BULETIN TEHNIC RUTIER

ISSN: 1583-820X

Publicaţie lunară editată de C.N.A.D.N.R.
Anul IX, nr. 3-4 / 2013

SUMAR

Decizia Directorului General al Companiei Naţionale de Autostrăzi şi Drumuri Naţionale din România S.A. Nr. 213/20.02.2013

Normativ privind alcătuirea şi calculul structurilor de poduri şi podeţe de şosea cu suprastructuri monolit şi prefabricate-PD 165.....pag. 14 - 207

COMPANIA NATIONALA DE AUTOSTRAZI SI DRUMURI NATIONALE DIN ROMANIA – S.A.

DECIZIA
Directorului General al Companiei Nationale de Autostrazi si Drumuri Nationale din Romania S.A.
Nr. 213 / 20.02 2013

In conformitate cu O.U.G. nr. 84/2003 privind infiintarea Companiei Nationale de Autostrazi si Drumuri Nationale din Romania S.A., prin reorganizarea Regiei Autonome Administratia Nationala a Drumurilor din Romania, cu modificarile si completarile ulterioare, aprobata prin Legea nr. 47/2004;

In baza numirii domnului **Mircea POP**, in functia de Director General Interimar al C.N.A.D.N.R. S.A., se emite prezenta:

DECIZIE

Art. 1. Se aproba anularea urmatoarelor reglementari tehnice:

- Normativ privind caracteristicile tehnice ale bitumului neparafinos pentru drumuri	Ind. AND 537 – 2003
- Metodologie de determinare a caracteristicilor bitumului modificat utilizat la executia lucrarilor de drumuri	Ind. AND 538-1998
- Normativ privind executia imbracamintilor bituminoase cilindrate la cald realizate cu bitum modificat cu polimeri	Ind. AND 549-1999
- Normativ privind executia imbracamintilor bituminoase cilindrate la cald realizate din mixtura asfaltica cu bitum aditivat	Ind. AND 553-1999
- Instructiuni tehnice pentru utilizarea mixturilor asfaltice armate cu fibre tip PNA la realizarea imbracamintilor rutiere.	Ind AND 568 -2002
- Instructiuni tehnice pentru prepararea si punerea in opera a mixturilor asfaltice antifagas	Ind. AND 570-2002
- Normativ privind determinarea susceptibilitatii la formarea fagaselor a mixturilor asfaltice preparate la cald pentru imbracaminti bituminoase	Ind. AND 573-2002

Art. 2. Decizia se comunica prin grija Biroului Reglementari Tehnice si Trafic din cadrul Directiei Tehnice a CNADNR SA, la DRDP 1-7 si CESTRIN care vor duce la indeplinire prevederile prezentei decizii.

Art .3. Prezenta decizie s-a emis in 2 exemplare, un exemplar pentru serviciul Arhiva si un exemplar la Biroul Reglementari Tehnice si Trafic.

DIRECTOR GENERAL
MIRCEA POP

DIRECTOR DIRECTIA TEHNICA
MARIOARA CAPRA

VIZAT
DIRECTOR DIRECTIA LEGISLATIE CONTENCIOS SI CONTRACTE
ANDREI FILIPESCU

NORMATIV
PRIVIND ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL STRUCTURILOR DE PODURI ŞI PODEŢE DE ŞOSEA CU SUPRASTRUCTURI MONOLIT ŞI PREFABRICATE-PD 165

COMPANIA NATIONALA DE AUTOSTRAZI SI DRUMURI NATIONALE DIN ROMANIA – S.A.

DECIZIA
Directorului General al Companiei Nationale de Autostrazi si Drumuri Nationale din Romania S.A.
Nr. 1120 13.09.2012

In conformitate cu O.U.G. nr. 84/2003 privind infiintarea Companiei Nationale de Autostrazi si Drumuri Nationale din Romania S.A., prin reorganizarea Regiei Autonome Administratia Nationala a Drumurilor din Romania, cu modificarile si completarile ulterioare, aprobata prin Legea nr. 47/2004, cu modificarile ulterioare si in baza Ordinului Ministrului Transporturilor si Infrastructurii nr. 1127/03.07.2012, prin care dl. Mircea POP preia atributiile de Director General al C.N.A.D.N.R. S.A., se emite prezenta

DECIZIE

Art. 1. Se aproba "Normativul privind alcatuirea si calculul structurilor de poduri si podete de sosea cu suprastructuri monolit si prefabricate " Ind. - PD 165/2012, in conformitate cu Documentul de avizare CTE nr. 4201/04.09.2012 anexa la prezenta.

Art. 2. Prezenta decizie anuleaza Ordinul Directorului General al AND 172/31.10.2000.

Art. 3. Decizia se comunica prin grija Biroului Reglementari Tehnice si Trafic din cadrul Directiei Tehnice a CNADNR SA, la DRDP 1-7 si CESTRIN care vor duce la indeplinire prevederile prezentei decizii.

Art .4. Prezenta decizie s-a emis in 2 exemplare, un exemplar pentru serviciul Arhiva si un exemplar la Biroul Reglementari Tehnice si Trafic.

DIRECTOR GENERAL
MIRCEA POP

VIZAT
DIRECTOR DIRECTIA LEGISLATIE, CONTENCIOS SI CONTRACTE
ANDREI FILIPESCU

CUPRINS

CAPITOLUL I GENERALITĂŢI.....14

I.1 DOMENIUL DE APLICARE A NORMATIVULUI.....14

I.2 DOCUMENTE DE REFERINŢĂ NECESARE CALCULULUI STRUCTURILOR DE PODURI ŞI PODEŢE DE ŞOSEA.....15

I.3 TERMINOLOGIE ŞI CLASIFICAREA PODURILOR.....24

CAPITOLUL II ELEMENTE GENERALE NECESARE LA PROIECTAREA PODURILOR DE ŞOSEA.....26

II.1 DATE PENTRU STABILIREA LUNGIMII PODURILOR,DESCHIDERIOR PODETELOR.....26

II.2 LĂŢIMEA PARTII CAROSABILE A PODURILOR, PASAJELOR SI PODETELOR.....27

II.3 GABARITE.....28

II.4 ACŢIUNI ASUPRA PODURILOR.....28

II.5 DATE PRIVIND NATURA TERENULUI DE FUNDARE.....62

II.6 MATERIALELE SPECIFICE LUCRĂRILOR DE PODURI. CARACTERISTICI.....64

CAPITOLUL III PROIECTAREA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT.....82

III.1 GENERALITĂŢI.....82

III.2 CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON ARMAT.....83

III.3 CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON PRECOMPRIMAT.....104

III.4 ALCĂTUIREA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT.....113

III.5 ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL STRUCTURILOR AMPLASATE ÎN ZONE DE HAZARD SEISMIC MARE.....115

CAPITOLUL IV PODURI ŞI PODEŢE DALATE.....144
IV.1 TIPURI DE PODURI DALATE. DOMENII DE UTILIZARE..... 144
IV.2 CALCULUL PODURILOR DALATE..... 147

CAPITOLUL V PODURI PE GRINZI.....162
V.1 ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ A SUPRASTRUCTURILOR DIN GRINZI DE BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT.....162
V.2 PARTICULARITĂŢILE ALCĂTUIRII GRINZILOR DIN BETON PRECOMPRIMAT..... 173
V.3 PLĂCILE SUPRASTRUCTURILOR PE GRINZI..... 175
V.4 CALCULUL REPARTIŢIEI TRANSVERSALE LA SUPRASTRUCTURI CU GRINZI DIN BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT.....180
V.5 CALCULUL ANTRETOAZELOR LA SUPRASTRUCTURI CU GRINZI DIN BETON ARMAT SI BETON PRECOMPRIMAT.....202

Continuare în numărul următor (Cap. VI, VII, VIII, IX şi X)

NORMATIV PRIVIND ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL STRUCTURILOR DE PODURI ŞI PODEŢE DE ŞOSEA CU SUPRASTRUCTURI MONOLIT ŞI PREFABRICATE-PD 165	INDICATIV PD 165/2012

CAPITOLUL I GENERALITĂŢI

I.1 DOMENIUL DE APLICARE A NORMATIVULUI

Conform temei de proiectare (Caietului de Sarcini) elaborată de către beneficiar (CNADNR-SA) s-a solicitat ca prezentul „Normativ privind alcătuirea şi calculul structurilor monolite şi prefabricate" ind. PD 165-2000 să fie revizuit având ca obiectiv actualizarea lui prin completarea cu prevederile din EUROCODURI (inclusiv Anexele Naţionale) în special cele referitoare la SREN 1991-2:2004/NB 2006 – Acţiuni asupra structurilor. Partea 2: Acţiuni din trafic la poduri, precum şi cele referitoare la STANDARDELE privind clasa de expunere a betoanelor (Cod de practică pentru producerea betonului CP012/1-2007; Cod de practică pentru producerea şi executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat - indicativ NE012-1:2007 şi respectiv indicativ NE012:2-2010.

Prin introducerea prevederilor şi prescripţiilor din EUROCODURI şi respectiv CODURI considerăm că prezentul Normativ poate fi utilizat în cazul oricărui tip de pod, pasaj, viaduct, podeţ, proiectat şi executat nou, în amplasamentul oricărei reţele rutiere din ţara noastră (autostrăzi, centuri ocolitoare, drumuri expres, drumuri naţionale, judeţene sau comunale).

Pentru structurile care au fost dimensionate conform prescripţiilor în vigoare până la introducerea EUROCODURILOR, beneficiarul va preciza prin tema de proiectare intensitatea traficului (coeficienţii de reducere a acţiunilor din trafic – SREN 1991-2:2004/NB 2006) precum şi durata de exploatare solicitată ulterior reabilitării.

Soluţiile de reabilitare/consolidare vor fi stabilite în urma elaborării unei expertize tehnice.

Elaborat de: S.C. TRANSPROIECT 2001 S.A.	Aprobat de: C.N.A.D.N.R. cu Decizia nr. 1126/13.09.2012

I.2 DOCUMENTE DE REFERINŢĂ NECESARE CALCULULUI STRUCTURILOR DE PODURI ŞI PODEŢE DE ŞOSEA

LISTA
standardelor în vigoare consultate la întocmirea îndrumătorului tehnic, pentru alcătuirea şi calculul structurilor de poduri şi podeţe de şosea

Terminologie. Gabarite. Principii generale

1.	STAS 5626 - 92	Poduri. Terminologie
2.	STAS 2924 – 91	Poduri de şosea. Gabarite.
3.	STAS 4273 – 83	Construcţii hidrotehnice. Încadrarea în clase de importanţă.
4.	STAS 4068/2 – 87	Probabilităţi teoretice ale debitelor maxime în condiţii normale şi speciale în exploatare.
5.	STAS 10100/0 - 75 (30.06.2012)	Principii generale de verificare a siguranţei construcţiilor.
6.	STAS 9165 - 72 (30.06.2012)	Principii generale de proiectare pentru construcţii în regiuni seismice
7.	STAS 2900 - 89	Lucrări de drumuri. Lăţimea drumurilor
8.	STAS 4392 – 84	Căi ferate normale. Gabarite.
9.	STAS 4531 – 89	Căi ferate înguste. Gabarite.
10.	SR 4032/1-2001	Lucrări de drumuri. Terminologie.

Acţiuni

11.	STAS 10101/1 - 78 (30.06.2012)	Acţiuni în construcţii. Greutăţi tehnice şi încărcări permanente.
12.	STAS 10101/0 – 75 (30.06.2012)	Acţiuni în construcţii. Clasificarea şi gruparea acţiunilor.
13.	STAS 10101/OB – 87 (30.06.2012)	Clasificarea şi gruparea acţiunilor pentru podurile de cale ferată şi şosea.
14.	STAS 1545 – 89	Poduri pentru străzi şi şosele. Acţiuni. Poduri de şosea
15.	STAS 3221 – 86	Convoaie tip şi clase de încărcare.
16.	STAS 10101/23 - 75	Acţiuni în construcţii. Încărcări date de temperatura exterioară.
17.	STAS 3684 – 71	Scara intensităţilor seismice.
18.	SR 11100/1 – 93	Zonarea seismică. Macrozonarea teritoriului României.

Geotehnică şi fundaţii

19.	STAS 6054 – 77	Terenuri de fundare. Adâncimi maxime de îngheţ.
20.	STAS 3950 - 81	Geotehnică. Terminologie, simboluri şi unităţi de măsură
21.	STAS 1242/2 - 83	Cercetări geologice,tehnice şi geotehnice, specifice traseelor de căi ferate, drumuri şi autostrăzi.
22.	STAS 2745 - 90	Teren de fundare. Urmărirea tasării construcţiilor prin metode topografice.
23.	STAS 1242/4 - 85	Teren de fundare. Cercetări geotehnice prin foraje executate în pământuri.

Materiale

24.	SP6 - 1995	Cimenturi hidrotehnice aditivitate.
25.	SP7 - 1995	Cimenturi pentru drumuri cu adaos CD 345.
26.	SP8 - 1995	Cimenturi pentru drumuri cu adaos / aditivate.
27.	STAS 6102 - 86	Beton pentru construcţii hidrotehnice. Clasificare şi condiţii tehnice de calitate.
28.	STAS 183/1 - 95	Lucrări de drumuri. Îmbrăcăminţi de beton de ciment. Condiţii tehnice generale de calitate.
29.	SREN 206-1	Beton. Specificaţie, performanţă, producţie şi conformitate
30.	STAS 438/1 - 89	Oţel beton laminat la cald. Mărci. Condiţii tehnice de calitate.
31.	STAS 438/2 – 91	Sârmă trasă pentru beton armat.
32.	SR 438/3 - 98	Plase sudate
33.	SR 438/4 - 98	Sârmă cu profil periodic obţinută prin deformare plastică la rece
34.	STAS 6482/1 – 73	Sârme de oţel. Reguli de verificarea calităţii.
35.	STAS 6482/2 – 80	Sârme de oţel si produse din sârmă pentru beton precomprimat. Sârmă netedă.
36.	STAS 6482/3 – 80	Sârmă amprentată.
37.	STAS 6482/4 – 80	Toroane.
38.	STAS 661 - 71	Celochit.
39.	STAS 6165 - 88	Hârtie Kraft.

Prescripţii de proiectare

40.	STAS 10102 – 75 (30.06.2012)	Construcţii din beton, beton armat şi beton precomprimat. Prevederi fundamentale pentru calculul şi alcătuirea elementelor.
41.	STAS 10111/1 – 77	Poduri de cale ferată şi şosea. Infrastructuri din zidărie, beton şi beton armat. Prescripţii de proiectare
42.	STAS 8270 – 86	Poduri de şosea. Dispozitive pentru acoperirea rosturilor de dilataţie.
43.	STAS 5088 - 75	Lucrări de artă. Hidroizolaţii. Prescripţii de proiectare şi execuţie.
44.	STAS 175 - 87	Îmbrăcăminţi bituminoase turnate executate la cald. Condiţii tehnice generale de calitate.
45.	STAS 11348 - 87	Îmbrăcăminţi bituminoase pentru calea pe pod. Condiţii tehnice generale de calitate.

Execuţie, recepţie, revizii

46.	STAS 6657/2 - 89	Elemente prefabricate din beton, beton armat şi beton precomprimat. Reguli şi metode de verificare a calităţii.
47.	STAS 1910 - 83	Poduri de beton, beton armat şi beton precomprimat. Suprastructura. Condiţii generale de execuţie.
48.	STAS 2920 - 83	Poduri de şosea. Supravegheri şi revizii tehnice.

LISTA
normativelor tehnice republicane şi departamentale în vigoare, utilizate în proiectarea lucrărilor de poduri.
A. Normative cu caracter general

1.	PD 95 – 2001	Normativ privind proiectarea hidraulică a podurilor şi podeţelor (BTR. 13/2002)
2.	NP 067 – 2000	Normativ pentru proiectarea lucrărilor de apărare a drumurilor, căilor ferate şi podurilor, împotriva acţiunii apelor curgătoare şi lacurilor
3.	PD 197 – 78	Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor din domeniul transporturilor şi telecomunicaţiilor (în curs de revizuire).
4.	P 103 – 82	Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea şi executarea elementelor din beton precomprimat parţial, folosind armături pretensionate şi nepretensionate complementare (Buletinul Construcţiilor nr. 2/1983)
5.	C 167 – 77	Norme privind cuprinsul, modul de întocmire, completare şi păstrare a cărţii tehnice a construcţiilor (Buletinul Construcţiilor nr. 12/1977 completat cu 5 – 6/1983).
6.	C16 – 84	Normativ pentru realizarea pe timp friguros a lucrărilor de construcţii şi a instalaţiilor aferente (Buletinul Construcţiilor nr. 6/1985)
7.	C 155 – 89	Normativ privind prepararea şi utilizarea agregate uşoare (Buletinul Construcţiilor nr. 2/91)
8.	C 130 – 78	Instrucţiuni tehnice pentru aplicarea prin torcretare a mortarelor şi betoanelor (Buletinul Construcţiilor nr. 8/1979)
9.	C 149 – 87	Instrucţiuni tehnice privind procedeele de remediere a defectelor pentru elementele de beton şi beton precomprimat (Buletinul Construcţiilor nr. 5/1987)
10.	C 56 – 85	Normativ pentru verificarea calităţii şi recepţia lucrărilor de construcţii şi de instalaţii aferente (Buletinul Construcţiilor nr. 1 – 2/1986)
11.	AND 577-002	Normativ privind execuţia şi controlul calităţii hidroizolaţiei la poduri
12.	P 59 – 86	Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea şi folosirea armării cu plase sudate a elementelor de beton (Buletinul Construcţiilor nr. 10/1986)
13.	C 28 – 83	Instrucţiuni tehnice pentru sudarea armăturilor de oţel beton (Buletinul Construcţiilor nr. 7/1983)
14.	C 139 – 82	Instrucţiuni tehnice departamentale pentru protecţia anticorozivă a elementelor din beton ale suprastructurii podurilor expuse factorilor

climatici, noxelor şi acţiunii fondanţilor chimici utilizaţi pe timp de iarnă (Buletinul Construcţiilor nr. 7/1982)

15. C 54 - 81 Instrucţiuni tehnice pentru încercarea betonului cu ajutorul carotelor (Buletinul Construcţiilor nr. 2/1982)

16. C 26 - 85 Normativ pentru încercarea betonului prin metode nedistructive (Buletinul Construcţiilor nr. 8/1985 completat 2/1987).

17. CD 99 - 2001 Instrucţiuni tehnice privind repararea şi întreţinerea podurilor şi podeţelor de şosea din beton, beton armat, beton precomprimat şi zidărie de piatră (B.T.R. 3-2001)

B. Normative privind suprastructura

18. PD 46 - 2001 Normativ pentru calculul plăcilor armate pe două direcţii la podurile din beton armat

19. CD 118 - 2003 Instrucţiuni tehnice privind executarea rosturilor din asfalt turnat armat în vederea asigurării continuizării căii la podurile de şosea din beton armat şi beton precomprimat (BTR 1/2005)

C. Normative privind infrastructura

21. C 160 - 75 Normativ privind alcătuirea şi executarea piloţilor pentru fundaţii (Buletinul Construcţiilor nr. 6/1975)

22. NP 123-2010 Normativ privind proiectarea geotehnică a fundaţiilor pe piloţi

23. P 7 - 2000 Normativ privind proiectarea şi executarea construcţiilor fundate pe pământuri sensibile la umezire (Buletinul Construcţiilor 7/2001)

24. C 29/VIII - 96 Normativ privind îmbunătăţirea terenurilor stabile de fundare prin procedee mecanice
Caietul VIII - compactarea cu maiul foarte greu (între 5 - 20 t)

25. P 70 - 79 Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea şi executarea construcţiilor fundate pe pământuri cu umflături şi contracţii mari (Buletinul Construcţiilor nr. 4/1979)

26. C 168 - 80 Instrucţiuni tehnice pentru consolidarea pământurilor sensibile la umezire şi a nisipurilor fine prin silicatizare şi electrosilicatizare (Buletinul Construcţiilor nr. 12/1980)

27. C 182 - 87 Normativ privind executarea mecanizată a terasamentelor de drumuri (Buletinul Construcţiilor nr. 6/1987)

28. C 41 - 86 Normativ pentru alcătuirea, executarea şi folosirea cofrajelor glisante (Buletinul Construcţiilor nr. 7/1986)

29. P 15 - 2000 Normativ pentru proiectarea aparatelor de reazem la podurile de şosea din beton armat (BTR 21/2002)

30. CD 63-2000 Normativ departamental privind proiectarea şi folosirea aparatelor de reazem din neopren la podurile de cale ferata şi şosea (BTR 12/2001)

31. C 156 - 89 Îndrumator pentru aplicarea prevederilor STAS 6657/3 - 89. Elemente prefabricate din beton, beton armat şi beton precomprimat. Procedee si dispozitive de verificare a caracteristicilor geometrice (Buletinul Construcţiilor nr. 1/1991)

32. C 197 - 88 Instrucţiuni tehnice pentru utilizarea chiturilor tiocolice la etanşarea rosturilor în construcţii (Buletinul Construcţiilor nr. 9/1988).

33. C193 - 79 Instrucţiuni tehnice pentru executarea zidăriilor din piatră brută (Buletinul Construcţiilor nr. 9/1979)

34. P 19 - 2003 Normativ pentru adaptarea la teren a proiectelor tip de podeţe pentru drumuri (BTR 8/2005)

Lista standardelor europene

Indicativ	Titlul reglementărilor
SR EN 1990/2004	Eurocod. Bazele proiectării structurilor
SR EN 1990/2004/A1/2006	Anexa A2 – Aplicație pentru poduri
SR EN 1990/2004/NA/2006	Eurocod. Bazele proiectării structurilor. Anexa națională.
SR EN 1990/2004/1/2006/ NA/2006	Eurocod. Bazele proiectării structurilor. Anexa A2: Aplicație pentru poduri. Anexa națională.
SR EN 1991-2	EUROCOD 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri
SR EN 1991-2/NB	EUROCOD 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri. Anexa națională.
SR EN 1992-1-1/2004	Eurocod 2. Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1. Reguli generale şi reguli pentru clădiri
SR EN 1992-1-1/2004/ AC/2008	Erată.
SR EN 1992-1-1/2004/NB/2008	Eurocod 2. Proiectarea structurilor de beton.
SR EN 1992-2	EUROCOD 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 2: Poduri de beton. Proiectare şi prevederi constructive.

