermediul unor conectori. Secțiunile grinzilor pot fi deschise (Figura 2., Figura 2.) sau casetate (Fig. 2.17), cu inimă plină sau grinzi cu zăbrele. Pot avea deschideri de 40,00 – 60,00 m. În funcție de condițiile specifice tablierului, placa de beton poate fi executată monolit sau din elemente prefabricate. Tablierule simplu rezemate asigură solicitarea la compresiune longitudinală a plăcii pe toată lungimea tablierului.

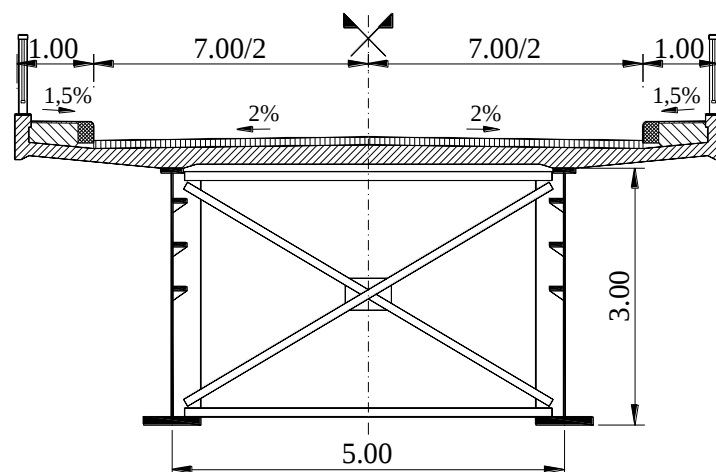


Figura 2.15

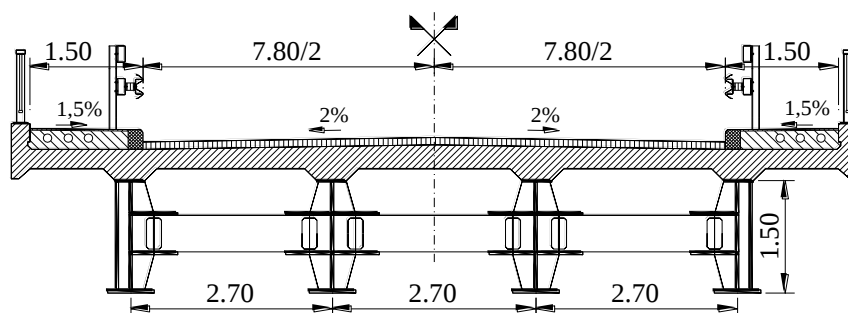


Figura 2.16

- **cu grinzi continue:** au alcătuire asemănătoare cu tablierule simplu rezemate, cu deschideri de 50,00 – 120,00 m. Eforturile de întindere în placă pe reazemele intermediare se pot reduce prin diferite metode de execuție (neasigurarea conlucrării dintre placa de beton și grinda metalică în zona reazemelor intermediare, prin betonarea plăcii pe tronsoane, astfel ca zonele de pe reazeme să fie executate ultimele, prin denivelarea reazemelor extreme)

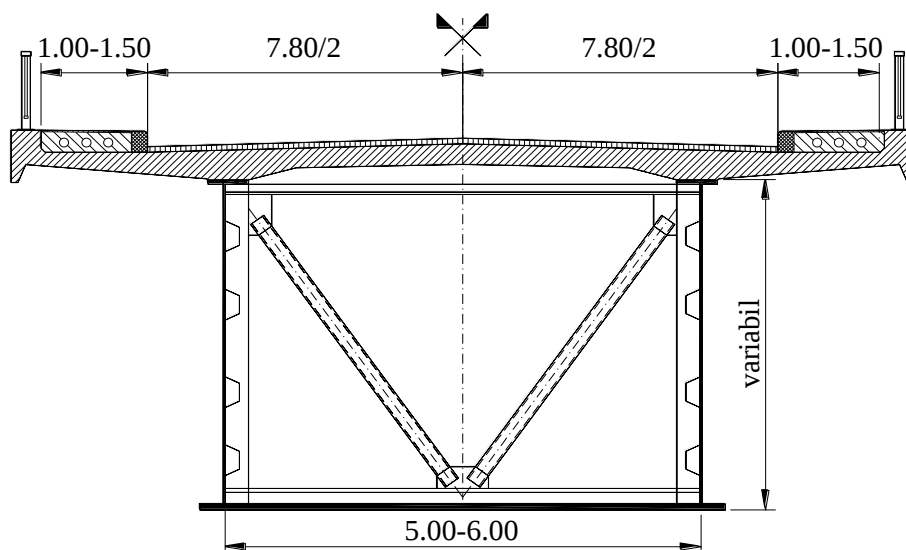


Figura 2.17

CAP. 3. SOLICITĂRILE SUPRASTRUCTURILOR PODURILOR DE ȘOSEA CORESPUNZĂTOARE CLASEI „E” DE ÎNCĂRCARE FOLOSIND RELAȚIILE DE CALCUL DIN EUROCODURI

3.1. Acțiuni din trafic și alte acțiuni specifice podurilor de șosea conform standardelor europene (Eurocod)

Conform cerințelor specificate în SR EN 1990 [90], acțiunile sunt clasificate după variația lor în timp, în modul următor [50], [51], [52], [53], [54], [55]:

- Acțiuni permanente (G);
- Acțiuni variabile (Q);
- Acțiuni accidentale (A).

Valoarea caracteristică a unei acțiuni variabile (Q_k) corespunde:

- unor valori superioare/inferioare cu o probabilitate așteptată de a nu fi depășită respectiv de a fi realizată, în timpul unei perioade specifice de referință;
- unei valori nominale (specificată deterministic în standarde, în cazul în care distribuția statistică nu este cunoscută).

Alte valori reprezentative ale unei acțiuni variabile:

- a) **Valoarea grupării** (produsul $\psi_0 Q_k$), folosită pentru verificarea stărilor limită ultime și stărilor limită de exploatare ireversibile;
- b) **Valoarea frecventă** (produsul $\psi_1 Q_k$), folosită pentru verificarea stărilor limită ultime care implică acțiuni accidentale și pentru verificarea stărilor de exploatare reversibile;
- c) **Valoarea cvasipermanentă** (produsul $\psi_2 Q_k$), folosită pentru verificarea stărilor limită ultime care implică acțiuni accidentale și verificarea stărilor limită de exploatare reversibile.

Standardul SR EN 1991-2:2005 [96] definește convoaiele de calcul pentru proiectarea podurilor de șosea și a pasarelelor.

Pentru podurile de șosea, convoaiele de calcul 1 și 2 (LM1 și LM2), care sunt luate în calcul cu factorii de corecție α și β egali cu 1.00, se consideră că reprezintă traficul cel mai sever întâlnit sau așteptat în practică, altul decât cel destinat vehiculelor speciale care necesită autorizație de circulație pe șoselele principale ale țărilor europene.

Nu sunt detaliate acțiunile accidentale care nu fac obiectul prezentei metodologii.

3.1.1. Grupări de încărcări din trafic la poduri de șosea

În Eurocoduri (în SR EN 1991-2:2005 [96]) sunt definite:

- valori caracteristice ale grupărilor de încărcări (inclusiv încărcări din trafic)
- grupări de acțiuni frecvente
- grupări de încărcări pentru situații de proiectare tranzitorii

3.1.2. Divizarea părții carosabile în benzi teoretice de circulație

Lățimea părții carosabile se măsoară între fețele bordurilor, sau între fețele interioare ale sistemului de protecție lateral a vehiculelor și nu include zona centrală de protecție sau de limitare a sensurilor de circulație cu parapete flexibile, rigide sau borduri, aplicate pe drumurile de viteză sau autostrăzi.

Funcție de lățimea părții carosabile (W) a podului, în tabelul 4.1 din paragraful 4.1.3 [96], sunt definite numărul benzilor teoretice de circulație și lățimea zonei rămase din partea carosabilă.

Observație : în cazul în care partea carosabilă este susținută de două tabliere independente (frecvent pe autostrăzi), se numerotează benzile pe fiecare tablier separat, numerotare care se utilizează la proiectarea fiecărui tablier.

3.1.3. Aplicarea convoaielor de calcul pe benzile teoretice de circulație [96]

Se aplică convoaiele de calcul pe fiecare bandă teoretică de circulație, pe o lungime și poziție transversală astfel încât să se obțină efectul cel mai defavorabil, aplicând regulile de încărcare a liniilor de influență ale solicitărilor tipice în structură (M , Q , eventual N) cu convoaiele prevăzute de standardele în vigoare.

Pentru a evalua comparativ siguranța tablierelor curente de poduri rutiere conform standardelor vechi și Eurocoduri, în metodologie s-a detaliat modul de aplicare a convoiului LM1, frecvent utilizat pentru verificarea suprastructurilor de poduri rutiere.

3.1.3.1. *Convoiul de calcul 1 (LM1):*

Convoiul LM1 acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane grele și automobile, se utilizează pentru verificări globale și locale și este alcătuit din acțiuni concentrate și uniform distribuite.

În conformitate cu paragraful 4.3.2 din [96], convoiul de calcul 1 (LM1) este alcătuit din două sisteme de acțiuni, care se aplică simultan:

- *acțiuni concentrate cu două osii (sistemul tandem TS).*
- *acțiuni uniform distribuite (sistemul UDL)* având greutatea pe unitatea de suprafață a părții carosabile,

În Eurocoduri se introduc factorii de corecție (α), stabiliți în funcție de traficul prognozat și corelat cu clasa de importanță a drumurilor pe care se amplasează podurile. **În Anexa Națională la Standardul SR EN 1991-2 [96], factorii de corecție se consideră egali cu unitatea (1.00)**

În situații particulare, la cererea beneficiarului, pe baza unor studii de trafic elaborate de o instituție autorizată specializată în domeniu, cu aprobarea autorității relevante, se pot adopta alte valori ale factorilor prezentați anterior, care se precizează în caietele de sarcini.

Valorile caracteristice ale acțiunilor Q_{ik} și q_{ik} care includ și amplificarea dinamică se iau din paragraful 4.3.2, tabelul 4.2, din [96].

3.1.4. Acțiuni la trotuare, piste de cicliști și pasarele [96]

Acțiunile caracteristice stabilite

În Eurocoduri sunt stabilite corespunzătoare traficului pietonal și al cicliștilor pentru verificări la stările limită și verificări în exploatare. Conform paragrafului 5.3.2 din [96] traficul pietonal este asimilat cu o forță uniform distribuită aplicată pe trotuare și pasarele și definită în anexa națională (5 kN/m^2).

3.2. **Metoda stărilor limită și metoda coeficienților parțiali de siguranță conform Eurocod [65], [90]**

Exigențele de bază ale Eurocodurilor pentru concepția și dimensionarea structurală din proiect sunt definite în Eurocod 0 [90].

Principalele prevederi din Eurocod, asigură la elementele structurale ale podurilor, nivele adecvate de rezistență, performanțe de exploatare (aptitudini de serviciu) și de durabilitate.

Exigența referitoare la durabilitate este formulată într-o manieră explicită, durata de viață proiectată pentru poduri fiind de 100 de ani. Condițiile de exploatare sunt luate în considerare prin clasele de expunere, definite prealabil funcție de natura agresiunii și riscurile de coroziune.

Eurocodurile presupun de asemenea, că atât concepția cât și construcția lucrării sunt realizate de personal calificat, fiind realizate condițiile minime de întreținere și supraveghere pe durata de viață.

În ceea ce privește durata de viață proiectată pentru poduri, principalele categorii sunt indicată în tabelul NA.1 din SR EN 1990/NA [90], se precizează „Durata de viață proiectată ≥ 100 ani”.

Cerințele de durabilitate impun proiectarea structurilor astfel încât pe durata de viață proiectată, deteriorările și degradările nu afectează performanțele structurii (în condițiile asigurării unei întrețineri corespunzătoare).

3.2.1. Principiile proiectării la stări limită

În conformitate cu standardelor europene similar cu standardele vechi, structurile podurilor sunt verificate la următoarele stări limită:

- Starea Limită Ultimă;
- Starea Limită de Exploatare.

Atingerea sau depășirea **Stării Limită Ultime** presupune punerea în pericol a securității structurii prin atingerea limitei de rezistență sau de stabilitate.

Stările limită de exploatare se referă la exploatarea normală a structurii și la durabilitatea sa în timp. ***In metodologie nu sunt detaliate verificările la stările limita de exploatare.***

Coeficienții parțiali de siguranță sunt utilizați pentru a defini valorile de calcul ale variabilelor principale (acțiuni, rezistențe și alte proprietăți ale materialelor).

În general coeficienții parțiali de siguranță “majorează” acțiunile și “reduc” rezistențele. ***Pentru poduri utilizarea coeficienților parțiali de siguranță prevăzuți în Eurocodul 0 și Eurocodul 2 conduce la un indice de siguranță β la stare limită ultimă cu valori de 3,8 pentru o durata de referință de 100 de ani.***

3.2.2. Verificări prin metoda coeficienților parțiali de siguranță

Starea limită ultimă de rezistență verifică dacă valorile de calcul ale solicitărilor (denumite și efectul acțiunilor “E” în Eurocoduri [90]-[114]) rămân inferioare valorilor de calcul ale rezistențelor (R).

3.2.2.1. **Stări limită ultime**

Structurile de rezistență ale podurilor sunt verificate la următoarele stări limită ultime:

- I. Pierderea echilibrului static al structurii sau a unei părți a acesteia;
- II. Cedarea internă sau deformarea excesivă a structurii sau elementelor structurale;
- III. Cedarea sau deformarea excesivă a solului (*nu face obiectul prezentei metodologii*);
- IV. Cedarea la oboseală a structurii sau elementelor structurale (*nu face obiectul prezentei metodologii*).

a. **Verificări de echilibru static de rezistență**

În starea limită de echilibru static a structurii, conform paragrafului 6.4.2 și relației (6.7) din [113], se verifică dacă valoarea de calcul a efectelor acțiunilor este inferioară rezistenței de calcul considerată la starea limită ultimă.

b. Grupări de acțiuni

Valorile de calcul ale efectelor acțiunilor trebuie determinate prin gruparea valorilor acțiunilor care pot să apară simultan. Acțiunile intervin în general în combinații de acțiuni cu valori reprezentative, care sunt determinate prin multiplicarea valorilor caracteristice cu coeficienți de grupare (ψ_i) precizați în Anexa A1, tabelul A1.1 din [96]:

• Combinațiile de acțiuni pentru starea limită de rezistență

Valorile de calcul ale acțiunilor (Eurocod 0) se obțin cu ajutorul unor coeficienți parțiali de siguranță γ_F definiți în corelație cu situațiile de proiectare. În mod curent **”gruparea fundamentală”** din vechile standarde este asimilată cu situația de proiectare permanentă sau tranzitorie, care este definită în conformitate cu SR EN 1991 și anexele aferente acestei standarde [91], [92], [93], [94], [95], [96].:

Pentru verificarea elementelor structurale la starea limită ultimă, la poduri rutiere sau pasarele și utilizând coeficienții parțiali de siguranță γ și coeficienții ψ specifici convoaielor rutiere, poate fi formulată forma generală a grupării de acțiuni cea mai defavorabilă:

$$\left\{ \sum_{j=1}^n (1,35G_{k,j,sup} + 1,00G_{k,j,inf}) \right\} + \gamma_P P + \left\{ \begin{array}{l} 1,35(TS + UDL + q_{fk}) + 1,50Min(F_w^*; 0,6F_{wk}) \\ 1,35gri_{i=1b,2,3,4,5} \\ 1,5T_k + 1,35(0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}) \\ 1,5F_{wk} \end{array} \right\} \quad (3.1)$$

Unde:

- $G_{k,j,sup}$ - ansamblul acțiunilor permanente defavorabile;
- $G_{k,j,inf}$ - ansamblul acțiunilor permanente favorabile;
- TS - încărcarea rutieră de tip tandem;
- UDL - încărcarea rutieră uniform distribuită;
- q_{fk} - încărcarea uniform distribuită din oameni pe trotuar;
- gri - grupare de încărcări care definește combinațiile între diferitele modele de încărcare considerate ca acționează simultan pe structură;
- Fw - acțiunea vântului (unde F_w^* este acțiunea vântului cu trafic pe pod și F_{wk} este acțiunea vântului fără trafic pe pod);
- Tk - încărcări din temperatură.

Pentru verificarea efectelor locale, coeficientul parțial de siguranță relativ la precomprimare (γ_P) are valoarea:

- $\gamma_{P,fav} = 1$ dacă precomprimarea are un efect favorabil
- $\gamma_{P,unfav} = 1,2$ dacă precomprimarea are un efect defavorabil

3.2.2.2. Stări limită de exploatare

Conform paragrafului 6.5.1 și relației (6.13) din [90], se verifică dacă valoarea de calcul a efectelor acțiunilor (E_d) este inferioară rezistenței de calcul (C_d) în exploatare.

La stările limită de serviciu precomprimarea se ia în considerare cu valorile caracteristice la care se adaugă, alături de încărcările permanente și utile, efectele curgerii lente și contracției betonului.

În situațiile de proiectare curentă a structurilor de poduri, verificările în exploatare presupun grupări de acțiuni definite simbolic prin următoarele expresii:

a. Gruparea caracteristică

În formulare curentă:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (3.2)$$

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1}^n (G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf}) + P_k \right\} + E \left\{ \begin{array}{l} \left((TS + UDL + q_{fk}) + \text{Min}(F_w^*; 0,6F_{wk}) \right) \\ gr_{i=1a,2,3,4,5} + 0,6T_k \\ gr1b \\ T_k + (0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}) \\ F_{wk} \end{array} \right\} \quad (3.3)$$

Această grupare este utilizată în general pentru stări limită ireversibile.

b. Gruparea frecvență

În formulare curentă:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (3.4)$$

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1}^n (G_{k,j,sup} + G_{k,j,inf}) + P_k \right\} + E \left\{ \begin{array}{l} \left((0,75TS + 0,4UDL + q_{fk}) + 0,5T_k \right) \\ 0,75gr4 + 0,5T_k \\ 0,75gr1b \\ 0,6T_k \\ 0,2F_{wk} \end{array} \right\} \quad (3.5)$$

Gruparea frecvență este utilizată pentru stări limită reversibile.

c. Gruparea cvasipermanentă

În formulare curentă:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (3.6)$$

Gruparea cvasipermanentă este utilizată frecvent pentru efecte de lungă durată.

d. Reguli de grupare pentru podurile de șosea

Valorile nefrecvente ale acțiunilor variabile pot fi folosite pentru anumite stări limită de exploatare ale podurilor de beton.

În formulare curentă:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \psi_{1,infq} Q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (3.7)$$

Pentru stările limită de exploatare, coeficienții parțiali de siguranță (γ_M) pentru caracteristicile materialelor pot fi considerați egali cu 1,00.

3.2.3. Coeficienți parțiali de siguranță utilizați la proiectarea podurilor din beton

Referitor la coeficienții parțiali de siguranță pentru materiale utilizați pentru stările limită ultime, se utilizează γ_c și γ_s , ale căror valori se stabilesc în paragraful 2.4.2.4 tabel 2.1N din SR EN 1992-1-1/NB [97].

3.2.4. Coeficienți parțiali de siguranță utilizați la proiectarea podurilor de oțel

Coeficienții parțiali de siguranță γ_M definiți în 2.4.3 din SR EN 1993-1-1 [98] trebuie să se aplice diferitelor valori caracteristice ale rezistențelor considerate la proiectarea podurilor din oțel. Valorile recomandate ale acestor coeficienți sunt:

- | | |
|---|------------------------|
| • Rezistența secțiunilor la curgere excesivă (inclusiv flambaj local) | - $\gamma_{M0} = 1,00$ |
| • Rezistența elementelor la instabilitate | - $\gamma_{M1} = 1,10$ |
| • Rezistența la rupere a secțiunilor sollicitate la întindere | - $\gamma_{M2} = 1,25$ |
| • Rezistența la lunecare la stări limita | - $\gamma_{M3} = 1,25$ |
| • Rezistența elementelor de îmbinare | - $\gamma_{M4} = 1,25$ |

3.2.5. Modele utilizate în analiza structurală

În analiza structurală a suprastructurilor de poduri sunt utilizate două tipuri de modele de comportament (comportament liniar sau comportament neliniar), care țin cont de diagramele caracteristice "efort-deformație" reale sau idealizate, pentru materialele structurale componente.

Analiza structurală particularizează aceste posibilități de comportament structural în următoarele tipuri de analiză:

3.2.5.1. Analiză elastică liniară

În situația în care se utilizează ipoteza unui **comportament liniar-elastic** al materialelor structurale componente (oțel și beton), pot fi utilizate curbe caracteristice liniare, presupunând secțiunea de beton nefisurată, iar pentru analiza structurală se pot utiliza următorii moduli de deformații:

- E_s pentru armătură pasivă;
- E_p pentru armătură de precomprimare;
- E_{cm} pentru beton.

Eurocodurile permit utilizarea în analiza structurală a unor rigidități reduse, corespunzător secțiunilor fisurate, pentru efectele cauzate de variațiile de temperatură, sau din contracție și curgere lentă.

3.2.5.2. Analiză neliniară

În modelul de analiză cu **comportament neliniar** (care este mult mai apropiat de comportamentul real în situația deformațiilor mari), se consideră comportarea elastică a materialelor structurale componente (oțel și beton) cu neglijarea betonului fisurat și diagrame efort-deformație precizate în SR EN 1992-1-1 [114].

În analiză sunt utilizate curbele caracteristice efort-deformație cu două paliere, pentru a ține seama de deformabilitatea betonului și a armăturii de rezistență. Analiza presupune:

- utilizarea de diagrame efort-deformație neliniare pentru beton, oțelul pasiv și armătura de pretensionare;
- neglijarea betonului întins

Analiza neliniară poate fi aplicată atât la stările limită de serviciu, cât și la stările limită ultime. În mod practic se determină într-o analiză structurală neliniară solicitările maxime de proiectare, care sunt comparate cu capacitatea de rezistență (rezistențele de calcul ale materialelor se bazează pe diagramele efort-deformație modificate prin introducerea coeficienților de siguranță pentru materiale γ_M).

3.2.6. Curbe caracteristice efort-deformație în betonul comprimat

Calculul secțiunilor poate fi efectuat utilizând relațiile efort-deformație prezentate în Eurocod (formulele 3.17, 3.18, figurile 3.3 și 3.4, din paragraf 3.1.7, SR EN 1992-1-1 [114])

Valorile deformațiilor specifice (ε_{c3} și ε_{cu3}) sunt prezentate în tabelul 3.1 din SR EN 1992-1-1 [114].

În verificările de dimensionare la starea limită de rezistență, în elementele de beton armat în zona comprimată a secțiunii poate fi utilizată o **diagramă dreptunghiulară** a compresiunilor în beton la rupere, efortul unitar fiind constant pe înălțimea zonei comprimate.

În practica curentă pot fi utilizate pentru analiza neliniară plafoane de eforturi și deformații în beton determinate conform standardelor actuale (Eurocodul 2) pentru:

- **limita superioară a deformației specifice în beton la compresiune (ε_{c2});**
- **deformația specifică maximă la rupere (ε_{cu2});**
- **rezistența medie la compresiune a betonului la 28 de zile (f_{cm});**
- **valoarea medie a modulului de elasticitate secant al betonului (E_{cm});**
- **efortul unitar de compresiune în beton (σ_c).**

Valorile sunt precizate în paragraful 3.1.2, tabelul 3.1, din [114].

3.2.7. Curbe caracteristice efort-deformație în armătura pasivă [114]

Conform figurii 3.8 din paragraful 3.2.7 din [114], în Eurocoduri sunt definite, pentru armătura pasivă, curbele caracteristice efort–deformație simplificate, corelat cu:

- **limita de elasticitate f_{yk}** (sau limita de elasticitate convențională corespunzător deformației specifice de 0.2% - $f_{0,2k}$) caracterizează domeniul comportării elastice.
- **rezistența caracteristică la întindere f_{tk} (definită ca efortul unitar maxim corespunzător deformației specifice maxime la rupere ε_{uk}).**

Pot fi utilizate curbe caracteristice simplificate pentru oțel:

- curbă cu alura biliniară cu palier orizontal, pentru care nu există limitare de deformație în armătură;
- curbă biliniară cu două zone liniare (zona inferioară caracterizând comportarea elastică, iar zona superioară caracterizând comportarea elasto-plastică), ultima zonă presupunând ”o consolidare” a rezistenței oțelului înainte de cedare.

Indiferent de diagrama utilizată se definesc:

- f_{yk} limita de elasticitate;
- ε_{uk} deformația specifică maximă, care poate fi considerată minim 5%.

3.2.8. Curbe caracteristice efort-deformație în armătura pretensionată [114]

Conform figurii 3.10 din paragraful 3.3.6 din [114], în Eurocoduri sunt definite, pentru armătura de precomprimare, curbele caracteristice efort–deformație simplificate, corelat cu rezistența caracteristică la întindere (f_{pk}), limita de elasticitate convențională ($f_{p0,1k}$ corespunzător deformației specifice $\varepsilon = 0,1\%$) și alungirea la rupere (ε_{uk}) în funcție de valorile caracteristice

3.2.9. Model de calcul pentru secțiunile de beton armat încovoiate, la starea limită de rezistență

În conformitate cu paragraful 3.1.7 și figura 3.5 din [114] pentru calculul secțiunilor încovoiate este acceptată în beton o diagramă dreptunghiulară de compresiuni.

Coeficienții λ (maxim 0,80) care definesc înălțimea utilă a zonei comprimate și η (maxim 1,00) care definesc rezistența efectivă, au valorile definite în Eurocodul 2 [114], cu relațiile 3.19÷3.22.

Ecuția de echilibru de moment (față de centrul de greutate al armăturilor) este pentru o secțiune dreptunghiulară :

$$M = C_c \cdot z = b\lambda x\eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) \quad (3.8)$$

În care:

$$\lambda x = \frac{A_s f_{yd}}{b\eta f_{cd}} \quad (3.9)$$

Pentru secțiuni T cu axa neutră în placă se înlocuiește b (lățimea inimii grinzii) cu b_{eff} (lățimea efectivă de placă).

3.2.10. Model de calcul pentru secțiunile de beton precomprimat încovoiate sau comprimate excentric, la starea limită de rezistență

Determinarea momentului capabil ultim al secțiunilor de beton precomprimat respectă următoarele ipoteze:

- secțiunile plane rămân plane după deformare;
- armăturile aderente, (întinse sau comprimate), suferă aceleași deformații relative ca betonul adiacent;
- rezistența la întindere a betonului este neglijată;
- eforturile în betonul comprimat se deduc din diagrama efort-deformație de calcul;
- eforturile în armături se deduc din diagramele efort-deformație de calcul;
- evaluarea eforturilor din armăturile pretensionate ține seama de deformația lor relativă.

În conformitate cu paragraful 6.1, figura 6.1, din [97] se definește diagrama deformațiilor admise la starea limită ultimă într-o secțiune de beton cu armatură de precomprimare și armatură pasivă.