SR EN 1997-1/2006	Proiectarea geotehnică. Partea 1. Reguli generale
SR EN 1997-1/AC/2009	Proiectarea geotehnică. Partea 1. Reguli generale. Erată
SR EN 1997-2/2008	Proiectarea geotehnică. Partea 2. Investigarea şi încercarea terenului
SR EN 1998-1/2004/NA/2008	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1. Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri.
SR EN 1998-1/2004/NA/2008	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1. Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
SR EN 1998-2	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Poduri
SR EN 1998-2/NA	Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Poduri. Anexa naţională
SR EN ISO 9001/2008 SR EN ISO 9001/2008/AC/2009	Sisteme de management al calităţii. Cerinţe Erată tehnică 1.
SR EN 206-1/2002	Beton. Partea I. Specificaţie, performanţă, producţie şi conformitate, cu amendamentele SR EN 206-1/2002/A1/2005, SR EN 206-1/2002/A2/2005 si erata SR EN 206-1/2002/C91/2008
SR 13510/2006 SR 13510:2006/C91:2008 SR 13510:2006/AI:2012	Beton. Partea I. Specificaţie, performanţă, producţie şi conformitate. Document naţional de aplicare a SR EN 206-1 Erată. Amendament 1.
SR EN 197-1:2011	Ciment. Partea 1: Compoziţie, specificaţii şi criterii de conformitate ale cimenturilor uzuale.
SR EN 196/1/2006	Metode de încercare ale cimenturilor Partea 1: Determinarea rezistenţelor mecanice.
SR EN 196/2/2006	Metode de încercare ale cimenturilor. Partea 2: Analiza chimică a cimenturilor.
SR EN 196-3+A1:2009	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 3: Determinarea timpului de priză şi a stabilităţii

SR EN 196-6:2010	Metode de încercare a cimenturilor. Determinarea fineţei de măcinare.
SR EN 196-7:2008	Metode de încercare ale cimenturilor. Metode de prelevare şi pregătire a probelor de ciment.
SR EN 196-8:2010	Metode de încercare ale cimenturilor. Partea 8. Căldura de hidratare. Metoda prin dizolvare
SR EN 197-2/2002	Ciment. Partea 2. Evaluarea conformităţii
SR EN 933-1/2002	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 1. Determinarea granulozităţii. Analiza granulometrică prin cernere
SR EN 934-2:2009	Aditivi pentru beton, mortar şi pastă. Partea 2. Aditivi pentru beton. Definiţii, condiţii, conformitate, marcare şi etichetare
SR EN 1097-1:2011	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice şi fizice ale agregatelor. Partea 1. Determinarea rezistenţei la uzură (micro - Deval)
SR EN 1097-2/1998	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice şi fizice ale agregatelor. Partea 2. Metode pentru determinarea rezistenţei la sfărâmare
SR EN 1097-3/2002	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice şi fizice ale agregatelor. Partea 3. Metode pentru determinarea masei volumice în vrac şi a porozităţii intergranulare
SR EN 1097-6/2002	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice şi fizice ale agregatelor. Partea 6. Determinarea masei reale şi a coeficientului de absorbţie a apei
SR EN 12620+A1:2008	Agregate pentru beton
SR EN 1008/2003	Apa de preparare pentru beton. Specificaţii pentru prelevare, încercare şi evaluare a aptitudinii de utilizare a apei, inclusiv a apelor recuperate din procese ale industriei de beton, ca apă de preparare pentru beton.
SR EN 13577:2007	Atac chimic asupra betonului. Determinarea conţinutului de dioxid de carbon agresiv din apă.
SR ISO 7150-1:2001	Calitatea apei. Determinarea conţinutului de amoniu. Partea 1. Metoda spectrometrică manuală

SR EN ISO 7980:2002	Calitatea apei. Determinarea conținutului de calciu și magneziu. Metoda prin spectrometrie de absorbție atomică
SR EN 12350-1/2009	Încercare pe beton proaspăt. Partea 1. Eșantionare
SR EN 12350-2:2009	Încercare pe beton proaspăt. Partea 2. Încercarea de tasare
SR EN 12350-3:2009	Încercare pe beton proaspăt. Partea 3. Încercare Vebe
SR EN 12350-4:2009	Încercare pe beton proaspăt. Partea 4. Grad de compactare
SR EN 12350-5:2009	Încercare pe beton proaspăt. Partea 5. Încercare cu masă de răspândire
SR EN 12350-6:2009	Încercare pe beton proaspăt. Partea 6. Densitate
SR EN 12350-7/2009	Încercare pe beton proaspăt. Partea 7. Conținut de aer. Metode prin presiune
SR EN 12390-1/2002	Încercare pe beton întărit. Partea 1. Formă, dimensiuni și alte condiții pentru epruvete și tipare
SR EN 12390-1/2002/AC/2006	Încercare pe beton întărit. Partea 1. Formă, dimensiuni și alte condiții pentru epruvete și tipare. Erată
SR EN 12390-2/2009	Încercare pe beton întărit. Partea 2. Pregătirea și păstrarea epruvetelor pentru încercări de rezistență
SR EN 12390-3/2009	Încercare pe beton întărit. Partea 3. Rezistență la compresiune a epruvetelor
SR EN 12390-5/2009	Încercare pe beton întarit. Partea 5. Rezistența la întindere prin încovoiere a epruvetelor
SR EN 12390-6/2010	Încercare pe beton întărit. Partea 6. Rezistența la întindere prin despicare a epruvetelor
SR EN 12390-8/2009	Încercare pe beton întărit. Partea 8. Adâncimea de pătrundere a apei sub presiune
SR EN 12504-1/2009	Încercări pe beton în structuri. Partea 1. Carote. Prelevare, examinare și încercări la compresiune
SR EN 12504-2/2002	Încercări pe beton în structuri. Partea 2. Încercări nedistructive. Determinarea indicelui de recul
SR EN 12504/3/2006	Încercări pe beton în structuri. Partea 3. Determinarea forței de smulgere

SR EN 12504-4/2004	Încercări pe beton în structuri. Partea 4. Determinarea vitezei de propagare a ultrasunetelor
SR EN 13791/2007	Evaluarea in-situ a rezistenței la compresiune a betonului din structuri și din elemente prefabricate, cu erata SR EN 13791/C91/2007
SR EN 1337-3-2005	Aparate de reazem pentru structuri. Partea 3. Aparate de reazem din elastomeri.
SR EN 1337-4-2004	Aparate de reazem pentru structuri
	Partea 4. Aparate de reazem cu rulouri.
SR EN 1337-6-2004	Aparate de reazem pentru structuri Partea 6. Aparate de reazem cu balansiere.
SR EN 12092/2002	Adezivi: Determinarea vâscozității.
SR EN 13369/2004	Reguli comune pentru produsele prefabricate de beton.
SR EN 12794/2006	Produse prefabricate de beton. Piloți de fundații.
SR EN 1340/2004	Elemente de borduri din beton. Condiții și metode de încercări
SR EN 13670:2010	Execuția structurilor de beton

ANEXA B

Indicativ	Titlul reglementării
CP 12/1-2007	Cod de practică pentru producerea betonului
NE 012/2-2010	Normativ pentru producerea și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat. Partea 2. Executarea lucrărilor din beton
AND 546/2009	Normativ privind execuția la cald a îmbrăcăminților bituminoase pentru calea pe pod
NP 123:2010	Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți

I.3 TERMINOLOGIE ŞI CLASIFICAREA PODURILOR

I.3.1 Terminologia podurilor

Terminologia utilizată în prezentul Normativ este în conformitate cu STAS 5626-1992 şi cu SR 4032/1-2001, la care se adaugă definiţiile prezentate mai jos:

Podul este o construcţie ce susţine o cale de transport deasupra unui obstacol, lăsând un spaţiu pentru asigurarea continuităţii obstacolului traversat.

Principalele elemente ale unui pod sunt:

- suprastructura;
- infrastructura.

Suprastructura este partea de construcţie pe care se aşează calea de rulare a vehiculelor şi care suportă încărcarea transmisă de acestea. Suprastructura este elementul principal al structurii de rezistenţă şi asigură continuitatea căii deasupra obstacolului.

Infrastructura este partea din construcţie ce susţine suprastructura şi transmite încărcările la terenul de fundaţie.

Elementele suprastructurii sunt:

- *calea de rulare*, având rolul de a creea o suprafaţă continuă pentru circulaţia vehiculelor şi a pietonilor. Calea este alcătuită din parte carosabilă şi trotuare.
- *platelajul* este elementul de construcţie ce susţine calea şi transmite încărcările la structura principală de rezistenţă. În cazul podurilor din beton armat platelajul este alcătuit din placă şi antretoaze sau numai din placă.

Infrastructura este alcătuită din culei la podurile cu o singură travee şi din culei şi pile la podurile cu două sau mai multe travei.

Elementele constitutive ale unei infrastructuri sunt: fundaţia şi elevaţia.

Elementul principal de rezistenţă susţine platelajul şi transmite, direct sau prin intermediul aparatelor de reazem, încărcările la infrastructură.

În cazul podurilor masive elementul principal de rezistenţă poate fi:

- dală;
- grindă;
- cadru;
- arc;
- boltă.

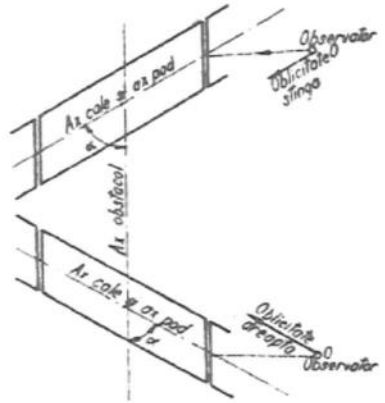
Racordarea din spatele culeii se poate face:

- cu sferturi de con;
- cu aripi.

Înalţimea de construcţie este diferenţa de nivel între partea cea mai ridicată a căii şi partea cea mai de jos a suprastructurii în stare de deformaţie maximă.

Oblicitatea la stânga: dacă, faţă de perpendiculara pe zidul de gardă al culeei, podul se vede în stânga.

Oblicitatea la dreapta: daca, faţă de perpendiculara pe zidul de gardă al culeei, podul se vede în dreapta.



I.3.2 Clasificarea podurilor

Clasificarea podurilor se poate face după mai multe criterii, dintre care:

a) După natura obstacolului traversat:

- pod - traversează un curs de apă;
- viaduct - pod ce înlocuieşte un rambleu
- pasaj – pod ce traversează o cale de transport.

b) După mărimea deschiderii:

- podeţ – pod având deschiderea mai mică de 5 m;
- pod mic – pod cu deschiderea maximă 20 m;
- pod mijlociu – pod la care deschiderea cea mai mare este de 21...50 m;
- pod mare – pod la care deschiderea cea mai mare este de 51...100 m
- pod foarte mare – pod având cel puţin o deschidere peste 100 m

c) După materialul din care este realizată suprastructura:

- pod metalic;
- pod din zidărie (cărămidă sau piatră);
- pod din beton;
- pod din beton armat;
- pod din beton precomprimat;
- pod cu suprastructură mixtă (metal–beton armat sau metal–beton precomprimat).

Podurile din zidărie, beton, beton armat sau beton precomprimat poartă denumirea de poduri masive, deoarece sunt caracterizate prin greutate proprie importantă.

d) După schema statică a structurii de rezistenţă podurile masive pot fi:

- dale sau grinzi simplu rezemate;
- dale sau grinzi cu console;
- dale sau grinzi cu console şi articulaţii (tip Gerber);
- dale sau grinzi continue;
- cadre;
- arce – pereţi sau şaibe;
- arce sau bolţi.

e) După modul de execuţie, podurile din beton armat sau beton precomprimat pot fi:

- monolite;
- cu elemente preturnate;
- cu elemente prefabricate.

Pentru simplificare în continuare se va utiliza sintagma de pod şi pentru viaducte şi pasaje.

Prezentul Normativ are ca obiect alcătuirea şi calculul podurilor şi podeţelor de şosea din beton, beton armat şi beton precomprimat, monolite sau prefabricate.

CAPITOLUL II ELEMENTE GENERALE NECESARE LA PROIECTAREA PODURILOR DE ŞOSEA

II.1 DATE PENTRU STABILIREA LUNGIMII PODURILOR, DESCHIDERIOR PODETELOR

II.1.1 Stabilirea lungimii podurilor

Principalul criteriu de stabilire a lungimii unui pod îl constituie condiţiile hidraulice de scurgere a apelor de sub pod.

Lumina totală a podului (L) adică distanţa, măsurată pe orizontală, între feţele culeilor este elementul ce se dimensionează prin calcul hidraulic (fig. 2.1).

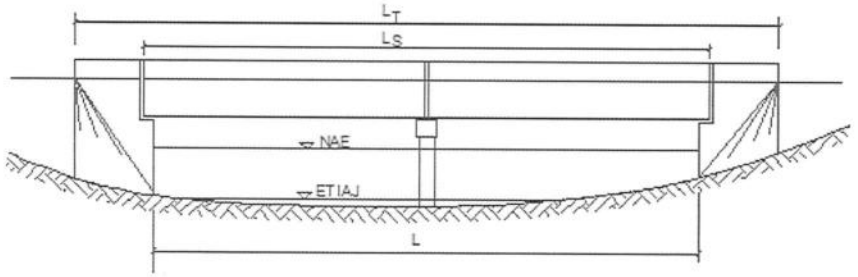


Fig.2.1

Calculul lungimii podurilor şi podeţelor se face conform prescripţiilor din „Normativul privind proiectarea hidraulică a podurilor şi podeţelor", indicativ PD 95 – 2001. Pentru aceasta se stabilesc în conformitate cu prevederile STAS 4273 – 83 categoria şi clasa de importanţă a podului.

Încadrarea podului într-o anumită categorie din punct de vedere hidrotehnic se face în funcţie de tipul şi importanţa drumurilor pe care este amplasat podul (autostradă, drumuri naţionale, drumuri judeţene, drumuri comunale, etc.).

Încadrarea podului într-o anumită clasă de importanţă din punct de vedere hidrotehnic se face în funcţie de categoria lui, de durata de exploatare proiectată (definitiv sau provizoriu) şi de rolul funcţional (principal sau secundar).

În funcţie de această clasă de importanţă, se stabileşte în conformitate cu STAS 4068/2 – 87 probabilitatea anuală de depăşire a debitelor maxime în condiţii normale de exploatare pe baza căruia se determină debitul de calcul.

În funcţie de valoarea debitului de calcul şi de caracteristicile albiei cursului de apă, se calculează toate elementele principale ale podului: lungime, număr de deschideri, nivelul maxim al apei, afuieri generale şi locale, lucrări de apărare şi dirijare.

Înălţimea de liberă trecere sub pod determină poziţionarea în plan vertical a podului iar pe baza ei şi a înălţimii de construcţie se calculează cotele căii pe pod.

Pentru cursurile de apă navigabile cota căii pe pod se stabileşte în funcţie de înălţimea dreptunghiului de navigaţie şi plutărit.

În normativul PD 95-2002 sunt date înălţimile de liberă trecere pentru diferite tipuri de poduri şi valori ale debitelor de calcul.

II.1.2 Lungimea pasajelor şi viaductelor

Lungimea pasajelor şi viaductelor se determină din considerente tehnice (traversarea de obstacole, drumuri, căi ferate) şi economice. Lungimea optimă se stabileşte prin compararea indicilor tehnico-economici între soluţia cu viaduct şi soluţia cu rampe.

II.2 LĂŢIMEA PARTII CAROSABILE A PODURILOR, PASAJELOR ŞI PODEŢELOR

Prin lăţimea podului se înţelege distanţa dintre feţele interioare ale parapetelor, la nivelul mâinii curente.

În secţiunea transversală, lăţimea podurilor se stabileşte de la caz la caz în funcţie de lăţimea părţii carosabile, conform articolului 3.8 şi anexei 2 din „Normele tehnice privind proiectarea, construirea şi modernizarea drumurilor" aprobate cu ordinul 45/1998 al Ministerului Transporturilor (fig.2.2).

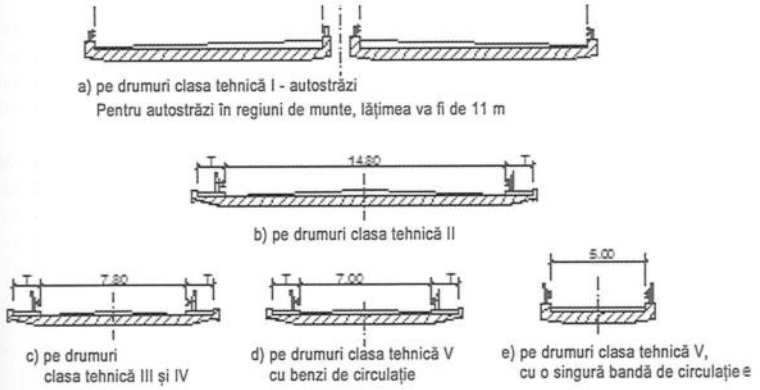


Fig.2.2

În cazul podurilor în curbă, la determinarea lăţimii părţii carosabile se va ţine seama de supralărgire conform STAS 863 – 85 care se adaugă la lăţimea stabilită pentru podurile în aliniament.

II.3 GABARITE

II. 3.1 Gabarite pe poduri de şosea

Gabaritul de liberă trecere este conturul geometric în plan vertical, perpendicular pe axa căii, în care nu trebuie să pătrundă nici un element de construcţie al suprastructurii podului.

Valorile dimensiunilor elementelor ce intervin la gabaritele podurilor de şosea inclusiv la cele preconizate cu linie de tramvai sau/şi piste pentru ciclişti sunt cele din STAS 2924 – 91, corelat cu „Normele tehnice privind proiectarea, construirea şi modernizarea drumurilor".

Podurile, podeţele şi viaductele vor fi prevăzute cu parapete de siguranţă a circulaţiei conform cu SR 1948-2:1995 încadrate în clase de performanţa, conform SR 1317-2000 din punct de vedere al criteriilor la încărcările de şoc şi niveluri de protecţie.

II. 3.2 Gabarite sub pasaje de şosea

Gabaritele de libera trecere sub pasaje care traversează căi rutiere se vor stabili în funcţie de numărul şi destinaţia benzilor traversate, de spaţiile rezervate tramvaielor, pistelor pentru ciclişti şi trotuarelor pentru pietoni, şanţuri sau rigole.

Înălţimea liberă sub pasaj (H) va fi de 5,00 m indiferent de categorie sau clasa tehnică conform „Normelor tehnice privind proiectarea, construirea şi modernizarea drumurilor".

Această valoare se va spori cu cca. 50 cm, reprezentând ridicarea nivelului căii prin ranforsarea sistemului rutier în cazul drumurilor cu trafic important.

Conform Normativelor tehnice privind proiectarea, construirea şi modernizarea drumurilor precum şi conform STAS 2924-91, înalţimea gabaritului de liberă trecere peste drumuri, indiferent de categorie sau clasă tehnică , este de 5,00 m. De asemenea in Eurocod 1-SR EN 1991 – Acţiuni asupra structurilor (vezi si par. 11.4.2.3.1.2) se menţioneaza că pentru a se evita impactul autovehiculelor asupra suprastructurii pasajelor, spaţiul de siguranţa recomandat este între 5,00 şi 6,00 m, exclusiv refacerile ulterioare ale căii de circulaţie sub pasaj. După cum se observă şi aici valoarea minimă recomandată a înălţimii libere sub pasaj (înălţimea liberă între suprafaţa drumului şi intradosul suprastructurii pasajului) h_0 este de 5,00 m. Sub această valoare trebuie luat in considerare impactul autovehiculelor asupra suprastructurii pasajului.

Gabaritele de liberă trecere sub pasaje care traversează căi ferate se vor stabili conform prevederilor din STAS 4392-84 pentru căi ferate normale şi STAS 4531-89 pentru căi ferate înguste.

II.4 ACŢIUNI ASUPRA PODURILOR

II.4.1 Noţiuni generale

Prin acţiune se înţelege orice cauză capabilă să producă eforturi sau deformaţii în elementele podurilor sau în structurile de poduri.

Valorile caracteristice ale acţiunilor care se iau în considerare la calculul podurilor de şosea sunt prezentate în Eurocodul 1 - Acţiuni asupra structurilor. Acţiunile pentru poduri sunt detaliate in paragraful II.4.2.

Valorile de calcul Fd se determină prin multiplicarea valorilor caracteristice F_k cu coeficienţii de siguranta γ_f şi grupării y.

$$Fd = \gamma_f \,.y.\, F_k$$

- γ_f reprezinta coeficientul partial care tine seama de posibilitatea de abateri nefavorabile a valorilor actiunii de la valorile reprezentative,
- y poate fi egal cu 1.00 sau cu y_0 ,y_1 ,y_2 în funcţie de grupare.

Greutăţile specifice ale materialelor din care sunt alcătuite elementele de construcţie se iau conform tabelului II.1.

Tab. II.1 - greutăţi specifice la poduri

Materiale	Greutatea specifică γ [kN/m^3]
Îmbrăcăminte pentru poduri de şosele	
asfalt turnat şi beton asfaltic	24,0 până la 25,0
mastic asfalt	18,0 până la 22,0
asfalt fierbinte cilindrat	23,0
Umpluturi pentru poduri	
nisip (uscat)	15,0 până la 16,0
balast, pietriş(în stare liberă)	15,0 până la 16,0
îmbrăcăminte de piatră	18,5 până la 19,5
zgură concasată	13,5 până la 14,5
umplutură de piatră spartă	20,5 până la 21,5
argilă plastică	18,5 până la 19,5

II.4.2 Clasificarea acţiunilor

Acţiunile se clasifică după următoarele criterii:

a) variaţia în timp:

- **acţiuni permanente (G)** - sunt acţiuni ce au schimbări puternice, de durată într-o perioadă de referinţă dată, şi pentru care variaţia în timp a mărimii este neglijabilă, sau pentru care variaţia este mereu în aceeaşi direcţie (monotonă) până când atinge o valoare limită;
- **acţiuni variabile (Q)**, pentru care variaţia mărimii în timp nu este nici neglijabilă nici monotonă;
- **acţiuni accidentale (A)**, acţiuni, în general de scurtă durată, dar de mărime semnificativă, care are puţine şanse de a interveni asupra unei structuri date în timpul duratei de viaţă proiectate.

b) variaţia în spaţiu:

- **acţiuni fixe**, de exemplu greutatea proprie;
- **acţiuni libere**, de exemplu încărcările utile mobile, efectele vântului şi ale zăpezii.

c) natura acţiunii şi a răspunsului structurii:

- **acţiuni statice**, care nu provoacă acceleraţii semnificative structurii sau unui element structural ;
- **acţiuni dinamice**, care provoacă acceleraţii semnificative structurii sau unui element structural.

d) origine:

- **acţiuni directe**, încărcari aplicate structurii de exemplu încărcările permanente (greutatea proprie, încărcarea moartă), încărcările produse de convoaie, aglomerări cu oameni, presiunea vântului, etc

- **acţiuni indirecte**, deformatii impuse de exemplu efectul variaţiilor de temperatură sau tasările diferenţiate, contracţia şi curgerea lentă a betonului etc.

Pentru verificarea şi dimensionarea podurilor rutiere se utilizează următoarele acţiuni:

II.4.2.1 Acţiuni permanente (G_k):

a) greutatea proprie a structurii de rezistenţă;

b) greutatea elementelor nestructurale: calea pe pod (hidroizolaţii, sistem rutier, etc.), echipamente pentru poduri (borduri, parapete de siguranta direcţionale şi pietonale, panouri fonoabsorbante, panouri de protectie, dispozitive de acoperire a rosturilor de dilataţie etc.);

c) umplutura pământului pe elemente ale structurii;

d) împingerea pământului.

Pentru determinarea valorii caracteristice a unei acţiuni permanente trebuie stabilită variaţia acesteia pe durata de viaţă proiectată a structurii. În cazul în care coeficientul de variaţie este mic (cuprins intre 0,05 şi 0,10), pentru acţiunea permanentă se utilizează o singură valoare caracteristică G_k, fiind media între valorile extreme. Dacă variaţia acţiunii nu poate fi considerată mică în calcul se utilizează două valori: o valoare superioară $G_{k,sup}$ şi o valoare inferioară $G_{k,inf}$.

II.4.2.1.1. Greutatea proprie a structurii de rezistenţă poate fi reprezentată de o singură valoare caracteristică, calculata pe baza dimensiunilor nominale şi a valorilor medii ale greutăţilor specifice indicate în tabelul II.1

II.4.2.1.2. Greutatea elementelor nestructurale se calculează în acelaşi mod prezentat mai sus pentru elementele structurale. În cazul echipamentelor de poduri valoarea caracteristică va fi specificată pentru fiecare proiect în parte.

II.4.2.1.3. Umpluturile de pământ de pe elementele ale structurii (ex. umpluturile pe treptele fundaţiilor, etc.) sunt încărcări pemanente şi distribuţia acestora trebuie luată în considerare la proiectare. Calculul greutăţilor acestora se face după modelul prezentat mai sus.

II.4.2.1.4. Împingerea pământului se referă la presiunea exercitată de masa de pământ pe suprafeţele structurilor de susţinere (culei, ziduri de sprijin,etc). Un calcul detaliat al valorii carcateristice a împingerii pământului se găseşte în capitolul VII.1.3.

- **Precomprimarea (P)** se clasifică ca o acţiune permanentă cauzată fie de forţe controlate şi/sau deformaţii controlate impuse pe o structură.

II.4.2.2 Acţiuni variabile (Q_k):

a) acţiuni din trafic la poduri (*SR EN 1991-2:2005*);

b) acţiuni ale vântului (*SR EN 1991-1-4:2006*);

c) acţiuni termice (*SR EN 1991-1-5:2005*);

d) acţiuni date de zăpadă (*SR EN 1991-1-3:2005*);

e) împingerea pământului din suprasarcină.

II.4.2.2.1. Acţiunile din trafic la poduri

Încărcarea reală pe podurile de şosea consta in diverse categorii de vehicule (autoturisme, camioane şi vehicule speciale) şi pietoni ce dau naştere unor forţe verticale, orizontale, statice şi dinamice.

Acţiunile din trafic în funcţie de zona de aplicare pe pod pot fi acţiuni aplicate pe partea carosabilă şi acţiuni aplicate pe trotuare.

II.4.2.2.1.1 Acţiuni aplicate pe partea carosabilă

Lăţimea părţii carosabile „w" se măsoară între feţele bordurilor sau ale sistemului de protecţie al vehiculelor, fără a se lua în calcul zona mediană dintre parapetele de siguranţă sau borduri, în cazul unui pod cu două fire de circulaţie individuale.

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Benzile teoretice de circulaţie „w_1" se obţin prin împărţirea lăţimii părţii carosabile la cel mai mare număr întreg posibil „n_1" conform tabelului II.2:

Tabelul II.2

Lăţimea părţii carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulaţie	Lăţimea unei benzi teoretice de circulaţie	Lăţimea zonei rămase
$w < 5{,}4$ m	$n_l = 1$	3 m	w – 3 m
$5{,}4\ \text{m} \le w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6\ \text{m} \le w$	$n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	w – 3 x n_l
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lăţimea de 11 m, $n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, şi lăţimea zonei rămase este: 11 – 3 x 3 = 2 m.			

Numărul, poziţia şi numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel încât efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile în scopul unei verificări individuale.

Banda care oferă cel mai nefavorabil efect poartă numele de Banda nr.1, banda care oferă al doilea cel mai nefavorabil efect este numită Banda nr.2, şi aşa mai departe. (a se vedea fig.2.3).

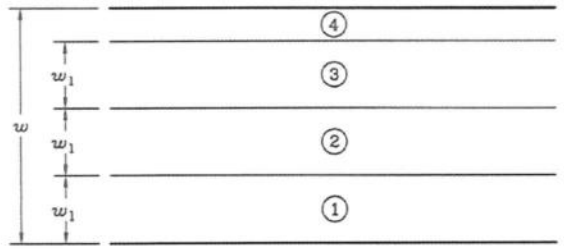


Fig. 2.3

w = Lăţimea părţii carosabile;
w_l = Lăţimea unei benzi teoretice de circulaţie;
1 = Banda teoretică nr.1;
2 = Banda teoretică nr.2;
3 = Banda teoretică nr.3;
4 = Zona rămasă.

II.4.2.2.1.1.1 Încărcări verticale - Valori caracteristice

a) Convoiul de calcul 1 (LM1):

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate şi încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane şi automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât şi globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea „$\alpha_Q Q_k$" pe fiecare osie. Osiile au câte două roţi identice cu amprenta la sol pătrată cu latura de 0.4 m conform fig 2.4:

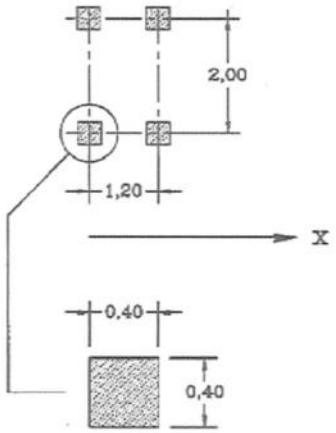


Fig 2.4

Notă: atât pentru verificări locale cât şi generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulaţie cu precizarea că poziţionarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, şi în poziţia cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăşi limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea „$\alpha_q q_k$" pe metru pătrat;

Valorile caracteristice ale încărcărilor Q_k şi q_k pentru fiecare bandă teoretică de circulaţie se găsesc centralizate în tabelul II.3 iar poziţionarea acestora pe benzile teoretice în fig. 2.5.

Notă: Valorile încărcărilor prezentate în tabelul II.3 includ amplificarea dinamică.

Coeficienţii de corecţie pentru încărcările uniform distribuite şi concentrate „α_q" şi „α_Q" se iau egali cu 1(conform secţiunea 4-4.3.2(3)-*SR EN 1991-2:2004/NB:2006*)

Tabelul II.3

Poziţia	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

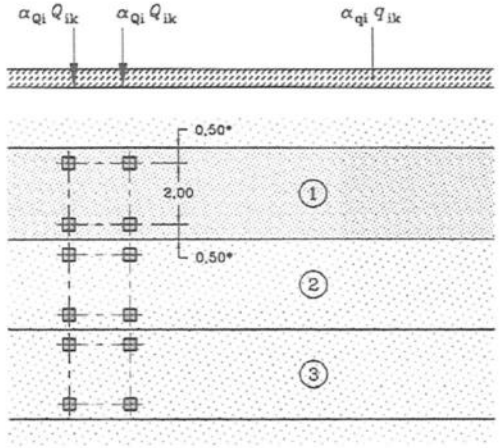
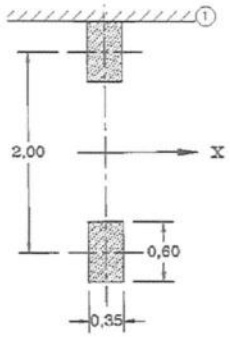


Fig. 2.5

b) Convoiul de calcul 2 (LM2):

Acest convoi acoperă efectele unui trafic normal pe elemente structurale scurte. Pentru elemente structurale cu lungimi între 3 m şi 7m trebuie să se utilizeze acest convoi de calcul.

Convoiul LM2 este alcătuit dintr-o singură osie (fig.2.6), cu greutatea $\beta_Q Q_{ak}$ cu Q_{ak} egală cu 400 kN, care include amplificarea dinamică şi care se poate aplica oriunde pe partea carosabilă. Totuşi dacă este relevant se poate considera numai o singură roată cu intensitatea de $200\beta_Q$ kN. Factorului „β_Q" = 1 (conform secţiunea 4-4.3.3(2)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006). Suprafaţa de contact a fiecărei roţi se consideră de formă dreptunghiulară cu dimensiunile de 0.35 m şi 0.60 m (fig.2.6).



Legendă:
X axa longitudinală pod
1 bordură

Fig.2.6

c) Convoiul de calcul 3 (LM3):

Acest convoi este reprezentat de vehicule speciale sub forma unui set de încărcări pe osii asamblate. Modelele de bază ale vehiculelor speciale corespund pentru niveluri variate ale încărcărilor excepţionale care pot fi autorizate să circule pe trasee particulare ale reţelei de autostrăzi europene. Sunt admise vehicule cu lăţimea de 3,00 m pentru osii de 150 kN şi 200 kN şi 4,50 m pentru osii de 240 kN.

În cazuri particulare, beneficiarul cu acordul autorităţii relevante poate stabili alte convoaie de calcul pentru vehicule speciale, precum şi regulile lor de aplicare care se precizează în caietele de sarcini.

Convoiul de calcul 3 se utilizează atât la verificări locale cât şi globale.

Modelele de bază pentru convoiului LM3 sunt prezentate în tabelele II.4 şi II.5 conform Anexa A - SR EN 1991-2:2005.

Tabel.II.4

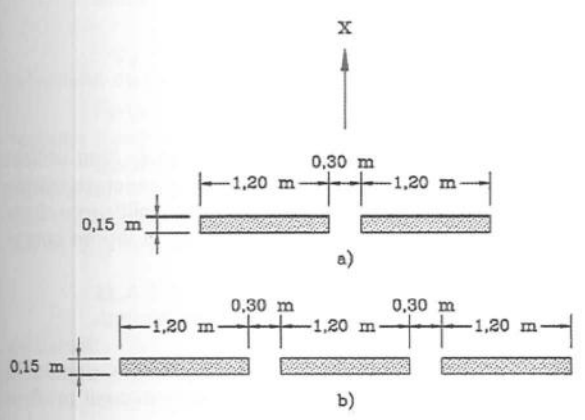
Greutate totală	Compunere	Notaţie
600 kN	4 osii de 150 kN	600/150
900 kN	6 osii de 150 kN	900/150
1200 kN	8 osii de 150 kN sau 6 osii de 200 kN	1200/150 1200/200
1500 kN	10 osii de 150 kN sau 7 osii de 200 kN + 1 osie de 100 kN	1500/150 1500/200
1800 kN	12 osii de 150 kN sau 9 osii de 200 kN	1800/150 1800/200
2400 kN	12 osii de 200 kN sau 10 osii de 240 kN sau 6 osii de 200 kN (la distanţa de 12 m) + 6 osii de 200 kN	2400/200 2400/240 2400/200/200
3000 kN	15 osii de 200 kN sau 12 osii de 240 kN + 1 osie de 120 kN sau 8 osii de 200 kN (la distanţa de 12 m) + 7 osii de 200 kN	3000/200 3000/240 3000/200/200
3600 kN	18 osii de 200 kN sau 15 osii de 240 kN sau 9 osii de 200 kN (la distanţa de 12 m) + 9 osii de 200 kN	3600/200 3600/240 3600/200/200

Tabel .II.5

	Osii de 150 kN	Osii de 200 kN	Osii de 240 kN
600 kN	n = 4 x 150 e = 1,50 m		
900 kN	n = 6 x 150 e = 1,50 m		
1200 kN	n = 8 x 150 e = 1,50 m	n = 6 x 200 e = 1,50 m	
1500 kN	n = 10 x 150 e = 1,50 m	n = 1 x 100 + 7 x 200 e = 1,50 m	
1800 kN	n = 12 x 150 e = 1,50 m	n = 9 x 200 e = 1,50 m	
2400 kN		n = 12 x 200 e = 1,50 m n = 6 x 200 + 6 x 200 e = 5 x 1,5 + 12+ 5 x 1,5	N = 10 x 240 e = 1,50 m
3000 kN		n = 15 x 200 e = 1,50 m n = 8 x 200 + 7 x 200 e = 7 x 1,5 + 12 + 6 x 1,5	N = 1 x 120 + 12 x 240 e = 1,50 m
3600 kN		n = 18 x 200 e = 1,50 m	N = 15 x 240 e = 1,50 m n = 8 x 200 + 7 x 240 e = 7 x 1,50 + 12 + 6 x 1,5

NOTE:
n este numărul osiilor multiplicate cu greutatea fiecărei osii din fiecare grup în (kN) ,
e este distanţa dintre fiecare grup în [m].

Valorile încărcărilor pe osie prezentate în tabelele de mai sus nu conţin coeficientul de amplificare dinamică. Pentru acest tip de convoi se întâlnesc două situaţii de deplasare în funcţie de viteză, şi anume: deplasare lentă cu o viteză mai mică de 5 km/h şi deplasare normală cu o viteză de 70 km/h. Pentru deplasarea lentă nu este necesară atribuirea amplificării dinamice, dar în schimb pentru o viteză de 70 km/h coeficientul de amplificare dinamică se poate calcula cu următoarea formulă:



$$\varphi = 1{,}40 - \frac{L}{500} \qquad \varphi \geq 1$$

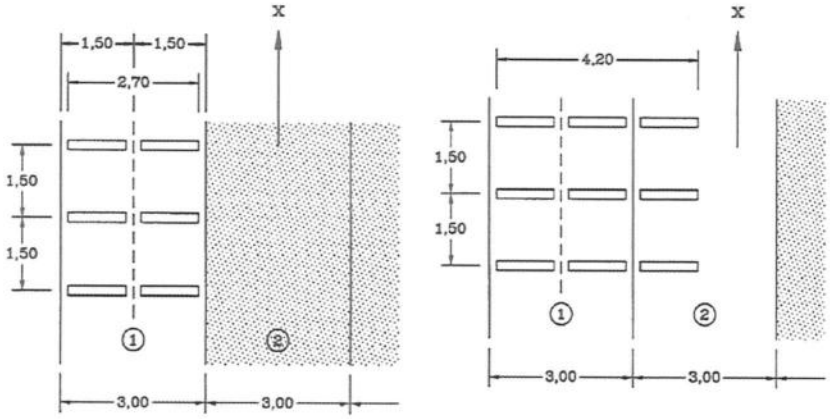
unde L = lungimea liniei de influenţă

Suprafaţa de contact a roţilor funcţie de clasa vehiculelor speciale este prezentată în fig.2.7.

Fig.2.7

Legendă:
X axa podului;
a) amprenta pentru şiruri de roţi de la 100 până la 200 kN;
b) amprenta pentru şiruri de roţi de 240 kN.

Amplasarea vehiculelor speciale pe suprafaţa părţii carosabile divizată în benz teoretice de circulaţie se va face în scopul obţinerii efectului cel mai defavorabil, funcţie de clasa acestuia. Astfel, pentru vehicule alcătuite din şiruri de osii de 150 kN sa 200 kN pe o singură bandă de circulaţie iar pentru cele alcătuite din osii de 240 kN p două benzi teoretice alăturate (fig.2.8).



Legendă

Şiruri de osii de 150 kN sau 200 kN (b=2,70 m)
X: Axa podului
(1) Banda 1
(2) Banda 2

Legendă

Şiruri de osii de 240 kN (b=4,20 m)
X: Axa podului
(1) Banda 1
(2) Banda 2

Fig.2.8

d) Convoiul de calcul 4 (LM4):

Acest convoi se referă la încărcarea din aglomeraţie de oameni, fiind utilizat numai la verificări generale şi trebuie considerată numai ca situaţie de proiectare tranzitorie. Încărcarea constă dintr-o forţă uniform distribuită ce include şi amplificarea dinamică şi este egală cu 5kN/m². Aplicarea acestuia se face pe o lungime şi lăţime corespunzătoare a părţii carosabile şi dacă este cazul şi pe zona mediana.

II.4.2.2.1.1.2 Încărcări orizontale - Valori caracteristice

a) Forţa de frânare şi tracţiune:

Forţa de frânare „Q_{lk}" este o forţă ce acţionează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeţei de rulare a părţii carosabile. Aceasta se amplasează în axul oricărei

benzi teoretice de circulaţie, iar dacă efectul excentricităţii nu e semnificativ poate fi aplicată pe axul părţii carosabile şi uniform distribuită pe toată lungimea de încărcare.

Valoarea caracteristică Q_{lk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lăţime a podului, şi trebuie calculată ca fracţiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează :

$$Q_{lk} = 0.60\alpha_{Q1}(2Q_{1k})+0.10\ \alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900\ (kN)$$

L = lungimea tablierului sau a părţii considerate în calcul.

Pentru cazurile curente când lungimea de încărcare L>1,2 m forţa de frânare este egală cu Qlk=360+2,7L ≤ 900 (kN).

Limita inferioară a forţei de frânare la podurile de şosea este de 300 kN.

Forţele de frânare asociate convoiului de calcul LM 3 se stabilesc de către beneficiar cu acordul autorităţii relevante, precum şi regulile de combinare ale acestora şi se definesc în caietele de sarcini.

Forţele datorate tracţiunii sunt egale ca mărime cu cele datorate frânării dar de sens contrar.

b) Forţa centrifugă:

Forţa centrifugă „Q_{tk}" trebuie considerată ca o forţă transversală ce acţionează la nivelul carosabilului finalizat şi radial faţă de axa acestuia. Valoarea caracteristică Q_{tk} a forţei centrifuge în care sunt incluse efectele dinamice este menţionată în tabelul II.6 funcţie de raza în plan orizontal a axei părţii carosabile.

Tab.II.6

$Q_{tk} = 0,2\ Q_v$ (kN)	dacă $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40\ Q_v / r$ (kN)	dacă $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	dacă $r > 1500$ m

unde:

- r raza în plan orizontal a axei părţii carosabile în metri
- Q_v este suma tuturor încărcărilor concentrate ale sistemului tandem al convoiului de calcul 1, adică $\sum_i \alpha_{Qi}(2Q_{ik})$.

Forţa centrifugă Q_{tk} se cosideră că acţionează ca o forţă concentrată în orice secţiune transversală a podului.

Dacă este cazul, forţele transversale produse de derapajul vehiculelor datorat frânării sau blocării roţilor se ia în cosiderare. Se consideră o forţă de frânare transversală Q_{trk} egală cu 25% din forţa de acceleraţie longitudinală Q_{lk} care acţionează simultan cu Q_{lk}, aplicată la nivelul suprafeţei de rulare.

II.4.2.2.1.2. Acţiuni aplicate pe trotuar

Acţiunile aplicate pe trotuarele podurilor de şosea se împart în două convoaie de calcul:

a) o forţă uniform distribuită q_{fk},
b) o forţă concentrată Qfwk.

Cele două convoaie se aplică separat pentru situaţii de proiectare permanent şi tranzitorii.

II.4.2.2.1.2.1. Convoiul de calcul reprezentat de o forţă uniform distribuită „q_{fk}":

La podurile de şosea care susţin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști valoarea caracteristică a forţei uniform distribuită q_{fk} este de 5 kN/m². Forţa se aplică pe toată lăţimea utilă a trotuarului.

II.4.2.2.1.2.2. Convoiul de calcul reprezentat de o forţă concentrată „Q_{fwk}":

Valoarea caracteristică a forţei concentrate Q_{fwk} este de 10 kN şi acţionează pe o suprafaţă pătrată cu latura de 0.10 m.

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

Notă: În cazul zonelor de inspecţie a podurilor modelul de calcul utilizat este ce care produce efectele cele mai defavorabile dintre o forţă uniform distribuită de 2 kN/m şi o forţă concentrată de 3 kN aplicată pe o suprafaţă pătrată cu dimensiunea de (0.2 x 0.20)m².

II.4.2.2.2 Acţiuni ale vântului la poduri

Acţiunile din vânt sunt luate în calcul printr-un set de presiuni şi forţe ale căro efecte sunt echivalente cu efectele extreme ale unui vânt turbulent. Acţiunea acestor se materializeaza la nivelul suprastructurii cât şi a infrastructurii podurilor.

II.4.2.2.2.1 Acţiunea vântului la nivelul suprastructurii

Vântul acţionează faţă de axa tablierului în plan orizontal şi vertical conform figurii 2.9:

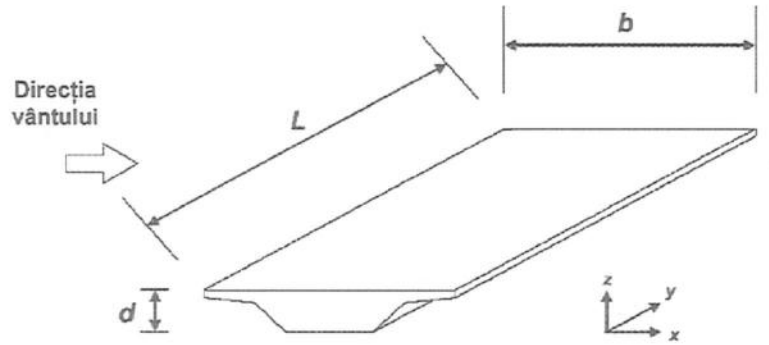


Fig.2.9

L= lungimea tablierului [m]
B=lăţimea tablierului [m]
d=înălţimea pe direcţia z, în funcţie de încărcarea sau neîncărcarea podului [m]

Vântul generează forţe pe x (direcţia perpendiculară pe deschidera podului), y (direcţia în lungul deschiderii) şi z (direcţia perpendiculară pe tablier). Forţele produse în direcţiile x şi y sunt datorate suflării vântului în diferite direcţii şi în mod normal nu sunt simultane. În schimb, forţele produse în direcţia z pot fi rezultatul suflării vântului într-un domeniu larg al direcţiilor şi se pot asocia în calcul cu oricare dintre forţele de pe celelalte direcţii atât timp cât generează un efect nefavorabil.

Rezultanta acţiunii presiunii vântului asupra tablierului unui pod se calculează simplificat fără a se evalua răspunsul dinamic:

$$F_{wk} = \frac{1}{2} r v_b^2 C A_{ref},$$

unde F_{wk} = valoarea caracteristică a vântului care acţionează asupra unei structuri.

Pentru tablierele podurilor rutiere normale (L ≤ 40,00 m) nu se evaluează răspunsul dinamic.

II.4.2.2.2.1.1 Calculul forţelor din vânt pe tablierele podurilor pe direcţia x:

$$F_{wk} = \frac{1}{2} r v_b^2 C A_{ref,x} \text{ sau}$$

$$F_{wk}^* = r v_{b,0}^{*2} C A_{ref,x}$$

în care:

- r = 1.25 kg/m³ reprezintă densitatea aerului;
- v_b este valoarea de referinţă a vântului şi se calculează conform formulei:

$$v_b = c_{dir}\, c_{season}\, v_{b,0}$$

c_{dir} = 1, reprezintă coeficientul de direcţie;
c_{season} = 1, reprezintă factorul de anotimp;
$v_{b,0}$ = este valoarea fundamentală a vitezei de referinţă a vântului şi este indicată în *figura 1(RO)-Harta de zonare şi tabelul 1(RO) din SR EN 1991-1-4:2006/NB:2007.*

- $v_{b,0}^*$ = 23 m/s.
- C este coeficientul de forţă a vântului. Acest coeficient poate fi calculat prin două metode:

Metoda 1 (metoda generală):
$C = c_e\, c_{f,x}$ în care:

- „c_e" este coeficientul de expunere

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$ (vezi secţiunea 4.5 din SR EN 1991-1-4:2006)

Pentru cazul în care lucrarea de artă traversează un teren plat valoarea coeficientului de expunere se ia din figura 2.10 în funcţie de înălţimea la care se găseşte obiectivul (pod, viaduct, pasaj) faţă de suprafaţa terenului şi ţinând cont de categoria de teren (vezi tab.II.7).