3.2.11. Lățimea activă de placă utilizată în modelarea structurală

3.2.11.1. ***Lățimea activă a plăcilor de beton comprimate (pentru stări limită) – SR EN 1992 [114]***

În cazul rețelelor de grinzi “T”, lățimea activă a plăcii – pe care se pot admite eforturi unitare uniforme de compresiune – depinde de dimensiunile inimii (b_w) și ale plăcii, de deschidere (l) și de condițiile de rezemare (schema statică).

În consecință, lățimea activă plăcii (b_{eff}), grinzii cu secțiune “T” poate fi considerată [114]:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.10)$$

$$b_{eff,i} = 0,20b_i + 0,10l \leq 0,20l \quad (3.11)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (3.12)$$

unde :

$b_{eff,i}$	lățimea plăcii în consolă considerată activă
b_w	lățimea inimii grinzii
b	distanța dintre axele grinzilor
b_i	lățimea plăcii în consolă
l	deschiderea grinzii

3.2.11.2. ***Lățimea activă a plăcilor de beton la structuri mixte – SR EN 1994-2 [108]***

În cazul în care este utilizată o analiză globală în domeniul elastic, poate fi considerată în fiecare deschidere, o lățime activă, efectivă constantă. Această valoare poate fi luată ca

valoarea $b_{eff,1}$ la mijlocul deschiderii pentru o deschidere rezemată la ambele capete, sau valoarea $b_{eff,2}$ pe reazemul unei console.

La mijlocul deschiderii sau la un reazem intermediar, lăţimea efectivă totală $b_{eff,2}$ poate fi determinată conform relaţiei:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.13)$$

Unde:

- b_0 - distanţa dintre centrele conectorilor de forfecare;
- b_{ei} - valoarea lăţimii efective a tălpii de beton pe fiecare parte a inimii şi se ia egală cu $L_e / 8$.
Lungimea L_e este distanţa aproximativă între punctele în care momentul de încovoiere este egal cu zero.

3.2.12. Durabilitatea şi stratul de acoperire al armăturilor pentru structurile din beton armat (a se consulta împreună cu Anexa II)

Pentru a realiza durata de utilizare din proiect (impusă de caietele de sarcini), trebuie luate prevederi corespunzătoare, cu scopul de a proteja fiecare element structural de acţiunile mediului înconjurător.

Cerinţele de durabilitate trebuie să fie luate în calcul la:

- conceperea structurii;
- alegerea materialelor;
- prevederile constructive;
- execuţie;
- controlul calităţii;
- inspecţii;
- verificări;
- prevederi speciale (utilizarea de oţel inoxidabil, acoperiri, protecţie catodică).

Acoperirea cu beton reprezintă distanţa între suprafaţa exterioară a betonului şi cea mai apropiată armătură (incluzând agrafele şi etrierii, precum şi armăturile de suprafaţă, dacă este cazul).

Acoperirea minimă este necesară pentru a asigura:

- protecţia armăturilor împotriva coroziunii
- transmiterea optimă a forţelor de aderenţă,
- rezistenţa convenabilă la foc.

În paragraful 4.4.1 din [114] este detaliat modul de calcul al grosimii stratului de acoperire corelat cu asigurarea aderenţei, condiţiile de expunere şi durabilitatea elementelor structurale (sintetizate în durata de viaţă) din podurile de beton armat sau precomprimat.

Valorile recomandate ale acoperirii minime pentru canale cu armătură postîntinsă este diametrul canalului (pentru canale de secţiune circulară nu există cerinţă mai mare de 80 mm).

Valorile recomandate ale acoperirii minime pentru armături preîntinse sunt:

- 1,50 x diametrul toronului sau sârmei netede;
- 2,50 x diametrul sârmei amprentate.

3.2.13. Stări limită de serviciu (starea limită de fisurare)

În Eurocodul 2 (SR EN 1992-1-1:2004 [114]) pentru a stăpâni fenomenul de fisurare se definesc:

- o valoare limită a deschiderii fisurilor, calculată în funcţie de clasa de expunere a elementului structural şi de materialul din care este alcătuit;

- beton armat
- beton precomprimat cu armătura aderentă
- beton precomprimat cu armătura neaderentă
- un criteriu de verificare a elementului la decompresie ceea ce presupune o verificare a deschiderii fisurilor și un calcul de eforturi unitare minime în beton.

3.2.13.1. Limitarea deschiderii fisurilor

Fisurarea trebuie limitată astfel încât să nu aducă prejudicii bunei funcționări sau durabilității structurii sau să producă un aspect inacceptabil al acesteia.

Fisurarea este normală la structura din beton supusă la solicitări de încovoiere, forță tăietoare, torsiune sau întindere, rezultând fie dintr-o încărcare, direct, sau din deformații împiedicate sau impuse.

Pot fi admise fisurile fără a se încerca limitarea deschiderii lor, sub rezerva că nu prejudiciază funcționarea structurii.

Aceste limite ale deschiderii maxime a fisurilor sunt următoarele:

- elemente din beton armat sau precomprimat cu armături neaderente corelate cu clasa de expunere:
 - $w_{max} < 0,3$ mm pentru clasele de expunere XC
 - $w_{max} < 0,2$ mm pentru clasele de expunere XD sau XS
- elemente din beton precomprimat cu armătură aderentă supuse claselor de expunere XC, sub combinația de încărcări frecvente:
 - $w_{max} < 0,2$ mm

cuplat cu un control al deprecomprimării (verificarea efortului unitar de compresiune - $\sigma_c > 0$ - sub combinația de încărcări cvasipermanente, în zonele în care este înglobată armătura, la fibra cu compresiuni minime.

- elemente din beton precomprimat cu armătură aderentă supuse claselor de expunere XD și/sau XS efortul unitar de compresiune ($\sigma_c > 0$) sub combinația de încărcări frecvente, în zonele în care este înglobată armătura, la fibra cu compresiuni minime.

Datorită naturii aleatoare a fenomenului de fisurare, deschiderile efective ale fisurilor nu pot fi prevăzute cu exactitate. Conform SR EN 1992-2/2006/NA/2009, se stabilește o valoare limită a deschiderii fisurilor w_{max} , ținând seama de combinația de expunere, de natura încărcării, precum și de costurile limitării fisurilor.

CAP. 4. FACTORI/COEFICIENȚI DE ECHIVALARE A REZULTATELOR OBTINUTE PRIN CELE DOUĂ METODE DE CALCUL

În acest capitol sunt comparate raporturile eforturilor maxime rezultate din încărcarea structurilor menționate cu acțiunile utile prezentate în capitolele anterioare și se realizează o analiză în ceea ce privește fiabilitatea structurilor existente.

Pentru studiile de siguranță ale suprastructurilor lucrărilor de artă existente, se pot aplica următoarele etape :

I. Se determină capacitatea de rezistență medie (R_m) și caracteristică (R_k).

I.1. Se determină rezistența medie la compresiune a betonului, considerând un coeficient de variație al rezistenței betonului $V_c=15\%$.

Întrucât rezistența caracteristică la compresiune a betonului este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza rezistențe mai mici decât rezistența caracteristică, rezultă:

$$R_{cm} = \frac{R_{ck}}{(1 - 1,645V_c)} \quad (4.1)$$

I.2. Se determină rezistența medie la întindere a armăturii, considerând un coeficient de variație al rezistenței armăturii $V_s=5\%$.

Rezistența caracteristică la întindere a armăturii este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza rezistențe mai mici decât rezistența caracteristică, rezultă:

$$R_{sm} = \frac{R_{sk}}{(1 - 1,645V_s)} \quad (4.2)$$

I.3. Se determină capacitatea de rezistență medie a secțiunii de beton armat în conformitate cu relația (1.32) aplicată la (3.33) și (3.34):

$$(\lambda x)_m = \frac{A_s R_{sm}}{b R_{cm}} \quad (4.3)$$

I.4. Se determină coeficientul de variație V_R al capacității de rezistență cu relația (1.33) și ((4.3) [1], [15]:

$$V_R = V_c \sqrt{1 + \left(\frac{d - (\lambda x)_m}{d - \frac{(\lambda x)_m}{2}} \right)^2} \quad (4.4)$$

I.5. În conformitate cu relația (1.34) se determină capacitatea de rezistență caracteristică în distribuția Gauss, considerând probabilitatea de 5% de producere a unei capacități de rezistență sub valoarea caracteristică.

$$R_k = R_m (1 - 1,645V_R)$$

II. Se determină solicitările medii și caracteristice în gruparea fundamentală.

II.1. Se determină greutatea structurală medie, considerând un coeficient de variație al încărcării $V_{g1}=10\%$.

Întrucât greutatea structurală caracteristică este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza încărcări mai mari decât greutatea structurală caracteristică, rezultă:

$$g_{1m} = \frac{g_{1k}}{(1 + 1,645V_{g1})} \quad (4.5)$$

II.2. Se determină greutatea medie a elementelor nestructurale considerând un coeficient de variație al încărcării $V_{g2}=15\%$.

Întrucât greutatea caracteristică a elementelor nestructurale este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza încărcări mai mari decât greutatea caracteristică, rezultă:

$$g_{2m} = \frac{g_{2k}}{(1 + 1,645V_{g2})} \quad (4.6)$$

II.3. Se determină încărcarea utilă medie considerând un coeficient de variație al încărcării $V_u=25\%$. Încărcările date de convoaie sunt prevăzute în standarde și au caracter deterministic. Pentru a ușura modelarea probabilistică se transformă încărcările utile convenționale (uniform distribuite și concentrate) în încărcări uniform distribuite echivalente (1.48). Determinarea solicitărilor din încărcările utile se efectuează:

- considerând un comportament elastic al structurii;
- evaluând repartiția transversală prin metodele utilizate la data proiectării sau prin metoda elementului finit.

Se presupune încărcările utile caracteristice că respectă legea de repartiție Gumbel-max, cu probabilitatea de 5% de a se realiza încărcări mai mari decât valoarea caracteristică, rezultând:

$$u_m = \frac{u_k}{(1 + 1,866V_u)} \quad (4.7)$$

II.4. Se determină solicitarea medie în conformitate cu relația (1.52):

$$S_m = B(g_{1m} + g_{2m} + u_m) \quad (4.8)$$

$$B = \frac{L^2}{8} \quad (4.9)$$

în care L - deschiderea

II.5. Se notează conform (1,49) (1,50) rapoartele de încărcări medii:

$$b = \frac{g_{2m}}{g_{1m}} \text{ și } a = \frac{u_m}{g_{1m}} \quad (4.10)$$

II.6. Se determină coeficientul de variație V_S al solicitării cu relația (1.32) și (1.33) [1], [4], [15]:

$$V_S = \frac{\sqrt{V_{g1}^2 + b^2 V_{g2}^2 + a^2 V_u^2}}{(1 + b + a)} \quad (4.11)$$

II.7. În conformitate cu relația (1.37) se determină solicitarea caracteristică totală în distribuția Gauss, considerând probabilitatea de 5% de producere a unei capacități de rezistență peste valoarea caracteristică.

$$S_k = S_m(1 + 1,645V_S) \quad (4.12)$$

III. Se determina coeficientul central de siguranță C_0 ca raportul dintre (1.9)

$$C_0 = \frac{R_m}{S_m} \quad (4.13)$$

- IV. Se determină în modelul diferență indicatorii de reliabilitate β (sau coeficientul central de siguranță C_0 , după cum urmează:

$$\beta_{R-S} = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{C_0 - 1}{\sqrt{C_0^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad (4.14)$$

$$C_0 = \frac{1 + \beta_{R-S} \sqrt{V_R^2 + V_S^2 - (\beta_{R-S} V_R V_S)^2}}{1 - (\beta_{R-S} V_R^2)} \quad (4.15)$$

- V. Se determină probabilitatea de pierdere a capacității de rezistență P_f considerând că modelul diferență respectă legea de repartiție Gauss.
Pentru diferite niveluri de probabilitate se determină valoarea indicelui de siguranță conform tabel 1.2 [1], [15].

- VI. Pentru structuri în exploatare este necesară verificarea stării tehnice a lucrării prin expertiză tehnică. În acest sens, pentru evaluarea calității tehnice a structurii sunt necesare:

- verificări nedistructive sau distructive ale calității materialelor structurale;
- modelarea comportamentului structural prin metode evoluate de calcul care să țină seama de conlucrarea elementelor structurale și de modificarea în timp a proprietăților materialelor componente.

Metodologia anterior prezentată se aplică numai la suprastructuri la care expertiza tehnică confirmă o stare tehnică bună.

Pentru structuri cu deficiențe tehnice evidente (relevante în expertiza tehnică), se aplică paragraful 1.3 din prezentul studiu, care sintetizează siguranța lucrărilor de artă cu rezistente și acțiuni variabile în timp.

În vederea stabilirii coeficienților de echivalare, în formulare probabilistică se vor utiliza coeficienții de variație și indicii de variabilitate prevăzuți în Eurocod [90].

Analiza eforturilor maxime obținute (momente încovoietoare și forța tăietoare) a fost realizată în două ipoteze :

- **S.L.S. / S.L.E.** – coeficienții de supraîncărcare au fost considerați egali cu 1,00 și s-a ținut cont de coeficientul dinamic pentru convoiul de calcul A30 detaliat anterior, conform standardelor menționate [72];
- **S.L.R. / S.L.U.** – coeficienții de supraîncărcare au fost considerați conform specificațiilor din standarde [71]:
 - Convoiul A30 - $n_{A30} = 1,40$;
 - Convoiul V80 - $n_{V80} = 1,20$;
 - Acțiunea oamenilor pe trotuare - $n_{ot} = 1,20$;
 - Convoiul de calcul LM1 - $\alpha_{LM1} = 1,35$.

După stabilirea solicitărilor maxime rezultate în urma încărcării structurilor au fost întocmite grafice cu diagramele de eforturi, atât în zona centrală cât și în zona marginală a tablierului (grinda centrală respectiv grinda exterioară cea mai solicitată în cazul tablierelor pe grinzi) și s-a stabilit raportul eforturilor în cele două cazuri prezentate anterior.

Pentru verificările de siguranță sunt necesare raportări ale efectelor din acțiunile utile la acțiunea totală (care include și acțiunile permanente).

Verificările de siguranță s-au realizat în următoarele ipoteze:

- Distribuție Gauss pentru rezistențe [25], [29], [45], [52], [56];
- Distribuție Gauss pentru acțiuni permanente [25], [29], [45], [52], [56];
- Distribuție Gumble-Max pentru acțiuni variabile (utile) [1], [3], [14];
- Coeficienți de variație ai rezistenței 15% [25], [29], [45], [52], [56];
- Coeficient de variație al greutății structurale: 10% [25], [29], [45], [52], [56];
- Coeficient de variație al greutății nestructurale: 15% [25], [29], [45], [52], [56];
- Coeficient de variație al acțiunilor utile: 25% [4], [25], [29];
- Modelul de siguranță: modelul diferență [2], [29], [32], [39], [45];
- Indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ din Eurocod [90], [29], [31], [36], [38], [44], [45], [47], [48], [49];
- Probabilitatea de cedare (Eurocod [90]) $P_f = 10^{-4}$.

4.1. Poduri Dalate

4.1.1. Dale Monolite

Pentru evaluarea solicitărilor s-a considerat o structură de tip dală monolită, simplu rezemată cu deschidere de 18.00 m, realizată din beton armat, clasă Bc30 (conform STAS 10111/2-87 [127]), având grosimea constantă în lung și variabilă în sens transversal, cu o pantă de 2.5% (Figura 4.1).

Grosimea dalei variază de la 65 cm, pe fețele laterale, până la un maxim de 75 cm, în zona centrală.

Lățimea totală a suprastructurii este de 10.80 m, fiind compusă din două zone de trotuar, situate în consolă, cu o lățime totală de 1.50 m fiecare, iar partea carosabilă egală cu 7.80 m. Raportul între deschiderea de calcul a dalei și lățimea dalei monolite (L/B) este aproximativ 2,30.

Secțiunea transversală a structurii analizate este prezentată în figura de mai jos:

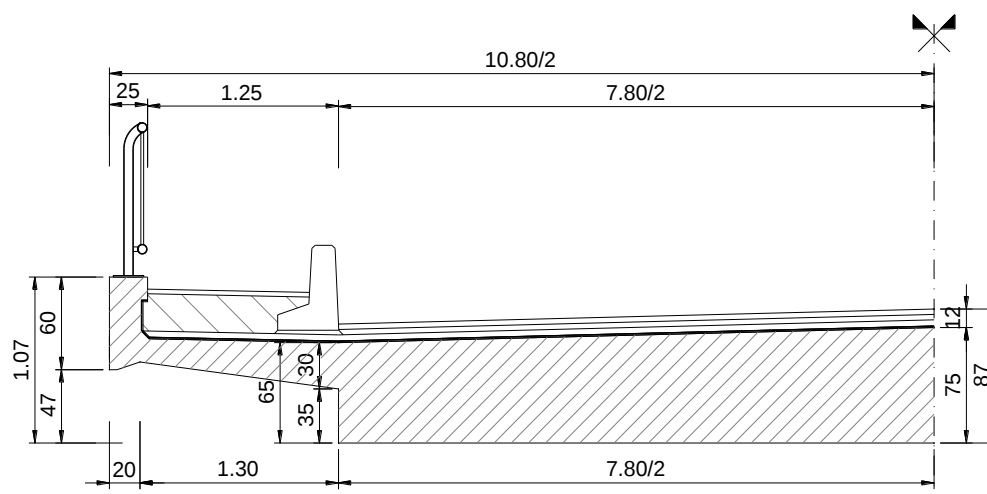


Figura 4.1 Secțiune transversală – Dală Monolită

Diagramele obținute sunt următoarele:

4.1.1.1. Zona Centrală (Axa structurii)

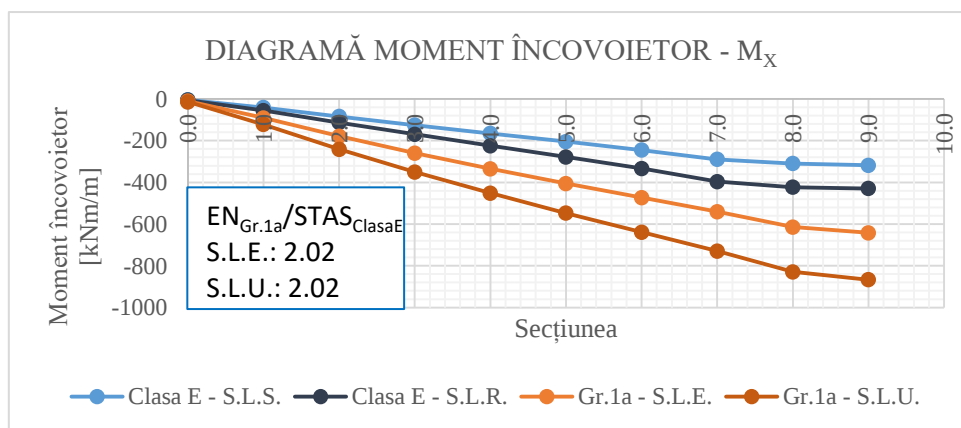


Figura 4.2 Diagramă moment încovoietor - M_x

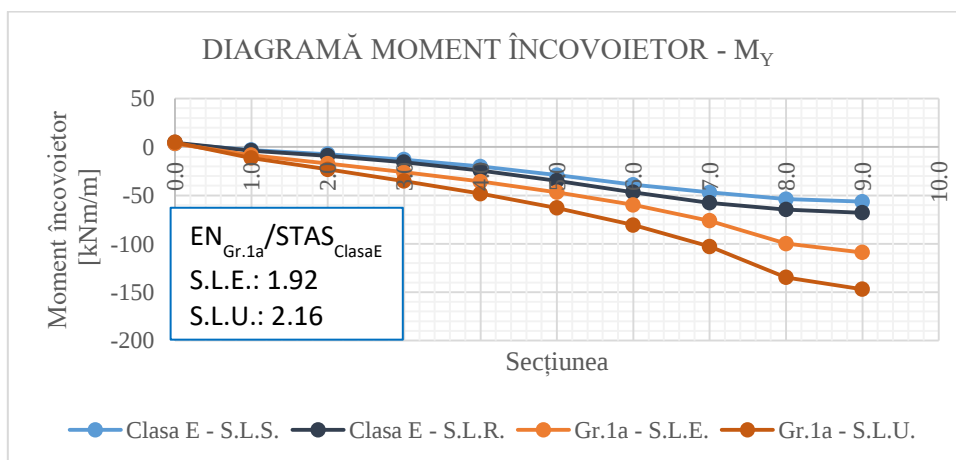


Figura 4.3 Diagramă moment încovoietor - M_y

4.1.1.1. Zona Marginală

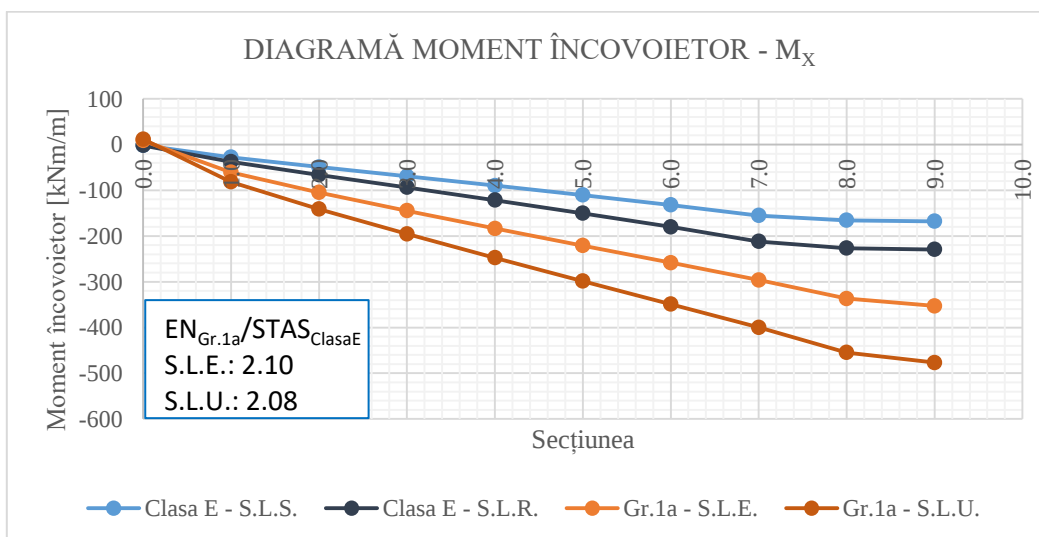


Figura 4.4 Diagramă moment încovoietor - M_x

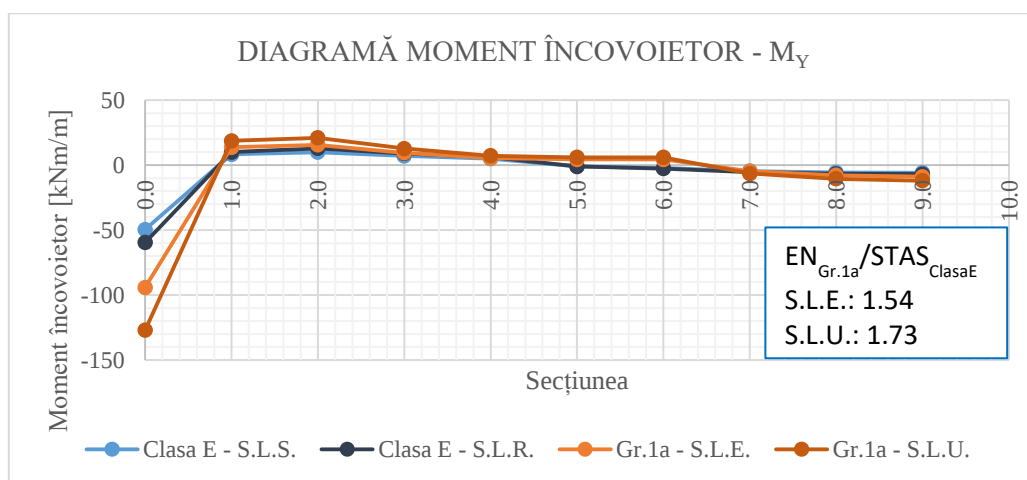


Figura 4.5 Diagramă moment încovoietor – M_y

4.1.2. Dale din elemente prefabricate înglobate

În această configurație, s-a considerat o structură simplu rezemată, cu deschiderea $L=12.00$ m și lățime totală de 10.30 m [138].

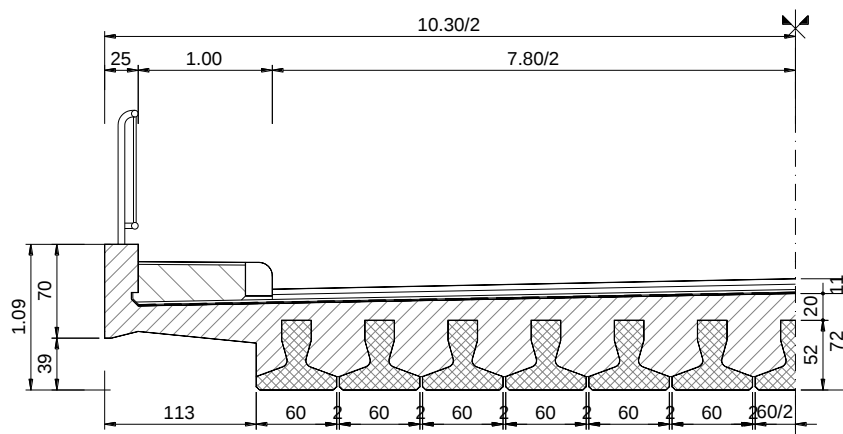


Figura 4.6 Secțiune transversală – Dală din elemente prefabricate solidarizate

Din punct de vedere geometric, s-a considerat o parte carosabilă de 7.80 m și 2 trotuare cu lățimea de 1.25 m. Au fost utilizate în total 13 grinzi în secțiune transversală, cu înălțimea de 52 cm fiecare (Figura 4.6).