Tabel II.7

	Categorii de teren
0	Mare sau zone costiere expuse vânturilor venind dinspre mare
I	Lacuri sau terenuri plate şi orizontale cu vegetaţie neglijabilă fără obstacole
II	Terenuri cu iarbă sau obstacole singulare (copaci, clădiri) cu separaţii de cel puţin de 20 de ori înălţimea obstacolului
III	Zone acoperite de vegetaţie sau clădiri sau zone cu obstacole izolate cu separaţii de cel mult de 20 de ori înălţimea obstacolului (sate, terenuri suburbane, păduri)
IV	Zone în care cel puţin 15 % din suprafaţă este acoperită cu construcţii care au mai mult de 15 m înălţime.

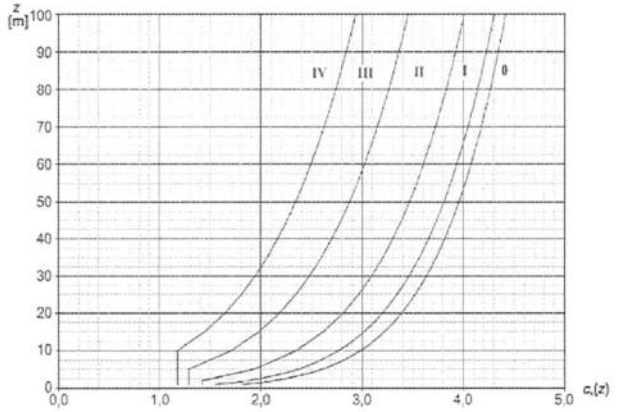


Fig.2.10 - *Valori ale coeficientului de expunere $C_e(z)$ pentru factor orografic $c_0=1$ şi factor de turbulenţă $k_l=1$*

Observaţie: Pentru poduri peste văi adânci se va ţine seama de creşterea vitezei vântului datorată efectelor de pâlnie.

• „ $c_{f,x}$" reprezintă coeficientul de forţă pe direcţia x

$c_{f,x} = c_{fx,0}$

Coeficient „ $c_{fx,0}$" va fi luat din graficul din figura 2.11:

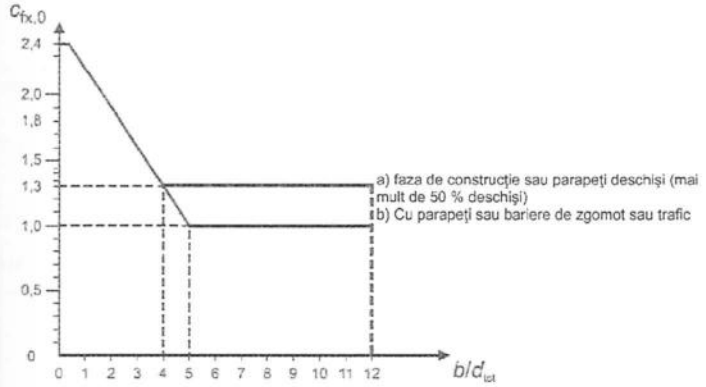


Fig.2.11 - *coeficientul $c_{fx,0}$ pentru poduri*

Raportul b/dtot se calculează funcţie de tipul secţiunii transversale a podului şi de faza de construcţie (figura 2.12 si figura 2.13):

a) poduri aflate în faza de construcţie sau poduri cu parapeţi deschişi mai mult de 50% din suprafaţă;

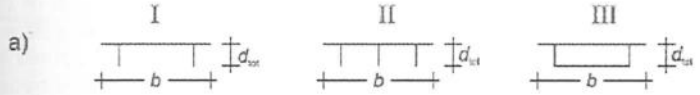


Fig. 2.12

b) poduri cu parapeţi, bariere de zgomot sau trafic.

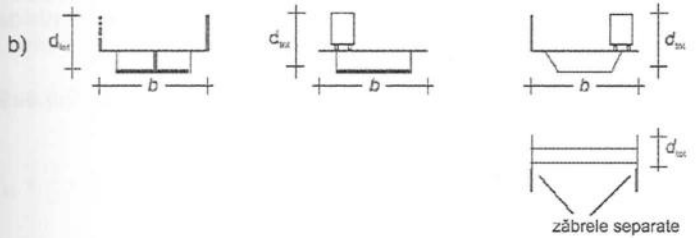


Fig. 2.13

Notă: - dacă faţa expusă vântului este înclinată (figura 2.14) coeficientul de forţă $c_{fx,0}$ poate fi redus cu 0.5 % pentru fiecare grad de înclinare $\alpha_1$cu verticala dar nu mai mult de 30%;

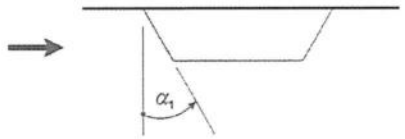


Fig.2.14

- dacă tablierul este înclinat în sens transversal $c_{fx,0}$ poate creşte cu 3% pentru fiecare grad de înclinare, dar nu mai mult de 25%.

Metoda 2 (metoda simplificată):

Conform anexei naţionale *SR EN 1991-1-4:2006/NB:2007* valorile de calcul recomandate pentru coeficientul de forţă C aplicat podurilor sunt indicate în tabelul II.8

Tabel II.8

b/d_{tot}	$z_e \leq 20$ m	$z_e = 50$ m
≤ 0,5	6,7	8,3
≥ 4,0	3,6	4,5

Tabelul II.8 se bazează pe ipotezele următoare: factorul orografic $c_0 = 1$, coeficientul de turbulenţă $k_I = 1$ şi teren de categoria II. Pentru valori intermediare ale b/d_{tot} şi z_e se permite interpolarea liniară.

Raportul b/dtot se calculează conform figurii 2.13 iar ze reprezintă înălţimea de referinţă luată ca distanţă de la cel mai de jos nivel al terenului până la centrul structurii tablierului de pod fără a se ţine seama de parapeţi sau alte dispozitive de protecţie şosea.

- $A_{ref,x}$ reprezintă aria de referinţă pe care acţionează vântul pe direcţia x

$A_{ref,x} = d_{tot}\, L,$

d_{tot} = este definită în fig.2.13
L = lungime tablier definită în fig.2.9.

Aria de referinţă se calculează în două situaţii:

a) *Pentru grupările de încărcări fără încărcarea din trafic: aria de referinţă se calculează* ca o suma a ariilor elementelor de beton sau metal aflate pe direcţia de acţiune a vântului la care se adaugă suprafeţele dispozitivelor de protecţie şosea a căror înălţime se ia conform figurii 2.15 şi tabelului II.9:

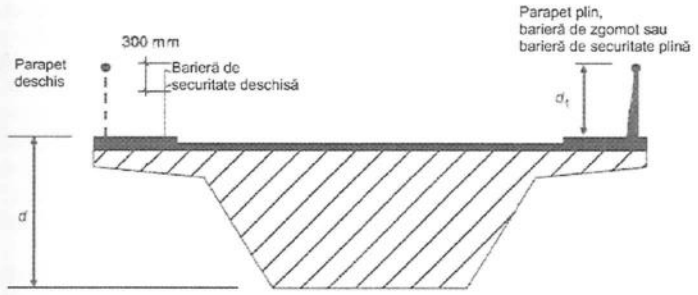


Fig.2.15

Tabel II.9 - Înălţimea totală expusa vântului d_{tot}

Dispozitive de protecţie pe şosea	pe o parte	pe două părţi
Parapet deschis sau barieră de securitate deschisă	d + 0,3 m	d + 0,6 m
Parapet plin sau barieră de securitate plină	$d + d_1$	$d + 2\,d_1$
Parapet deschis şi barieră de securitate deschisă	d + 0,6 m	d + 1,2 m

b) *Pentru grupările de încărcări cu încărcarea din trafic*: aria de referinţă se va calcula în acelaşi mod ca la punctul a) cu diferenţa că la calculul suprafeţei totale pe care acţionează vântul, înălţimii „d" din fig.2.15 şi se adaugă 2.00 m de la nivelul părţii carosabile independent de amplasarea încărcărilor din trafic.

II.4.2.2.2.1.2. Calculul forţelor din vânt pe tablierele podurilor pe direcţia y:

În cazul în care se consideră că valoarea încărcării vântului pe direcţia y are un efect semnificativ atunci aceasta se va calcula astfel:

- pentru podurile pline, 25% din forţele din vânt de pe direcţia x;
- pentru podurile cu zăbrele, 50% din forţele din vânt pe direcţia x.

II.4.2.2.2.1.3. Calculul fortelor din vânt pe tablierele podurilor pe direcţia z:

$$F_w = \frac{1}{2}\, r v_b^2\, C\, A_{ref,z}$$

Forţa din vânt pe direcţia z are efecte semnificative doar dacă are acelaşi semn cu forţa din greutate proprie. Forţele din vânt pe tablierele podurilor pe direcţia z se calculează conform paşilor prezentaţi pentru direcţia x cu următoarele precizări:

- $C = c_e \cdot c_{f,z}$ unde $c_{f,z}$ - coeficient de forţă pe direcţia z, definit atât în sens ascendent cât şi descendent.

În absenţa experimentelor realizate în tunelul de vânt coeficientul „$c_{f,z}$" este egal cu ±0,9. În aceasta valoare în care sunt incluse: o eventuală pantă transversală a

tablierului, panta terenului şi fluctuaţiile unghiului de incidenţă ale vântului în raport c tablierul datorat unei turbulenţe.

Ca o alternativă coeficientul de forţă pe direcţia z poate fi evaluat cu ajutor figurii 2.16 în funcţie de raportul b/d_{tot}.

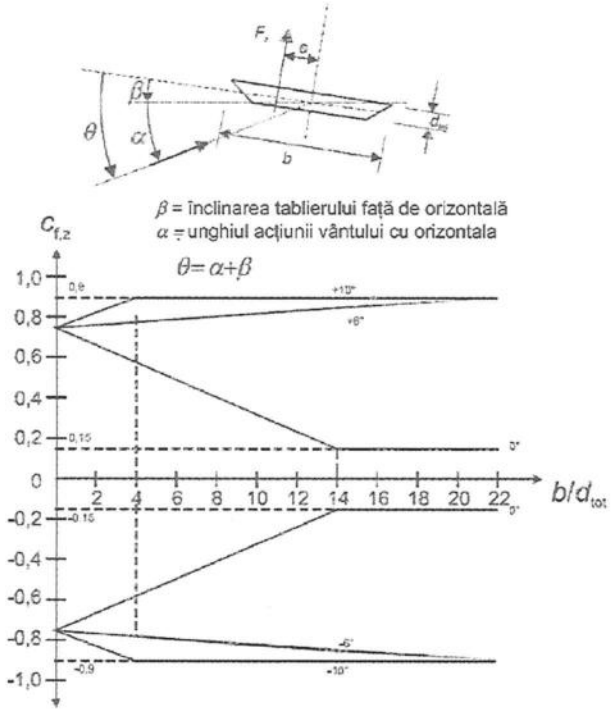


Fig.2.16

unde:

- d_{tot} = înălţimea tablierului nu se ia în considerare,înălţimile suplimentar provenite din trafic sau echipamente montate pe pod;
- b = lăţimea tablierului definită în fig.2.9;
- α = unghiul pe care îl face vântul cu orizontala poate fi considerat egal c ±5° datorită turbulenţei atât pentru un teren plat orizontal cât şi pentru unul ondulat faţ de care tablierul se afla la 30m înălţime.
- e = excentricitatea forţei pe direcţia x şi poate fi luată egală cu b/5.

• $A_{ref,z}$ reprezintă aria de referinţă şi este egală cu aria:

$A_{ref,z}$ = b·L, b şi L definiţi în fig.2.9

II.4.2.2.2.2 Acţiunea vântului la nivelul infrastructurii

Efectul vântului pe pilele de pod se calculează urmărind paşii prezentaţi mai su şi se recomandă a se utiliza prevederile paragrafelor 7.6, 7.8 sau 7.9.2 din SR EN 1991 1-4:2006.

II.4.2.2.3 Acţiuni termice la poduri:

Acţiunile termice se aplică atât la nivelul suprastructurii cât şi la cel al infrastructurii podurilor.

II.4.2.2.3.1 Acţiunile termice la nivelul suprastructurii

Acţiunile termice se aplică următoarelor tipuri de tabliere de pod:

• Tipul 1 - tablier metalic (grindă metalică casetată, grinzi metalice cu zăbrele sau grinzi compuse);

• Tipul 2 - tablier cu structură mixtă;

• Tipul 3 – tablier de beton (placă de beton, grinzi de beton, grindă chesonată de beton).

Încărcările produse de acţiunile termice la poduri sunt împărţite în două componente: *componenta de temperatură uniformă* şi *componenta diferenţelor de temperatură*. Valorile caracteristice ale încărcărilor au o probabilitate anuală de depăşire de 0,02 pentru toate situaţiile de proiectare în afară de cea tranzitorie pentru care valorile de referinţă ale acţiunii termice pot fi determinate conform anexa A SR EN 1991-1-5:2005.

II.4.2.2.3.1.1 Componenta de temperatură uniformă

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracţiei, fie dilatării fiind notată cu $\Delta T_{N,contracţie}$ sau cu $\Delta T_{N,dilatare}$ pentru fiecare caz în parte.

$\Delta_{TN,contracţie} = T_0 - T_{e.min}$;

$\Delta_{TN,dilatare} = T_{e.max} - T_0$;

• T_0 - reprezintă temperatura iniţială şi este egală cu temperatura unui element structural după încheierea fazei de construcţie. Dacă temperatura iniţială nu este cunoscută, se poate utiliza valoarea temperaturii medii din perioada de construcţie. Dacă nu există date disponibile T_0 = 10°C.

• $T_{e.min}$ şi $T_{e.max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă şi maximă. Aceste valori se determină din graficul prezentat în figura 2.17 pentru intervale zilnice de temperatură a aerului de 10°C:

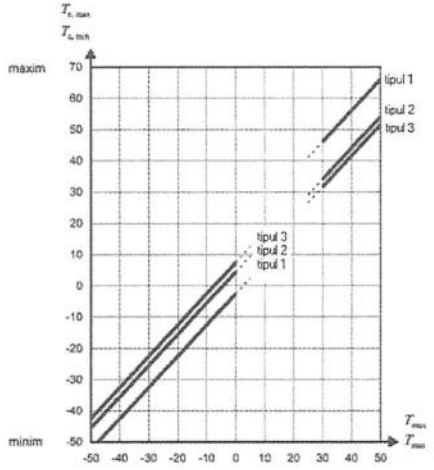


Fig.2.17

• T_{min} şi T_{max} reprezintă temperaturile minime şi maxime şi sunt specificate i hărţile de izoterme NA.1(RO) şi NA.2(RO) şi în tabelul NA.1(RO) din anexa naţională S EN 1991-1-5/NA.

II.4.2.2.3.1.2. Componenta diferenţa de temperatură

Componenta diferenţa de temperatură pe direcţie verticală este datorat încălzirii şi răcirii feţei superioare a tablierului de pod. Efectul diferenţei de temperatur pe verticală este luat în considerare prin utilizarea unor componente liniare de diferen de temperatură echivalente cu $\Delta_{TM,încălzire}$ şi $\Delta_{TM,răcire}$.

Pentru straturi de protecţie de 50mm şi pentru diferite tipuri de tablier valori pentru $\Delta_{TM,încălzire}$ şi $\Delta_{TM,răcire}$ se iau din tabelul II.10:

Tabel II.10

Tip de tablier	Faţa superioară mai caldă	Faţa inferioară mai caldă
	$\Delta T_{M,încălzire}$ (°C)	$\Delta T_{M,răcire}$ (°C)
Tipul 1: Tablier de oţel	18	13
Tipul 2: Tablier cu structură mixtă	15	18
Tipul 3: Tablier de beton: - grindă chesonată de beton - grindă de beton - placă de beton	 10 15 15	 5 8 8

Pentru straturi de protecţie diferite de 50mm valorile pentru $\Delta_{TM,încălzire}$ $\Delta_{TM,răcire}$ se multiplică cu factorul $k_{suprafaţă}$ prezentat în tabelul II.11 în funcţie de tip de tablier analizat.

Tabel II.11

Grosime strat de protecţie	Tipul 1		Tipul 2		Tipul 3	
	Faţa superioară mai caldă	Faţa inferioară mai caldă	Faţa superioară mai caldă	Faţa inferioară mai caldă	Faţa superioară mai caldă	Faţa inferioară mai caldă
[mm]	$k_{suprafaţă}$	$k_{suprafaţă}$	$k_{suprafaţă}$	$k_{suprafaţă}$	$k_{suprafaţă}$	$k_{suprafaţă}$
fără strat de protecţie	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
cu strat impermeabil[1)]	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
balast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

[1)] Valorile prezentate reprezintă valorile limită superioare pentru cazul utilizări unei culori inchise a stratului de protecţie

În general, componenta de diferenţă de temperatură necesită să fi luată în considerare numai pe direcţie verticală.

Componenta diferenţa de temperatură pe direcţie orizontală se ia în co siderare doar în unele cazuri particulare (ex. configuraţia sau orientarea podului pr

supune expunerea mai accentuată la soare a unei părţi faţă de cealaltă parte), iar valoarea este egală cu 5°C.

Componentele temperaturii (temperatură uniformă şi diferenţa de temperatură) se pot utiliza simultan în situaţia în care cazul de încărcare considerat generează efectul cel mai defavorabil.

Se va utiliza următoarea expresie pentru determinarea cazurilor de încărcare:

$\Delta_{TM,încălzire}$(sau $\Delta_{TM,răcire}$)+ω_N $\Delta_{TN,dilatare}$(sau $\Delta_{TN,contracţie}$)

sau

$\omega_M\Delta_{TM,încălzire}$(sau $\Delta_{TM,răcire}$)+ $\Delta_{TN,dilatare}$(sau ΔTN,contracţie)

• ω_N = 0.35 şi ω_M = 0.75 reprezintă factori de reducere;

La proiectarea podurilor cu tablierul alcătuit din grinzi casetate de beton armat de mari dimensiuni, sunt luate in considerare diferenţele de temperatură care se pot înregistra între pereţii interiori şi exteriori cu o valoare de 15°C.

II.4.2.2.3.2 Acţiunile termice la nivelul infrastructurilor de pod

La proiectarea pilelor de pod pentru evaluarea acţiunilor termice se ia în considerare diferenţa liniară de temperatură între feţele exterioare.

La proiectarea pilelor de beton cu secţiune plină sau casetată se utilizează valoarea de 5°C pentru diferenţele liniare de temperatură între feţele exterioare opuse.

La proiectarea pereţilor pilelor pentru diferenţele liniare de temperatură între faţa interioară şi faţa exterioară se utilizează valoarea de 15°C.

II.4.2.2.4 Acţiunile din zăpada la poduri

Valorile caracteristice ale încărcării date de zăpada pe sol se determină având în vedere harta de zonare a României, prezentată în figura NA.1 şi zonarea principalelor localităţi din România, indicată în tabelul NA.1 din anexa naţionala SR EN 1991-1-3:2005/NA:2006.

Pentru evaluarea încărcării caracteristice date de zăpada pe sol, valoarea greutăţii specifice a zăpezii, s-a considerat γ = 2.0 kN/m^3.

Pentru amplasamente situate la altitudini mai mici de 1000 m, valorile caracteristice ale încărcării date de zăpadă pe sol nu iau in considerare variaţia încărcării cu altitudinea şi trebuie determinate astfel:

Zona 1: s_k = 1.5 kN/m^2

Zona 2: s_k = 2.0 kN/m^2

Zona 3: s_k = 2.5 kN/m^2

Pentru amplasamente situate la altitudini de la 1000 m până la 1500 m, valorile caracteristice ale încărcării date de zăpadă pe sol se determină cu relaţiile:

s_k = 1.5+0.00602(A-1000) pentru Zona 1

s_k = 2.0+0.00560(A-1000) pentru Zona 2

în care:

• s_k reprezintă valoarea caracteristică a încărcării date de zăpadă pe sol având o probabilitate anuală de depăşire de 0.02, în kN/m^2;

• A altitudinea amplasamentului, în metri.

Pentru construcţii de poduri situate la altitudini de peste 1500 m valoarea încărcării date de zăpadă pe sol se poate efectua pe baza unor studii speciale la care trebuie avute in vedere prelucrarea statistică a unor şiruri lungi de date, de cel puţin 20 ani, privind căderile zilnice de zăpadă înregistrate pe amplasamentul respectiv.

II.4.2.2.5 Impingerea pământului din suprasarcină: Un calcul detaliat al valorii carcateristice a împingerii pământului din suprasarcina se găseşte în capitolul VII.1.3.

II.4.2.3. Acţiuni accidentale (Ad):

Acţiunile accidentale asupra podurilor sunt cauzate de următoarele evenimente

a) impactul vehiculelor rutiere asupra infrastructurilor şi suprastructurilor d pod (inclusiv impactul asupra bordurilor şi parapetelor);

b) impactul trenurilor asupra infrastructurilor de pod;

c) impactul navelor asupra infrastructurilor de pod.

Impactul presupune un fenomen de interacţiune între un corp în mişcare şi structură, în care energia cinetică a corpului în mişcare este brusc transformată în ener gie de deformaţie. Impactul poate fi dur în care energia este disipată de corpul impac tant sau slab, în care structura este proiectată pentru a se deforma şi a absorbi energi de impact.

Pentru proiectarea structurală acţiunile cauzate de impact sunt determinate c ajutorul unei analize dinamice sau printr-un model simplificat reprezentate printr-o forţ statică echivalentă.

Analiza dinamică presupune determinarea proprietăţilor mecanice ale corpulu în mişcare cât şi a structurii ţinând cont de următoarele variabile: viteza de impact, un ghiul de impact, mişcarea corpului după impact, comportarea şi caracteristicile de defor mare ale corpului şi structurii.

Modelul simplificat este utilizat pentru verificarea rezistenţei,echilibrului şi eva luarea capacităţii de deformare a structurii care a suferit impactul.

În proiectare se utilizează în general forţele statice echivalente.

II.4.2.3.1 Impactul vehiculelor rutiere asupra infrastructurilor şi supra structurilor de pod (inclusiv impactul asupra bordurilor şi parapetelor)

II.4.2.3.1.1 Impactul vehiculelor asupra infrastructurilor podurilor

a) Forţe statice echivalente în cazul impactului dur (pile rigide):

Valorile forţelor în funcţie de categoria de trafic se găsesc în tabelul II.12:

Tabel II.12

Categoria de trafic	Forţa F_{dx} [kN]	Forţa F_{dy} [kN]
Autostrăzi, drumuri naţionale şi principale	1000	500
Drumuri judeţene în zone rurale	750	375
Drumuri în zone urbane	500	250

- F_{dx} = forţa pe direcţie de mişcare a vehiculului;
- F_{dy} = forţa pe direcţie perpendiculară direcţiei de mers;

Forţele de impact F_{dx} şi F_{dy} nu acţionează simultan.

Aria pe care se aplică forţa rezultantă F (figura 2.18) depinde de tipul de vehicu astfel:

- pentru camioane(vehicule cu greutate max. brută mai mare de 3.50 t)
  h = 0.50...1.50 m de la nivelul părţii carosabile sau teren
  a = (0.50 m înălţime) x (min(1.50 m,lăţime element))
- pentru autoturisme
  h = 0.50 m de la nivelul părţii carosabile sau teren
  a = (0.50 m înălţime) x (min(1.50 m,lăţime element))

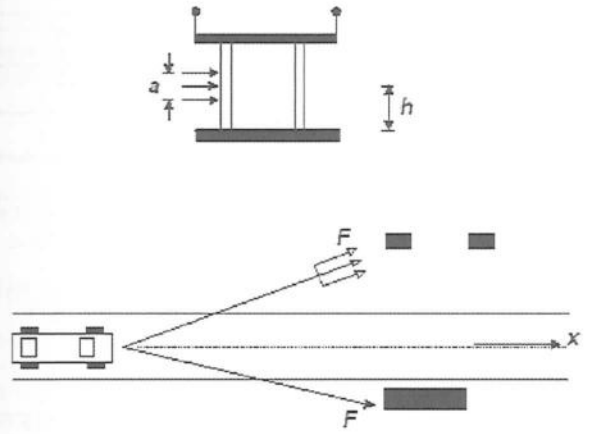


Fig.2.18 - Forţa de coliziune asupra infrastructurilor de pod

- a = suprafaţa de aplicare recomandată a forţei
- h = poziţia forţei rezultante faţă de nivelul carosabilului
- x = axul benzii de circulaţie.

b) Calcul dinamic aproximativ:

Pentru un şoc dur se presupune că structura este rigidă şi fixă şi ca vehiculul se deformează liniar pe durata impactului.

Forţa de interacţiune dinamică maximă:

$$F = v_r \cdot \sqrt{k \cdot m}$$, (vezi anexa C din SR EN 1991-1-7:2007)

v_r = viteza vehiculului în momentul impactului;
k = rigiditatea elastică echivalentă a vehiculului
m = masa vehiculului.

Notă: În lipsa unei analize dinamice, factorul de amplificare dinamică al raspunsului elastic poate fi aproximat cu 1.4.

II.4.2.3.1.2 Impactul asupra suprastructurii podurilor

Valorile de proiectare pentru acţiunile cauzate de impact la suprastructuri se găsesc în tabelul II.13:

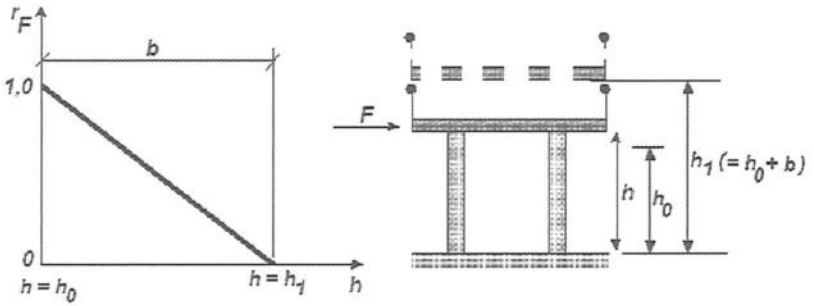
Tabel II.13 - Forţe statice echivalente recomandate la proiectare produse de impactu autovehiculelor asupra suprastructurilor

Categoria de trafic	Forţa de proiectare static echivalentă F_{dx} [kN]
Autostrăzi, drumuri naţionale şi principale	500
Drumuri judeţene în zone rurale	375
Drumuri în zone urbane	250

- F_{dx} = forţa pe direcţie de mişcare a vehiculului;

Notă: Pentru a evita impactul spaţiul de siguranţă recomandat este între 5.00 m şi 6.00 m excluzând refacerile ulterioare ale căii de circulaţie de sub pod. În acest caz va lorile din tab.II.13 vor fi reduse cu un coeficient r_F.

Modul de calcul al coeficientului r_F este prezentat în figura 2.19:



h este înălţimea fizică liberă între suprafaţa drumului şi intradosul căii de circulaţie a podului

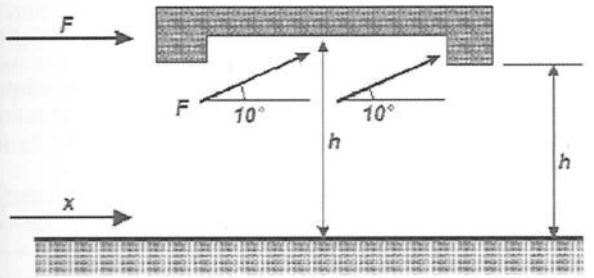
h_0 este valoarea minimă a înălţimii libere, între suprafaţa drumului şi intradosul căii de circulaţie a podului, sub care trebuie luat în considerare impactul asupra suprastructurii. Valoarea recomandată pentru h_0 este de 5,0 m

h_1 este valoarea înălţimii libere între suprafaţa drumului şi intradosul căii de circulaţie a podului. Pentru valori egale cu h_1 şi mai mari, forţa de impact *F* nu trebuie considerată. Valoarea recomandată pentru h_1 este de 6,0 m (+ o marjă pentru ulterioarele refaceri ale suprafeţei căii de circulaţie, curbura în plan vertical şi săgeata podului)

b este diferenţa de înălţime între h_1 şi h_0, adică $b = h_1 - h_0$. Valoarea recomandată pentru *b* este de 1,0 m. Se acceptă un factor de reducere pentru *F* pentru valori ale lui *b* cuprinse între 0 şi 1, adică între h_0 şi h_1 .

Fig.2.19 - valoarea factorului de reducere r_F

Pentru intradosul tablierului se poate considera o forţă cu unghi de înclinare 10° faţă de orizontală conform figurii 2.20.



x este direcţia de circulaţie

h este înălţimea podului măsurată de la suprafaţa drumului fie la intrados sau la elementele structurale

Fig.2.20 - forţe de impact asupra suprastructurii

Suprafaţa de aplicare a forţei de impact este un pătrat cu latura de 0.25 m.

II.4.2.3.1.3 Forţe cauzate de izbirea bordurilor de către vehicule

Acţiunea datorată izbirii vehiculelor de borduri se consideră ca o forţă laterală F = 100 kN ce acţionează la 0.05 m sub nivelul superior al bordurii. Aceasta acţionează pe o lungime de 0.50 m şi se transmite elementelor structurale. În cazul elementelor structurale rigide aceste forţe se distribuie la 45°.

În cazuri defavorabile, se poate considera simultan cu această forţă din izbire şi o încărcare verticală din trafic egală cu $0.75\alpha_{Q1}Q_{1k}$ (vezi fig.2.21)

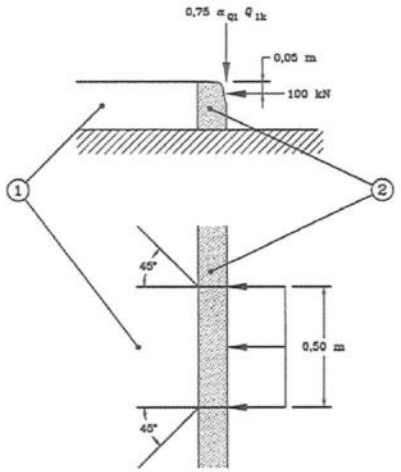


Fig.2.21 Forţa din izbirea bordurii de către vehicule
- 1 reprezintă trotuarul
- 2 reprezintă bordura

II.4.2.3.1.4 Forţe din izbirea de parapeţii de siguranţă

În proiectare se consideră forţe orizontale şi verticale transmise elementel structurale datorate izbirii vehiculelor de parapeţi.

Forţele orizontale se aleg din tabelul II.14. Nu există o corelare între forţele d izbire şi nivelele de protecţie a parapeţilor direcţionali, acestea depind numai de rigid tatea îmbinărilor şi a prinderilor sistemelor de protecţie.

Tabelul II.14 - Clase recomandate pentru forţe orizontale transmise parapeţilor de siguranţă

Clasa recomandată	Forţa orizontală (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

- clasa A se atribuie unei conexiuni slabe
- clasa D unei conexiuni rigide

Forţa orizontală se aplică pe o lungime de încărcare de 0.50 m şi la o înăl me de 100 mm sub nivelul superior al sistemului de protecţie adoptat al vehiculului s 1.00 m de la nivelul suprafeţei de rulare.

Forţa verticală care acţionează simultan cu forţa orizontală din izbire este d $0.75\alpha_{Q1}Q_{1k}$.

Elementele structurale care susţin parapeţii de siguranţă se proiectează astf încât să poata prelua un efect local accidental de cel puţin 1.25 ori rezistenţa caract ristică locală a parapeţilor.

II.4.2.3.2 Impactul trenurilor asupra infrastructurilor de pod

Pentru podurile de şosea forţele de proiectare provocate de impactul provoc de deraierea trenurilor se stabilesc de către beneficiar prin caietele de sarcini împreun cu autoritatea relevantă. Fiecare cerinţă se va baza pe o evaluare a riscului. Informa despre factorii şi măsurile care trebuie luate în considerare sunt indicate în anexa B pc B.9.4 din SR EN 1991-1-7.

II.4.2.3.3 Impactul navelor asupra infrastructurilor de pod

II.4.2.3.3.1 Impactul provocat de traficul pluvial şi pe canal

Impactul dintre nave şi infrastructurile unui pod aflate pe căi de navigare int rioare trebuie considerat drept un impact dur.

Forţa dinamică de impact poate fi obţinută din următoarele expresii (vezi ane C, alineatul C.4.3 din SR EN 1991-1-7:2007):

- pentru deformaţii elastice, $E_{def} \leq 0.21$ MNm

$$F_{dyn,el} = 10.95 \cdot \sqrt{E_{def}} \quad [\text{MN}]$$

- pentru deformaţii plastice, $E_{def} > 0.21$ MNm

$$F_{dyn,el} = 5.00 \cdot \sqrt{(1 + 0.128 \cdot E_{def})} \quad [\text{MN}]$$

- E_{def} - reprezintă energia de deformaţie
  $E_{def} = E_a$, în cazul unui impact frontal
  $E_{def} = E_a(1-\cos\alpha)$, în cazul unui impact lateral unde $\alpha<45°$
- E_a - reprezintă energia cinetică totală

În lipsa unei analize dinamice se iau din tabelul II.15 valorile orientative ale forţelor corespunzătoare impactului navelor. Forţele corespunzătoare impactului navelor sunt materializate printr-o forţă frontală F_{dx} şi o forţă laterală F_{dy} care acţionează perpendicular pe forţa frontală de impact şi o componentă de frecare F_R paralelă cu F_{dx}.

Tabel II.15 - Valori orientative ale forţei dinamice datorate izbirii navelor de infrastructurile podului pe căi de navigaţie interioare

Clasa CEMT[a]	Tipul de referinţă al navei	Lungimea ℓ (m)	Masa m (tone)[b]	Forţa F_{dx}[c] (kN)	Forţa F_{dy}[c] (kN)
I		30...50	200 ... 400	2 000	1 000
II		50...60	400 ... 650	3 000	1 500
III	"Gustav König"	60...80	650 ... 1 000	4 000	2 000
IV	Clasa „Europe"	80...90	1 000 ... 1 500	5 000	2 500
Va	Navă mare	90 ...110	1 500 ... 3 000	8 000	3 500
Vb	Remorcher + 2 barje	110 180	3 000 ... 6 000	10 000	4 000
VIa	Remorcher + 2 barje	110 ... 180	3 000 ... 6 000	10 000	4 000
VIb	Remorcher + 4 barje	110 ... 190	6 000 ... 12 000	14 000	5 000
VIc	Remorcher + 6 barje	190 ... 280	10 000 ... 18 000	17 000	8 000
VII	Remorcher + 9 barje	300	14 000 ... 27 000	20 000	10 000

[a] CEMT: Conferinţa Europeană a Ministerelor Transporturilor, clasificare propusă pe 19 iunie 1992, aprobată de Consiliul Uniunii Europene la 29 octombrie 1993.

[b] Masa m în tone (1 tonă = 1 000 kg) include masa totală a navei, inclusiv structura navei, a încărcăturii şi a combustibilului. Aceasta este adesea numită "tonaj de deplasare".

[c] Forţele F_{dx} and F_{dy} includ efectul masei hidrodinamice şi se bazează pe calculele de fond utilizând condiţiile prevăzute pentru fiecare clasă de cale navigabilă.

Notă: Se recomandă majorarea valorilor din tabel pentru consecinţe majore ale cedării şi reducerea lor în cazul consecinţelor reduse. Valorile orientative pentru coeficientul de amplificare dinamică sunt 1.3 pentru impact frontal şi 1.7 pentru impact lateral. În zone portuare se pot reduce însă cu un factor egal cu 0.5.

Forţa de impact datorată frecării F_R acţionează simultan cu F_{dy} şi este egală cu:

$$F_R = \mu_{Fdy},\ \mu = 0.4$$

Forţele cauzate de impactul traficului fluvial şi pe canal au:

- punctul de aplicaţie h=1.50 m deasupra nivelului relevant al apei
- suprafaţa de impact
  b x h = b_{pila} x 0.50 m, pentru impact frontal
  unde b_{pila} - reprezintă lăţimea unei pile de pod
  b x h = 0.50 m x 1.00 m, pentru impact lateral

Notă: În anumite situaţii relevante tablierul unui pod este proiectat pentru a

prelua o forţă statică echivalentă cauzată de impactul cu o navă ce acţionează pe direcţ transversală faţă de axul longitudinal al podului a cărei valoare este 1 MN.

II.4.2.3.3.2 Impactul provocat de nave maritime

Forţele corespunzătoare impactului navelor sunt materializate printr-o for frontală F_{dx} şi o forţă laterală F_{dy} care acţionează perpendicular pe forţa frontală de i pact şi o componentă de frecare F_R paralelă cu F_{dx}.

O analiză avansată a impactului navelor pentru căile navigabile maritime asup structurilor de pod este prezentată în anexa C, alineatul C.4.4 din SR EN 1991-1-7:200

Valorile forţelor de proiectare statice echivalente sunt precizate în tabelul II.1 cu precizarea că este permisă interpolarea acestora.

Tabel .II.16 - Valori orientative ale forţei dinamice datorate izbirii navelor de infrastructurile podului pentru căile de navigare maritime

Clasa navei	Lungimea ℓ= (m)	Masa m[a] (tone)	Forţa F_{dx}[b,c] (kN)	Forţa F_{dy}[b,c] (kN)
Mică	50	3 000	30 000	15 000
Medie	100	10 000	80 000	40 000
Mare	200	40 000	240 000	120 000
Foarte mare	300	100 000	460 000	230 000

[a] Masa m în tone (1 tonă = 1 000 kg) include masa totală a navei, inclusiv structura navei, a încărcătu şi a combustibilului. Aceasta este adesea numită "tonaj de deplasare". Nu include şi masa hidraulic suplimentară.

[b] Forţele date corespund unei viteze de aproximativ 5,0 m/s. Aceasta include şi efectele mas hidraulice suplimentare.

[c] Unde este relevant trebuie să se ţină seama şi de efectul bulbilor.

Notă: Se recomandă majorarea valorilor din tabel pentru consecinţe majo ale cedării şi reducerea lor în cazul consecinţelor reduse. Valorile orientative pentru c eficientul de amplificare dinamică sunt 1.3 pentru impact frontal şi 1.7 pentru impact l teral. În zone portuare se pot reduce însă cu un factor egal cu 0.5.

Forţa de impact datorată frecării FR acţionează simultan cu Fdy şi este egală c

$$FR = \mu F_{dy},\ \mu = 0.4$$

Limitele suprafetei de impact şi poziţia forţei sunt precizate în figura 2.22. L mitele recomandate pentru suprafaţa de impact sunt 0,50 l pentru înălţime şi 0,1 l pe tru lăţime, l = lungimea navei. Pe direcţie verticală poziţia forţei de impact poate considerată în intervalul ± 0.5 l faţă de nivelul de proiectare al apei.

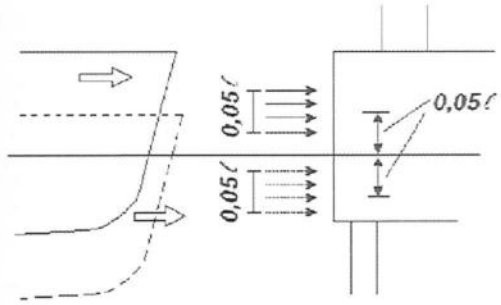


Fig.2.22 - Suprafeţe recomandate pentru impactul navelor

Notă: În anumite situaţii relevante tablierul unui pod este proiectat pentru a prelua o forţă statică echivalentă cauzată de impactul cu o navă ce acţionează pe direcţie transversală faţă de axul longitudinal al podului. Valoarea forţei este 5%...10% din forţa de impact a prorei sau 1MN in situaţiile în care numai catargul navei este posibil să lovească suprastructura.

II.4.3 GRUPĂRI DE ACŢIUNI

Trebuie facută distincţie între stările limită ultime şi stările limită de exploatare. Verificarea uneia dintre cele două categorii de stări poate fi omisă dacă sunt disponibile suficiente informaţii pentru a demonstra că se îndeplineşte cealaltă.

Stările limită trebuie asociate cu situaţiile de proiectare.

Situaţiile de proiectare sunt seturi de condiţii fizice care reprezintă condiţiile reale întâlnite într-un interval de timp pentru care nu sunt depăşite stările limită relevante. Fiecare situaţie de proiectare se caracterizează printr-o grupare de acţiuni compatibile la care se fac verificările pentru stările limită relevante.

Situaţiile de proiectare se clasifică în :

a) *situaţii de proiectare permanente* care se referă la condiţii normale de utilizare, fiind relevantă în timpul unei perioade de acelaşi ordin cu durata de viaţă proiectată a podului (100 de ani). Pentru poduri, situaţia de proiectare permanentă implică acţiunile permanente, inclusiv geotehnice, acţiunile din trafic precum şi acţiuni termice şi ale vântului;

b) *situaţii de proiectare tranzitorii* care se referă la condiţii de utilizare temporare a structurii fiind relevantă pentru un interval mult mai scurt decât durata de viaţă proiectată a structurii. Se iau în considerare acţiuni asupra elementelor componente al structurii pe perioada manipulării acestora, acţiuni geotehnice, pretensionarea armăturilor, deformaţii iniţiale (deplasări ale reazemelor), acţiuni termice, acţiunea vântului, a zăpezii, a apei, prezenţa personalului de execuţie, depozitarea echipamentelor utilizate temporar sau a materialelor, etc.

c) *situaţii de proiectare accidentală* care se referă la condiţii excepţionale aplicabile structurii. Inginerul proiectant împreună cu beneficiarul lucrării sau cu autoritatea relevantă trebuie să stabilească anumite situaţii accidentale de proiectare pentru care se va calcula structura respectivă;

d) *situaţii de proiectare seismice* care se referă la condiţii aplicate structurii când aceasta este supusă la evenimente seismice.

Situaţiile de proiectare trebuie alese astfel încât să includă toate condiţiile ca pot apărea în mod previzibil în timpul execuţiei şi utilizării structurii.

Stările limită ultime implică securitatea oamenilor şi/sau securitatea structur

Următoarele stări limită ultime trebuie verificate acolo unde pot fi relevante:
EQU - pierderea echilibrului structurii sau a unei părţi a acesteia, considerate un corp rigid, unde: variaţii mici în valoarea distribuţiei spaţiale a acţiunilor de la o sursă sursă sunt considerate importante şi rezistenţele materialelor de construcţie sau a solului, în general, nu sunt decisive;
STR - cedarea internă sau deformarea excesivă a structurii sau elementelor structurale, inclusiv piloţii, pereţii de subsol, etc. unde rezistenţele materialelor de construcţie sunt decisive;
GEO - cedarea sau deformarea excesivă a solului unde rezistenţa pământului sau rocii sunt semnificative în asigurarea rezistenţei;
FAT - cedarea la oboseală a structurii sau elementelor structurale.

Stările limită de exploatare implică funcţionarea structurii sau a elementelor structurale în condiţii normale de exploatare, confortul oamenilor şi aspectul (deformaţii mari şi fisuri extinse) lucrărilor de construcţie.

Verificarea stărilor limită de exploatare se bazează pe criterii care urmăresc următoarele aspecte:
- deformaţii care afectează aspectul, confortul utilizatorilor, sau funcţionarea structurii, sau care provoacă deteriorări finisajelor sau elementelor nestructurale;
- vibraţii care provoacă disconfort persoanelor sau care limitează eficienţa funcţională a structurii;
- deteriorări care pot afecta negativ aspectul, durabilitatea sau funcţionarea structurii.

II.4.3.1 Grupări de acţiuni pentru stări limită ultime (exclus oboseala)
Pentru gruparea acţiunilor se consideră trei situaţii de proiectare:

a) situaţii de proiectare permanente şi tranzitorii (grupări fundamentale)

$$E_d = \Sigma g_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \Sigma g_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf} + g_P \cdot P + g_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma g_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

E_d = valoarea de calcul a efectului acţiunii;
$g_{Gj,sup}/g_{Gj,inf}$ = coeficient parţial pentru acţiunea permanentă j la calcularea valor de calcul superioare/inferioare;
$G_{kj,sup}/ G_{kj,inf}$ = valoarea carcteristică superioară/inferioară a acţiunii permanente
P = valoarea reprezentativă a unei acţiuni de pretensionare;
g_P = coeficient parţial pentru acţiuni de pretensionare;
$g_{Q,1}$ = coeficient parţial pentru acţiunea variabilă principală;
$Q_{k,1}$ = valoarea caracteristică a principalei acţiuni variabile;
$g_{Q,i}$ = coeficient parţial pentru acţiunea variabila i;
$\Psi_{0,i}$ = coeficient pentru valoarea grupării a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,i}$ = valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile asociate, i

b) situaţii de proiectare accidentale:

$$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + P + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{kj,sup}/G_{kj,inf}$ = valoarea carcteristică superioară/inferioară a acţiunii permanente j;
P = valoarea reprezentativă a unei acţiuni de pretensionare;
A_d = valoare de calcul a acţiunii accidentală;
$\Psi_{1,1}$ = coeficient pentru valoarea frecventă a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,1}$ = valoarea caracteristică a principalei acţiuni variabile;
$\Psi_{2,i}$ = coeficient pentru valoarea cvasipermanentă a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,i}$ = valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile asociate, i.

c) situaţii de proiectare seismice:

$$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + P + A_{Ed} + \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$
$$A_{Ed} = g_I \cdot A_{Ek}$$

$G_{kj,sup}/G_{kj,inf}$ = valoarea carcteristică superioara/inferioară a acţiunii permanente j;
P = valoarea reprezentativă a unei acţiuni de pretensionare;
A_{Ed} = valoare de calcul a acţiunii seismice;
g_I = coeficient de importanţă;
$\Psi_{2,i}$ = coeficient pentru valoarea cvasipermanentă a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,i}$ = valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile asociate, i.