Diagramele obținute sunt următoarele:

4.1.2.1. Zona Centrală (Axa structurii)

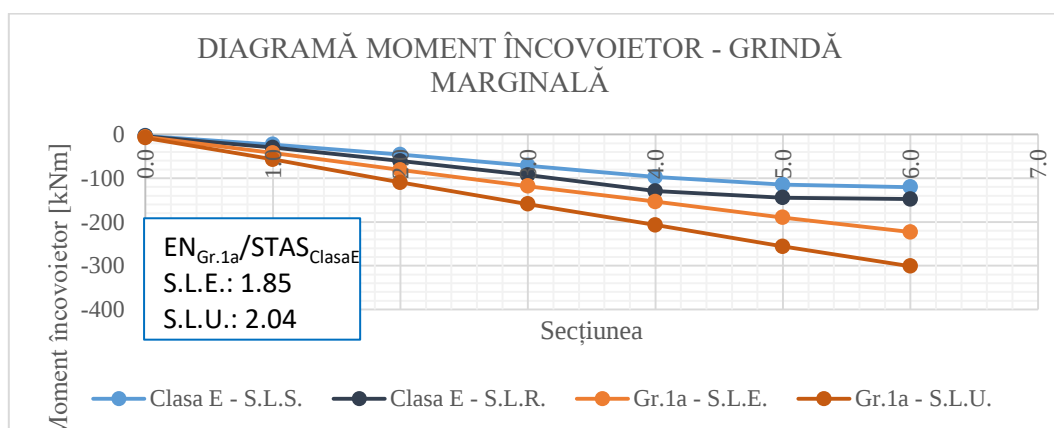


Figura 4.7 Diagramă moment încovoietor - M

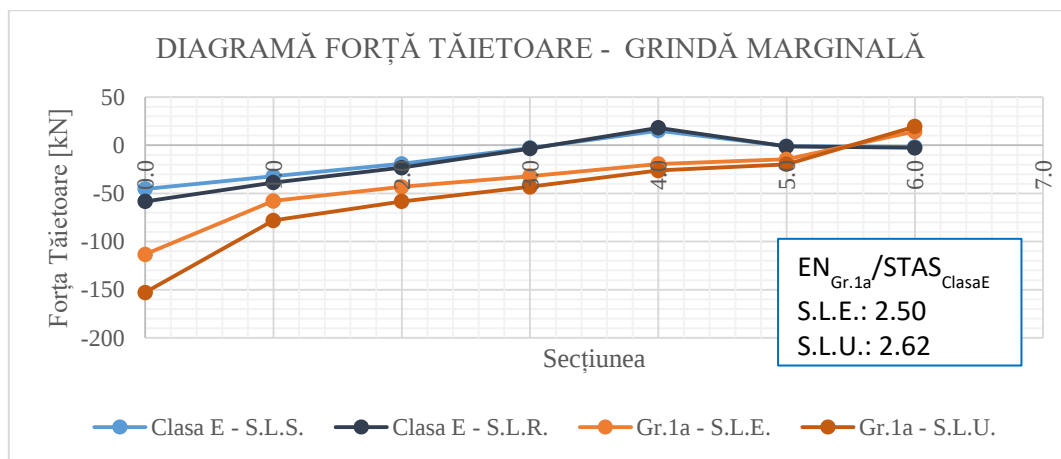


Figura 4.8 Diagramă forță tăietoare – V

4.1.2.1. Zona Marginală

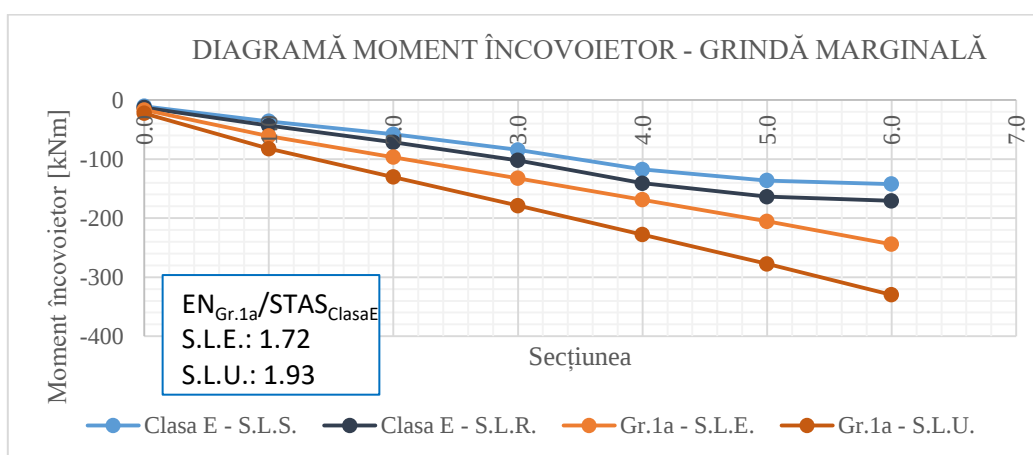


Figura 4.9 Diagramă moment încovoietor – M

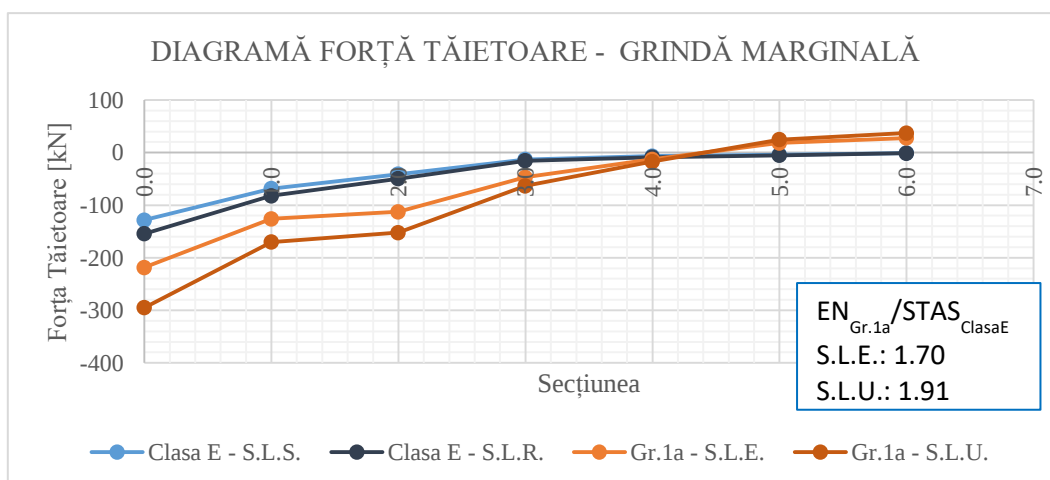


Figura 4.10 Diagramă forță tăietoare – V

4.1.3. Dale din fâșii prefabricate cu goluri, din beton precomprimat

S-au considerat dalele realizate din fâșii longitudinale prefabricate, cu goluri, realizate din beton B400, cu înălțimi de:

- 0,52 m și lungimi de 6,00 m / 8,00 m / 10,00 m / 12,00 m
- 0,72 m și lungimi de 10,00 m / 12,00 m / 14,00 m / 16,00 m
- 0,80 m și lungimi 14,00 m / 16,00 m / 18,00 m

cu trotuare de 1,00 m lățime, cu parte carosabilă de 7,80 m.

Pentru acest tip de secțiuni (Figura 4.11, Figura 4.12) s-au utilizat în mod frecvent nouă elemente prefabricate, solidarizate longitudinal în rosturi cu frete, iar la capete cu antretoaze transversale, care rigidizează elementele prefabricate la torsiune.

În unele situații elementele prefabricate cu armătură aderentă au fost proiectate la clasa II de fisurare, care a permis reducerea cantității armaturii de precomprimare și implicit a momentelor capabile. S-a considerat că reducerea de solicitare din încărcările utile în clasa II de fisurare este comparabilă cu reducerea de moment încovoietor între clasa E și clasa I de încărcare.

Pe acest considerent studiul parametric de siguranță a fost efectuat:

- pentru tablierele verificate la clasa I de fisurare cu vehiculele clasei E de încărcare
- pentru tablierele verificate la clasa II de fisurare cu vehiculele clasei I de încărcare

Dalele realizate din elemente prefabricate de tip fâșii cu goluri prezintă o frecvență ridicată de utilizare, sunt suprastructuri vechi cu peste 40 de ani de funcționare, iar degradările apărute în fâșiile de sub trotuare au impus consolidarea acestora în mod frecvent cu placă de suprabetonare.

În consecință s-a dezvoltat complementar un studiu parametric de siguranță la clasa E de încărcare pentru această soluție, aplicată la scară largă la structurile cu fâșii cu goluri reabilite în ultimii ani.

În conformitate cu tematica studiului, la dalele din elemente prefabricate consolidate cu placă de suprabetonare s-a dezvoltat studiul de siguranță și prin verificarea suprastructurilor menționate la încărcările prevăzute de EN 1991-2 (Gr.1a) [96].

În ambele situații s-a considerat că starea elementelor prefabricate din suprastructură este acceptabilă, mai ales în varianta dalei consolidate cu placă de suprabetonare, care prin reabilitare își îmbunătățesc performanțele de rezistență și durabilitate.

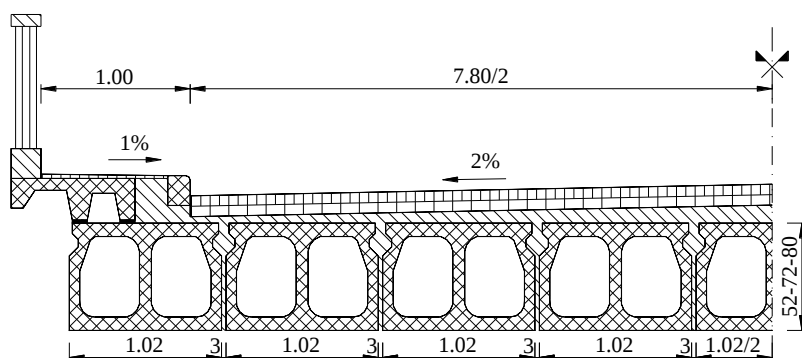


Figura 4.11 Dală realizată din fâșii prefabricate cu goluri, din beton precomprimat (soluția inițială)

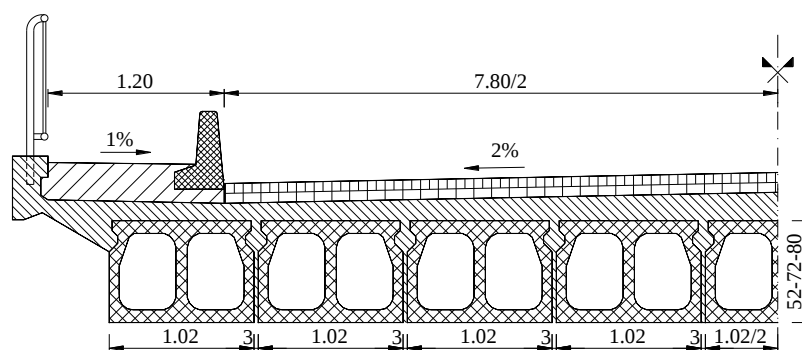


Figura 4.12 Dală din fâșii prefabricate cu goluri, din beton precomprimat și placă de suprabetonare (soluție aplicată la reabilitare)

Pentru verificarea solicitărilor maxime în dalele prefabricate, s-a utilizat, atât pentru soluția inițială (Figura 4.11) cât și pentru soluția reabilitată (Figura 4.12), metoda simplificată (fâșii articulate în rosturi).

S-a efectuat un studiu parametric al siguranței (sintetizat în indicele de fiabilitate β și probabilitatea de cedare) pentru dale alcătuite din fâșii prefabricate cu lungimi de 6,00 – 18,00 m, considerând coeficienți medii de variație pentru încărcări și legile de repartitie curent utilizate în studiile de siguranță, conform Tabelul 4.1.

Tabelul 4.1 Coeficienți medii de variație

Nr. Crt.	Denumire Încărcare	Valori medii	Legea de repartitie	k_i coresp. $p=0,95$	Coeficient de variație mediu (%)	V_R
1	Greutate struct. rezistență	g_{m1}	Gauss	1.645	10%	15%
2	Greutate umplutură	$g_{m2} = b \times g_{m1}$	Gauss	1.645	15%	
3	Acțiunea utilă	$u_{mu} = a \times g_{m1}$	Gumble-Max	1.866	25%	

Tabelul 4.2 Momente încovoietoare caracteristice pe tipuri de fâșii, la tabliere fără placă de suprabetonare, pentru clasa I și clasa E de încărcare

L_{fasie} (m)	L_0 (m)	$M_{g.rezist}$ (kNm)	$M_{g.umplut}$ (kNm)	M_g^n (kNm)	$M_{utile.cI}$ (kNm)	$M_{utile.cIE}$ (kNm)
Înălțime element prefabricat: 0,52 m						
6.00	5.30	23.94	31.45	55.38	77.28	102.22
8.00	7.30	45.41	59.66	91.11	126.68	166.48
10.00	9.30	73.70	96.83	170.53	169.40	222.65
12.00	11.30	108.81	142.95	251.76	207.10	272.61
Înălțime element prefabricat: 0,72 m						
10.00	9.30	86.18	96.83	183.01	174.48	228.666
12.00	11.30	127.24	142.95	270.19	214.33	281.33
14.00	13.30	176.26	198.04	374.30	250.40	329.30
16.00	15.30	233.26	262.07	495.33	284.05	374.23
Înălțime element prefabricat: 0,80m						
14.00	13.30	198.62	198.04	396.66	253.81	333.43
16.00	15.30	262.85	262.07	524.92	289.86	381.32
18.00	17.30	336.06	335.07	671.13	322.55	425.05

Tabelul 4.3 Rapoarte de încărcări, la tabliere fără placă de suprabetonare, pentru clasa I și clasa E de încărcare

L_{fasie} (m)	g_1^n (kN/m)	g_2^n (kN/m)	u_{cI}^n (kN/m)	u_{cIE}^n (kN/m)	g_{m1} (kN/m)	g_{m2} (kN/m)	$u_{m.cI}$ (kN/m)	$u_{m.cIE}$ (kN/m)	b	a_{cI}	a_{cIE}
h=0.52 m											
6.00	6.82	8.96	22.01	29.11	5.85	7.18	15.01	19.85	1.23	2.56	3.39
8.00	6.82	8.96	19.02	24.99	5.85	7.18	12.97	17.04	1.23	2.22	2.91
10.00	6.82	8.96	15.67	20.59	5.85	7.18	10.68	14.04	1.23	1.83	2.40
12.00	6.82	8.96	12.98	17.08	5.85	7.18	8.85	11.65	1.23	1.51	1.99
h=0.72 m											
10.00	7.97	8.96	16.14	21.15	6.85	7.18	11.01	14.42	1.05	1.61	2.11

L_{fasie}	g_1^n	g_2^n	u_{clI}^n	u_{clE}^n	g_{m1}	g_{m2}	$u_{m,clI}$	$u_{m,clE}$	b	a_{clI}	a_{clE}
(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	-	-	-
12.00	7.97	8.96	13.43	17.63	6.85	7.18	9.16	12.02	1.05	1.34	1.76
14.00	7.97	8.96	11.32	14.89	6.85	7.18	7.72	10.16	1.05	1.13	1.48
16.00	7.97	8.96	9.71	12.79	6.85	7.18	6.62	8.72	1.05	0.97	1.27
h=0.80 m											
14.00	8.98	8.96	11.48	15.08	7.71	7.18	7.83	10.28	0.93	1.01	1.33
16.00	8.98	8.96	9.91	13.03	7.71	7.18	6.75	8.89	0.93	0.88	1.15
18.00	8.98	8.96	8.62	11.36	7.71	7.18	5.88	7.75	0.93	0.76	1.00

Tabelul 4.4 Coeficienți centrali de siguranță (C_0) și indici de fiabilitate (β) pentru clasa I și clasa E de încărcare, la tabliere fără placă de suprabetonare

L_{fasie}	$V_{s,clI}$	$V_{s,clE}$	C_0^{clI}	C_0^{clE}	$V_R=15\%$	
(m)	(%)	(%)	-	-	β^{clI}	β^{clE}
h=0.52 m						
6.00	0.14	0.16	1.03	0.93	0.12	-0.33
8.00	0.13	0.15	1.11	1.02	0.50	0.09
10.00	0.12	0.14	1.21	1.13	0.96	0.60
12.00	0.12	0.13	1.31	1.24	1.37	1.07
h=0.72 m						
10.00	0.12	0.13	1.34	1.26	1.46	1.12
12.00	0.11	0.13	1.45	1.38	1.84	1.56
14.00	0.11	0.12	1.55	1.48	2.14	1.92
16.00	0.10	0.11	1.63	1.58	2.38	2.20
h=0.80 m						
14.00	0.10	0.11	1.67	1.60	2.46	2.26
16.00	0.10	0.11	1.75	1.70	2.67	2.52
18.00	0.10	0.10	1.82	1.78	2.84	2.73

Tabelul 4.5 Momente încovoietoare caracteristice pe tipuri de fâșii, la tabliere cu placă de suprabetonare, pentru clasa E de încărcare și gruparea Ia (conform EN)

L_{fasie}	L	M_{grez}	M_{gumpl}	M_g^n	$M_{utile,clE}$	$M_{utile,EN}$
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
h=0.52 m						
6.00	5.30	55.39	42.02	97.41	94.31	152.33
8.00	7.30	105.08	79.72	121.75	168.23	248.46
10.00	9.30	170.54	129.39	299.93	242.38	356.13
12.00	11.30	251.78	191.03	442.81	315.10	472.21
h=0.72 m						
10.00	9.30	187.86	129.39	317.26	244.10	363.73
12.00	11.30	277.35	191.03	468.38	311.16	474.22
14.00	13.30	384.22	264.64	648.86	373.35	586.64
16.00	15.30	508.47	350.21	858.67	430.82	700.25
h=0.80 m						
14.00	13.30	406.58	264.64	671.22	373.86	587.07

L_{fasie}	L	M_{grez}	M_{gumpl}	M_g^n	$M_{utile.clE}$	$M_{utile.EN}$
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
16.00	15.30	538.06	350.21	888.27	431.59	701.03
18.00	17.30	687.92	447.75	1135.67	485.18	816.17

Tabelul 4.6 Rapoarte de încărcări, la tabliere cu placă de suprabetonare, pentru clasa E de încărcare și gruparea 1a (conform EN)

L_{fasie}	g_1^n	g_2^n	u_{clI}^n	u_{clE}^n	g_{m1}	g_{m2}	$u_{m.clE}$	$u_{m.EN}$	b	a_{clE}	a_{EN}
(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	-	-	-
h=0.52 m											
6.00	15.77	11.97	26.86	43.38	13.55	9.60	18.31	29.58	0.71	1.35	2.18
8.00	15.77	11.97	25.25	37.30	13.55	9.60	17.22	25.43	0.71	1.27	1.88
10.00	15.77	11.97	22.42	32.94	13.55	9.60	15.29	22.46	0.71	1.13	1.66
12.00	15.77	11.97	19.74	29.58	13.55	9.60	13.46	20.17	0.71	0.99	1.49
h=0.72 m											
10.00	17.38	11.97	22.58	33.64	14.92	9.60	15.40	22.94	0.64	1.03	1.54
12.00	17.38	11.97	19.49	29.71	14.92	9.60	13.29	20.26	0.64	0.89	1.36
14.00	17.38	11.97	16.89	26.53	14.92	9.60	11.51	18.09	0.64	0.77	1.21
16.00	17.38	11.97	14.72	23.93	14.92	9.60	10.04	16.32	0.64	0.67	1.09
h=0.80 m											
14.00	18.39	11.97	16.91	26.55	15.79	9.60	11.53	18.10	0.61	0.73	1.15
16.00	18.39	11.97	14.75	23.96	15.79	9.60	10.06	16.34	0.61	0.64	1.03
18.00	18.39	11.97	12.97	21.82	15.79	9.60	8.84	14.88	0.61	0.56	0.94

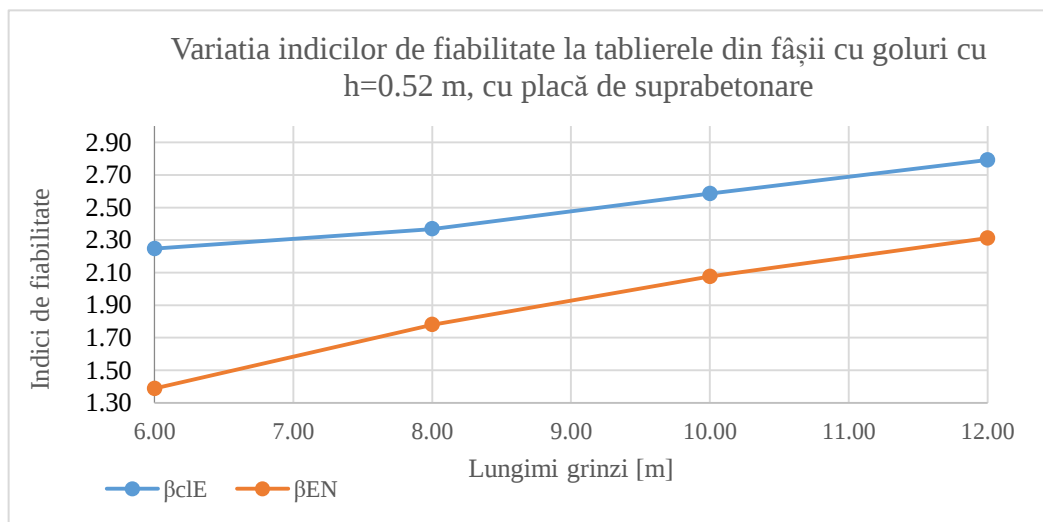


Figura 4.13 Variația indicilor de fiabilitate la tablierele realizate din fâșii cu goluri din beton precomprimat, cu înălțimea de 0,52 m, cu placă de suprabetonare, conform Tabelul 4.7

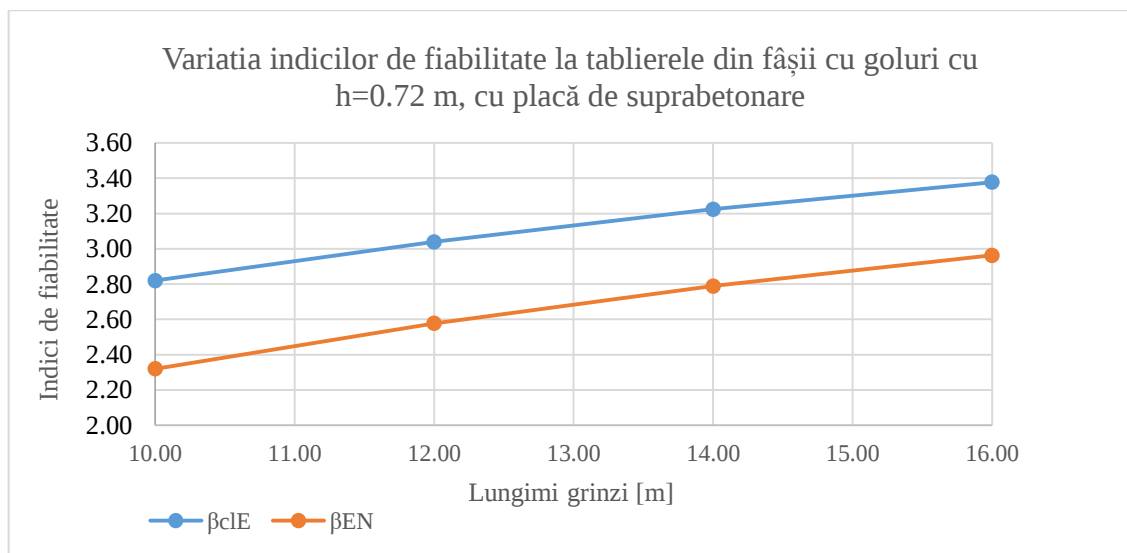


Figura 4.14 Variația indicilor de fiabilitate la tablierele realizate din fâșii cu goluri din beton precomprimat, cu înălțimea de 0,72 m, cu placă de suprabetonare, conform Tabelul 4.7

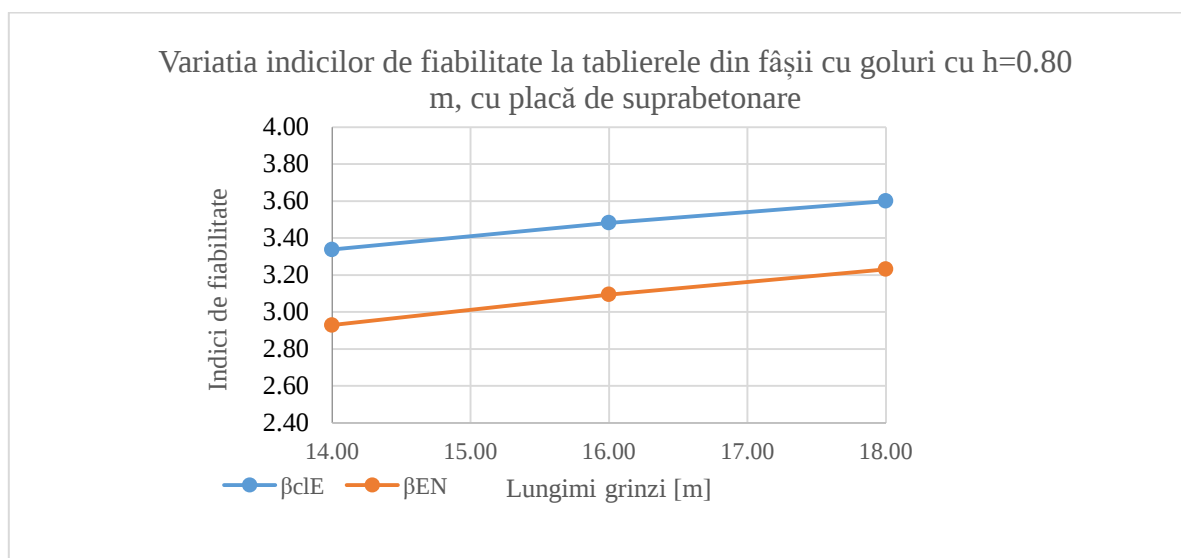


Figura 4.15 Variația indicilor de fiabilitate la tablierele realizate din fâșii cu goluri din beton precomprimat, cu înălțimea de 0,80 m, cu placă de suprabetonare, conform Tabelul 4.7

Tabelul 4.7 Coeficienți centrali de siguranță (C_0) și indici de fiabilitate (β), pentru clasa E de încărcare și gruparea 1a (conform EN), la tabliere cu placă de suprabetonare

L_{fasie} (m)	$V_{s,clE}$ (%)	$V_{s,EN}$ (%)	C_0^{clE} -	C_0^{EN} -	$V_R=15\%$	
					β^{clE}	β^{EN}
h=0.52 m						
6.00	0.12	0.15	1.60	1.34	2.25	1.39
8.00	0.12	0.14	1.65	1.46	2.37	1.78
10.00	0.11	0.13	1.73	1.55	2.58	2.08
12.00	0.11	0.13	1.82	1.64	2.79	2.31
h=0.72 m						
10.00	0.11	0.13	1.84	1.65	2.82	2.32
12.00	0.10	0.12	1.94	1.74	3.04	2.58
14.00	0.10	0.12	2.03	1.83	3.22	2.79
16.00	0.09	0.11	2.12	1.91	3.38	2.96

L_{fasie}	$V_{s.cIE}$	$V_{s.EN}$	C_0^{cIE}	C_0^{EN}	$V_R=15\%$	
(m)	(%)	(%)	-	-	β^{cIE}	β^{EN}
h=0.80 m						
14.00	0.10	0.12	2.10	1.90	3.34	2.93
16.00	0.09	0.11	2.19	1.98	3.48	3.09
18.00	0.09	0.11	2.27	2.05	3.60	3.23

Tabelul 4.8 Stabilirea factorilor α_{EN} de reducere a acțiunilor utile din Eurocod pentru atingerea indicelui de fiabilitate stabilit conform standardelor Europene, la tabliere cu placă de suprabetonare