Coeficienţii parţiali de siguranţă precum şi coeficienţii de grupare se găsesc în tabele II.17, II.18, II.19.

STAREA LIMITĂ ULTIMA-EQU																				
Nr.crt.	Acţiuni			Nr. crt. din col 1al acţiunilor incompatibile	Gruparea fundamentală										Gruparea accidentală		Gruparea seismică	
					Situaţie de proiectare permanentă					Situaţie de proiectare tranzitorie								
					$\gamma_{G_{j,sup}}$	$\gamma_{G_{j,inf}}$	γ_Q	γ_P	ψ_0	$\gamma_{G_{j,sup}}$	$\gamma_{G_{j,inf}}$	γ_Q	γ_P	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_I	ψ_2
1	Permanente	Greutatea proprie a structurii de rezistenţă		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
2		Greutatea elementelor nestructurale		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
3		Umplutură de pământ pe treptele fundaţiei		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
4		Împingerea pământului		-	1.10	0.90	-	-	-	1.10	0.90	-	-	-	-	-	-	-
5		Tasare şi deplasare fundaţii		-	1.10	0.90	-	-	-	1.10	0.90	-	-	-	-	-	-	-
6		Deformaţii în timp ale betonului (contracţie şi curgerea lentă)		-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-
7		Alte acţiuni permanente		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
8	Precomprimarea			-	-	-	-	1.00[1]	-				1.00[1]				-	
9	Variabile	Acţiuni variabile din trafic	gr. 1a (parte carosabilă)	TS	-	-	1.35	-	0.75	-	-	1.08	-	0.75	0.75	0.00	-	0.30[2]
				UDL	-	-	1.35	-	0.40	-	-	1.35	-	0.40	0.40	0.00	-	0.30[2]
			gr. 1a (trotuar)	3kN/m^2	-	-	1.35	-	0.40	-	-	1.35	-	0.40	0.40	0.00	-	0.00
10			gr. 1b	LM2	9,11,12,13,14,18,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.75	0.00	-	-
11			gr. 2	0.75*TS	9,10,12,13,14,15,16,18,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				0.40*UDL		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				Q_{1x}		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				Q_{1y}		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
12			gr. 3 (trafic pietonal)	5kN/m^2	9,10,11,13,14,15,16,18,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.40	0.00	-	-
13			gr. 4 (parte carosabilă + trotuar)	LM4 (5kN/m^2)	9,10,11,12,14,15,16,18,23	-	-	-	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.75	0.00	-	-
14			gr. 5	0.75*TS	9,10,11,12,13 ,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				0.40*UDL		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				LM3		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
15		Acţiunea vântului		F_{wk}	11,12,13, 16,17,23	-	-	1.50	-	0.60			1.50		0.60	-	-	-	-
16				F_{wk}*	11,12,13, 15,17,23	-	-	1.50	-	1.00			1.50		1.00	-	-	-	-
17		Acţiunea temperaturii		T_k	15,16	-	-	1.50	-	0.60			1.50		0.60	0.60	0.50	-	0.50
18		Acţiunea zăpezii		S_k	9,10,11,12,13,19,23	-	-	-	-	-			1.50		0.80	-	-	-	-
19		Împingerea pământului din convoale tip			18	-	-	1.50	-	0.75			1.50		0.75	0.75	0.00	-	0.00
20	Accidentale	Impactul vehiculelor rutiere			15,16,18,21,22,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21		Izbirea vehiculelor de borduri sau parapete de siguranţă			15,16,18,20,22,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22		Impactul navelor asupra infrastructurilor de pod			15,16,18,20,21,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23	Seismul				10,11,12,13,14,15,16,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.30[3]	-

Tab.II.17 – verificarea echilibrului static al podurilor

STAREA LIMITĂ ULTIMA-STR																				
Nr. crt.	Acţiuni			Nr. crt. din col 1al acţiunilor incompatibile	Gruparea fundamentală										Gruparea accidentală		Gruparea seismică	
					Situaţie de proiectare permanentă					Situaţie de proiectare tranzitorie								
					$\gamma_{G_{j,sup}}$	$\gamma_{G_{j,inf}}$	γ_Q	γ_P	ψ_0	$\gamma_{G_{j,sup}}$	$\gamma_{G_{j,inf}}$	γ_Q	γ_P	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_I	ψ_2
1	Permanente	Greutatea proprie a structurii de rezistenţă		-	1.35	1.00	-	-	-	1.35	1.00	-	-	-	-	-	-	-
2		Greutatea elementelor nestructurale		-	1.35	1.00	-	-	-	1.35	1.00	-	-	-	-	-	-	-
3		Umplutură de pământ pe treptele fundaţiei		-	1.35	1.00	-	-	-	1.35	1.00	-	-	-	-	-	-	-
4		Împingerea pământului		-	1.35	1.00	-	-	-	1.35	1.00	-	-	-	-	-	-	-
5		Tasare şi deplasare fundaţii		-	1.20[1]	0.00	-	-	-	1.20[1]	0.00	-	-	-	-	-	-	-
6		Deformaţii în timp ale betonului (contracţia şi curgerea lentă)		-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-
7		Alte acţiuni permanente		-	1.35	1.00	-	-	-	1.35	1.00	-	-	-	-	-	-	-
8	Precomprimarea			-	-	-	-	1.00[1]	-				1.00[1]				-	
9	Variabile	Acţiuni variabile din trafic	gr. 1a (parte carosabilă)	TS	10,11,12,13,14,18	-	-	1.35	-	0.75	-	-	1.08	-	0.75	0.75	0.00	-	0.30[2]
				UDL		-	-	1.35	-	0.40	-	-	1.35	-	0.40	0.40	0.00	-	0.30[2]
			gr. 1a (trotuar)	3kN/m^2		-	-	1.35	-	0.40	-	-	1.35	-	0.40	0.40	0.00	-	0.00
10			gr. 1b	LM2	9,11,12,13,14,18,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.75	0.00	-	-
11			gr. 2	0.75*TS	9,10,12,13,14,15,16,18,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				0.40*UDL		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				Q_{1x}		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				Q_{1y}		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
12			gr. 3 (trafic pietonal)	5kN/m^2	9,10,11,13,14,15,16,18,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.40	0.00	-	-
13			gr. 4 (parte carosabilă + trotuar)	LM4 (5kN/m^2)	9,10,11,12,14,15,16,18,23	-	-	-	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.75	0.00	-	-
14			gr. 5	0.75*TS	9,10,11,12,13,23	-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				0.40*UDL		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				LM3		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
15		Acţiunea vântului		F_{wk}	11,12,13,16,17,23	-	-	1.50	-	0.60			1.50		0.60	-	-	-	-
16				F_{wk}*	11,12,13,15,17,23	-	-	1.50	-	1.00			1.50		1.00	-	-	-	-
17		Acţiunea temperaturii		T_k	15,16	-	-	1.50	-	0.60			1.50		0.60	0.60	0.50	-	0.50
18		Acţiunea zăpezii		S_k	9,10,11,12,13,19,23	-	-	-	-	-			1.50		0.80	-	-	-	-
19		Împingerea pământului din convoale tip			18	-	-	1.50	-	0.75			1.50		0.75	0.75	0.00	-	0.00
20	Accidentale	Impactul vehiculelor rutiere			15,16,18,21,22,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21		Izbirea vehiculelor de borduri sau parapete de siguranţă			15,16,18,20,22,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22		Impactul navelor asupra infrastructurilor de pod			15,16,18,20,21,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23	Seismul				10,11,12,13,14,15,16,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.30[3]	-

Tab.II.18 – proiectare elemente structurale cu/fără acţiuni geotehnice

Tab.II.19 – proiectarea elementelor ce includ acţiuni geotehnice (fundatii, coloane, pile, ziduri intoarse, ziduri de garda etc.)

STAREA LIMITĂ ULTIMĂ-GEO

Nr. crt.	Acţiuni			Nr. crt. din col 1al acţiunilor incompatibile	Gruparea fundamentală										Gruparea accidentală			Gruparea seismică	
					Situaţia de proiectare permanentă				Situaţia de proiectare tranzitorie										
					$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	γ_P	ψ_0	$\gamma_{Qk,1}$	$\gamma_{Qk,i}$	γ_G	γ_P	ψ_0	γ_A	ψ_1	ψ_2	γ_I	ψ_2
1	Permanente	Greutatea proprie a structurii de rezistenţă		-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2		Greutatea elementelor nestructurale		-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3		Umplutură de pământ pe treptele fundaţiei		-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4		Împingerea pământului		-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5		Tasare şi deplasare fundaţii		-	1.00	0.00	-	-	1.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6		Deformaţii în timp ale betonului (contracţia şi curgerea lentă)		-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7		Alte acţiuni permanente		-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	Precomprimarea			-	-	-	1.00[1]	-					1.00[1]						
9	Variabile	Acţiuni variabile din trafic	gr. 1a (parte carosabilă)	TS	-	-	1.15	0.75	-	-	0.92	-	0.75	0.75	0.00	-	0.30[3]	-	0.30[3]
				UDL	-	-	1.15	0.40	-	-	1.15	-	0.40	0.40	0.00	-	0.30[3]	-	0.30[3]
			gr. 1a (trotuar)	3kN/m²	-	-	1.15	0.40	-	-	1.15	-	0.40	0.40	0.00	-	0.00	-	0.00
10			gr. 1b	LM2	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.75	0.00	-	-	-	-
11			gr. 2	0.75*TS	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-
				0.4*UDL	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-
				Q_{1k}	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-
				Q_{2k}	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-
12			gr. 3 (trafic pietonal)	5kN/m²	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.40	0.00	-	-	-	-
13			gr. 4 (parte carosabilă + trotuar)	LM4 (5kN/m²)	-	-	-	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.75	0.00	-	-	-	-
14			gr. 5	0.75*TS	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-
				0.4*UDL	-	-	1.15	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-
				LM3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15		Acţiunea vântului		$F_{w,k}$	-	-	1.30	0.60			1.30	-	0.80	-	-	-	-	-	-
16				$F_{w,k}$*	-	-	1.30	1.00			1.30	-	1.00	-	-	-	-	-	-
17		Acţiunea temperaturii		T_k	-	-	1.30	0.60			1.30	-	0.60	0.60	0.50	-	0.50	-	-
18		Acţiunea zăpezii		S_k	9,10,11,12,13,19,23		-	-			1.30		0.80	-	-	-	-	-	-
19		Împingerea pământului din convoale tip		[4]	-	-	1.30	0.75					0.75	0.75	0.00	-	0.00	-	-
20	Accidentale	Impactul vehiculelor rutiere			15,16,18,21,22,23		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21		Izbirea vehiculelor de borduri sau parapete de siguranţă			15,16,18,20,22,23		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22		Impactul navelor asupra infrastructurilor de pod			15,16,18,20,21,23		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23	Seismul				10,11,12,13,14,15,16,18		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.30[3]	-	

Note:

1) Pentru verificări la starea limită de stabilitate, în prezenţa precomprimării exterioare, dacă o creştere a valorii precomprimării poate fi defavorabilă $g_p = 1.3$. Pentru verificări ale efectelor locale (ex. datorită ancorării armăturilor pretensionate preîntinse) $g_p = 1.1$.

2) Valoarea indicată în tabele se aplică pentru structurile de clase de importanţă III. Pentru structuri încadrate în clasa de importanţă II $\psi_2 = 0.20$ iar pentru clasa de importanţă I $\psi_2 = 0.00$.

3) Valoarea indicată în tabele se aplică pentru structurile de clase de importanţă III. Pentru structuri încadrate în clasa de importanţă II $\gamma_I = 1.10$ iar pentru clasa de importanţă I $\gamma_I = 0.85$.

4) Valoarea indicată în tabel corespunde cazului în care se face o analiză elastică liniară. Pentru o analiza neliniara $\gamma_{Gj,sup} = 1.35$.

Notă:

La proiectarea elementelor structurale (fundatii, coloane, pile, ziduri laterale, ziduri intoarse, ziduri de garda)(STR) implicand actiuni geotehnice si rezistenta terenului se vor folosi tabelele II.18 si II.19 in calcule separate. Valorile pentru dimensionare sunt cele obtinute in situatia cea mai defavorabila.

II.4.3.2 Grupări de acţiuni pentru stări limită de exploatare

Pentru starea limită de exploatare se consideră patru grupări:

a) **Gruparea caracteristică** se foloseşte la verificarea stărilor de exploatare ireversibile:

$$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$$

E_d = valoarea de calcul a efectului acţiunii;
$G_{kj,sup}/G_{kj,inf}$ = valoarea carcteristică superioară/inferioară a acţiunii permanente j;
P = valoarea reprezentativă a unei acţiuni de pretensionare;
$Q_{k,1}$ = valoarea caracteristică a principalei acţiuni variabile;
$\psi_{0,i}$ = coeficient pentru valoarea grupării a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,i}$ = valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile asociate, i

b) **Gruparea frecventă** se foloseşte la verificarea stărilor de exploatare reversibile:

$$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{kj,sup}/G_{kj,inf}$ = valoarea caracteristică superioară/inferioară a acţiunii permanente j;
P = valoarea reprezentativă a unei acţiuni de pretensionare;
$\psi_{1,1}$ = coeficient pentru valoarea frecventă a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,1}$ = valoarea caracteristică a principalei acţiuni variabile;
$\psi_{2,i}$ = coeficient pentru valoarea cvasipermanentă a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,i}$ = valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile asociate, i.

c) **Gruparea nefrecventă** se foloseşte pentru verificarea anumitor stări limită de exploatare în special pentru poduri cu tablier de beton, sau parţi de beton ale aces-

tora. Valoarea nefrecventă, definită doar pentru încărcări induse de traficul rutier, acț uni termice şi acţiunea vântului se bazează pe o perioadă de revenire de un an.

$$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + P + \Psi_{1,infq} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{kj,sup}/G_{kj,inf}$ = valoarea caracteristică superioară/inferioară a acţiunii permanente j
$\Psi_{1,i}$ = coeficient pentru valoarea frecventă a unei acţiuni variabile i;
P = valoarea reprezentativă a unei acţiuni de pretensionare;
$\Psi_{1,infq}$ = coeficient pentru valoarea nefrecventă a unei acţiuni variabile;
$Q_{k,1}$ = valoarea caracteristică a principalei acţiuni variabile;
$Q_{k,i}$ = valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile asociate, i.

d) **Gruparea cvasipermanentă** se foloseşte la verificarea stărilor de exploa tare reversibile

$$Ed = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + P + \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{kj,sup}/G_{kj,inf}$ = valoarea carcteristică superioară/inferioară a acţiunii permanente j
P = valoarea reprezentativă a unei acţiuni de pretensionare;
$\Psi_{2,i}$ = coeficient pentru valoarea cvasipermanentă a unei acţiuni variabile
$Q_{k,i}$ = valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile asociate, i.

Coeficienţii de grupare se găsesc în tabelul II.20

STAREA LIMITĂ DE EXPLOATARE											
Nr. crt.	Acţiuni				Nr. crt. din col 1 al acţiunilor incompatibile	Gruparea caracteristică	Gruparea frecventă		Gruparea nefrecventă		Gruparea cvasipermanentă
						Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	$\Psi_{1,infq}$	Ψ_1	Ψ_2
1	Variabile	Acţiuni variabile din trafic	gr. 1a (parte carosabilă)	TS	2,3,4,5,6	0.75	0.75	0.00	0.80	0.75	0.00
				UDL		0.40	0.40	0.00	0.80	0.40	0.00
			gr. 1a (trotuar)	3kN/m²		0.40	0.40	0.00	0.80	0.40	0.00
2			gr. 1b	LM2	1,3,4,5,6	0.00	0.75	0.00	0.80	0.75	0.00
3			gr. 2	0.75*TS	1,2,4,5,6,7,8	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
				0.40*UDL		0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
				Q_{1k}		0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
				Q_{ik}		0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
4			gr. 3 (trafic pietonal)	5kN/m²	1,2,3,5,6,7,8	0.00	0.40	0.00	0.80	0.40	0.00
5			gr. 4 (parte carosabilă+trotuar)	LM4 (5kN/m²)	1,2,3,4,6,7,8	0.00	0.75	0.00	0.80	0.75	0.00
6			gr. 5	0.75*TS	1,2,3,4,5,7,8	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
				0.40*UDL		0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
				LM3		0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
7		Acţiunea vântului		F_{wk}	3,4,5,8,9	0.60	0.20	0.00	0.60	0.20	0.00
8				F_{wk}*	3,4,5,7,9	1.00	-	-	-	-	-
9		Acţiunea temperaturii		T_k	7,8	0.60	0.60	0.50	0.80	0.60	0.50
10		Acţiunea zăpezii		S_k	1,2,3,4,5	0.70	0.50	0.40	0.70	0.50	0.40
11		Împingerea pământului din convoaie tip			10	0.75	0.75	0.75	0.80	0.75	0.00

Tabel II.20 – coeficienţi de grupare

II.5 DATE PRIVIND NATURA TERENULUI DE FUNDARE

II.5.1 Terenul de fundare

Terenul de fundare constituie suportul construcţiilor şi reprezintă volumul d rocă sau de pământ influenţat de încărcările transmise de fundaţii.

Terenul de fundare poate fi alcătuit din roci compacte sau din pământuri (roci dezagregate).

În unele cazuri terenul de fundare este alcătuit din materiale de umplutură artificiale.

Rocile compacte sunt roci eruptive,metamorfice sau sedimentare cu legături puternice între particulele minerale, alcătuind masive continue sau fisurate.

În funcţie de rezistenţa la compresiune axială în stare saturată rocile compacte pot fi stâncoase sau semistâncoase.

Pământurile se clasifică în două categorii:
- pământuri necoezive;
- pământuri coezive.

În funcţie de granulozitate pământurie necoezive se clasifică în :
- blocuri;
- bolovăniş;
- pietriş;
- nisip cu pietriş;
- nisip mare;
- nisip mijlociu;
- nisip fin.

Pământurile coezive se clasifică în funcţie de plasticitate şi granulozitate în:
- argilă grasă;
- argilă;
- argilă prăfoasă;
- argilă nisipoasă;
- argilă prăfoasă-nisipoasă;
- praf argilos;
- praf;
- praf nisipos;
- nisip argilos;
- nisip prăfos.

Celelalte criterii de clasificare sunt conf. STAS 1243-88

II.5.2 Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundaţie

Datele referitoare la caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare sunt prezentate într-un studiu geotehnic elaborat de către o firmă specializată în domeniu.

Conţinutul studiului geotehnic, programul şi volumul lucrărilor de cercetare a terenului precum şi nomenclatorul minimal de încercări în laborator şi pe teren se stabilesc în conformitate cu STAS 1242/2 şi Normativ MTCT 25/2004.

Studiul geotehnic se încheie cu concluzii asupra rezultatelor cercetărilor efectuate şi cu indicaţii referitoare la:
- stabilitatea terenului;
- amplasamentul şi sistemul constructiv recomandabile;
- adâncimea şi sistemul de fundare recomandabile;
- valorile de calcul ale caracteristicilor geotehnice şi hidrogeologice ale straturilor terenului de fundare;
- capacitatea portantă;
- deformaţiile probabile ale terenului de fundare (absolute şi relative);
- măsuri pentru execuţie şi exploatarea construcţiei, impuse de condiţiile

de teren şi, în special, cele legate de apa subterană, şi de urmărire tasărilor în timp;
- necesitatea epuismentelor şi modul de realizare a acestora;
- încadrarea terenurilor în categoriile prevăzute de reglementările spe cifice referitoare la lucrările de terasamente.

Anexele studiului geotehnic constau din:
- planuri de situaţie ale amplasamentului, cu indicarea poziţiei lucră rilor de cercetare şi a construcţiilor proiectate;
- hărţi cu particularităţile geologice - tehnice geofizice şi hidrogeolog ce ale amplasamentului sau ale regiunii respective;
- profile geologice;
- fişe de stratificaţie cuprinzând şi rezultatele analizelor de laborator
- calcule ale deformaţiilor probabile şi diagrame compresiune-tasare
- buletine de analize hidrochimice.

II.6 MATERIALELE SPECIFICE LUCRĂRILOR DE PODURI. CARACTERISTI

II.6.1 Betonul

La proiectarea podurilor din beton, beton armat sau beton precomprimat s aplică prevederile din SR EN 1992-1-1:2004, SR EN 1992-2:2006 precum şi cele cuprins în anexele naţionale corespunzătoare.

Rezistenţa la compresiune a betonului este definită de clasa de rezistenţă acestuia care reprezintă rezistenţa caracteristică (fractilul 5%) masurată pe cilindru (f_{ck}) sau pe cub ($f_{ck,cube}$). Clasele de rezistenţă din eurocodul 2 se bazează pe rezistenţa ca racteristică măsurată pe cilindru, f_{ck} , determinată la 28 zile.

Rezistenţele caracteristice f_{ck} şi caracteristicile mecanice corespunzătoare nec sare pentru calcul sunt indicate în tabelul II.21.