L _f asie	M _g .rezist	M _g .umplut	M _g ⁿ	M _{utile} .cIE	M _{utile} .EN	V _R =15%		P _f	Factori α _{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β ^{cIE}	β ^{EN}		
h=0.52 m									
6.00	55.39	42.02	97.41	94.31	30.47	2.25	3.83	10 ⁻⁴	0.200
8.00	105.08	79.72	121.75	168.23	59.63	2.37	3.81	10 ⁻⁴	0.240
10.00	170.54	129.39	299.93	242.38	92.59	2.58	3.84	10 ⁻⁴	0.260
12.00	251.78	191.03	442.81	315.10	141.66	2.79	3.82	10 ⁻⁴	0.300
h=0.72 m									
10.00	187.86	129.39	317.26	244.10	120.03	2.82	3.82	10 ⁻⁴	0.330
12.00	277.35	191.03	468.38	311.16	180.20	3.04	3.81	10 ⁻⁴	0.380
14.00	384.22	264.64	648.86	373.35	246.39	3.22	3.82	10 ⁻⁴	0.420
16.00	508.47	350.21	858.67	430.82	322.11	3.38	3.83	10 ⁻⁴	0.460
h=0.80 m									
14.00	406.58	264.64	671.22	373.86	275.92	3.34	3.82	10 ⁻⁴	0.470
16.00	538.06	350.21	888.27	431.59	371.55	3.48	3.81	10 ⁻⁴	0.530
18.00	687.92	447.75	1135.67	485.18	457.05	3.60	3.84	10 ⁻⁴	0.560

Tabelul 4.9 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,90$, la tabliere cu placă de suprabetonare

L _{fasie}	M _{g.rezist}	M _{g.umplut}	M _g ⁿ	M _{utile.cIE}	M _{utile.EN}	V _R =15%		P _f	Factori α _{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β ^{cIE}	β ^{EN}		
h=0.52 m									
6.00	55.39	42.02	97.41	94.31	137.10	2.25	1.66	10 ⁻¹	0.900
8.00	105.08	79.72	121.75	168.23	223.62	2.37	2.03	10 ⁻¹	0.900
10.00	170.54	129.39	299.93	242.38	320.52	2.58	2.31	10 ⁻¹	0.900
12.00	251.78	191.03	442.81	315.10	424.99	2.79	2.52	10 ⁻²	0.900
h=0.72 m									
10.00	187.86	129.39	317.26	244.10	327.36	2.82	2.54	10 ⁻²	0.900
12.00	277.35	191.03	468.38	311.16	426.80	3.04	2.77	10 ⁻²	0.900
14.00	384.22	264.64	648.86	373.35	527.98	3.22	2.97	10 ⁻²	0.900
16.00	508.47	350.21	858.67	430.82	630.22	3.38	3.12	10 ⁻³	0.900
h=0.80 m									
14.00	406.58	264.64	671.22	373.86	528.37	3.34	3.10	10 ⁻³	0.900
16.00	538.06	350.21	888.27	431.59	630.93	3.48	3.25	10 ⁻³	0.900
18.00	687.92	447.75	1135.67	485.18	734.55	3.60	3.37	10 ⁻³	0.900

Tabelul 4.10 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,80$, la tabliere cu placă de suprabetonare

L _{fasie}	M _{g,rezist}	M _{g,umplut}	M _g ⁿ	M _{utile,clE}	M _{utile.EN}	V _R =15%		P _f	Factori α _{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β ^{clE}	β ^{EN}		
h=0.52 m									
6.00	55.39	42.02	97.41	94.31	121.86	2.25	1.95	10 ⁻¹	0.800
8.00	105.08	79.72	121.75	168.23	198.77	2.37	2.29	10 ⁻¹	0.800
10.00	170.54	129.39	299.93	242.38	284.91	2.58	2.54	10 ⁻²	0.800
12.00	251.78	191.03	442.81	315.10	377.77	2.79	2.74	10 ⁻²	0.800
h=0.72 m									
10.00	187.86	129.39	317.26	244.10	290.98	2.82	2.76	10 ⁻²	0.800
12.00	277.35	191.03	468.38	311.16	379.37	3.04	2.97	10 ⁻²	0.800
14.00	384.22	264.64	648.86	373.35	469.31	3.22	3.15	10 ⁻³	0.800
16.00	508.47	350.21	858.67	430.82	560.20	3.38	3.29	10 ⁻³	0.800
h=0.80 m									
14.00	406.58	264.64	671.22	373.86	469.66	3.34	3.27	10 ⁻³	0.800
16.00	538.06	350.21	888.27	431.59	560.83	3.48	3.40	10 ⁻³	0.800
18.00	687.92	447.75	1135.67	485.18	652.93	3.60	3.51	10 ⁻³	0.800

Tabelul 4.11 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,70$, la tabliere cu placă de suprabetonare

L _{fășie}	M _{g.rezist}	M _{g.umplut}	M _{gⁿ}	M _{utile.clE}	M _{utile.EN}	V _R =15%		P _f	Factori α _{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β ^{clE}	β ^{EN}		
h=0.52 m									
6.00	55.39	42.02	97.41	94.31	106.63	2.25	2.26	10 ⁻¹	0.700
8.00	105.08	79.72	121.75	168.23	173.92	2.37	2.56	10 ⁻²	0.700
10.00	170.54	129.39	299.93	242.38	249.29	2.58	2.78	10 ⁻²	0.700
12.00	251.78	191.03	442.81	315.10	330.55	2.79	2.96	10 ⁻²	0.700
h=0.72 m									
10.00	187.86	129.39	317.26	244.10	254.61	2.82	2.99	10 ⁻²	0.700
12.00	277.35	191.03	468.38	311.16	331.95	3.04	3.17	10 ⁻³	0.700
14.00	384.22	264.64	648.86	373.35	410.65	3.22	3.32	10 ⁻³	0.700
16.00	508.47	350.21	858.67	430.82	490.17	3.38	3.45	10 ⁻³	0.700
h=0.80 m									
14.00	406.58	264.64	671.22	373.86	410.95	3.34	3.44	10 ⁻³	0.700
16.00	538.06	350.21	888.27	431.59	490.72	3.48	3.55	10 ⁻³	0.700
18.00	687.92	447.75	1135.67	485.18	571.32	3.60	3.65	10 ⁻³	0.700

În această analiză parametrică s-a studiat siguranța tablierelor de tip dală, realizate din fâșii prefabricate cu goluri, realizate din beton precomprimat (conform catalogului elaborat de IPTANA [134]) cu lungimi între 6,00 m – 18,00 m cu geometria și alcătuirea utilizată în mod curent pe drumurile naționale. Pentru coeficienții de variație ai rezistențelor și legile de repartitie care influențează siguranța – precizați în Tabelul 4.1 – s-au stabilit, în modelul de siguranță „diferență”, factorii posibili de reducere (α_{EN}) a acțiunii utile care asigură un nivel de probabilitate de cedare propusă în Eurocoduri. Se constată următoarele:

- Factorii de reducere sunt puternic influențați de deschidere întrucât ponderea acțiunii utile descrește cu deschiderea;

b) Dacă se aplică integral, pe structurile inițiale studiate (fără placă de suprabetonare), acțiunile utile prevăzute în standardele românești (clasele I și E de încărcare) se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare, funcție de deschidere, astfel (Tabelul 4.4):

- coeficientul central de siguranță corespunzător clasei I de încărcare 1,03 – 1,82
- indicele de fiabilitate corespunzător clasei I de încărcare 0,12 – 2,84 (cu mult mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod [90], ceea ce indică un nivel de siguranță extrem de redus)
- coeficientul central de siguranță corespunzător clasei E de încărcare 0,93 – 1,78
- indicele de fiabilitate corespunzător grupării clasei E de încărcare 0 – 2,73 (cu mult mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod [90], ceea ce indică un nivel de siguranță extrem de redus)

ceea ce indică necesitatea consolidării obligatorii a dalelor realizate din elemente prefabricate, prin placă de suprabetonare sau alte soluții, cum ar fi înlocuirea unor elemente prefabricate, în special cele marginale.

c) Dacă se aplică integral, pe structurile reabilite studiate (cu placă de suprabetonare), acțiunile utile prevăzute în standardele românești (clasa E de încărcare) și standardele europene (gruparea 1a), se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare, funcție de deschidere, astfel (Tabelul 4.7):

- coeficientul central de siguranță corespunzător clasei E de încărcare 1,60 – 2,27
- indicele de fiabilitate corespunzător clasei E de încărcare 2,25-3,60 (mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod [90], ceea ce indică un nivel de siguranță redus)
- coeficientul central de siguranță corespunzător grupării 1a din Eurocod [90] 1,34 – 2,05
- indicele de fiabilitate corespunzător grupării 1a din Eurocod [90] 1,39-3,23 (mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod, ceea ce indică un nivel de siguranță redus)

d) Pentru deschiderile analizate, la podurile neafectate de degradări, încărcate cu convoaiele corespunzătoare clasei E de încărcare din standardele românești, probabilitatea de cedare este mai mare decât cea impusă în Eurocod la stările limită ultime, întrucât indicele de siguranță β efectiv nu acoperă valoarea prevăzută în Eurocod.

e) Dacă se impune o probabilitate de cedare de 10^{-4} , respectând indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ (prevăzut în Eurocod), factorii de reducere ai acțiunii utile (gruparea 1a) pentru dale consolidate cu placă de suprabetonare, au valori de (Tabelul 4.8):

- 0,20 – 0,30 pentru deschideri 6,00 m – 12,00 m, $h=0.52$ m
- 0,33 – 0,46 pentru deschideri 10,00 m – 16,00 m, $h=0.72$ m
- 0,47 – 0,56 pentru deschideri 14,00 m – 18,00 m, $h=0.80$ m

indicând faptul că soluția consolidată nu asigură probabilități de cedare la nivelul celor cerute în Eurocod, decât dacă se reduce acțiunea de proiectare cu 50-70%, valorile maxime de reducere fiind evidente în domeniul deschiderilor mici.

f) În urma analizei siguranței structurilor de acest tip prin impunerea unor coeficienți de reducere a solicitărilor constanți au rezultat următoarele:

- Pentru o reducere a încărcării utile de 10% ($\alpha_{EN} = 0,90$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-1} - 10^{-3} care nu ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.9, Tabelul 4.30);
- Pentru o reducere a încărcării utile de 20% ($\alpha_{EN}=0,80$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-1} - 10^{-3} care nu ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.9, Tabelul 4.30);

- iii. Pentru o reducere a încărcării utile de 30% ($\alpha_{EN}=0,70$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-1} - 10^{-3} care nu ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.9, Tabelul 4.30);
- g) Dacă se impune o probabilitate de cedare la starea limită ultimă de 10^{-4} (conform Eurocod [90]), această abordare permite stabilirea sporului de capacitate portantă care să acopere prin consolidare deficitul de rezistență necesar pentru preluarea integrală a acțiunilor utile prevăzute în standardele românești [73] (clasa E de încărcare).

4.2. Tablier pe grinzi monolite simplu rezemate

Se folosesc uzual până la deschideri de 30 m la podurile rutiere, având înălțime constantă cu valori de aproximativ $1/7 - 1/16$ din deschidere, fiind realizate din beton armat. Pentru deschideri mai mici (6 – 12 m) se folosesc grinzi late. Grinzile late au înălțimi de $1/12 - 1/15$ din deschidere și o lățime de 1,5 – 2 din înălțimea grinzii. Grinzile sunt dispuse la distanțe de 4.50 – 4.80 m, solidarizate atât transversal, prin antretoaze de reazem și de câmp, cât și longitudinal, prin placă. Grosimea plăcii poate avea între 18 și 25 cm.

Structura considerată are o singură deschidere, simplu rezemată, cu lungimea de 27.00 m și lățime totală de 10.80 m. În secțiune transversală este alcătuită din 2 trotuare aflate în consolă, cu o lățime de 1.50 m fiecare și o parte carosabilă de 7.80 m (Figura 4.16).

Grinzile componente au o înălțime de 1.90 m și grosime de 60 cm, fiind solidarizate la capete prin antretoaze cu grosimea de 25 cm, realizate până la partea inferioară a grinzii monolite. În lungul structurii au mai fost considerate încă patru antretoaze curente, dispuse la distanța de 5.40m și având aceeași grosime ca și cele marginale.

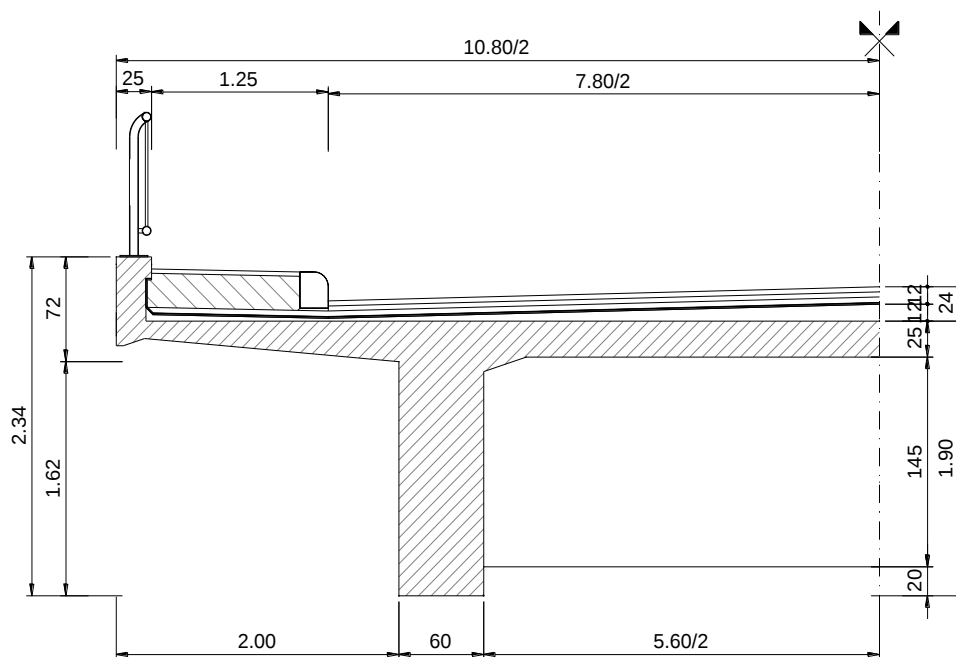


Figura 4.16 Secțiune transversală – Tablier monolit pe grinzi simplu rezemate

Diagramele obținute sunt următoarele:

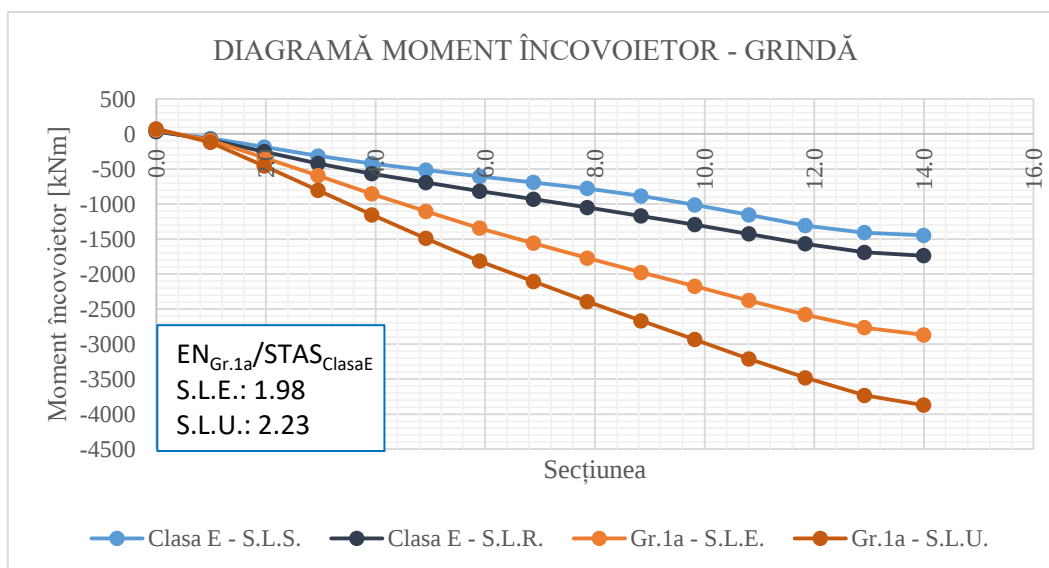


Figura 4.17 Diagramă moment încovoietor – M

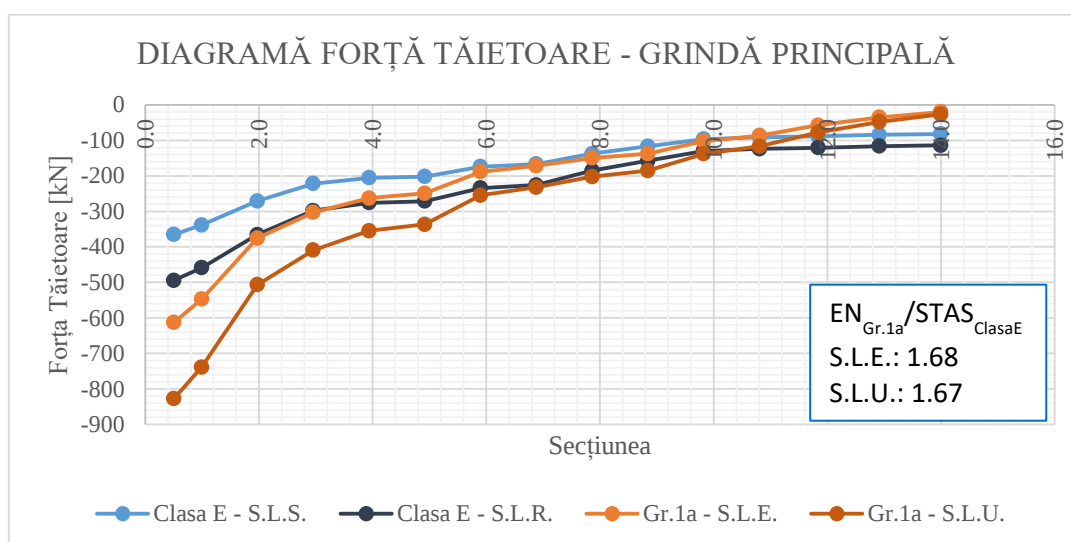


Figura 4.18 Diagramă forță tăietoare – V

4.3. Tablier pe grinzi prefabricate cu armătura aderentă

4.3.1. Grinzi prefabricate din beton precomprimat așezate joantiv și solidarizate cu placă de suprabetonare

În mod curent s-au utilizat grinzi monobloc, în diferite variante constructive [138]. Pentru tabliere solidarizate prin placă monolită între plăcile grinzilor prefabricate, fără antretoaze, s-au folosit grinzi tip cu lungimi de 15.00 – 21.00 m, cu înălțime de 1,00 m. Acestea sunt dispuse câte 8 în secțiune transversală, la distanțe de 1.24 – 1.28 m, în funcție de modul de realizare a trotuarului (monolit sau prefabricat).

În cazul analizei prezentate s-a utilizat un tablier alcătuit din 8 grinzi prefabricate poziționate conform celor prezentate în Figura 4.19, grinzile având o înălțime de 93 cm și fiind solidarizate la capete prin intermediul unei antretoaze de 50 cm grosime. Schema statică este cea de grindă simplu rezemată, având deschiderea de calcul de 18.00 m (Figura 4.19).

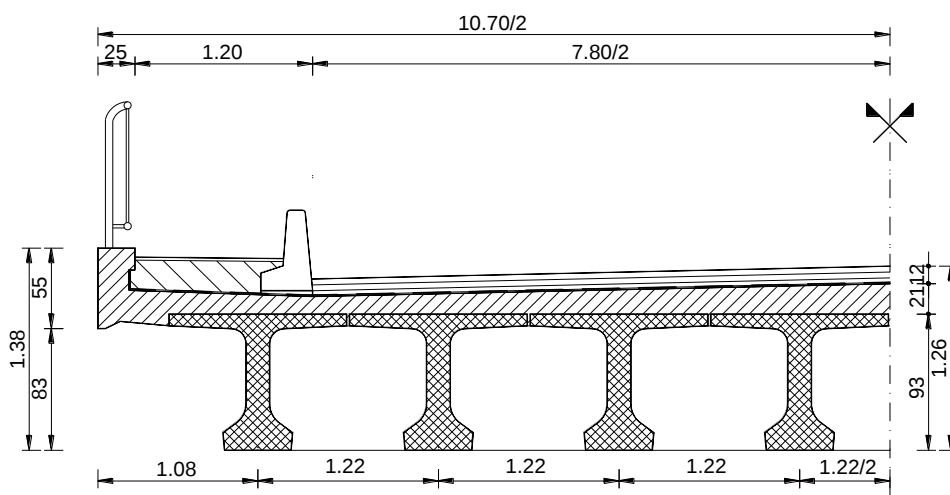


Figura 4.19 Secțiune transversală – Tablier pe grinzi prefabricate din beton precomprimat cu armături aderente

Mai jos sunt prezentate diagramele de eforturi în situațiile cele mai defavorabile, menționând faptul că grinzile au fost numerotate de la stânga la dreapta:

4.3.1.1. Grinda 3

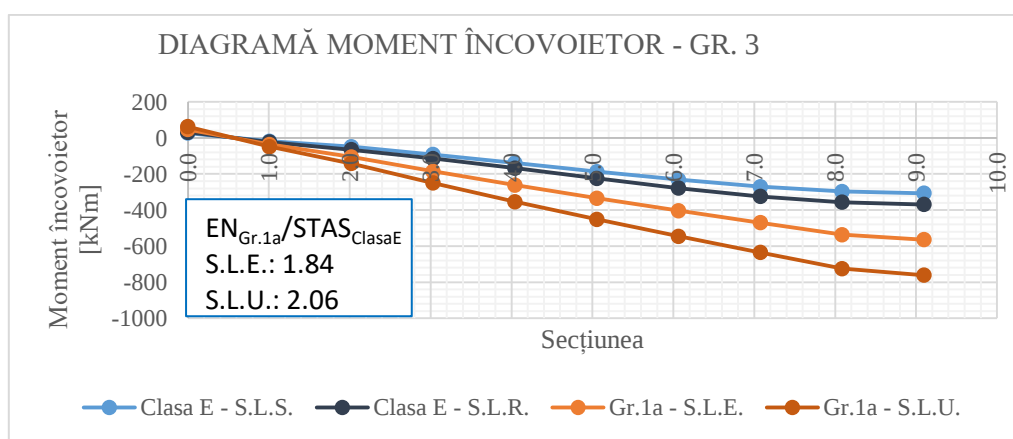


Figura 4.20 Diagramă moment încovoietor – M

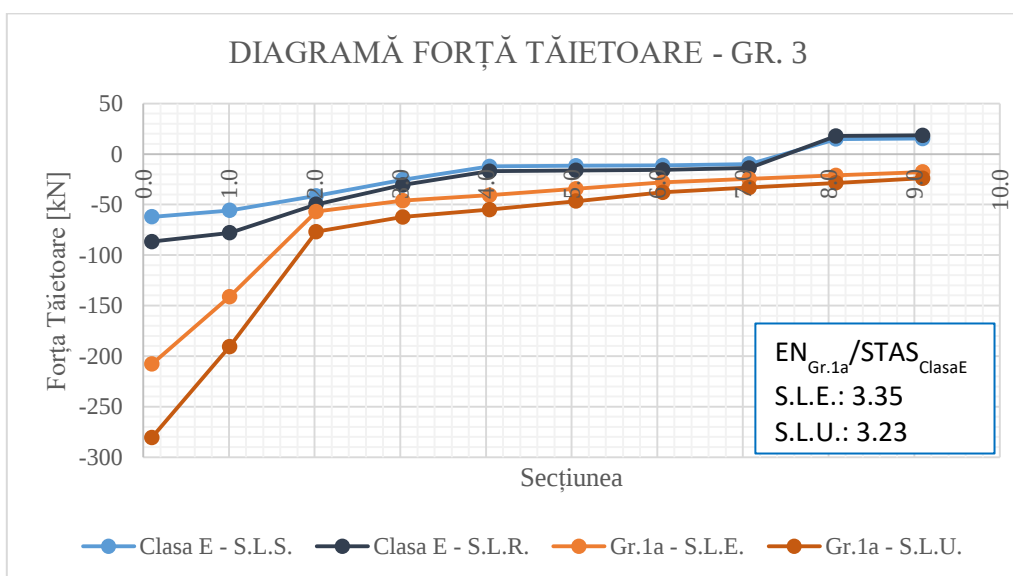


Figura 4.21 Diagramă forță tăietoare – V

4.3.1.2. Grinda 4

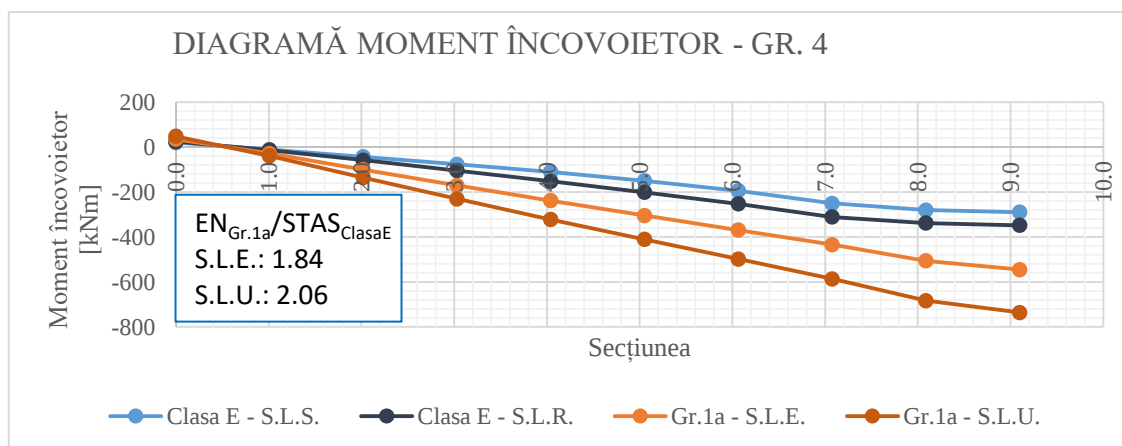


Figura 4.22 Diagramă moment încovoietor – M

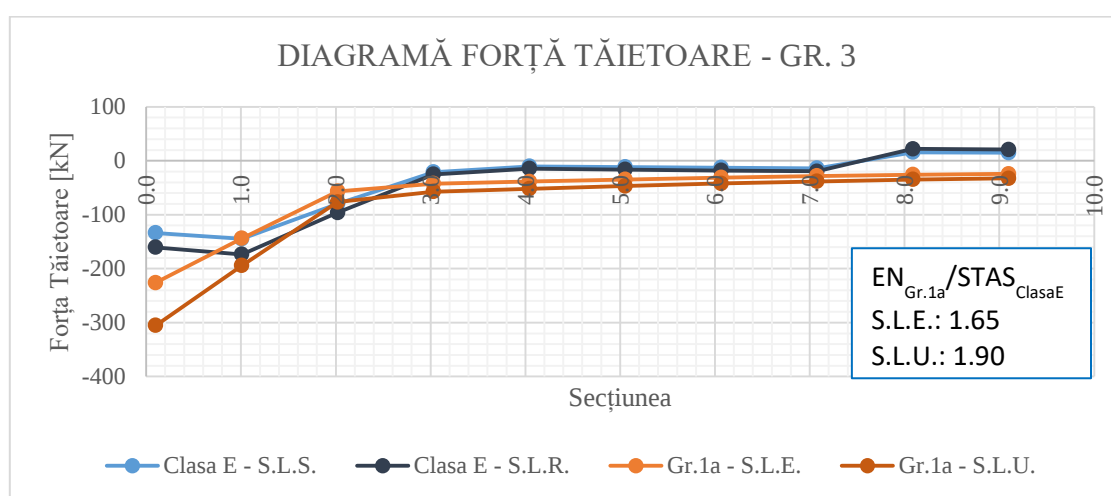


Figura 4.23 Diagramă forță tăietoare – V

4.3.2. Grinzi prefabricate din beton precomprimat cu predale

Tablierul cu această alcătuire are avantajul realizării plăcii de suprabetonare din elemente prefabricate tip predale, utilizate atât ca element de rezistență, dar și sub forma unui cofraj pierdut pentru placa de suprabetonare executată ulterior poziționării acestora.

Folosirea predalelor poate conduce la reducerea duratei de execuție și a costurilor, prin eliminarea eșafodajelor necesare susținerii cofrajului și a armăturii.

Tablierul considerat este alcătuit din 5 grinzi prefabricate, solidarizate la ambele capete, prin antretoaze cu lățimea de 75cm.

Deschiderea de calcul este de 36.00 m, având în secțiune transversală o lățime totală de 11.30 m, compusă din 2 trotuare de 1.50 m fiecare și o parte carosabilă de 7.80 m (Figura 4.24).

Această configurație fiind recent introdusă în țara noastră, a fost considerat în calcul un beton de clasă C40/50 pentru placa de suprabetonare și predale și clasă C60/70 pentru grinzile prefabricate.

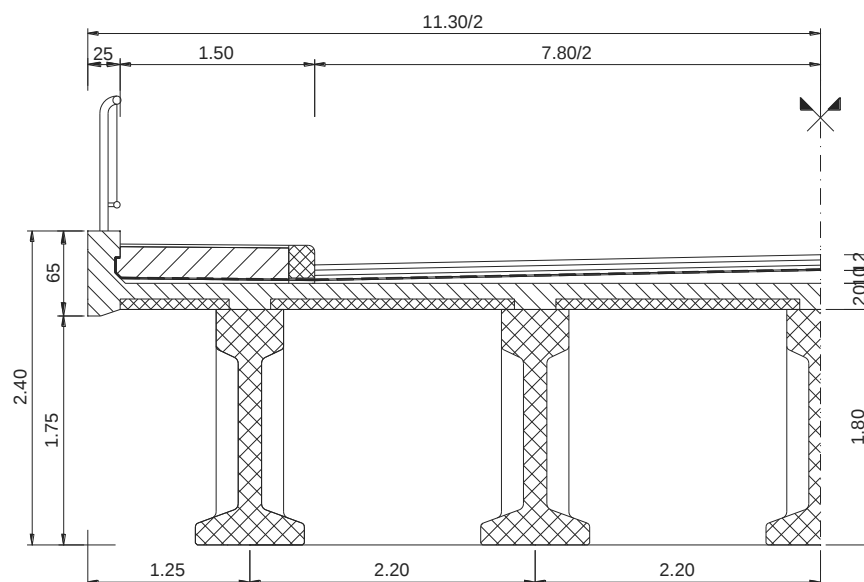


Figura 4.24 Secțiune transversală – Tablier pe grinzi prefabricate cu predale

Eforturile maxime obținute sunt (grinzile au fost numerotate de la stânga la dreapta):

4.3.2.1. Grinda 3

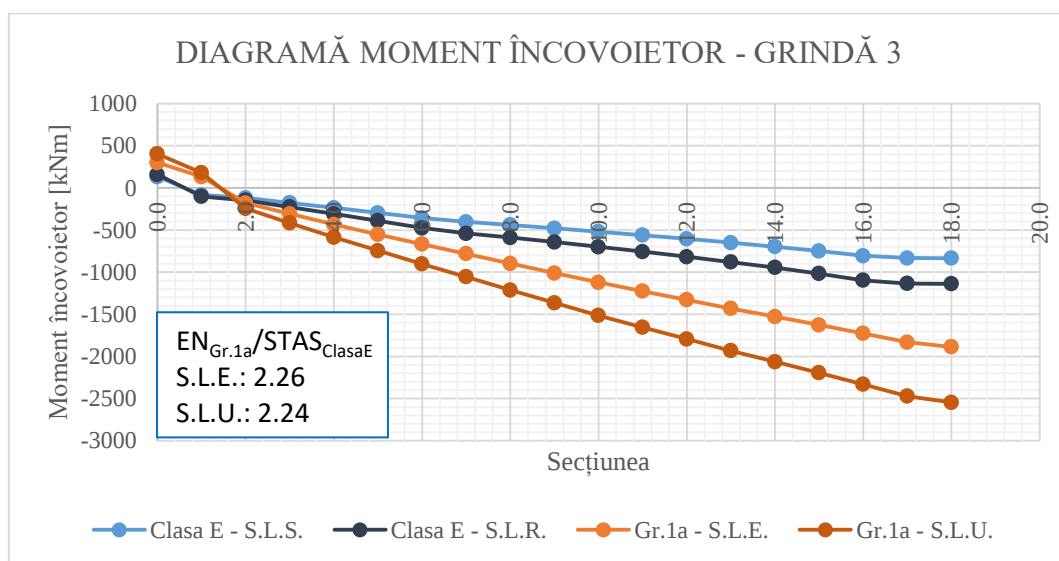


Figura 4.25 Diagramă moment încovoietor – M

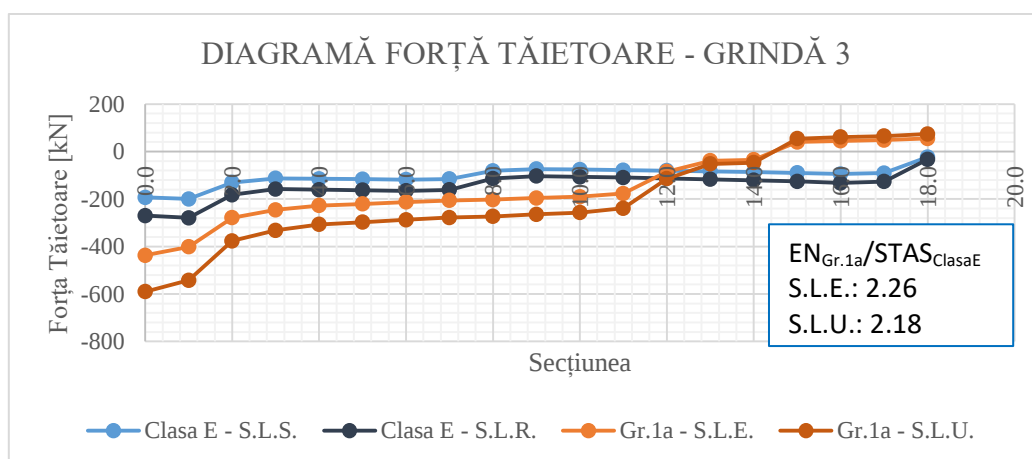


Figura 4.26 Diagramă forță tăietoare – V

4.3.2.2. Grinda 2

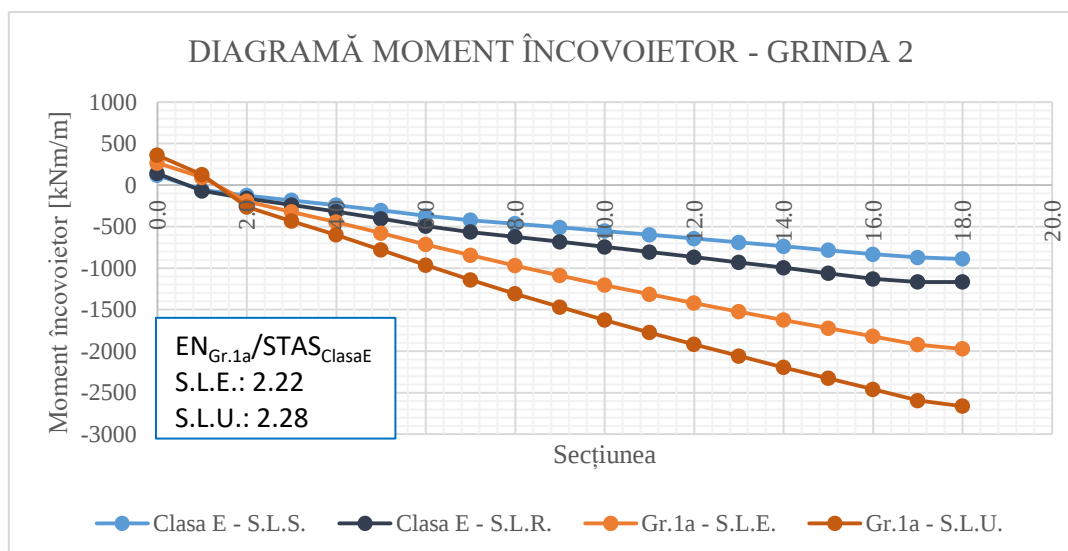


Figura 4.27 Diagramă moment încovoietor – M

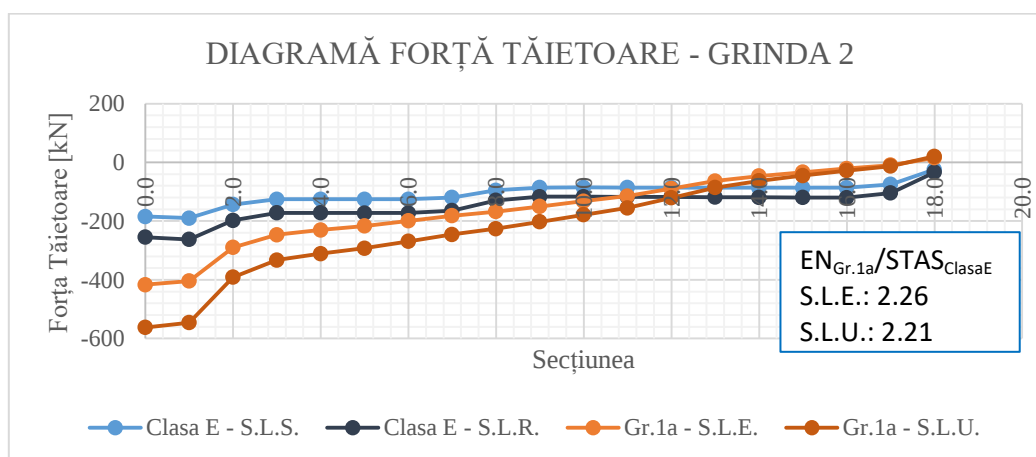


Figura 4.28 Diagramă forță tăietoare – V

4.4. Tabliere pe grinzi prefabricate cu armătură postîntinsă

4.4.1. Tabliere pe grinzi prefabricate **tronsonate**, cu armătură postîntinsă

Grinzile tip cu armături postîntinse cu tronsoane mari, utilizate și în partea de calcul, au lungimi cuprinse între 24.00 m - 40.00 m. Tablierele curente, realizate cu astfel de elemente prefabricate au 4 grinzi în secțiune, dispuse la 2.83 – 3.16 m interax, în funcție de lățimea trotuarului (1.00 m sau 1.50 m) [135].

În practica curentă, s-au utilizat două sisteme constructive :

- grinzi prefabricate tronsonate, realizate din tronsoane mici (lungime circa 2,50-3,00 m);
- grinzi prefabricate tronsonate, realizate din tronsoane mari (trei tronsoane pe deschidere).

În prima variantă, tronsoanele prefabricate mici se solidarizează prin injectare, matare și turnare de mortar de ciment de marcă superioară, cu întărire rapidă, în rosturile de dimensiuni reduse (circa 3 cm).

În a doua variantă, tronsoanele prefabricate se solidarizează prin monolitizarea (soluție beton armat) unor rosturi de 25-35 cm, în care se asigură:

- continuitatea tecilor pentru cablurile de precomprimare;
- beton de calitate similară cu betonul din tronsoane în rosturile de monolitizare.

În ambele variante constructive grinzile se solidarizează transversal cu antretoaze din beton precomprimat (una în câmp și câte una pe fiecare reazem). Între plăcile grinzilor se execută plăci monolite din beton armat cu înălțimea de 18 cm, iar pe exteriorul grinzilor marginale se toarnă plăci în consolă și grinzile de parapet (eventual prefabricate). Peste placa tablierului se realizează un beton de pantă cu înălțimea variabilă, pentru realizarea pantelor transversale și umpluturile de trotuar.

În conformitate cu [66], [67] și [135], pentru domeniul de deschideri menționat s-au proiectat tabliere cu 4 grinzi, cu înălțimi cuprinse între 1,60 m și 2,10 m, conform Tabelul 4.12.

Tabelul 4.12 Caracteristici geometrice grinzi prefabricate tronsonate

Nr.Crt.	Lungime grindă prefabricată (m)	Deschidere (m)	Înălțime (m)
1	24,00	23,25	1,60
2	27,00	26,25	1,60
3	30,00	29,25	1,80
4	36,00	35,25	1,80
5	40,00	39,25	2,10

Au fost verificate tablierele alcătuite din grinzi prefabricate, tronsonate, cu lungime de 40.00 m (înălțime de 2.10 m).

A fost considerată o deschidere de 39.25 m și o lățime totală a tablierului de 11.30 m, partea carosabilă având 7.80 m, iar trotuarul de 1.50 m fără a se lua în considerare grinda de parapet, ajungând la un total de 1.75 m.

Grinzile s-au considerat solidarizate la capete, prin intermediul antretoazelor de capăt cu grosimea de 30 cm, iar în câmp printr-o antretoază cu grosimea de 25 cm.

Elementele structurale prefabricate au fost considerate ca fiind realizate din beton clasă Bc50, iar elementele monolite (placă și antretoaze) ca fiind realizate din beton clasă Bc30, cu caracteristicile specificate în STAS 10111/2-87 [127].

Secțiunea transversală a tablierului analizat este prezentată în Figura 4.29.

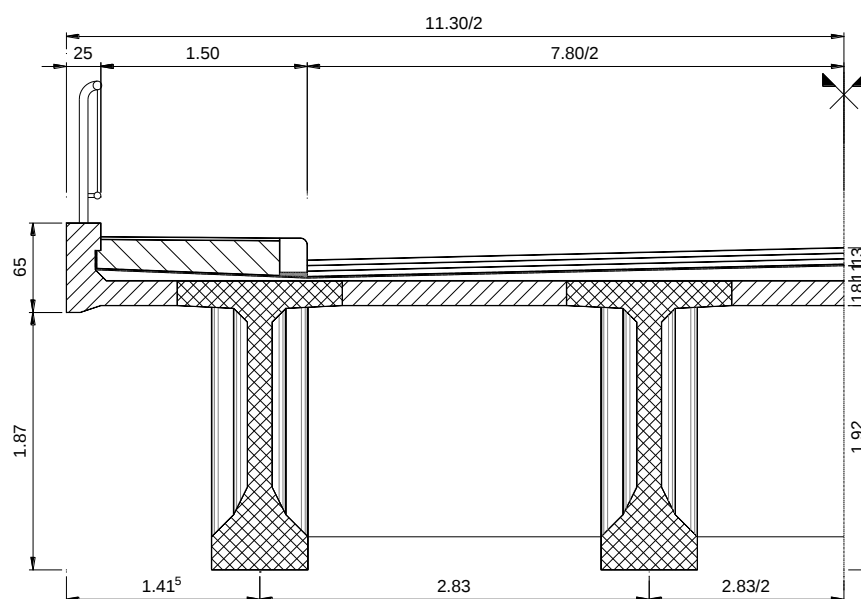


Figura 4.29 Secțiune transversală tablier pe grinzi tip cu lungimea 40.00m

În figurile 4.30 – 4.33 sunt prezentate diagramele de solicitări (moment încovoietor și forță tăietoare) pentru tablierul descris anterior, considerat simplu rezemat, din:

- clasa E de încărcare [73]:
 - la starea limită de serviciu – S.L.S.
 - starea limită de rezistență – S.L.R.
- gruparea 1a (LM1 + sistemele TS și UDL) [96]:
 - la starea limită de exploatare – S.L.E.
 - starea limită ultimă – S.L.U.

Pentru determinarea solicitărilor dominante, s-a utilizat Metoda Elementului Finit (M.E.F.), aplicată în cadrul softului LUSAS versiunea 14.7-10. S-a constatat că rezultatele finale sunt comparabile cu cele obținute prin metoda antretoazei elastice („metoda Leonhardt”, utilizată inițial la proiectarea tablierelor de poduri pe grinzi).

Diagramele de eforturi obținute în urma încărcării cu acțiuni utile sunt:

4.4.1.1. Grinda 1 (Grinda Marginală)

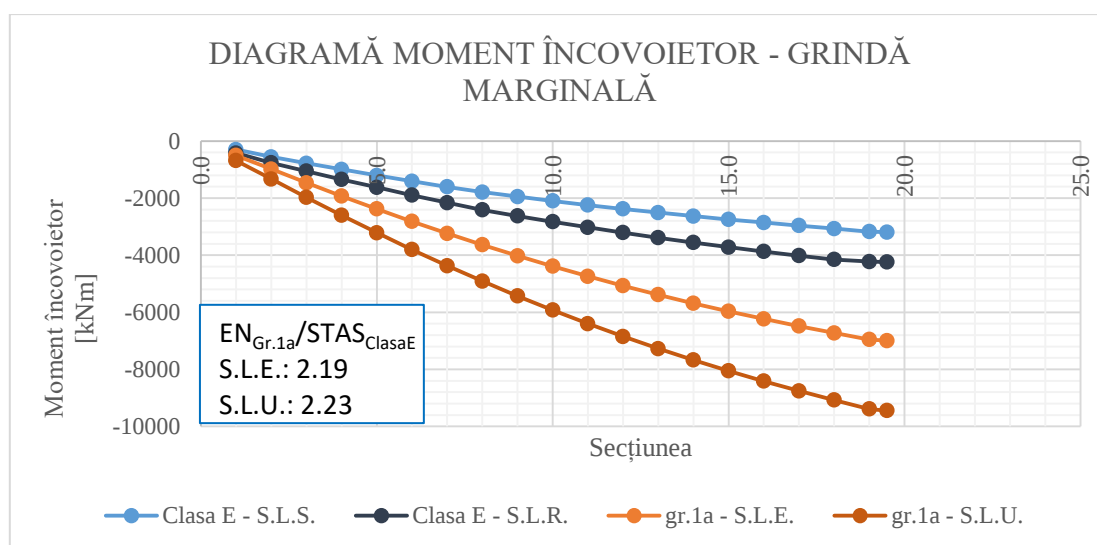


Figura 4.30 Diagrame de moment încovoietor – M în grinda cu L=39,25 m

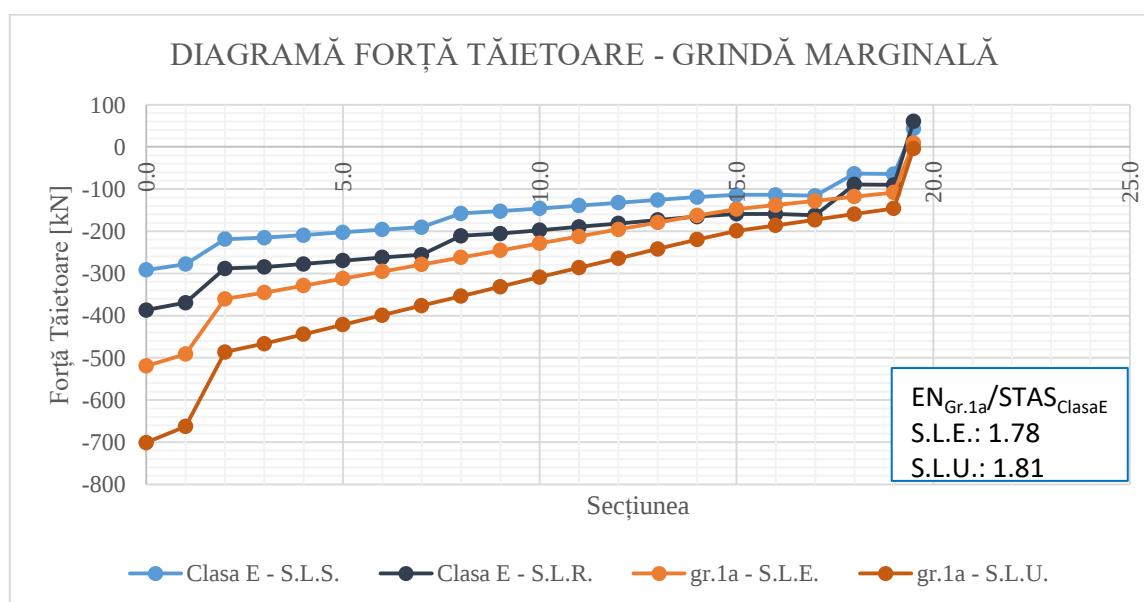


Figura 4.31 Diagrame de forță tăietoare – V în grinda cu L=39,25 m

4.4.1.2. Grinda Centrală

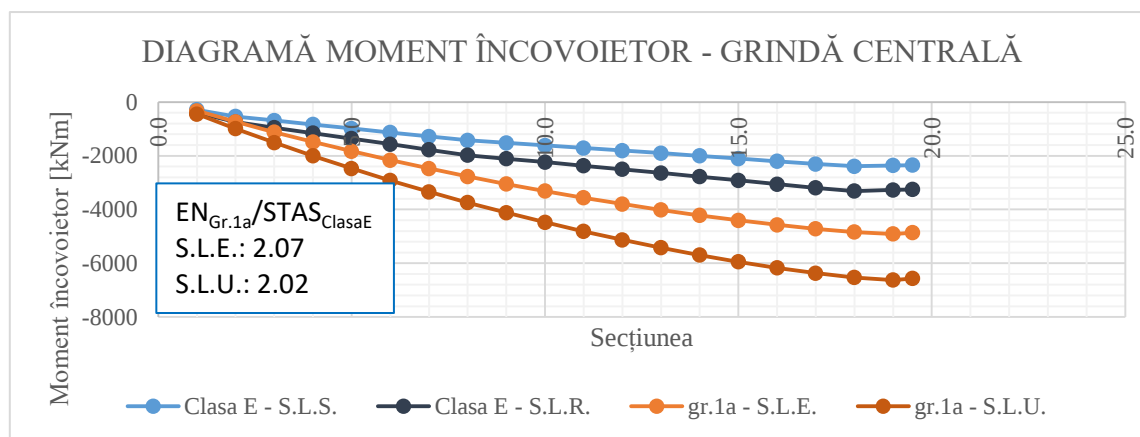


Figura 4.32 Diagrame de moment încovoietor – M în grinda cu L=39,25 m

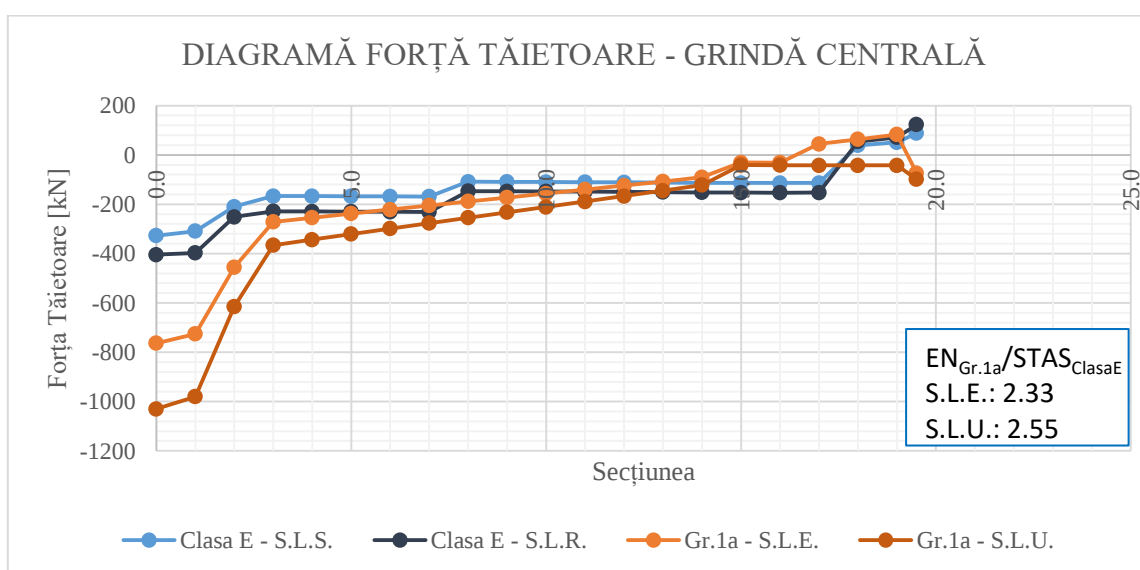


Figura 4.33 Diagrame de forță tăietoare – V în grinda cu L=39,25 m

S-a completat exemplul anterior cu studiul parametric al siguranței (sintetizat în indicii de fiabilitate β) cu lungimi 24,00 – 40,00 m, considerând coeficienți medii de variație pentru încărcări și legile de repartiție curent utilizate în studiile de siguranță, conform Tabelul 4.13.