Între rezistenţele caracteristice la compresiune determinate pe cilindrii (f_{ck}) rezistenţele medii la compresiune (f_{cm}) şi rezistenţele medii la întindere axială (f_{ctm}) d tabelul II.21 există următoarele relaţii:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$$
$$f_{ctm} = 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{pentru} \leq C50/60$$

Relaţii de calcul pentru determinarea rezistentei betonului si modulului de ela ticitate la timpul t:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8MPa \qquad 3 < t < 28zile$$
$$f_{ck}(t) = f_{ck} \qquad t > 28zile$$

Rezistenţa medie la compresiune a betonului la varsta t depinde de:
Clasa de rezistenţă a cimentului:
- clasa R: CEM 42,5R, CEM 52,5N şi CEM 52,5R
- clasa N: CEM 32,5R şi CEM 42,5N
- clasa S: CEM 32,5N

Condiţiile de tratare după turnare:
- Elementului de beton este/nu este supus la tratament termic

Vârsta reală t a betonului se corectează în funcţie de temperatură.

$$t_T = \sum_{i=1}^{nr_etape_de_incalzire} \left[e^{-\left(\frac{4000}{\frac{T_{\Delta t\ i}}{K}} - \frac{4000}{\frac{20\,^\circ C}{K}} \right)} \cdot \Delta t_i \right]$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28day}{t}} \right)}$$

în care:

- $f_{cm}(t)$ este rezistenţa medie la compresiune a betonului la vârsta t zile
- f_{cm} este rezistenţa medie la compresiune a betonului la 28 zile
- $\beta_{cc}(t)$ este un coeficient care depinde de vârsta t a betonului
- t este vârsta betonului, în zile
- s este un coeficient care depinde de tipul de ciment:
  - =0.20 pentru cimenturi clasa R
  - =0.25 pentru cimenturi clasa N
  - =0.38 pentru cimenturi clasa S

Rezistenţa medie la întindere directă a betonului la vârsta t a betonului se poate admite:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^{\alpha} \cdot f_{ctm} \qquad \alpha = 1.00 \quad t<28zile \qquad \alpha = 2/3 \quad t>28zile$$

Evoluţia modulului de elasticitate secant în timp poate fi estimată:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm}$$

Tabelul II.21 – Caracteristici de rezistenţă si de deformatie ale betonului

Clase de rezistenţă pentru beton																Expresii analitice/ Comentarii
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105		
fcm (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98		$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0		$f_{ctm}=0,30xf_{ck}^{(2/3)}$≤C50/60 $f_{ctm}=2,12\cdot\ln(1+(fcm/10))$> C50/60
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5		$f_{ctk,0.05} = 0,7\times f_{ctm}$ cuantilă5%
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6		$f_{ctk,0.95} = 1,3\cdot f_{ctm}$ cuantilă 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	43	44		$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} în MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8		ε_{c1} (‰) = 0,7 $f_{cm}^{0,31}$ < 2.8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8		pentru f_{ck} ≥50 MPa ε_{cu1}(‰)=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6		a se vedea figura 2.23 pentru f_{ck} ≥50 MPa ε_{c2}(‰)=2,0+0,085x(f_{ck}-50)^{0,53}
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6		a se vedea figura 2.23 pentru f_{ck} ≥50 MPa ε_{cu2}(‰)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4		pentru f_{ck} ≥ 50 MPa n=1,4+23,4[(90- f_{ck})/100]^4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3		a se vedea figura 2.24 pentru f_{ck} ≥50 MPa ε_{c3}(‰)=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6		a se vedea figura 2.24 pentru f_{ck} ≥50 MPa

Diagrame efort-deformaţie pentru beton: - sunt utile calculului secţiunilor.

Figura 2.23 - Diagrama parabolă-dreptunghi pentru beton comprimat

în care:

ε_{c2} este deformaţia atinsă la efortul maxim, conform tabelului II.21;

ε_{cu2} este deformaţia ultimă, conform tabelului II.21.

Sunt admise şi alte relaţii efort-deformaţie simplificate, cu condiţia ca ele să fie echivalente, sau mai acoperitoare, decât cea definită în fig. 2.23 – de exemplu diagrama biliniară din figura 2.24, (efortul de compresiune şi scurtarea reprezentate în valoare absolută), cu valorile e_{c3} şi e_{cu3} conform tabelului II.21.

Figura 2.24 - Diagrama biliniară

Se poate admite o diagramă dreptunghiulară de compresiuni în beton (aşa cum este reprezentată în figura 2.25). Coeficienţii *l*, care definesc înălţimea utilă a zonei comprimate şi *h*, care definesc rezistenţa efectivă, au valorile:

l = 0,8 pentru $f_{ck} \leq 50$ MPa
h = 0,8 - (f_{ck} -50)/400 pentru 50 < $f_{ck} \leq 90$ MPa

şi
η = 1,0 pentru $f_{ck} \leq 50$ MPa
η = 1,0 - (f_{ck} -50)/200 pentru 50 < $f_{ck} \leq 90$ MPa

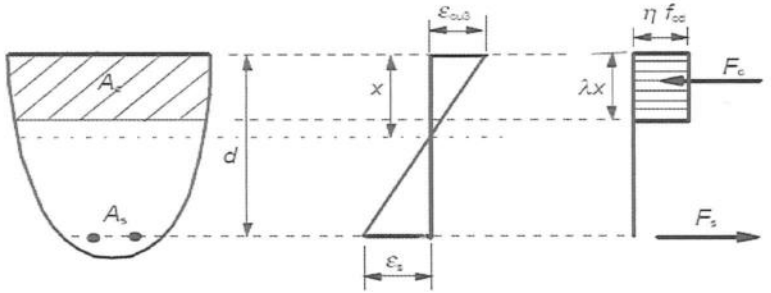


Figura 2.25 - Diagrama dreptunghiulară

Rezistenţele de calcul la compresiune (f_{cd}) şi la întindere (f_{ctd}) se determi astfel:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / gC$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / g_C$$

în care:
- α_{cc} este un coeficient ce se utilizeaza diferenţiat, în funcţie de raportul dint solicitarea de lungă durată şi solicitarea totală, astfel:
  - α_{cc} = 0.85, pentru cazul in care solicitarea de lunga durată reprezi tă cel puţin 90% din solicitarea totală;
  - α_{cc} = 1.00, pentru cazul in care solicitarea de lunga durata reprezi tă cel mult 50% din solicitarea totală;
  - α_{cc} se obţine prin interpolare liniară între valorile 1.00 şi 0.85, pe tru situaţii intermediare ale raportului dintre solicitarea de lungă d rată şi solicitarea totală.

Notă: - *pentru elemente comprimate excentric turnate în poziţie verticală s înclinată*
- coeficentul α_{cc} se reduce cu 25% pentru elemente a căror dimensi ne minimă a secţiunii transversale este sub 300 mm
- coeficentul α_{cc} se reduce cu 15% pentru elemente a căror dimens ne minimă a secţiunii transversale este mai mare de 300 mm

- *pentru elemente comprimate excentric turnate în poziţie orizontală*
  - coeficentul α_{cc} se reduce cu 15% ;

- α_{ct} =1.00 coeficient ce ţine seama de efectele de lungă durată asupra rezi tenţei la întindere şi de efectele nefavorabile ce rezultă din modul de aplicare al încărcă

- g_C este coeficientul parţial pentru beton.
  - g_C = 1.50, pentru situaţii de proiectare permanente şi tranzitorii
  - g_C = 1.20, pentru situaţii de proiectare accidentale.
- f_{ck}, f_{ctk},0,05 sunt definite în tabelul II.21

Valorile ***modulului de elasticitate secant*** E_{cm} sunt date în tabelul II.21.

Coeficientul lui Poisson poate fi luat egal cu 0,2 pentru beton nefisurat şi zero pentru beton fisurat.

Coeficientul liniar de dilataţie termică poate fi luat egal cu 10 $\cdot 10^{-6}$ K^{-1}.

Curgerea lentă şi contracţia betonului depind de umiditatea mediului, de dimensiunile elementului si de compozitia betonului. Curgerea lenta depinde, de asemenea, de vârsta betonului în momentul primei încărcări precum şi de durata şi intensitatea încărcării.

Coeficientul de curgere lentă $\varphi(t,t_0)$ poate fi calculat astfel:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$

în care:
φ_0 - este coeficientul convenţional de curgere lentă şi poate fi asimilat cu:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} - este un factor care ţine seama de influenţa umidităţii relative asupra coeficientului convenţional de curgere lentă

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{pentru } f_{cm} \leq 35 \text{ Mpa}$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 \qquad \text{pentru } f_{cm} > 35 \text{ Mpa}$$

RH - este umiditatea relativă a mediului ambiant în %;
h_0 - este raza medie a elementului, în mm;

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c - este aria secţiunii transversale

u - este perimetrul elementului în contact cu atmosfera
α_1, α_2 - coeficienţi ce ţin seama de influenţa rezistenţei betonului

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \qquad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2}$$

$\beta(f_{cm})$ - este un factor care ţine seama de influenţa rezistenţei betonului asupr coeficientului convenţional de curgere lentă:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} - este rezistenţa medie la compresiune a betonului la 28 de zile, în Mpa;
$\beta(t_0)$ - este un factor care ţine seama de influenţa vârstei betonului în moment încărcării asupra coeficientului convenţional de curgere lentă;

$$\beta(t_0) = \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.2}\right)}$$

t_0 - este vârsta betonului la momentul încărcării, în zile

Influenţa tipului de ciment asupra coeficientului de curgere lentă al betonul poate fi considerată modificând vârsta de încărcare t_0 conform expresiei:

$$t_0 = t_{0.T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0.T}^{1.2}} + 1\right)^{\alpha} \geq 0.5$$

$t_{0.T}$ - este vârsta betonului în momentul încărcării, în zile, corectată în funcţ de temperatură, conform expresiei

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \left[e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13.65\right)} \cdot \Delta t_i\right]$$

t_T - este vârsta betonului corectată în funcţie de temperatură, care înlocuieş t în expresiile corespunzătoare
$T(\Delta t_i)$ - este temperatura pe durata Δt_i, în ^0C
Δt_i - este numărul de zile în care temperatura este T
α - este un exponent care depinde de tipul de ciment
= -1 pentru cimenturi din clasa S
= 0 pentru cimenturi din clasa N
= 1 pentru cimenturi din clasa R
$\beta_c(t,t_0)$ - este un coeficient care indică dezvoltarea curgerii lente în funcţie timpul după încărcare, şi poate fi exprimat cu expresia următoare

$$\beta_c(t,t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3}$$

t - este vârsta betonului la momentul considerat, în zile
t_0 - este vârsta betonului la momentul incarcarii, în zile
$t-t_0$ - este durata neajustată a încărcării în zile
β_H - este un coeficient care depinde de umiditatea relativă (RH în %) şi raza medie a elementului (h_0 în mm). Se poate estima cu:

$$\beta_H = 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{pentru } f_{cm} \leq 35$$

$$\beta_H = 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{pentru } f_{cm} > 35$$

α_3 - coeficient ce ţine seama de influenţa rezistenţei betonului

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5}$$

Deformaţia totală de contracţie se compune din deformaţia datorată contracţiei de uscare şi din deformaţia datorată contracţiei endogene

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

în care:
ε_{cs} - este deformaţia totală de contracţie
ε_{cd} - este deformaţia datorată contracţiei de uscare
ε_{ca} - este deformaţia datorată contracţia de endogene

Valoarea finală a contracţiei de uscare $\varepsilon_{cd.\infty}$ este egală cu $k_h \varepsilon_{cd.0}$

Ecuaţii de bază pentru determinarea deformaţiei specifice datorate contracţiei de uscare

Deformaţia de contracţie de uscare de referinţă $\varepsilon_{cd.0}$ se calculează cu

$$\varepsilon_{cd.0} = 0.85 \cdot \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}\right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)}\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$$

în care:
f_{cm} - este rezistenţa medie la compresiune (MPa)

f_{cm0} = 10 MPa

α_{ds1} - este un coeficient care depinde de tipul de ciment
= 3 pentru cimenturi din clasa S
= 4 pentru cimenturi din clasa N
= 6 pentru cimenturi din clasa R
α_{ds2} - este un coeficient care depinde de tipul de ciment
= 0.13 pentru cimenturi din clasa S
= 0.12 pentru cimenturi din clasa N
= 0.11 pentru cimenturi din clasa R
RH - este umiditatea relativă a mediului ambiant în %
RH_0 - 100%

Evoluţia contracţiei de uscare în timp este indicată de:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t,t_s)\cdot\varepsilon_{cd,\infty}$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h\cdot\varepsilon_{cd,0}$$

k_h - este un coeficient dependent de raza medie h_0, conform tabelului

h_0	k_h
100	1
200	0.85
300	0.75
500	0.7

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}}$$

în care:
t - este vârsta betonului la momentul considerat, în zile
t_s - este vârsta betonului (zile) la începutului contracţiei de uscare (sau umflar
În mod normal, aceasta corespunde sfârşitului tratamentului
h_0 - este raza medie (mm) a secţiunii transversale
$= 2A_c/u$
cu:
A_c - aria secţiunii de beton
u - perimetrul părţii secţiunii expuse la uscare

Deformaţia datorată contracţiei endogene este indicată de:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\cdot\varepsilon_{ca,\infty}$$

în care:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2.5\cdot\left(\frac{f_{ck_grinda}}{MPa} - 10\right)\cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{\left(-0.2\cdot\sqrt{\frac{t}{day}}\right)}$$

t - timpul exprimat în zile.

II.6.2 Armătura nepretensionată

Comportarea armăturilor pentru beton armat este definită de proprietăţile u
mătoare:
- limita de elasticitate (f_{yk} sau $f_{0,2k}$)
- limita superioară reală de elasticitate ($f_{y,max}$)
- rezistenţa la întindere (f_t)

- ductilitatea (ε_{uk} şi f_t/f_{yk})
- aptitudinea de a fi îndoite
- caracteristicile de aderenţă (f_R: a se vedea anexa C, SR EN 1992-1-1)
- dimensiunile secţiunii şi toleranţele
- rezistenţa la oboseală
- sudabilitatea
- rezistenţa la forfecare şi rezistenţa sudurilor în cazul plaselor sudate şi a carcaselor sudate.

Limita de curgere şi rezistenţa de rupere sunt definite ca valori caracteristice ale forţei de curgere, respectiv ale forţei maxime împărţite la aria nominală a secţiunii transversale.

În calcul, diagrama reală (σ - ε) pentru armăturile din oţel laminate la cald se înlocuieşte cu o diagramă idealizată prezentată în fig. 2.26 cu k = $(f_t/f_y)_k$.

A Diagrama simplificată
B Diagrama de calcul

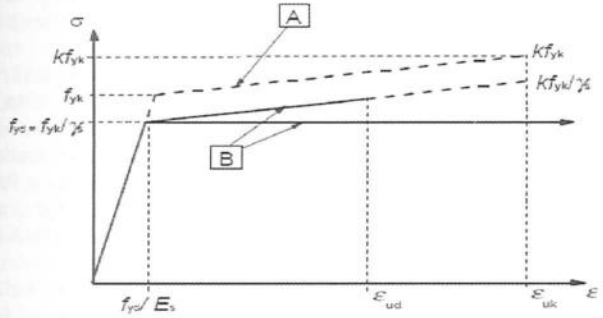


Figura 2.26 - Diagrama efort-deformaţie simplificată şi diagrama de calcul pentru oţeluri pentru beton armat (întinse sau comprimate)

Valoarea medie a masei volumetrice se poate considera 7 850 kg/m³.
Valoarea de calcul a modulului de elasticitate E_s se poate lua 200 GPa.

II.6.3 Armături pretensionate

Armăturile pretensionate utilizate, sub forma sârmelor, barelor sau toroanelor, trebuie să fie în conformitate cu standardul EN 10138.

Armăturile pretensionate (sârme, toroane şi bare) trebuie clasificate în funcţie de caracteristicile următoare:
(i) rezistenţă, ($f_{p0,1k}$), prin raportul dintre rezistenţa la întindere şi limita de elasticitate convenţională ($f_{pk}/f_{p0,1k}$) şi prin alungirea sub încărcarea maximă (e_{uk});
(ii) clasă, care indică comportarea la relaxare;
(iii) secţiune;
(iv) caracteristicile de suprafaţă.

Limita de elasticitate convenţională la 0,1% ($f_{p0,1k}$) şi valoarea specificată a rezistenţei la întindere (f_{pk}) sunt definite ca valoarea caracteristică a încărcării căreia îi corespunde o alungire remanentă de 0,1%, respectiv valoarea caracteristică a încărcării

maxime la întindere axială, împărţite la aria nominală a secţiunii, aşa cum se indică figura 2.27.

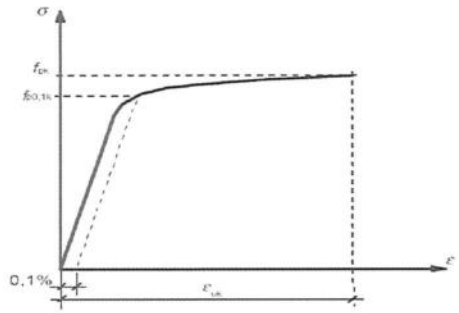


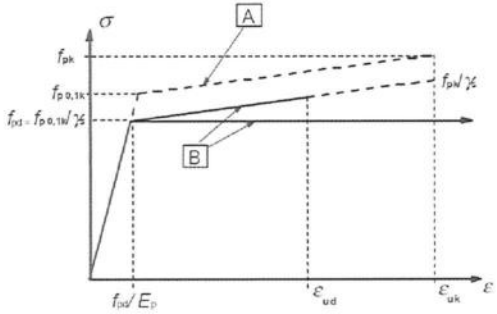
Figura 2.27 - Diagrama efort-deformaţie a oţelurilor de precomprimare tipice (efortul de întindere şi deformaţia apar în valori absolute)

Valoarea de calcul a modulului de elasticitate E_p poate fi luată 205 GPa pe tru sârme şi bare. Valoarea reală poate varia între 195 GPa şi 210 GPa, în funcţie procedeul de fabricaţie. Se recomandă sa se utilizeze valoarea indicată în Agrement Tehnic al armăturii. Pentru toroane, valoarea de calcul a modulului de elasticitate E_p poa fi luată 195 GPa. Valoarea reală poate varia între 185 GPa şi 205 GPa, in funcţie de fab caţie. Se recomandă se utilizeze valoarea indicata in Agrementul Tehnic al armăturii.

Masa volumică medie a armăturilor pretensionate poate fi luată în calcul eg cu 7850 kg/m^3.

Se poate admite că pentru armăturile pretensionate amplasate în structu valo-rile indicate mai sus sunt valabile pentru temperaturi cuprinse între −40°C +100°C.

Valoarea de calcul a efortului în armătură f_{pd}, este $f_{p0,1k}/\gamma_S$ (a se vedea figu 2.28).



A Diagrama simplificată
B Diagrama de calcul

Figura 2.28 - Diagrama efort-deformaţie simplificată şi diagrama de calcul pentru armături pretensionate (efortul de întindere şi deformaţia apar în valori absolute)

Pentru dimensionarea secţiunilor, se poate face una dintre ipotezele următoare (a se vedea figura 2.28):

- ramura înclinată, cu o deformaţie limită e_{ud}. Calculul poate, de asemenea, să fie bazat pe relaţia efort-deformaţie reală, dacă aceasta este cunoscută, eforturile de dincolo de limita de curgere fiind reduse ca în figura 2.28, sau
- ramura superioară orizontală, fără limită pentru deformaţie.

Valoarea recomandată este $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\varepsilon_{uk}$. În lipsa unor valori mai exacte, valorile recomandate sunt $\varepsilon_{ud} = 0{,}02$ şi $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0{,}9$

Indicaţii privind dispozitivele de precomprimare (ancoraje şi piese de cuplare), ale armăturilor precomprimate exterioare sunt date în SR EN 1992-1-1:2004, SR EN 1992-2:2006 şi în anexele naţionale corespunzătoare.

II.6.4 DURABILITATE ŞI STRATUL DE ACOPERIRE AL ARMĂTURILOR

La proiectarea unei structuri, durabilitatea materialelor trebuie evaluată cu tot atâta grijă ca şi caracteristicile mecanice şi costul iniţial, deoarece cheltuielile pentru reparaţii şi întreţinere sunt ridicate. Costul total, calculat pe întregul ciclu de viaţă al construcţiei, este acum indicele preferat în locul costului iniţial.

Betonul este un solid poros, şi pentru solidele porose apa joaca un rol important în majoritatea proceselor fizice de degradare şi, prin ionii agresivi pe care îi transportă, în procesele chimice. Toate aceste fenomene fizico-chimice asociate cu mişcarea apei sunt controlate de permeabilitatea materialului.

De obicei, degradarea betonului este rezultatul acţiunii simultane a mai multor agenţi agresivi. De exemplu, fisurarea produsă de înghet-dezghet repetat permite pătrunderea aerului şi a apei către armaturi, care ruginesc.

Mecanismele care produc degradarea betonului sunt diverse şi numeroase. Ele pot fi clasificate în atacuri chimice (când degradarea este rezultatul unei reacţii chimice între agentul exterior şi beton – de exemplu reacţia alcali-agregat, atacul acizilor, atacul sulfatic) şi atacuri fizice (când degradarea este rezultatul unui fenomen fizic – îngheţ, abraziune, eroziune, cavitatie). O menţiune specială trebuie făcută pentru coroziunea armăturilor, care este una din cele mai frecvente degradări întâlnite la structurile de beton armat. Pe lângă afectarea directă a performanţelor structurale, prin reducerea secţiunii de armatură datorită coroziunii, este distrus şi betonul de acoperire, deoarece produşii de coroziune rezultaţi au un volum mult mai mare decât elementele din care au provenit.

În circumstanţe normale, alcalinitatea ridicată a betonului protejează armăturile acoperite cu beton. Protecţia este asigurată de formarea unui strat subţire de oxid de fier pe suprafaţa barei. pH-ul care se găseşte în porii betonului are valori între 12 şi 14. Oţelul nu este în general corodat atâta vreme cât pH-ul nu coboară sub 10.

Două mecanisme pot conduce la distrugerea acestei protectii : carbonatarea betonului si actiunea clorurilor.

Calea normală de asigurare a protecţiei armăturilor contra coroziunii este prevederea ***unei acoperiri adecvate a armaturilor cu un beton*** de bună calitate (clasa de rezistenţă ridicată, compactare şi tratament).

Totuşi, în medii foarte agresive, se pot lua şi alte masuri, mai costisitoare, cum ar fi :

- utilizarea armăturilor „vopsite" cu un strat de răsina epoxidică ;
- utilizarea oţelului inoxidabil sau galvanizat;

- utilizarea armăturilor din polimeri armaţi cu fibre (de carbon, cărămidă, etc.)
- aplicarea de tratamente de suprafaţă pe beton pentru a împiedica patrunderea clorurilor sau a CO_2;
- aplicarea unei protecţii catodice.

II.6.4.1 Proiectarea structurilor pentru durabilitate

O structură durabilă trebuie să satisfacă cerinţele de aptitudine, de exploatare şi de stabilitate pe întreaga durată de utilizare din proiect, fără vreo pierdere semnificativă de funcţionalitate, nici lucrări de întreţinere neprevăzute excesive. De aceea o importanţă deosebită o are alegerea compoziţiei betonului ţinând cont de condiţiile de mediu în care se va afla betonul în construcţia respectivă.

În acest caz, condiţiile de mediu înconjurător la care este supus pot să fie exprimate sub formă de combinaţii de clase de expunere.

Clasificarea din normele europene este făcută după tipul de atac, în clase şi după severitatea atacului, în subclase conform tabelului II.22.

Clasele de expunere conform SR EN 206 - 1 sunt următoarele:

XO - clasa de expunere pentru absenţa riscului coroziunii sau atac.

XC - clase de expunere pentru riscul de coroziune prin carbonatare.

XD - clase de expunere pentru riscul de coroziune prin cloruri, altele decât cele din apă de mare.

XS - clase de expunere pentru riscul de coroziune prin cloruri din apă de mare

XF - clase de expunere pentru atacul prin îngheţ - dezgheţ

XA - clase de expunere pentru atacul de origine chimică

XM - clase de expunere pentru solicitările mecanice a betonului prin uzură.