Tabelul 4.13 Coeficienți medii de variație

Nr. Crt.	Denumire Încărcare	Valori medii	Legea de repartiție	k_i coresp. $p=0,95$	Coeficient de variație mediu (%)	V_R
1	Greutate struct. rezistență	g_{m1}	Gauss	1.645	10%	15%
2	Greutate umplutură	$g_{m2} = b \times g_{m1}$	Gauss	1.645	15%	
3	Acțiune utilă	$u_{mu} = a \times g_{m1}$	Gumble-Max	1.866	25%	

Tabelul 4.14 Momente Încovoietoare caracteristice pe tipuri de grinzi

L_{gr}	L	$M_{g.grinda}$	$M_{g.placa}$	$M_{g.rezist}$	$M_{g.umplut}$	M_g^n	$M_{utile.cIE}$	$M_{utile.EN}$
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
24	23	1015.70	733.30	1749.00	1008.40	2757.40	1664.09	2553.03
27	26	1292.50	914.70	2207.20	1293.00	3500.20	1891.20	2901.46
30	29	1801.60	1138.00	2939.60	1618.70	4558.30	2190.02	3359.91
33	32	2187.70	1361.40	3549.10	1970.00	5519.10	2425.10	3720.57
36	35	3225.10	1724.80	4949.90	2552.60	7502.50	2674.06	4102.52
40	39	3992.40	2094.40	6086.80	3042.90	9129.70	3192.03	4897.18

Tabelul 4.15 Stabilirea rapoartelor de încărcări

L_{gr}	g_1^n	g_2^n	u_{cIE}^n	u_{EN}^n	g_{m1}	g_{m2}	$u_{m.cIE}$	$u_{m.EN}$	b	a_{cIE}	a_{EN}
(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	-	-	-
24	26.45	15.25	25.17	38.61	22.71	12.23	17.16	26.33	0.54	0.76	1.16
27	26.12	15.30	22.38	34.34	22.43	12.27	15.26	23.41	0.55	0.68	1.04
30	27.96	15.40	20.83	31.96	24.01	12.35	14.21	21.79	0.51	0.59	0.91
33	27.73	15.39	18.95	29.07	23.81	12.34	12.92	19.82	0.52	0.54	0.83
36	32.33	16.67	17.46	26.79	27.76	13.37	11.91	18.27	0.48	0.43	0.66
40	32.01	16.00	16.79	25.76	27.49	12.84	11.45	17.56	0.47	0.42	0.64

Tabelul 4.16 Stabilirea indicelui de fiabilitate pentru încărcările obținute în calcul

L_{gr}	$V_{s.cIE}$	$V_{s.EN}$	C_0^{cIE}	C_0^{EN}	$V_R=15\%$	
(m)	(%)	(%)	-	-	β^{cIE}	β^{EN}
24	9.96%	13.57%	2.141	1.639	3.393	2.275
27	9.59%	12.99%	2.205	1.723	3.498	2.499
30	9.24%	12.38%	2.332	1.862	3.682	2.822
33	9.01%	11.94%	2.383	1.933	3.751	2.976
36	8.56%	10.96%	2.570	2.162	3.976	3.394
40	8.52%	10.87%	2.608	2.200	4.016	3.454

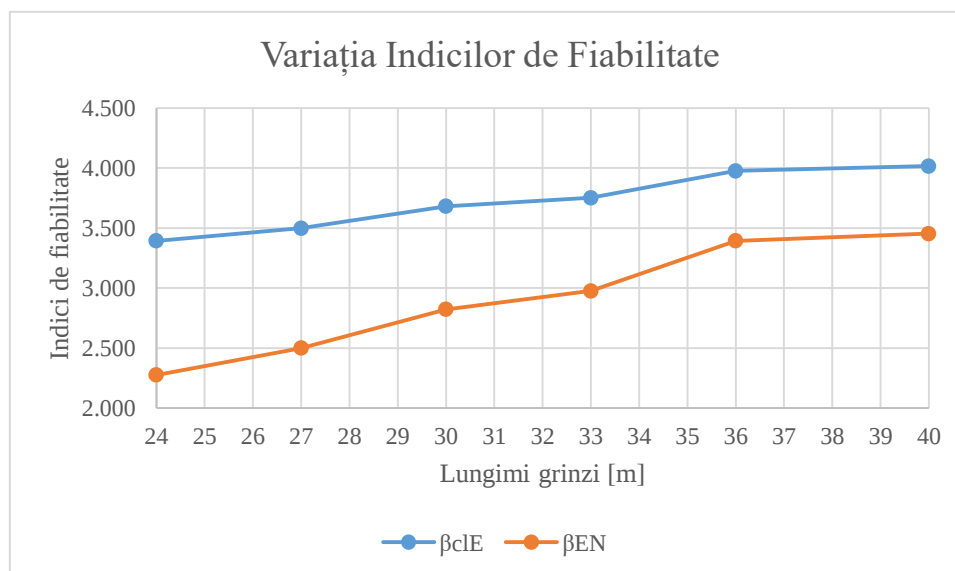


Figura 4.34 Variația indicilor de fiabilitate la tablierelor realizate din grinzi prefabricate tronsonate (conform cu Tabelul 4.16)

Tabelul 4.17 Stabilirea factorilor α_{EN} de reducere a acțiunilor utile din Eurocod pentru atingerea indicelui de fiabilitate stabilit conform standardelor Europene

L _{gr}	M _{g.rezist}	M _{g.umplut}	M _{gⁿ}	M _{utile.clE}	M _{utile.EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
						β^{clE}	β^{EN}		
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
24	1749.00	1008.40	2757.40	1664.09	1276.52	3.393	3.854	10 ⁻⁴	0.350
27	2207.20	1293.00	3500.20	1891.20	1657.98	3.498	3.818	10 ⁻⁴	0.400
30	2939.60	1618.70	4558.30	2190.02	2159.94	3.682	3.880	10 ⁻⁴	0.450
33	3549.10	1970.00	5519.10	2425.10	2657.55	3.751	3.858	10 ⁻⁴	0.500
36	4949.90	2552.60	7502.50	2674.06	4102.52	3.976	3.813	10 ⁻⁴	0.700
40	6086.80	3042.90	9129.70	3192.03	4897.18	4.016	3.860	10 ⁻⁴	0.700

Tabelul 4.18 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,90$

L _{gr}	M _{g.rezist}	M _{g.umplut}	M _{gⁿ}	M _{utile.clE}	M _{utile.EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
						β^{clE}	β^{EN}		
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
24	1749.00	1008.40	2757.40	1664.09	3282.47	3.393	2.511	10 ⁻²	0.900
27	2207.20	1293.00	3500.20	1891.20	3730.45	3.498	2.716	10 ⁻²	0.900
30	2939.60	1618.70	4558.30	2190.02	4319.89	3.682	3.014	10 ⁻²	0.900
33	3549.10	1970.00	5519.10	2425.10	4783.58	3.751	3.153	10 ⁻³	0.900
36	4949.90	2552.60	7502.50	2674.06	5274.67	3.976	3.534	10 ⁻³	0.900
40	6086.80	3042.90	9129.70	3192.03	6296.38	4.016	3.590	10 ⁻³	0.900

Tabelul 4.19 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,80$

L _{gr}	M _{g.rezist}	M _{g.umplut}	M _{gⁿ}	M _{utile.clE}	M _{utile.EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
						β^{clE}	β^{EN}		
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
24	1749.00	1008.40	2757.40	1664.09	2917.75	3.393	2.752	10 ⁻²	0.800
27	2207.20	1293.00	3500.20	1891.20	3315.95	3.498	2.936	10 ⁻²	0.800
30	2939.60	1618.70	4558.30	2190.02	3839.90	3.682	3.208	10 ⁻³	0.800
33	3549.10	1970.00	5519.10	2425.10	4252.07	3.751	3.331	10 ⁻³	0.800
36	4949.90	2552.60	7502.50	2674.06	4688.60	3.976	3.674	10 ⁻³	0.800
40	6086.80	3042.90	9129.70	3192.03	5596.78	4.016	3.726	10 ⁻⁴	0.800

Tabelul 4.20 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,70$

L _{gr}	M _{g.rezist}	M _{g.umplut}	M _{gⁿ}	M _{utile.clE}	M _{utile.EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
						β^{clE}	β^{EN}		
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)				
24	1749.00	1008.40	2757.40	1664.09	2553.03	3.393	2.996	10 ⁻²	0.700
27	2207.20	1293.00	3500.20	1891.20	2901.46	3.498	3.157	10 ⁻³	0.700
30	2939.60	1618.70	4558.30	2190.02	3359.91	3.682	3.401	10 ⁻³	0.700
33	3549.10	1970.00	5519.10	2425.10	3720.57	3.751	3.508	10 ⁻³	0.700
36	4949.90	2552.60	7502.50	2674.06	4102.52	3.976	3.813	10 ⁻⁴	0.700
40	6086.80	3042.90	9129.70	3192.03	4897.18	4.016	3.860	10 ⁻⁴	0.700

În această analiză parametrică s-a studiat siguranța tablierelor de poduri pe grinzi tronsonate tip IPTANA [135] cu lungimi între 24,00 m – 40,00 m cu geometria și alcătuirea utilizată în mod curent pe drumurile naționale. Pentru coeficienții de variație ai rezistențelor și

legile de repartiție care influențează siguranța – precizați în Tabelul 4.13 – s-au stabilit, în modelul de siguranță „diferență”, factorii posibili de reducere (α_{EN}) a acțiunii utile care asigură un nivel de probabilitate de cedare propusă în Eurocoduri. Se constată următoarele:

- a) Factorii de reducere sunt puternic influențați de deschidere întrucât ponderea acțiunii utile descrește cu deschiderea;
- b) Dacă se aplică integral, pe clasa de structuri studiate, acțiunile utile prevăzute în standardele românești și standardele europene, se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare funcție de deschidere (Tabelul 4.12 și Figura 4.34). Pentru deschideri peste 33,00 m, la podurile neafectate de degradări, încărcate cu convoaiele corespunzătoare clasei E din standardele românești, probabilitatea de cedare este mai mică de cea impusă în Eurocod [90] la stările limită ultime (tabelul 4.16 și Figura 4.34);
- c) Dacă se impune o probabilitate de cedare de 10^{-4} , respectând indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ (prevăzuți în Eurocod [90]), factorii de reducere ai acțiunii utile, pentru deschideri 24,00 m – 33,00 m, sunt sub 0,50. Pentru deschideri peste 33,00 m, acești factori de reducere se stabilizează la 0,70, putând fi aplicați la tablierele cu aceste deschideri (Tabelul 4.17);
- d) În urma analizei siguranței structurilor de acest tip prin impunerea unor coeficienți de reducere a solicitărilor constanți au rezultat următoarele:
 - i. Pentru o reducere a acțiunii utile de 10% ($\alpha_{EN} = 0,90$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-2} - 10^{-3} care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.18) ;
 - ii. Pentru o reducere a încărcării utile de 20% ($\alpha_{EN} = 0,80$) probabilitatea de cedare devine 10^{-2} - 10^{-3} pentru deschiderile până la 36,00 m care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu. La deschiderile mari peste 36,00 m, probabilitatea de cedare scade la 10^{-4} , acceptabilă pentru stările limită ultime (Tabelul 4.19);
 - iii. Pentru o reducere a încărcării utile de 30% ($\alpha_{EN} = 0,70$) probabilitatea de cedare devine 10^{-3} pentru deschiderile până la 33,00 m care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu. La deschiderile mari peste 33,00 m, probabilitatea de cedare scade la 10^{-4} , acceptabilă pentru stările limită ultime (Tabelul 4.20);
- e) Dacă se impune o probabilitate de cedare la starea limită ultimă de 10^{-4} (conform Eurocod [90]), această abordare permite stabilirea sporului de capacitate portantă care să acopere prin consolidare deficitul de rezistență necesar pentru preluarea integrală a acțiunilor utile prevăzute în standardele românești [73] (clasa E de încărcare).

4.4.2. Tabliere pe grinzi prefabricate cu armătură postîntinsă – Monobloc

Grinzile tip cu armături postîntinse monobloc, utilizate în studiu, au lungimi cuprinse între 21.00 m și 30.00 m. Tablierele realizate cu astfel de elemente prefabricate au 4 sau 6 grinzi în secțiune (în calculul curent au fost analizate numai soluțiile cu 4 grinzi în secțiune), dispuse la 2.70 m interax, cu o lățime a trotuarului egală cu 1.00 m [136], [137]. Grinzile se solidarizează transversal cu antretoaze din beton precomprimat (una în câmp și câte una pe fiecare reazem). Între plăcile grinzilor se realizează plăci monolite, iar pe exteriorul grinzilor marginale se toarnă plăci în consolă și grinzi de parapet, pentru realizarea trotuarelor. Peste placa tablierului se realizează un beton de pantă cu înălțimea variabilă, pentru realizarea pantelor transversale.

Grinzile prefabricate utilizate au următoarele caracteristici constructive: lungimi pornind de la 21.00 m până la 30.00 m, cu înălțime variabilă în funcție de deschiderea de calcul (pornind de la 1.40 m în cazul grinzilor cu lungime totală de 21.00 m și ajungând la 1.90 m în cazul grinzilor de 30.00 m) conform Tabelul 4.21.

Tabelul 4.21 Caracteristici geometrice grinzi prefabricate monobloc

Nr.Crt.	Lungime grindă prefabricată (m)	Deschidere (m)	Înălțime (m)
1	21,00	20,30	1,40
2	24,00	23,30	1,60
3	27,00	26,30	1,75
4	30,00	29,30	1,90

S-au verificat tablierele cu lățimea totală a de 10.20 m (parte carosabilă 7.80 m și trotuare de 2 x 1.00 m), comparabile cu tablierele studiate în paragraful anterior.

Grinzile s-au considerat solidarizate la capete prin intermediul antretoazelor de capăt cu grosimea de 30 cm și în câmp printr-o antretoază cu grosimea de 25 cm.

Elementele structurale prefabricate au fost considerate ca fiind realizate din beton clasă B500 în cazul grinzilor cu lungime de 21.00 m și clasă B400 în cazul celorlalte lungimi, iar elementele de monolitizare (placă și antretoaze) din beton clasă B400, cu caracteristicile specificate în STAS 10111/2-87 [127].

În cele prezentate mai jos este realizată analiza fiabilității suprastructurilor descrise anterior, asemănător grinzilor prefabricate cu armătură postîntinsă, realizată din tronsoane.

S-au analizat, pentru tablierul descris anterior, considerat simplu rezemat, solicitările maxime provenite din:

- clasa E de încărcare [73]:
 - la starea limită de serviciu – S.L.S.
 - starea limită de rezistență – S.L.R.
- gruparea 1a (LM1 + sistemele TS și UDL) [96]:
 - la starea limită de exploatare – S.L.E.
 - starea limită ultimă – S.L.U.

Întrucât în unele situații grinzi prefabricate monobloc au fost proiectate la clasa II de fisurare (ceea ce a permis reducerea cantității armaturii de precomprimare și implicit a momentelor capabile) s-a considerat că această reducere de solicitare din încărcările utile este comparabilă pentru clasa II de fisurare cu reducerea de moment încovoietor corespunzătoare considerării clasei I de încărcare.

Pe acest considerent studiul parametric de siguranță a fost efectuat:

- pentru tablierele verificate la clasa I de fisurare cu vehiculele clasei E de încărcare
- pentru tablierele verificate la clasa II de fisurare cu vehiculele clasei I de încărcare

Pentru determinarea solicitărilor dominante, s-a utilizat Metoda Elementului Finit (M.E.F.), aplicată în cadrul softului LUSAS versiunea 14-2015. S-a constatat că rezultatele finale sunt comparabile cu cele obținute prin metoda antretoazei elastice („metoda Leonhardt”, utilizată inițial la proiectarea tablierelor de poduri pe grinzi).

Tabelul 4.22 Coeficienți medii de variație

Nr. Crt.	Denumire Încărcare	Valori medii	Legea de repartiție	k_i coresp. $p=0,95$	Coeficient de variație mediu (%)	V_R
1	Greutate struct. rezistență	g_{m1}	Gauss	1.645	10%	15%
2	Greutate umplutură	$g_{m2} = b \times g_{m1}$	Gauss	1.645	15%	
3	Acțiune utilă	$u_{mu} = a \times g_{m1}$	Gumble-Max	1.866	25%	

Tabelul 4.23 Momente încovoietoare caracteristice din clasa I/Gr1a

L_{gr}	L	$M_{g,grinda}$	$M_{g,placa}$	$M_{g,rezist}$	$M_{g,umplut}$	M_g^n	$M_{utile,cl-I}$	$M_{utile,EN}$
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
21	20.3	768.98	594.00	1362.98	681.61	2044.59	1422.90	2384.45
24	23.3	1084.60	808.92	1893.52	919.06	2812.59	1886.62	3048.77
27	26.3	1428.61	1035.18	2463.79	1173.72	3637.51	2412.75	3735.07
30	29.3	1839.03	1296.91	3135.94	1471.92	4607.86	2994.50	4497.39

Tabelul 4.24 Rapoarte de încărcări clasa I/Gr1a

L_{gr}	g_1^n	g_2^n	u_{cl}^n	u_{EN}^n	g_{m1}	g_{m2}	$u_{m,cl-I}$	$u_{m,EN}$	b	a_{cl-I}	a_{EN}
(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	-	-	-
21	26.46	13.23	27.62	46.29	22.72	10.61	18.84	31.56	0.47	0.83	1.39
24	27.90	13.54	27.80	44.93	23.96	10.86	18.96	30.64	0.45	0.79	1.28
27	28.50	13.58	27.91	43.20	24.47	10.89	19.03	29.46	0.44	0.78	1.20
30	29.22	13.72	27.90	41.91	25.09	11.00	19.03	28.58	0.44	0.76	1.14

Tabelul 4.25 Indice de fiabilitate β pentru clasa I/Gr1a

L_{gr}	$V_{s,clI}$	$V_{s,EN}$	C_0^{cl-I}	C_0^{EN}	$V_R=15\%$	
(m)	(%)	(%)	-	-	β^{cl-I}	β^{EN}
21	10.48%	12.89%	2.139	1.833	3.374	2.743
24	10.33%	12.51%	2.188	1.916	3.453	2.923
27	10.28%	12.24%	2.210	1.976	3.485	3.044
30	10.21%	11.98%	2.236	2.031	3.525	3.150

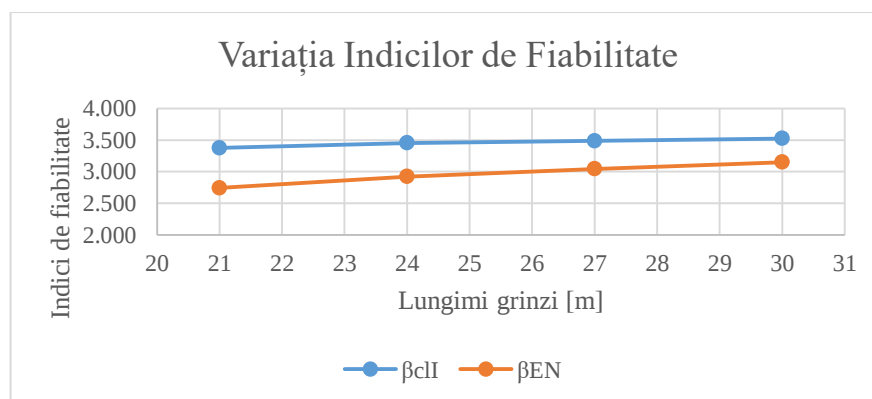


Figura 4.35 Variația indicilor de fiabilitate pentru tabliere pe grinzi prefabricate, din beton precomprimat, monobloc – clasa I de încărcare/Eurocod (conform cu Tabelul 4.25)

Tabelul 4.26 Momente Încovoietoare caracteristice clasa E/Gr1a

L_{gr}	L	$M_{g.grinda}$	$M_{g.placa}$	$M_{g.rezist}$	$M_{g.umplut}$	M_g^n	$M_{utile.clE}$	$M_{utile.EN}$
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
21	20.3	768.98	594.00	1362.98	681.61	2044.59	1536.25	2384.45
24	23.3	1084.60	808.92	1893.52	919.06	2812.59	2004.74	3048.77
27	26.3	1428.61	1035.18	2463.79	1173.72	3637.51	2503.64	3735.07
30	29.3	1839.03	1296.91	3135.94	1471.92	4607.86	3032.97	4497.39

Tabelul 4.27 Rapoarte de încărcări clasa E/Gr1a

L_{gr}	g_1^n	g_2^n	u_{clE}^n	u_{EN}^n	g_{m1}	g_{m2}	$u_{m.clE}$	$u_{m.EN}$	b	a_{clE}	a_{EN}
(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	-	-	-
21	26.46	13.23	29.82	46.29	22.72	10.61	20.34	31.56	0.47	0.90	1.39
24	27.90	13.54	29.54	44.93	23.96	10.86	20.14	30.64	0.45	0.84	1.28
27	28.50	13.58	28.96	43.20	24.47	10.89	19.75	29.46	0.44	0.81	1.20
30	29.22	13.72	28.26	41.91	25.09	11.00	19.27	28.58	0.44	0.77	1.14

Tabelul 4.28 Indice de fiabilitate β pentru clasa E/Gr1a

L_{gr}	$V_{s.clE}$	$V_{s.EN}$	C_0^{clE}	C_0^{EN}	$V_R=15\%$	
(m)	(%)	(%)	-	-	β^{clE}	β^{EN}
21	10.79%	12.89%	2.079	1.833	3.270	2.743
24	10.57%	12.51%	2.141	1.916	3.374	2.923
27	10.43%	12.24%	2.181	1.976	3.439	3.044
30	10.25%	11.98%	2.226	2.031	3.510	3.150

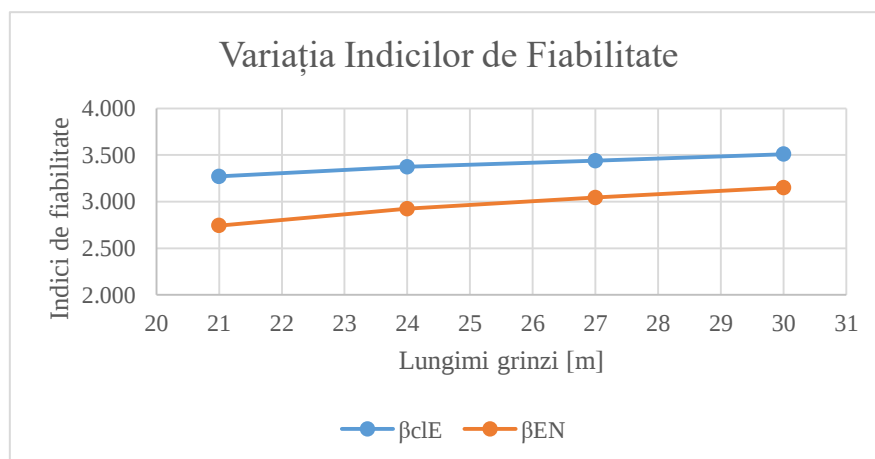


Figura 4.36 Variația indicilor de fiabilitate pentru tabliere pe grinzi prefabricate, din beton precomprimat, monobloc – clasa E de încărcare/Eurocod (conform cu Tabelul 4.28)

Tabelul 4.29 Stabilirea factorilor α_{EN} de reducere a acțiunilor utile din Eurocod pentru atingerea indicelui de fiabilitate stabilit conform standardelor Europene

L _{gr}	M _{g,rezist}	M _{g,umplut}	M _g ⁿ	M _{utile,clE}	M _{utile,EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β^{clE}	β^{EN}		
21	1362.98	681.61	2044.59	1536.25	1073.00	3.270	3.880	10 ⁻⁴	0.450
24	1893.52	919.06	2812.59	2004.74	1524.38	3.374	3.877	10 ⁻⁴	0.500
27	2463.79	1173.72	3637.51	2503.64	2054.29	3.439	3.855	10 ⁻⁴	0.550
30	3135.94	1471.92	4607.86	3032.97	2698.43	3.510	3.832	10 ⁻⁴	0.600

Tabelul 4.30 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,90$

L _{gr}	M _{g,rezist}	M _{g,umplut}	M _g ⁿ	M _{utile,clE}	M _{utile,EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β^{clE}	β^{EN}		
21	1362.98	681.61	2044.59	1536.25	2146.01	3.270	2.948	10 ⁻²	0.900
24	1893.52	919.06	2812.59	2004.74	2743.89	3.374	3.114	10 ⁻³	0.900
27	2463.79	1173.72	3637.51	2503.64	3361.56	3.439	3.225	10 ⁻³	0.900
30	3135.94	1471.92	4607.86	3032.97	4047.65	3.510	3.321	10 ⁻³	0.900

Tabelul 4.31 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,80$

L _{gr}	M _{g,rezist}	M _{g,umplut}	M _g ⁿ	M _{utile,clE}	M _{utile,EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β^{clE}	β^{EN}		
21	1362.98	681.61	2044.59	1536.25	1907.56	3.270	3.156	10 ⁻³	0.800
24	1893.52	919.06	2812.59	2004.74	2439.01	3.374	3.305	10 ⁻³	0.800
27	2463.79	1173.72	3637.51	2503.64	2988.06	3.439	3.406	10 ⁻³	0.800
30	3135.94	1471.92	4607.86	3032.97	3597.91	3.510	3.492	10 ⁻³	0.800

Tabelul 4.32 Stabilirea indicilor de fiabilitate și a probabilității de cedare considerând factorul de reducere $\alpha_{EN} = 0,70$

L _{gr}	M _{g,rezist}	M _{g,umplut}	M _g ⁿ	M _{utile,clE}	M _{utile,EN}	V _R =15%		P _f	Factori α_{EN}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	β^{clE}	β^{EN}		
21	1362.98	681.61	2044.59	1536.25	1669.12	3.270	3.364	10 ⁻³	0.700
24	1893.52	919.06	2812.59	2004.74	2134.14	3.374	3.497	10 ⁻³	0.700
27	2463.79	1173.72	3637.51	2503.64	2614.55	3.439	3.586	10 ⁻³	0.700
30	3135.94	1471.92	4607.86	3032.97	3148.17	3.510	3.663	10 ⁻³	0.700

În această a doua analiză parametrică s-a studiat siguranța tablierelor de poduri pe grinzi monobloc tip IPTANA cu lungimi între 21,00 m – 30,00 m cu geometria și alcătuirea utilizată în mod curent pe drumurile naționale. Pentru coeficienții de variație ai rezistențelor și legile de repartiție care influențează siguranța – precizați în Tabelul 4.22 – s-au stabilit, în modelul de

siguranță „diferență”, factorii posibili de reducere (α_{EN}) a acțiunii utile care asigură un nivel de probabilitate de cedare propusă în Eurocoduri. Se constată următoarele:

- a) Factorii de reducere sunt puternic influențați de deschidere întrucât ponderea acțiunii utile descrește cu deschiderea;
- b) Dacă se aplică integral, pe clasa de structuri studiate, acțiunile utile prevăzute în standardele românești (clasele I și E de încărcare) și standardele europene (gruparea 1a), se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare, funcție de deschidere, astfel:
 - coeficientul central de siguranță corespunzător clasei I de încărcare 2,14 – 2,44 (Tabelul 4.25)
 - indicele de fiabilitate corespunzător clasei I de încărcare 3,37-3,53
 - coeficientul central de siguranță corespunzător grupării 1a din Eurocod [96] 1,83 – 2,03 (Tabelul 4.25)
 - indicele de fiabilitate corespunzător grupării 1a din Eurocod [96] 2,75-3,15
- c) Pentru deschiderile analizate, la podurile neafectate de degradări, încărcate cu convoaiele corespunzătoare clasei E de încărcare din standardele românești, probabilitatea de cedare este mai mare decât cea impusă în Eurocod la stările limită ultime, întrucât indicele de siguranță β efectiv nu acoperă valoarea prevăzută în Eurocod.

Dacă se impune o probabilitate de cedare de 10^{-4} , respectând indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ (prevăzuți în Eurocod [90]), factorii de reducere ai acțiunii utile, pentru deschideri 21,00 m – 30,00 m, sunt sub 0,60 (Tabelul 4.29);

- d) În urma analizei siguranței structurilor de acest tip prin impunerea unor coeficienți de reducere a solicitărilor constanți au rezultat următoarele:
 - i. Pentru o reducere a încărcării utile de 10% ($\alpha_{EN} = 0,90$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-2} - 10^{-3} care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.30);
 - ii. Pentru o reducere a încărcării utile de 20% și 30% ($\alpha_{EN}=0,80$ sau 0,70) probabilitatea de cedare devine 10^{-3} (Tabelul 4.31 și Tabelul 4.32) care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.30);
- e) Dacă se impune o probabilitate de cedare la starea limită ultimă de 10^{-4} (conform Eurocod [90]), această abordare permite stabilirea sporului de capacitate portantă care să acopere prin consolidare deficitul de rezistență necesar pentru preluarea integrală a acțiunilor utile prevăzute în standardele românești [73] (clasa E de încărcare).

4.5. Tablier mixt pe 2 grinzi

În mod curent, acestea sunt realizate din grinzi metalice cu diverse alcătuiți, solidarizate transversal cu antretoaze metalice, iar la partea superioară printr-o placă din beton armat, cu care conlucrează prin intermediul unor conectori. Secțiunile grinzilor pot fi deschise sau casetate, cu inimă plină sau grinzi cu zăbrele.

Pot avea deschideri de 40,00 – 80,00 m. În funcție de condițiile specifice tablierului, placa de beton poate fi executată monolit dar și din elemente prefabricate. Tablierele simplu rezemate asigură solicitarea la compresiune a plăcii pe toată lungimea tablierului.

Tablierul considerat are deschiderea de 50.00 m și o lățime totală de 10.30 m. În secțiune transversală este compus din 2 grinzi metalice cu inima de 2500 x 15 mm, talpa superioară de 300 x 20 mm și talpa inferioară alcătuită din 2 platbande, una de 800 x 40 mm și alta de 700 x 40 mm. Grinzile principale sunt solidarizate la partea superioară prin intermediul plăcii de suprabetonare din beton armat, cu grosime constantă egală cu 25 cm, realizată din beton clasă C35/45.

Cele 2 grinzi sunt solidarizate prin intermediul a 2 antretoaze dispuse la capete cu inima de 1650 x 12 mm și tălpile de 300 x 25 mm și alte 7 antretoaze curente dispuse la 6.25 m una față de cealaltă, cu inima de 1050 x 12 și tălpi de 250 x 25.

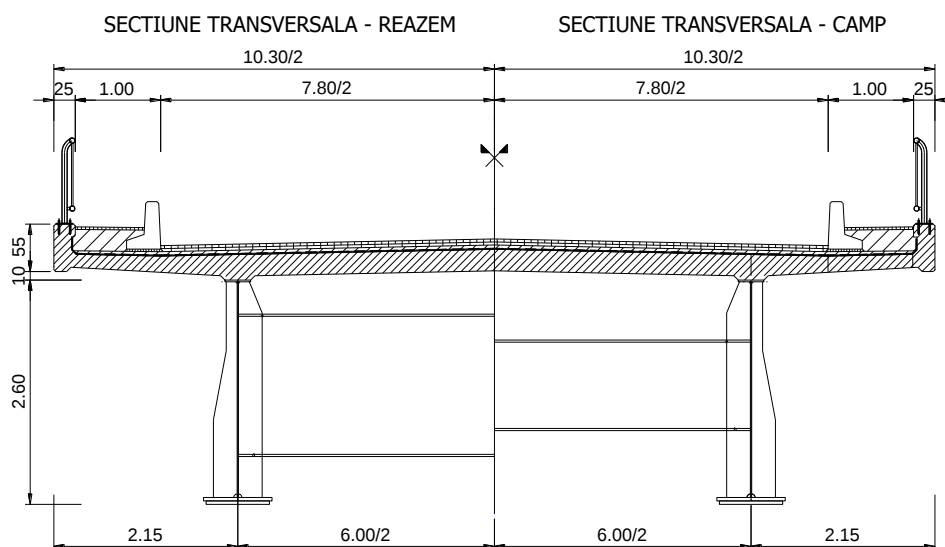


Figura 4.37 Tablier mixt oțel-beton

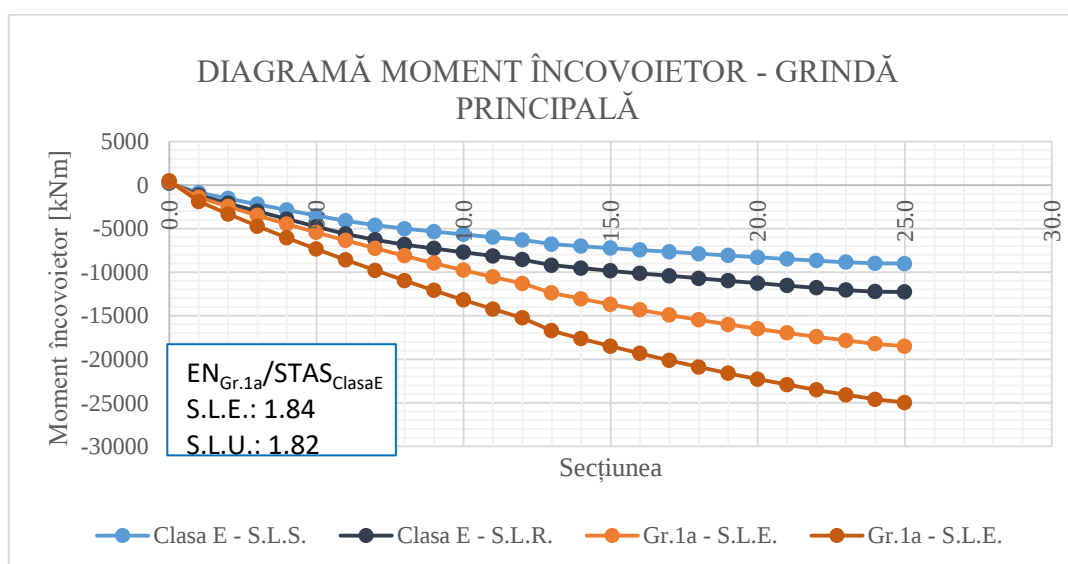


Figura 4.38 Diagramă moment încovoietor – M

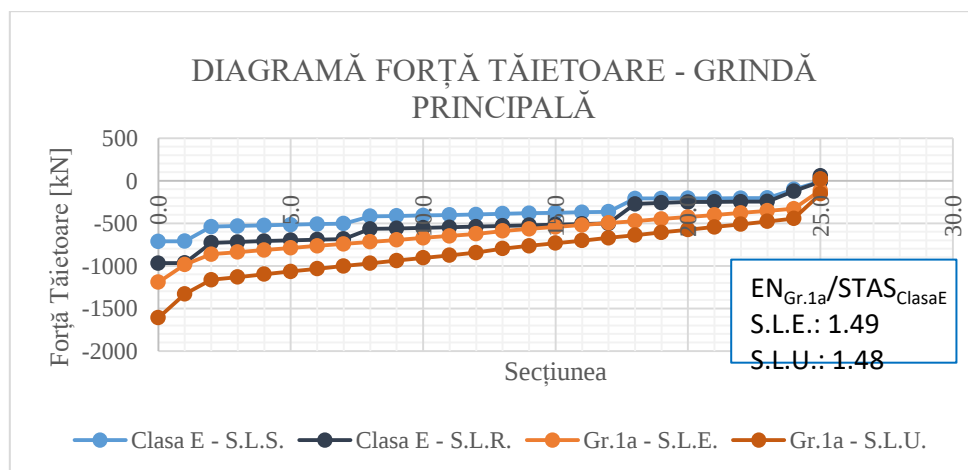


Figura 4.39 Diagramă forță tăietoare – V

CAP. 5. CONCLUZII

- 5.1. Prezentul studiu intitulat „Metodologie de evaluare a aptitudinii de exploatare a podurilor rutiere corespunzătoare cerințelor clasei E de încărcare – conform Eurocod-uri” permite evaluarea nivelului de performanță a podurilor existente, prin metodele care au stat la baza elaborării Eurocod-urilor: metode probabilistice, sintetizate în indici de siguranță (sau fiabilitate) cuplați cu probabilitatea de cedare și care sunt indicați în Eurocod-uri. Această abordare este posibilă întrucât atât standardele românești (abrogate), cât și Eurocod-urile au la bază metoda probabilistică a stărilor limită (coeficienții de supraîncărcare din standardele vechi fiind înlocuiți cu coeficienții parțiali de siguranță în Eurocod-uri).
- 5.2. În conformitate cu teoria siguranței aplicate în domeniul fiabilității structurilor, metodologia permite evaluarea deficienței de siguranță a podurilor vechi ce urmează a fi consolidate (raportate la convoaiele specifice clasei E de încărcare) și respectând nivelurile de probabilitate de cedare prevăzute în Eurocod-uri, soluțiile de consolidare sau reabilitare, pot fi optimizate.
- 5.3. În metodologie sunt dezvoltate evaluări pe structuri de poduri rutiere frecvent întâlnite, în gruparea fundamentală cu aplicabilitate numai la suprastructură. Nu a fost abordată siguranța la acțiuni seismice, întrucât siguranța la aceste acțiuni nu poate fi evaluată separat numai pentru suprastructuri, ci trebuie considerată structura în ansamblul său (suprastructură, sistem de rezemare, infrastructuri și sistemul de fundare în interacțiune cu terenul).
- 5.4. Metodologia de evaluare, dezvoltată în lucrare, nu prezintă probleme de siguranță a infrastructurii și a altor echipamente structurale:
- aparate de reazem ;
 - rosturi de dilatație ;
 - parapeti de siguranță.
- 5.5. Prezenta metodologie nu studiază efectul dinamic dat de convoaiele rutiere grele care circulă cu viteză pe suprastructura podului, sau efectele dinamice produse de seisme.
- 5.6. În timp se constată diminuarea performanțelor structurale ale materialelor componente din structura de rezistență a suprastructurii (cauzate de îmbătrânirea și oboseala betonului, coroziunea betonului și armăturii), generată atât de influența mediului cât și de nivelul de întreținere a lucrării. Acest studiu comparativ propune metode practice pentru evaluarea siguranței suprastructurii podurilor cu alcătuire curentă, cu durată mare de exploatare și capacitate de rezistență afectată de involuția în timp a proprietăților (în special rezistență) materialelor componente. Evident că aceste aprecieri nu pot fi generalizate la toate tipurile de structuri (beton armat, beton precomprimat, metal, structuri mixte) cel mai corect ar fi să fie interpretat conținutul concluziilor unor expertize tehnice, întocmite pe tipurile frecvente de suprastructuri proiectate și utilizate în țara noastră:
- dale monolite ;
 - dale mixte ;
 - dale prefabricate ;
 - poduri pe grinzi static determinate: monolite sau prefabricate ;
 - poduri pe grinzi static nedeterminate: monolite sau prefabricate ;
 - poduri mixte.
- 5.7. Întrucât în metodele mai vechi de proiectare (anterioare introducerii Eurocodurilor) s-au utilizat concepte simplificate de calcul structural, s-au abordat numai structurile frecvente, **static determinate** și cu formă geometrică regulată în plan (poduri drepte).

- 5.8. Au fost analizate elementele structurale ale suprastructurilor de poduri cu alcătuire curentă, supuse efectelor acțiunilor din gruparea fundamentală:
- acțiuni permanente structurale și nestructurale ;
 - acțiuni utile.
- 5.9. Indiferent de alcătuirea secțională și materialele componente, atunci când se apreciază siguranța suprastructurii unui pod, (pe considerentul că în mod frecvent, apar situații în care structura cedează în elementele cele mai expuse sub acțiunile utile) este necesară aprecierea performanțelor tuturor elementelor structurale:
- placa în consolă ;
 - placa carosabilă ;
 - antretoazele.
- 5.10. Vechile normative de proiectare a suprastructurilor podurilor nu conțin referiri particulare privitoare la:
- durabilitatea structurii;
 - durata de viață pentru exploatarea normală a suprastructurii, apreciindu-se că dacă la execuție se respectă prevederile constructive prevăzute în standarde și se aplică o întreținere corespunzătoare se poate considera că durata de viață normală este de 50 de ani ;
 - indicele de siguranță și probabilitatea de cedare (care trebuie deduse) considerând anumite niveluri de variabilitate (sintetizate în coeficienții de variație), legi de repartiție pentru variabilele aleatoare de bază care pot influența nivelurile de siguranță.
- 5.11. Verificările de siguranță s-au realizat în următoarele ipoteze statistice:
- Distribuție Gauss pentru rezistențe ;
 - Distribuție Gauss pentru acțiuni permanente;
 - Distribuție Gumbel-Max pentru acțiuni variabile (utile);
 - Coeficienți de variație ai rezistenței : **15% ;**
 - Coeficient de variație al greutății structurale : **10% ;**
 - Coeficient de variație al greutății nestructurale : **15% ;**
 - Coeficient de variație al acțiunilor utile : **25% ;**
 - Modelul de siguranță: **modelul diferență ;**
 - **Indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ din Eurocod ;**
 - **Probabilitatea de cedare (Eurocod) $P_f = 10^{-4}$.**
- 5.12. Pentru studiile de siguranță ale suprastructurilor lucrărilor de artă existente, se pot aplica următoarele etape (metodologia se aplică numai la suprastructuri cu o stare tehnică bună, confirmată prin expertiza tehnică):

I. Se determină capacitatea de rezistență medie (R_m) și caracteristică (R_k).

I.1. Se determină rezistența medie la compresiune a betonului, considerând un coeficient de variație al rezistenței betonului $V_c=15\%$.

Întrucât rezistența caracteristică la compresiune a betonului este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza rezistențe mai mici decât rezistența caracteristică, rezultă:

$$R_{cm} = \frac{R_{ck}}{(1 - 1,645V_c)} \quad (5.1)$$

I.2. Se determină rezistența medie la întindere a armăturii, considerând un coeficient de variație al rezistenței armăturii $V_s=5\%$.

Rezistența caracteristică la întindere a armăturii este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza rezistențe mai mici decât rezistența caracteristică, rezultă:

$$R_{sm} = \frac{R_{sk}}{(1 - 1,645V_s)} \quad (5.2)$$

I.3. Se determină capacitatea de rezistență medie a secțiunii de beton armat în conformitate cu relația (1.32) aplicată la (3.33) și (3.34):

$$(\lambda x)_m = \frac{A_s R_{sm}}{b R_{cm}} \quad (5.3)$$

I.4. Se determină coeficientul de variație V_R al capacității de rezistență cu relația (1.33) și (5.3):

$$V_R = V_c \sqrt{1 + \left(\frac{d - (\lambda x)_m}{d - \frac{(\lambda x)_m}{2}} \right)^2} \quad (5.4)$$

I.5. În conformitate cu relația (1.34) se determină capacitatea de rezistență caracteristică în distribuția Gauss, considerând probabilitatea de 5% de producere a unei capacități de rezistență sub valoarea caracteristică.

$$R_k = R_m (1 - 1,645V_R)$$

II. Se determină solicitările medii și caracteristice în gruparea fundamentală.

II.1. Se determină greutatea structurală medie, considerând un coeficient de variație al încărcării $V_{g1}=10\%$.

Întrucât greutatea structurală caracteristică este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza încărcări mai mari decât greutatea structurală caracteristică, rezultă:

$$g_{1m} = \frac{g_{1k}}{(1 + 1,645V_{g1})} \quad (5.5)$$

II.2. Se determină greutatea medie a elementelor nestructurale considerând un coeficient de variație al încărcării $V_{g2}=15\%$.

Întrucât greutatea caracteristică a elementelor nestructurale este determinată în repartiția Gauss, cu probabilitatea de 5% de a se realiza încărcări mai mari decât greutatea caracteristică, rezultă:

$$g_{2m} = \frac{g_{2k}}{(1 + 1,645V_{g2})} \quad (5.6)$$

II.3. Se determină încărcarea utilă medie considerând un coeficient de variație al încărcării $V_u=25\%$. Încărcările date de convoaie sunt prevăzute în standarde și au caracter deterministic. Pentru a ușura modelarea probabilistică se transformă încărcările utile convenționale (uniform distribuite și concentrate) în încărcări uniform distribuite echivalente (1.48). Determinarea solicitărilor din încărcările utile se efectuează:

- considerând un comportament elastic al structurii;
- evaluând repartiția transversală prin metodele utilizate la data proiectării sau prin metoda elementului finit.

Se presupune încărcările utile caracteristice că respectă legea de repartiție Gumbel-max, cu probabilitatea de 5% de a se realiza încărcări mai mari decât valoarea caracteristică, rezultând:

$$u_m = \frac{u_k}{(1 + 1,866V_u)} \quad (5.7)$$

II.4. Se determină solicitarea medie în conformitate cu relația (1.52):

$$S_m = B(g_{1m} + g_{2m} + u_m) \quad (5.8)$$

$$B = \frac{L^2}{8} \quad (5.9)$$

în care: L = deschiderea

II.5. Se notează conform (1,49) (1,50) rapoartele de încărcări medii:

$$b = \frac{g_{2m}}{g_{1m}} \text{ și } a = \frac{u_m}{g_{1m}} \quad (5.10)$$

II.6. Se determină coeficientul de variație V_S al solicitării cu relația (1.32) și (1.33) [1], [4], [15]:

$$V_S = \frac{\sqrt{V_{g1}^2 + b^2 V_{g2}^2 + a^2 V_u^2}}{(1 + b + a)} \quad (5.11)$$

II.7. În conformitate cu relația (1.37) se determină solicitarea caracteristică totală în distribuția Gauss, considerând probabilitatea de 5% de producere a unei capacități de rezistență peste valoarea caracteristică.

$$S_k = S_m(1 + 1,645V_S) \quad (5.12)$$

III. Se determina coeficientul central de siguranță C_0 ca raportul dintre (1.9)

$$C_0 = \frac{R_m}{S_m} \quad (5.13)$$

IV. Se determină în modelul diferență indicatorii de reliabilitate β (sau coeficientul central de siguranță C_0), după cum urmează:

$$\beta_{R-S} = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{C_0 - 1}{\sqrt{C_0^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad (5.14)$$

$$C_0 = \frac{1 + \beta_{R-S} \sqrt{V_R^2 + V_S^2 - (\beta_{R-S} V_R V_S)^2}}{1 - (\beta_{R-S} V_R^2)} \quad (5.15)$$

V. Se determină probabilitatea de pierdere a capacității de rezistență P_f considerând legea de repartiție Gauss în modelul diferență.

Pentru diferite niveluri de probabilitate se determină valoarea indicelui de siguranță conform tabel 1.2 [1], [15].

VI. Pentru structuri în exploatare este necesară verificarea stării tehnice a lucrării prin expertiză tehnică. În acest sens, pentru evaluarea calității tehnice a structurii sunt necesare:

- verificări nedistructive sau distructive ale calității materialelor structurale;
- modelarea comportamentului structural prin metode evolute de calcul care să țină seama de conlucrarea elementelor structurale și de modificarea în timp a proprietăților materialelor componente.

- 5.13. Pentru structuri cu deficiențe tehnice evidente (relevante în expertiza tehnică), se aplică paragraful 1.3 din prezentul studiu, care sintetizează siguranța lucrărilor de artă cu rezistente și acțiuni variabile în timp.
- 5.14. Pentru structurile de tabliere curente sunt comparate raporturile eforturilor maxime rezultate din încărcarea structurilor menționate cu acțiunile utile conform clasei E de încărcare / Eurocod și se analizează fiabilitatea structurilor existente.
- 5.15. În vederea stabilirii coeficienților de echivalare, în formulare probabilistică se vor utiliza coeficienții de variație și indicii de variabilitate prevăzuți în Eurocod.
- 5.16. Analiza eforturilor maxime obținute (momente încovoietoare și forța tăietoare) a fost realizată în două ipoteze:
- **S.L.S. / S.L.E.** – coeficienții de supraîncărcare au fost considerați egali cu 1,00 și s-a ținut cont de coeficientul dinamic pentru convoiul de calcul A30 ;
 - **S.L.R. / S.L.U.** – coeficienții de supraîncărcare au fost considerați conform specificațiilor din standarde:
 - Convoiul A30 - $n_{A30} = 1,40$;
 - Convoiul V80 - $n_{V80} = 1,20$;
 - Acțiunea oamenilor pe trotuare - $n_{ot} = 1,20$;
 - Convoiul de calcul LM1 - $\alpha_{LM1} = 1,35$.

După stabilirea solicitărilor maxime rezultate în urma încărcării structurilor au fost întocmite diagramele de eforturi, în grinda centrală și în grinda marginală (cea mai solicitată în cazul tablierelor pe grinzi) și s-a stabilit raportul eforturilor din Eurocod și Clasa E de încărcare.

5.17. Analiză parametrică a siguranței tablierelor de tip dală, realizate din fâșii prefabricate cu goluri, din beton precomprimat.

S-a studiat siguranța tablierelor, realizate din fâșii prefabricate cu goluri, cu lungimi între 6,00 – 18,00 m cu geometria și alcătuirea utilizată în mod curent pe drumurile naționale). Pentru coeficienții de variație ai rezistențelor și legile de repartiție care influențează siguranța – precizați în Tabelul 4.1 – s-au stabilit, în modelul de siguranță „diferență”, factorii posibili de reducere (α_{EN}) a acțiunii utile care asigură un nivel de probabilitate de cedare propusă în Eurocoduri.

Se constată următoarele:

- a) Factorii de reducere sunt puternic influențați de deschidere întrucât ponderea acțiunii utile descrește cu deschiderea;
- b) Dacă se aplică integral, pe structurile inițiale studiate (fără placă de suprabetonare), acțiunile utile prevăzute în standardele românești (clasele I și E de încărcare) se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare, funcție de deschidere, astfel (Tabelul 4.4):
 - coeficientul central de siguranță corespunzător clasei I de încărcare 1,03 – 1,82
 - indicele de fiabilitate corespunzător clasei I de încărcare 0,12 – 2,84 (cu mult mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod , ceea ce indică un nivel de siguranță extrem de redus)
 - coeficientul central de siguranță corespunzător clasei E de încărcare 0,93 – 1,78
 - indicele de fiabilitate corespunzător grupării clasei E de încărcare 0 – 2,73 (cu mult mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod, ceea ce indică un nivel de siguranță extrem de redus)

ceea ce indică necesitatea consolidării obligatorii a dalelor realizate din elemente prefabricate, prin placă de suprabetonare sau alte soluții, cum ar fi înlocuirea unor elemente prefabricate, în special cele marginale.

- c) Dacă se aplică integral, pe structurile reabilite studiate (cu placă de suprabetonare), acțiunile utile prevăzute în standardele românești (clasa E de încărcare) și standardele europene (gruparea 1a), se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare (funcție de deschidere), astfel (Tabelul 4.7):
- coeficientul central de siguranță corespunzător clasei E de încărcare 1,60 – 2,27;
 - indicele de fiabilitate corespunzător clasei E de încărcare 2,25-3,60 (mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod, ceea ce indică un nivel de siguranță redus);
 - coeficientul central de siguranță corespunzător grupării 1a din Eurocod 1,34 – 2,05;
 - indicele de fiabilitate corespunzător grupării 1a din Eurocod 1,39-3,23 (mai mici decât valoarea $\beta = 3,8$ prevăzut în Eurocod, ceea ce indică un nivel de siguranță redus).
- d) Pentru deschiderile analizate, la podurile neafectate de degradări, încărcate cu convoaiele corespunzătoare clasei E de încărcare din standardele românești, probabilitatea de cedare este mai mare decât cea impusă în Eurocod la stările limită ultime, întrucât indicele de siguranță β efectiv nu acoperă valoarea prevăzută în Eurocod.
- e) Dacă se impune o probabilitate de cedare de 10^{-4} , respectând indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ (prevăzut în Eurocod), factorii de reducere ai acțiunii utile (gruparea 1a) pentru dale consolidate cu placă de suprabetonare, au valori de (Tabelul 4.8):
- 0,20 – 0,30 pentru deschideri 6,00 – 12,00 m, $h=0,52$ m
 - 0,33 – 0,46 pentru deschideri 10,00 – 16,00 m, $h=0,72$ m
 - 0,47 – 0,56 pentru deschideri 14,00 – 18,00 m, $h=0,80$ m

indicând faptul că soluția consolidată nu asigură probabilități de cedare la nivelul celor cerute în Eurocod, decât dacă se reduce acțiunea de proiectare cu 50-70%, valorile maxime de reducere fiind evidente în domeniul deschiderilor mici.

- f) În urma analizei siguranței structurilor de acest tip prin impunerea unor coeficienți de reducere a solicitărilor constanți au rezultat următoarele:
- i. Pentru o reducere a încărcării utile de 10% ($\alpha_{EN} = 0,90$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-1} - 10^{-3} care nu ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.9, Tabelul 4.30);
 - ii. Pentru o reducere a încărcării utile de 20% ($\alpha_{EN}=0,80$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-1} - 10^{-3} care nu ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.9, Tabelul 4.30);
 - iii. Pentru o reducere a încărcării utile de 30% ($\alpha_{EN}=0,70$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-1} - 10^{-3} care nu ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.9, Tabelul 4.30);
- g) Dacă se impune o probabilitate de cedare la starea limită ultimă de 10^{-4} (conform Eurocod), această abordare permite stabilirea sporului de capacitate portantă care să acopere prin consolidare deficitul de rezistență necesar pentru preluarea integrală a acțiunilor utile prevăzute în standardele românești (clasa E de încărcare).

5.18. Analiză parametrică a siguranței tablierelor din grinzi prefabricate tronsonate, cu armătură postîntinsă.

S-a studiat siguranța tablierelor de poduri pe grinzi tronsonate tip IPTANA cu lungimi între 24,00 – 40,00 m cu geometria și alcătuirea utilizată în mod curent pe drumurile naționale. Pentru coeficienții de variație ai rezistențelor și legile de repartiție care influențează siguranța – precizați în Tabelul 4.13 – s-au stabilit, în modelul de siguranță „diferență”, factorii posibili de reducere (α_{EN}) a acțiunii utile care asigură un nivel de probabilitate de cedare propusă în Eurocoduri.

Se constată următoarele:

- a) Factorii de reducere sunt puternic influențați de deschidere întrucât ponderea acțiunii utile descrește cu deschiderea;
- b) Dacă se aplică integral, pe clasa de structuri studiate, acțiunile utile prevăzute în standardele românești și standardele europene, se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare funcție de deschidere (Tabelul 4.12 și Figura 4.34). Pentru deschideri peste 33,00 m, la podurile neafectate de degradări, încărcate cu convoaiele corespunzătoare clasei E din standardele românești, probabilitatea de cedare este mai mică de cea impusă în Eurocod la stările limită ultime (Tabelul 4.16 și Figura 4.34);
- c) Dacă se impune o probabilitate de cedare de 10^{-4} , respectând indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ (prevăzuți în Eurocod), factorii de reducere ai acțiunii utile, pentru deschideri 24,00 – 33,00 m, sunt sub 0,50. Pentru deschideri peste 33,00 m, acești factori de reducere se stabilizează la 0,70, putând fi aplicați la tablierele cu aceste deschideri (Tabelul 4.17);
- d) În urma analizei siguranței structurilor de acest tip prin impunerea unor coeficienți de reducere a solicitărilor constanți au rezultat următoarele:
 - i. Pentru o reducere a acțiunii utile de 10% ($\alpha_{EN} = 0,90$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-2} - 10^{-3} care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.18) ;
 - ii. Pentru o reducere a încărcării utile de 20% ($\alpha_{EN} = 0,80$) probabilitatea de cedare devine 10^{-2} - 10^{-3} pentru deschiderile până la 36,00 m care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu. La deschiderile mari peste 36,00 m, probabilitatea de cedare scade la 10^{-4} , acceptabilă pentru stările limită ultime (Tabelul 4.19);
 - iii. Pentru o reducere a încărcării utile de 30% ($\alpha_{EN} = 0,70$) probabilitatea de cedare devine 10^{-3} pentru deschiderile până la 33,00 m care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu. La deschiderile mari peste 33,00 m, probabilitatea de cedare scade la 10^{-4} , acceptabilă pentru stările limită ultime (Tabelul 4.20);
- e) Dacă se impune o probabilitate de cedare la starea limită ultimă de 10^{-4} (conform Eurocod), această abordare permite stabilirea sporului de capacitate portantă care să acopere prin consolidare deficitul de rezistență necesar pentru preluarea integrală a acțiunilor utile prevăzute în standardele românești (clasa E de încărcare).

5.19. Analiză parametrică a siguranței tablierelor din grinzi prefabricate, cu armătură postîntinsă - monobloc.

În această analiza s-a studiat siguranța tablierelor de poduri pe grinzi monobloc tip IPTANA cu lungimi între 21,00 – 30,00 m cu geometria și alcătuirea utilizată în mod curent pe drumurile naționale. Pentru coeficienții de variație ai rezistențelor și legile de repartiție care influențează siguranța – precizați în Tabelul 4.22 – s-au stabilit, în modelul de siguranță „diferență”, factorii posibili de reducere (α_{EN}) a acțiunii utile care asigură un nivel de probabilitate de cedare propusă în Eurocoduri.

Se constată următoarele:

- a) Factorii de reducere sunt puternic influențați de deschidere întrucât ponderea acțiunii utile descrește cu deschiderea;
 - b) Dacă se aplică integral, pe clasa de structuri studiate, acțiunile utile prevăzute în standardele românești (clasele I și E de încărcare) și standardele europene (gruparea 1a), se constată variația coeficienților centrali de siguranță, a indicilor de fiabilitate și implicit a probabilității de cedare, funcție de deschidere, astfel:
 - coeficientul central de siguranță corespunzător clasei I de încărcare 2,14 – 2,44 (Tabelul 4.25)
 - indicele de fiabilitate corespunzător clasei I de încărcare 3,37-3,53
 - coeficientul central de siguranță corespunzător grupării 1a din Eurocod 1,83 – 2,03 (Tabelul 4.25)
 - indicele de fiabilitate corespunzător grupării 1a din Eurocod [96] 2,75-3,15
 - c) Pentru deschiderile analizate, la podurile neafectate de degradări, încărcate cu convoaiele corespunzătoare clasei E de încărcare din standardele românești, probabilitatea de cedare este mai mare decât cea impusă în Eurocod la stările limită ultime, întrucât indicele de siguranță β efectiv nu acoperă valoarea prevăzută în Eurocod.
 - d) Dacă se impune o probabilitate de cedare de 10^{-4} , respectând indicele de fiabilitate $\beta = 3,80$ (prevăzuți în Eurocod), factorii de reducere ai acțiunii utile, pentru deschideri 21,00 – 30,00 m, sunt sub 0,60 (Tabelul 4.29);
 - e) În urma analizei siguranței structurilor de acest tip prin impunerea unor coeficienți de reducere a solicitărilor constanți au rezultat următoarele:
 - i. Pentru o reducere a încărcării utile de 10% ($\alpha_{EN} = 0,90$) rezultă probabilități de cedare cuprinse în domeniul 10^{-2} - 10^{-3} care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.30);
 - ii. Pentru o reducere a încărcării utile de 20% și 30% ($\alpha_{EN}=0,80$ sau 0,70) probabilitatea de cedare devine 10^{-3} (Tabelul 4.31 și Tabelul 4.32) care ar conferi siguranță la stările limită de serviciu (Tabelul 4.30);
 - f) Dacă se impune o probabilitate de cedare la starea limită ultimă de 10^{-4} (conform Eurocod), această abordare permite stabilirea sporului de capacitate portantă care să acopere prin consolidare deficitul de rezistență necesar pentru preluarea integrală a acțiunilor utile prevăzute în standardele românești (clasa E de încărcare).
- 5.20.** Referitor la ***durabilitatea suprastructurilor consolidate***, trebuie făcută distincție între elementele structurale noi și elementele existente, cu durată mare de exploatare și la care s-au aplicat reguli constructive și de concepție în conformitate cu standardele vechi.
- În situațiile frecvente de consolidare și reparare a suprastructurii podurilor cu deficiențe, se aplică următoarele principii:
- ***Pentru suprastructura consolidată se recomandă utilizarea unor softuri de calcul performante, care să țină seama atât de conlucrarea spațială între structura veche și elementele structurale noi, de consolidare, cât și de calitatea materialelor din suprastructura existentă;***
 - ***Se aplică convoaiele de proiectare corespunzătoare clasei „E” de încărcare atât pentru elementele structurale noi sau de completare, cât și pentru suprastructura veche.***
 - ***Pentru elementele constructive noi (grinzi suplimentare sau care înlocuiesc grinziile existente, placă de suprabetonare, console de trotuar, antretoaze suplimentare în***

câmp, antretoaze de continuizare pe reazeme, etc) se aplică verificările la stările limită specifice lucrărilor de artă (pentru dimensionare și exploatare) și regulile constructive prevăzute în eurocoduri (care conferă durată de viață de 100 de ani - vezi Anexa II).

- *Pentru partea de suprastructură veche, care se menține în lucrare, după eventuala îndepărtare a materialelor degradate din zonele expuse și refacerea geometriei secțiunii cu materiale durabile, se aplică sisteme de protecție performante, care să prelungească durata de viață la minim 50 de ani;*
- *Măsurile de intervenție în structură trebuie să respecte conținutul și recomandările expertizei tehnice întocmite conform reglementărilor tehnice în vigoare.*

5.21. Metodologia, poate fi extrapolată în etapa a II-a – la podurile rutiere noi calculate la Eurocoduri – pentru corelarea acțiunilor utile date de Eurocod-uri cu clasa tehnică a drumului (stabilită pe condiții de trafic) și care ***ar permite reducerea acțiunilor utile din convoaie, în funcție de nivelul de trafic*** (coeficienții α de reducere a acțiunii utile în grupările de încărcare au fost prevăzuți în anexa națională a Eurocod-ului EN 1991-2 la valoare 1,00 indiferent de condițiile de trafic).

În multe țări din Europa acest coeficient este corelat cu clasa de importanță a căii rutiere pe care podul o deservește (permițând reduceri de 10-20% a aportului acțiunilor din convoaiele prevăzute în Eurocoduri). În țara noastră, nu au fost efectuate asemenea studii, etapa următoare impunând organizarea acestora în scopul îmbunătățirii prevederilor normativelor de proiectare în vigoare.

REFERINȚE 1 – LUCRĂRI ÎN DOMENIU

- [1]. **Florian Burtescu** *Siguranța podurilor de șosea din beton în concepție probabilistică. Teză de doctorat, București 1991*
- [2]. **Florian Burtescu** *Considerații asupra siguranței podurilor de șosea din beton armat la încărcări statice în concepție probabilistică. Buletinul științific ICB Nr. 1 - 1989*
- [3]. **Florian Burtescu** *Considerații asupra siguranței podurilor de șosea din beton armat la încărcări statice în concepție probabilistică – Buletinul științific al I.C.B., Nr. 1 – 1989, pag. 77 – 92.*
- [4]. **Florian Burtescu** *Considerații privind redefinirea încărcărilor utile la podurile de șosea în concepție probabilistică – A 8-a Conferință Națională de Drumuri și Poduri, Cluj-Napoca, 5 – 6 iunie 1990.*
- [5]. **Benjamin J.R., Cornel C.A** *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers—Mc. Graw – Hill Book Company, N.Y. – 1970*
- [6]. **V.V. Bolotin** *Statistical Methods in Structural Mechanics – Holden-Day, INC. – 1968*
- [7]. **J.F. Borges, M. Castanheta** *Siguranța Construcțiilor – Ed. Tehnică, București – 1973*
- [8]. **Comite Europeen du Beton** *Manuel—Sécurité des structures— Bulletin No. 106,107 – Rédaction 1975, janvier*
- [9]. **Cornell C.A** *Probability Based Structural Code. Journal of the A.C.I., December 1969*
- [10]. **Cornell C.A** *Bounds of Reliability of Structural Systems –Journal of the Structural Division, February 1967*
- [11]. **D. Ghiocel** *Considerații privind standardizarea pe baze probabilistice a calculului siguranței construcțiilor – Teză de doctorat, Buc. 1973*
- [12]. **D. Ghiocel, D. Lungu** *Siguranța construcțiilor – Multiplicat I.C.B. – 1973*
- [13]. **B.V. Gnedenko, I.K. Beleaev, A.D.Soloviev** *Metode matematice în teoria siguranței – Ed. Tehnică, Buc. 1968*
- [14]. **D. Lungu** *Concepte probabilistice în analiza siguranței construcțiilor – Teză de doctorat, București – 1976*
- [15]. **D. Lungu, D. Ghiocel** *Metode probabilistice în calculul construcțiilor – Ed. Tehnică, Buc. 1982*
- [16]. **R. Agent, D. Dumitrescu, I. Nicula, A. Popăescu și alții** *Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat – Editura Tehnică –1978*
- [17]. **Allen D.E** *Choise of Failure Probabilities – Journal of the Structural*

- Division, Sept. 1968, pag. 2169-2173
- [18]. **Ang A.H.-S.** *Probability Considerations in Design and Formulation of Safety Factors – I.A.B.S.E., Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London – 1969*
- [19]. **Borges J.F., Castanheta M.** *General Recommendations Derived from Basic Studies on Structural Safety -I.A.B.S.E. Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London 1969.*
- [20]. **Frangopol D.M** *Probabilistic Evaluation of Existing Highway Bridges Including Component Interaction – Symposium on Reliability – Based Design in Civil Engineering, Lausanne, EPFL, July 7-9, 1989.*
- [21]. **Tichy M., Vorlicek M.** *Statistical Theory of Concrete Structures*
- [22]. **Lin T. Y.** *Load Factors for Prestressed Concrete Bridges – Journal of the Structural Division, July 1957*
- [23]. **Moses F.** *Reliability of Structural Systems – Journal of the Structural Division, Sept. 1974, pag. 1813 - 1836.*
- [24]. **Radu P.I.** *Contribuții la definirea stărilor limită ale podurilor de șosea realizate din beton precomprimat parțial – Teză de doctorat, Institutul de Construcții, București – 1975.*
- [25]. **Jean-Armand Calgaro.** *Calibration des codes de conception et de calcul des constructions: approches fiabilistes. Fiabilité des matériaux et des Structures 2010 –Journées Nationales de Fiabilité , Mars 2010 - Toulouse*
- [26]. **Jean-Armand Calgaro.** *Calcul et comportement des matériaux - Fiabilité des constructions et normes européennes. Calcul et comportement des matériaux - Fiabilité des constructions et normes européennes. - 2003*
- [27]. **Anne- Sophie Colas, Jerome Michel** *Évaluation structurale des ouvrages existants par approche fiabiliste. Ouvrages d'art No. 67 Mai 2012*
- [28]. **Liviu Crainic.** *Observații asupra siguranței structurilor calculate prin metoda stărilor limită. Institutul de Construcții București – 1966*
- [29]. **SETRA** *Rapport d'études. Theorie de la fiabilité. Application a l'évaluation structurale des ouvrages d'art – Février 2012*
- [30]. **Milan Holicky.** *Reliability Aspects. NAEP – Assessment of existing structures – Leonardo da Vinci Project , Prague- 2008*
- [31]. **CETE Mediterranee** *Evaluation structurale des ouvrages existants . Club Ouvrages d'Art . Mai 2012 Avignon*
- [32]. **Stefania Arangio.** *Reliability based approach for structural design and assessment: performance criteria and indicators in current*

- European codea and guidelines. International Journal Lifecicle Performance Engineering, Vol. 1, No. 1, 2012*
- [33]. **Palle Thoft-Christensen, Andrzej S. Nowak.** *Principles of Bridge Reliability. AALBORG University, Denmark, 1997*
- [34]. **Milan Holicky, Jana Markova, Miroslav Sykora.** *Partial factors for assessment of existing reinforced concrete bridges. Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt 2008*
- [35]. **Jana Marková.** *Reliability assessment of existing concrete bridges Journal of KONBINN2,3 (14,15) 2010*
- [36]. **P. Koteš, J. Vičan.** *Partial safety factors for evaluation of existing bridges according to Eurocodes. 18TH International Conference 2012. Svratka, Czech Republic, May 2012.*
- [37]. **Kálmán Szalai, Tamás Kovács.** *Verification of the ultimate limit state requirements for the concrete members by the use of the global safety factor format. Concrete Structures, 2011*
- [38]. **M. Holický, J.V. Retief.** *Reliability assessment of alternative Eurocode and South African load combination schemes for structural design. Journal of the South African Institution of Civil Engineering. Vol 47 No. 1, 2005*
- [39]. **R.D.J.M. Steenbergen si A.C.W.M. Vrouwenvelder** *Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. HERON Vol. 55 (2010) No. 2*
- [40]. **Reynaldo M.Pablo Jr.** *Risk Assessment of Highway Bridges - A Reliability- based Approach. The Technology Interface Journal / Winter Special Issue 2009, Volume 10 No. 2 .*
- [41]. **A.Bordallo-Ruiz, C.McNally, E. J. O' Brien, C. C. Capriani** *The Structural Reliability of Bridges Subjected to Time-Dependent Deterioration. Proceedings of the Eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing Sept. 2007*
- [42]. **Thomas Åhnberg.** *Safety evaluation of shear capacity of reinforced concrete bridges. Master Thesis, Chalmers University of Technology. Goteborg, Sweden, 2011*
- [43]. **Colin Caprani, C. McNally, E.J. O'Brien, A. Bordallo-Ruiz.** *The Structural Reliability of Bridges Subject to Time-dependent Deterioration. Dublin Institute of Technology. Proceedings of the Eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing Sept. 2007. Paper 189*
- [44]. **D.E. Allen.** *Canadian highway bridge evaluation: reliability index. Institute for Research in Construction Canada, NRCC-35220, December 1992.*

- [45]. **Simon Frederick Bailey** *Basic Principles and Load Models of Existing Road Bridges. These No. 1467. Lausanne, EPFL 1996*
- [46]. **Zoubir Lounis.** *Modèles fiabilistes pour la prévision de la durée de vie des tabliers de ponts en béton. Institute for Research in Construction Canada, NRCC-48383F, September 2006.*
- [47]. **Rita de Cassia Silva** *Contribution a l'analyse probabiliste de la performance des ponts en beton arme. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees , 2005.*
- [48]. **Bruno Godart** *Gestion des ponts en Europe. Projet europeen BRIME. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees , 2005.*
- [49]. **Christian Cremona** *Evaluation structurale des ponts. Rapport de synthese de l'operation de recherché (2004-2007). Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, 2008.*
- [50]. **H. Gulvanessian, J. A. Calgaro, M. Holicky** *Designers' Guide to EN 1990. Eurocode: Basis of structural design. Thomas Telford, 2009.*
- [51]. **J. A. Calgaro, M. Tschumi, H. Gulvanessian** *Designers' Guide to Eurocode 1: Actions on bridges. EN1991-2, EN1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN1990 Annex A2. Thomas Telford, 2010.*
- [52]. **C.R. Hendy and D. A. Smith** *Designers' Guide to EN 1992-2: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges. Thomas Telford, 2007.*
- [53]. **C.R. Hendy and D. A. Smith** *Designers' Guide to EN 1993-2: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel bridges. Thomas Telford, 2007.*
- [54]. **C.R. Hendy and D. A. Smith** *Designers' Guide to EN 1993-2: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel bridges. Thomas Telford, 2007.*
- [55]. **R.P. Johnson and D. Andersen** *Designers' Guide to EN 1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings. Thomas Telford, 2004.*
- [56]. **SETRA** *Methodological Guide. EUROCODE 2. Application to Concrete Highway Bridges. SETRA 2007.*
- [57]. **O.M.T. 45/1998** *Ordin al ministrului transporturilor pentru aprobarea "Normelor tehnice privind proiectarea, construirea și modernizarea drumurilor"*
- [58]. **Jean-Marie Paille** *Calcul des structures en beton. Guide d'application. Eyrolles, AFNOR Editions, 2009.*
- [59]. **Jean Roux** *Maitrise de l'eurocode 2. Guide d'application. Eyrolles, AFNOR Editions, 2009.*

- [60]. **Jean Roux** *Pratique de l'eurocode 2. Guide d'application. Eyrolles, AFNOR Editions, 2009.*
- [61]. **Joint Committee on Structural Safety** *Probabilistic Model Code. Part 1 – Basis of Design. JCSS, 2000*
- [62]. **Joint Committee on Structural Safety** *JCSS - Probabilistic Model Code. Part 2 – Load Models. 2001*
- [63]. **Joint Committee on Structural Safety** *JCSS - Probabilistic Model Code. Part 3 – Material Properties. 2001*
- [64]. **T.D.G. Canisius, J.D. Sorensen, J.W. Baker** *Robustness of structural systems – a new focus for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Application and Statistics and Probability in civil Engineering – Kanda, Takada & Furuta – London 2007*
- [65]. **Radu Pascu** *Comportarea și calculul elementelor din beton armat, 2008,*
- [66]. **Radu Petre Ionel, Negoescu Emil, Burtescu Florin, Labiș-Crețu Teodora** *Proiectarea podurilor din beton armat – Partea I – Proiectarea podurilor dalate, 1979.*
- [67]. **P.I. Radu, E.Negoescu, P.Ionescu** *Poduri din beton armat, 1981*

REFERINȚE 2 – NORMATIVE și STANDARDE ROMÂNE

- [68]. **STAS 5626-92** *Poduri. Terminologie*
- [69]. **STAS 2924-91** *Poduri de șosea. Gabarite.*
- [70]. **STAS 2900-89** *Lucrări de drumuri. Lățimea drumurilor*
- [71]. **STAS 10101/OB-87** *Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru podurile de cale ferată și șosea.*
- [72]. **STAS 1545-89** *Poduri pentru străzi și șosele. Pasarele. Acțiuni.*
- [73]. **STAS 3221-86** *Poduri de șosea. Convoaie tip și clase de încărcare.*
- [74]. **SR 11100/1-93** *Zonarea seismică. Macrozonarea teritoriului României.*
- [75]. **STAS 6102-86** *Beton pentru construcții hidrotehnice. Clasificare și condiții tehnice de calitate.*
- [76]. **STAS 6482/1 -73** *Sârme de oțel și produse din sârmă pentru beton precomprimat. Reguli pentru verificarea calității.*
- [77]. **STAS 6482/2-80** *Sârme de oțel și produse din sârmă pentru beton precomprimat. Sârmă netedă.*
- [78]. **STAS 6482/3-80** *Sârme de oțel și produse din sârmă pentru beton precomprimat. Sârmă amprentată.*
- [79]. **STAS 10111/1-77** *Poduri de cale ferată și șosea. Infrastructuri de zidărie, beton și beton armat. Prescripții de proiectare.*
- [80]. **P 100-1/2013** *Cod de proiectare seismică. Partea I– prevederi de proiectare pentru clădiri.*
- [81]. **C 156-89** *Îndrumător pentru aplicarea prevederilor STAS 6657/3 - 89. Elemente prefabricate din beton, beton armat și*

- [82]. **NP 104 – 2004** *beton pre-comprimat. Procedee și dispozitive de verificare a caracteristicilor geometrice (Buletinul Construcțiilor nr. 1/1991)*
- [83]. **PD 165-2000** *Normativ pentru proiectarea podurilor din beton și metal. Suprastructuri pentru poduri de șosea, cale ferată și pietonale, precomprimate exterior.*
- [84]. **NP 103/ 04** *Normativ privind alcătuirea și calculul structurilor de poduri și podețe de șosea cu suprastructuri monolite și prefabricate.*
- [85]. **AND 522/2002** *Normativ de proiectare pentru lucrările de reparații și consolidare ale podurilor rutiere în exploatare.*
- [86]. **CD 76-2003** *Instrucțiuni tehnice pentru stabilirea stării tehnice a unui pod.*
- [87]. **CD 138 - 2002** *Normativ departamental pentru întreținerea și repararea podurilor metalice de șosea.*
- [88]. **AND 534-1998** *Normativ privind criteriile de detreminare a stării de viabilitate a podurilor de șosea din beton, beton armat, beton precomprimat, metal și compozite.*
- [89]. **SR EN 206:2014** *Manual pentru identificarea defectelor aparente la podurile rutiere și indicarea metodelor de remediere.*
- [90]. **SR EN 1990:2004/NA: 2006** *Beton. Specificație, performanță, producție și conformitate*
- [91]. **SR EN 1991-1-2:2004/NA:2006** *Eurocod: Bazele proiectării structurilor. Anexa națională*
- [92]. **SR EN 1991-1-3:2005 /NA:2006** *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-2: Acțiuni generale. Acțiuni asupra structurilor expuse la foc. Anexa națională.*
- [93]. **SR EN 1991-1-4:2006/NB:2007** *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-3: Acțiuni generale. Încărcări date de zăpadă. Anexa națională.*
- [94]. **SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008** *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-4: Acțiuni generale – Acțiuni ale vântului. Anexa națională*
- [95]. **SR EN 1991-1-6:2005/NB:2008** *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-5: Acțiuni generale. Acțiuni termice. Anexa națională.*
- [96]. **SR EN 1991-2:2004** *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-7: Acțiuni generale – Acțiuni pe durata execuției. Anexa națională.*
- [97]. **SR EN 1992-1-1:2004/NB:2008** *Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri.*
- [98]. **SR EN 1993-1-1:2006/A1:2015** *Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa națională.*
- [99]. **SR EN 1993-1-3:2008/NB:2008** *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri*
- [100]. **SR EN 1993-1-4:2007/NB:2016** *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-3: Reguli generale - Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece. Anexa națională*
- [101]. **SR EN 1993-1-5:2007/NA:2008** *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-4: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale din oțeluri inoxidabile. Anexa națională*
- Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-5:*

	<i>Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor. Anexa națională</i>
[102]. SR EN 1993-1-8:2006/NB:2008	<i>Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor. Anexa națională.</i>
[103]. SR EN 1993-1-9:2006/NA:2008	<i>Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-9: Oboseală. Anexa națională.</i>
[104]. SR EN 1993-1-10:2006/NA:2008	<i>Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oțelului. Anexa națională.</i>
[105]. SR EN 1993-2- 2007	<i>Proiectarea structurilor de oțel. Partea 2 Poduri de oțel.</i>
[106]. SR EN 1994-1-1:2004/NB:2008	<i>Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oțel beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa națională.</i>
[107]. SR EN 1994-1-2:2006/NB:2008	<i>Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oțel și beton. Partea 1-2: Reguli generale - Calculul structurilor la foc. Anexa națională.</i>
[108]. SR EN 1994-2-2006	<i>Proiectarea structurilor compozite de oțel beton. Reguli generale și reguli pentru poduri.</i>
[109]. SR-EN 1997-1:2004:/NB:2008	<i>Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa națională</i>
[110]. SR EN 1998-2:2006	<i>Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 2 Poduri de beton - Proiectare și prevederi constructive</i>
[111]. SR EN 12390-3:2009	<i>Încercare pe beton întărit. Partea 3: Rezistența la compresiune a epruvetelor</i>
[112]. SR EN 13670:2010	<i>Execuția structurilor de beton</i>
[113]. SR EN 1990:2004	<i>Eurocod: Bazele proiectării structurilor</i>
[114]. SR EN 1992-1-1:2004	<i>Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri</i>

STANDARDE ANULATE

[115]. STAS 438/2-91	<i>Produse de oțel pentru armarea betonului. Sârmă rotundă trefilată.</i>
[116]. STAS 438/3-98	<i>Produse de oțel pentru armarea betonului. Plase sudate.</i>
[117]. STAS 790-84	<i>Apă pentru betoane și mortare.</i>
[118]. STAS 1667-76	<i>Agregate naturale grele pentru betoane și mortare cu lianți minerali.</i>
[119]. STAS 3622-86	<i>Betoane de ciment - clasificare.</i>
[120]. STAS 438/1-89	<i>Produse de oțel pentru armarea betonului. Oțel beton laminat la cald. Mărci. Condiții tehnice de calitate.</i>
[121]. STAS 9602-90	<i>Beton de referință. Prescripții pentru confecționare și încercări.</i>
[122]. STAS 10 100/0-75	<i>Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor.</i>
[123]. STAS 10101/0-75	<i>Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor.</i>
[124]. STAS 10101/1-78	<i>Acțiuni în construcții, greutăți tehnice și încărcări permanente.</i>

- [125]. **STAS 10101/23-75** *Acțiuni în construcții. Încărcări date de temperatura exterioară.*
- [126]. **STAS 10102/75** *Construcții din beton, beton armat și beton precomprimat. Prevederi fundamentale pentru calculul și alcătuirea elementelor.*
- [127]. **STAS 10111 /2-87** *Poduri de cale ferată și șosea. Suprastructuri din beton, beton armat și beton precomprimat. Prescripții de proiectare*
- [128]. **SR 438-4:1998** *Produse de oțel pentru armarea betonului. Sârmă cu profil periodic obținută prin deformare plastică la rece.*
- [129]. **STAS 500/2-80** *Oțeluri cu uz general pentru construcții. Mărci.*
- [130]. **STAS 3349/1-83** *Betoane de ciment. Prescripții pentru stabilirea gradului de agresivitate a apei.*
- [131]. **STAS 6605 – 78** *Încercările metalelor. Încercarea la tracțiune a oțelului beton, a sârmei și a produselor din sârmă pentru beton precomprimat*
- [133]. **STAS 6657/3-89** *Elemente prefabricate de beton, beton armat și beton precomprimat. Procedee, instrumente și dispozitive de verificare a caracteristicilor geometrice*

CATALOAGE SUPRASTRUCTURI DIN ELEMENTE PREFABRICATE

- [134]. **JD 1019/74 - IPTANA** *Proiect tip departamental – Suprastructuri prefabricate tip din fâșii cu goluri din beton precomprimat, pentru poduri și podețe de șosea $L=6,00 - 18,00$ m*
- [135]. **IPTANA 1986** *Poduri și pasaje rutiere – Suprastructuri $L = 24,00 - 40,00$ m, cu 4 grinzi prefabricate tronsonate, precomprimate, cu placă monolită*
- [136]. **IPTANA 1970** *Suprastructuri prefabricate pentru poduri din grinzi prefabricate monobloc, precomprimate cu armături postîntinse $l = 12,00 - 21,00$ m*
- [137]. **IPTANA 1970** *Suprastructuri din grinzi prefabricate monobloc precomprimate $l = 24,00 - 33,00$ m*
- [138]. **IPTANA 1977** *Grinzi cu corzi aderente din beton precomprimat pentru poduri și pasaje de șosea $l = 6,00 - 21,00$ m*