Cerinţele de durabilitate necesare protejarii armăturilor împotriva coroziunii precum şi păstrarea caracteristicilor betonului la acţiuni fizico - chimice în timpul duratei de serviciu proiectate sunt legate în primul rând de permeabilitatea betonului. În acest sens gradul de impermeabilitate a betonului este stabilit funcţie de clasa de expunere în care este încadrat obiectivul (pod, pasaj,viaduct).

Elementele structurale ale obiectivului realizate din beton armat sunt supuse acţiunii îngheţului şi dezgheţului repetat în stare uscată sau umedă şi pe timpul iernii şi acţiunea agenţilor contra poleiului concomitentă cu îngheţ - dezgheţ repetat.

Gradul de gelivitate al betonului:

G 50 - supus la 50 de cicluri de îngheţ - dezgheţ

G 100 - supus la 100 de cicluri de îngheţ - dezgheţ

G 150 - supus la 150 de cicluri de îngheţ - dezgheţ

Tabelul II.22 – Clase de expunere conform EN 206-1

Notare clasă	Descriere mediu înconjurător:	Exemple informative care prezintă alegerea claselor de expunere
1 Nici un risc de coroziune, nici de atac		
X0	Beton simplu şi fără piese metalice înglobate: orice expunere în afară de îngheţ/dezgheţ, de abraziune şi de atac chimic. Beton armat sau cu piese metalice înglobate: foarte uscat	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este foarte scăzută
2 Coroziune indusă de carbonatare		
XC1	Uscat sau umed în permanenţă	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este scăzută Beton imersat în permanenţă în apă
XC2	Umed, rareori uscat	Suprafeţe de beton supuse la contact de lung termen cu apa Un mare număr de fundaţii
XC3	Umiditate moderată	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este medie sau ridicată Beton exterior adăpostit de ploaie
XC4	Alternativ umed şi uscat	Suprafeţe de beton supuse la contact cu apa, dar nu intră în clasa de expunere XC2
3 Coroziune indusă de cloruri		
XD1	Umiditate moderată	Suprafeţe de beton expuse la cloruri transportate pe cale aeriană
XD2	Umed, rareori uscat	Piscine Elemente de beton expuse la ape industriale care conţin cloruri
XD3	Alternativ umed şi uscat	Elemente de pod expuse la stropire cu apă care conţin cloruri Şosele Dale de parcaje pentru staţionare vehicule
4 Coroziune indusă de cloruri prezente în apa de mare		
XS1	Expus la aer vehiculând sare marină dar fără contact direct cu apa de mare	Structuri pe sau în proximitatea unei coaste
XS2	Imersat în permanentă	Elemente de structuri marine
XS3	Zone de maree, zone supuse la stropire sau la brumă	Elemente de structuri marine
5 Atac îngheţ/dezgheţ		
XF1	Saturare moderată în apă, fără agent antipolei	Suprafeţe verticale de beton expuse ploii şi îngheţului
XF2	Saturare moderată în apă, cu agent antipolei	Suprafeţe verticale de beton în lucrări rutiere expuse îngheţului şi aerului vehiculând agenţi de dezgheţare
XF3	Saturare puternică în apă, fără agent antipolei	Suprafeţe orizontale de beton expuse la ploaie şi la îngheţ
XF4	Saturare puternică în apă, cu agent antipolei sau apă de mare	Drumuri şi tabliere de pod expuse la agenţi de dezgheţ. Suprafeţe de beton verticale direct expuse la stropirea cu agenţi de dezgheţ şi la îngheţ. Zone ale structurilor marine supuse la stropire şi expuse la îngheţ
6 Atacuri chimice		
XA1	Mediu cu slabă agresivitate chimică după EN 206-1, tabelul 2	Soluri naturale şi apă în sol
XA2	Mediu cu agresivitate chimică moderată după EN 206-1, tabelul 2	Soluri naturale şi apă în sol
XA3	Mediu cu agresivitate chimică ridicată după EN 206-1, tabelul 2	Soluri naturale şi apă în sol

În conformitate cu Codul de practică pentru producerea betonului CP012/1-2007 şi în acord cu condiţiile de mediu şi parametrii de exploatare, pentru elementele structurale din beton, beton armat şi beton precomprimat s-a admis să se adopte următoarele valori pentru clasa de expunere şi clasa de rezistenţă minima a betonului (tabelul II.23).

Tabelul II.23 – Clase de expunere pentru elementele podurilor

Nr. crt.	Element structural	Clasa de expunere	Clasa minimă a betonului
1	Tablier de pod din beton armat (placă de suprabetonare)	XC1 + XD3	C 35/45
2	Grinzi prefabricate din beton precomprimat cu secţiunea în formă de „T" cu lungimea L = 10,00 m; 12,00 m; 15,00 m; 18,00 m; 21,00 m; 24,00 m sau cu secţiunea în formă de „I" cu lungimea L = 36,00 m sau L = 41,00 m	XC3 + XF1 + XF3	C 35/45
	Elevaţia infrastructurilor (vezi nota) 3.1. Pile lamelare la podurile situate pe autostradă	XC4 + XF1	C 25/30
	3.2. Pilele lamelare masive ale pasajelor peste autostradă în situaţia când acestea se află în apropierea (la o distanţă D≤ 3m) marginii (marcajului) autostrăzii	XC4 + XD3 + XF4	C 35/45
3	3.3. Pilele pasajelor situate pe autostradă dacă se află în apropierea (la o distanţă D ≤ 3m) drumurilor naţionale, judeţene, comunale sau a unei bretele de acces	XC4 + XD3 + XF4	C 35/45
	3.4. Pereţii şi planşeele portalelor (inclusiv aripile), situate pe autostradă, destinate traversării drumurilor naţionale, judeţene, comunale sau bretelelor	XC4 + XD3 + XF2	C 35/45
	3.5. Pereţii şi planşeele portalelor în cazul traversării altor obstacole decât cele de la pct. 3.4.	XC4 + XF1	C 25/30
	3.6. Culee perete	XC4 + XF1	C 25/30
	3.7. Culee înecate	XC4 + XF1	C 25/30
4	**Ziduri de sprijin** 4.1. Ziduri de sprijin din beton armat situate la piciorul taluzului (de exemplu la racordarea pasajelor cu terasamentul) aflate în vecinătatea drumurilor (la o distanţă D ≤ 2m) naţionale, judeţene, comunale	XC4 + XD3 + XF2	C 35/45
	4.2.1. Ziduri de sprijin din beton armat la podurile pe autostradă, situate în axul autostrăzii, când infrastructurile structurilor aferente celor două sensuri de circulaţie sunt decalate.	XC4 + XF1	C 25/30
	4.2.2. Ziduri de sprijin independente în spatele culeelor	XC4 + XF1	C 25/30
5	**Fundaţii directe şi radiere pe piloti** 5.1. Fundaţii şi radiere în contact cu apa subterană şi sol neagresiv, dar care pot fi supuse şi la cicluri alternante umiditate-uscare	XC2 + XC4	C 25/30
	5.2. Fundaţii şi radiere aflate într-un mediu agresiv-sol şi/sau apă: în funcţie de natura şi nivelul de agresivitate se va proiecta clasa de beton adecvată		
6	**Piloţi foraţi** 6.1. Piloţi în contact cu un mediu neagresiv, dar care pot fi supuşi, parţial, la cicluri alternante umiditate-uscare	XC2 + XC4	C 25/30
	6.2. Piloţi aflaţi într-un mediu agresiv – sol şi/sau apă: în funcţie de natura şi nivelul de agresivitate se va proiecta clasa de beton adecvată		
7	Grinda de fixare parapet la structuri situate pe autostradă sau la pasaje, elemente prefabricate (de ex. lise, borduri)	XC4 – XD3 + XF4	C 35/45
8	Betonul de umplutură la trotuare situate pe tablierul pasajelor sau pe consolele de trotuar ale zidurilor intoarse	XC4 + XF2	C 25/30
9	Plăci de racordare cu terasamentul, realizate din beton armat, turnate pe loc	XC3	C 20/25
10	10.1. Pereu pentru protecţia taluzului la sferturile de con, realizat din elemente prefabricate din beton armat sau din beton turnat pe loc	XC4 + XF1	C 25/30
	10.2. Pereu cu aceeaşi alcătuire ca la pct. 10.1, dar care se află în vecinătatea unui drum naţional, judeţean sau comunal şi poate fi expus curenţilor de aer ce vehiculează agenţi de dezghetare	XC4 + XF2	C 25/30
	10.3. Fundaţie pereu	XC4	C 25/30
11	Beton de egalizare la fundaţii directe şi radiere pe piloţi cu grosimile g ≤ 20 cm	X0	C 12/15
12	12.1. Beton de umplutură sub fundaţiile directe, cu grosimea g > 20 cm	X0	C 12/15
	12.2. Beton de umplutură sub fundaţiile directe, cu grosimea g > 20 cm, situat într-un mediu agresiv –sol şi/sau apă: în funcţie de natura şi nivelul de agresivitate se va proiecta clasa de beton adecvată		
13	Predale din beton armat montate la partea superioară a grinzilor „I" pentru turnarea plăcii de suprabetonare	XC1	C 25/30

Notă: Denumirea „elevaţie infrastructuri" se referă, în cazul pilelor şi la rigla acestora.

II.6.4.2 Acoperirea cu beton

Acoperirea cu beton este distanţa între suprafaţa celei mai apropiate armături (incluzând agrafele, etrierii, precum şi armăturile de suprafaţă, dacă este cazul) de suprafaţa betonului şi aceasta din urmă.

Pe planurile de execuţie trebuie specificată acoperirea nominală:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

- C_{nom} = acoperirea nominală
- C_{min} = acoperirea minimă
- ΔC_{dev} = toleranţele de execuţie.

Acoperirea minimă c_{min}

Grosimea stratului minim de acoperire se alege astfel încât să se respecte următoarele cerinţe:

- buna transmitere a forţelor de aderenţă;
- protecţia armăturilor împotriva coroziunii (durabilitate);
- rezistenţa la foc convenabilă.

Acoperirea minimă c_{min} utilizată în calcul este valoarea cea mai mare dintre:

$$C_{min} = \max \{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,g} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

în care:

- $C_{min,b}$ acoperirea minimă faţă de cerinţele de aderenţă (tabelul II.24).

Tabelul II.24 – Acoperirea minimă $c_{min,b}$ din condiţia de aderenţă

Cerinţe faţă de aderenţă	
Dispunerea armăturilor	Acoperire minimă $c_{min,b}$ [1]
Armătura individuală	Diametrul barei
Pachet de armături	Diametru echivalent (Φ_n)[2]

[1] Dacă dimensiunea nominală a celei mai mari granule de agregat este mai mare de 32 mm, se recomandă să se mărească $c_{min,b}$ cu 5 mm.

[2] Pentru calcul, pachetul este înlocuit cu o bară fictivă echivalentă având aceeaşi secţiune şi acelaşi centru de greutate ca pachetul. Diametrul echivalent ϕ_n al acestei bare este astfel încât :

$$\phi_n = \phi\sqrt{n_b} \le 55 \text{ mm}$$

în care

n_b este le numărul de bare din pachet :

$n_b \le 4$ în cazul barelor verticale comprimate şi a barelor din interiorul unei înnădiri prin suprapunere,

$n_b \le 3$ în toate celelalte cazuri.

• $c_{min,dur}$ acoperirea minimă a armăturilor pentru beton armat şi a armături pretensionate într-un beton de masă volumică normală, care ţine seama de clasele expunere şi de clasele structurale.

Clasa structurală recomandată se găseşte în tabelul II.25

Tabelul II.25 - Clasificare structurală recomandată

Criteriu	Clasa structurală						
	Clasa de expunere conform tabelul II.22						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3/XS2/ XS3
Durata de utilizare din proiect de 100 ani	Majorare cu două clase	Majorare cu două clase	Majorare cu două clase	Majorare cu două clase	Majorare cu două clase	Majorare cu două clase	Majorare cu două clase
Clasa de rezistenţă[1] [2]	≥ C30/37 micşorare cu 1 clasă	≥ C30/37 micşorare cu 1 clasă	≥ C35/45 micşorare cu 1 clasă	≥ C40/50 micşorare cu 1 clasă	≥ C40/50 micşorare cu 1 clasă	≥ C40/50 micşorare cu 1 clasă	≥ C45/55 micşorare cu 1 clasă
Element asimilabil unei plăci (poziţia armăturilor neafectată de procesul de construcţie)	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă
Control special al calităţii de producţie a betonului	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă	micşorare cu 1 clasă

NOTE referitoare la tabelul 4.3N:

1 - Clasa de rezistenţă şi raportul a/c se consideră că sunt legate. Pentru a obţine o permeabilitate redusă se poate considera o compoziţie specială (tip de ciment, raport a/c, părţi fine).

2 - Limita poate fi redusă cu o clasă de rezistenţă dacă aerul antrenat este peste 4%.

Valorile recomandate ale $c_{min,dur}$ sunt indicate în tabelul II.26 (armături pentru beton armat) şi în tabelul II.27 (armături pretensionate).

Tabelul II.26 - Valori ale acoperirii minime $c_{min,dur}$ cerute de condiţia de durabilitate în cazul armăturilor pentru beton armat conform cu EN 10080

Cerinţă de mediu pentru $c_{min,dur}$ (mm)							
Clasa structurală	Clasa de expunere conform tabelul II.22						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1/XS1	XD2 / XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabelul II.27 - Valori ale acoperirii minime $c_{min,dur}$ cerute de condiţia de durabilitate în cazul armăturilor pentru beton precomprimat

Cerinţă de mediu pentru $c_{min,dur}$ (mm)							
Clasa structurală	Clasa de expunere conform tabelul II.22						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1/XS1	XD2 / XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

- $\Delta c_{dur,g}$ = 0 şi reprezintă marja de siguranţă
- $\Delta c_{dur,st}$ = 0 şi reprezintă reducerea acoperirii minime în cazul oţelului inoxidabil
- $\Delta c_{dur,add}$ = 0 şi reprezintă reducerea acoperirii minime în cazul unei protecţii suplimentare.

Note:

a) În cazul unui beton turnat pe şantier în contact cu alte elemente de beton (prefabricate sau turnate pe şantier), acoperirea minimă în raport cu interfaţa poate fi redusă la valoarea din tabelul II,24 sub rezerva că:

- betonul aparţine cel puţin clasei de rezistenţă C25/30;
- expunerea suprafeţei de beton la mediul exterior este de scurtă durată (< 28 zile);
- interfaţa este făcută rugoasă.

b) Se recomandă ca acoperirea minimă a armăturilor pretensionate neaderente să fie conform Agrementului Tehnic European.

c) în cazul feţelor exterioare neregulate (beton cu agregate aparente, de exemplu), se recomandă să se mărească acoperirea minimă cu cel puţin 5 mm.

d) în ceea ce priveşte abraziunea betonului, se recomandă să se acorde o atenţie specială agregatelor, conform cu EN 206-1. O opţiune constă în a ţine seama de abraziunea betonului prin mărirea stratului de acoperire (grosime de sacrificiu). Se recomandă, în acest caz, mărirea stratului minim de acoperire cmin cu k_1 = 5 mm pentru

clasa de abraziune XM1 (abraziune moderată), cu k_2 = 10 mm pentru clasa XM2 (abraziune importantă) şi cu k_3 = 15 mm pentru clasa XM3 (abraziune extremă).

Abaterile de execuţie Δc_{dev}

Pentru calculul acoperirii nominale c_{nom}, acoperirea minimă trebuie majorată la nivelul din proiect, pentru a ţine seama de abaterile de execuţie (Δc_{dev}). Abaterile de execuţie sunt egale cu Δc_{dev} = 10 mm.

În anumite cazuri abaterea acceptată şi în consecinţă toleranţa Δc_{dev}, pot fi reduse:

Astfel:

• în intervalul 10 mm ≥ Δc_{dev} ≥ 5 mm , când fabricaţia este supusă unui sistem de asigurare a calităţii în care supravegherea include măsurarea acoperirii

• în intervalul: 10 mm ≥ Δc_{dev} ≥ 0 mm când se poate garanta utilizarea unui aparat de măsură foarte precis pentru supraveghere precum şi respingerea elementelor neconforme

Notă:

În cazul unui beton turnat în contact cu suprafeţe neregulate, se recomandă în general, să se mărească acoperirea minimă luând o marjă mai mare pentru calcul. Se recomandă să se aleagă o mărire în raport cu diferenţa cauzată de iregularitate, acoperirea minimă trebuind să fie cel puţin egală cu k_1 = 40 mm pentru un beton turnat în contact cu un sol care a fost pregătit (inclusiv prin beton de egalizare) şi k_2 = 75 mm pentru un beton turnat în contact direct cu solul.

CAPITOLUL III PROIECTAREA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT

III.1 GENERALITĂŢI

Calculul elementelor de beton de beton armat şi beton precomprimat se face pe baza principiilor din SR EN 1990:2004, SR EN 1992-1-1:2004, SR EN 1992-2:2005 şi a anexelor lor naţionale, prin verificarea comportării corespunzătoare faţă de stările limită care pot apare în diferite etape.

Calculul se face ţinând seama de cele mai defavorabile condiţii de solicitare în diferite faze ale lucrării (execuţie, depozitare, montaj, exploatare).

În calcule se iau în considerare următoarele stări limită:

- stări limită ultime
  - de rezistenţă
  - de stabilitate a poziţiei (răsturnare sau alunecare)
  - de oboseală (în SR EN 1992-2:2005 şi în anexa sa naţională, în 6.8.1.(102) se precizează structurile şi elementele structurale pentru care verificarea la oboseală nu este necesară)

- stări limită ale exploatării normale
  - de fisurare
  - de deformaţie

III.2 CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON ARMAT

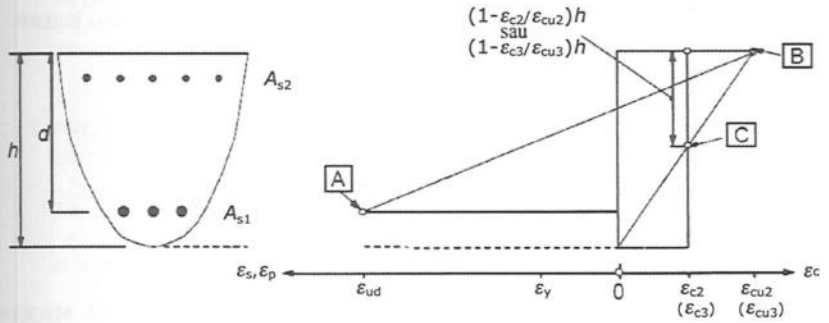
III.2.1. Calculul la starea limită de rezistenţă

Verificarea la starea limită de rezistenţă pentru elementele liniare şi elementele de suprafaţă plane se face respectând condiţia ca solicitarea de calcul să fie mai mică, sau cel mult egală cu capacitatea portantă a secţiunii.

Determinarea momentului capabil ultim al secţiunilor drepte de beton armat se bazează pe ipotezele următoare:

- secţiunile plane şi normale pe axa elementului rămân plane şi normale după deformaţie;
- armăturile aderente (armături pentru beton armat), fie că sunt întinse sau comprimate, suferă aceleaşi deformaţii relative ca betonul adiacent (nu există lunecare relativă între armături şi beton);
- rezistenţa la întindere a betonului se neglijează;
- eforturile în betonul comprimat se deduc din diagrama efort-deformaţie de calcul indicate în fig. 2.23 sau fig. 2.24;
- eforturile în armăturile pentru beton armat se deduc din diagramele de calcul indicate în fig. 2.26;
- ruperea are loc când deformaţia în cel puţin un punct al secţiunii atinge valoarea limită corespunzând materialului (beton sau oţel).

Criteriul de rupere este exprimat în deformaţii. În consecinţă, problema constă în găsirea poziţiilor limită ale diagramei de deformaţii a secţiunii, astfel încât nici una din deformaţiile limită ale materialelor să nu fie depăşite, când secţiunea este solicitată, la starea limită ultimă, de diferite tipuri de solicitări normale (întindere pură, întindere excentrică, încovoiere pură, compresiune excentrică, compresiune centrică).



A – limita de deformaţie corespunzătoare armăturii de beton armat la întindere

B – limita de deformaţie corespunzătoare betonului la compresiune

C – limita de deformaţie corespunzătoare betonului la compresiune pură

Figura 3.1 - Diagrama deformaţiilor admise la starea limită ultimă

III.2.1.1. Calculul la starea limită ultima pentru elemente solicitate l încovoiere

Elementele încovoiate armate cu oţel laminat la cald şi prevăzute cu procent de armare mai mici decât cele maxime ajung să işi epuizeze capacitatea portantă pr curgerea armăturii întinse. Palierul de curgere deosebit de extins la aceste oţeluri fa ca deschiderea fisurilor din dreptul secţiunilor plastifiate să crească foarte mult, red cându-se astfel zona comprimată până la limita critică în care betonul nu mai poa rezista, zdrobindu-se. În cazul cedării plastice se pot utiliza pentru calcul numai rela de echilibru static.

Metoda simplificată se bazează pe anumite ipoteze simplificatoare, din care ce mai importantă este adoptarea unei distribuţii uniforme a eforturilor de compresiune beton (fig. 3.2), ipoteze care permit rezolvarea problemei de dimensionare utilizân numai ecuaţiile de echilibru.

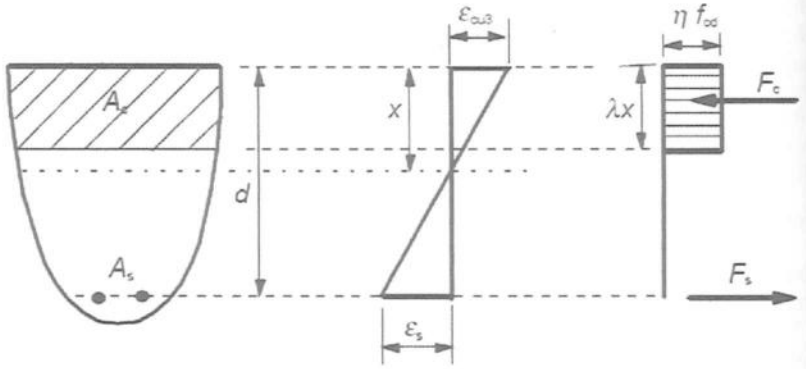


Figura 3.2. Diagrama simplificată eforturi - deformaţii pentru beton (în conformitate cu SR EN 1992-1-1)

Coeficienţii l şi h din figura 3.2 iau valorile următoare:
l = 0,8 pentru $f$ck ≤ 50 MPa
l = 0,8 - ($f$ck -50)/400 pentru 50 < $f$ck ≤ 90 MPa
şi
h = 1,0 pentru $f$ck ≤ 50 MPa
h = 1,0 - ($f$ck -50)/200 pentru 50 < $f$ck ≤ 90 MPa

ÎNĂLŢIMEA LIMITĂ A ZONEI COMPRIMATE ŞI PROCENTUL MAXIM D ARMARE

Dacă starea limită ultimă este atinsă când în betonul comprimat se atinge ε_c ε_{cu2} = 3,5x10-3 simultan cu atingerea deformaţiei de curgere în armătură $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ f_{yd}/E_s se spune că ruperea este „balansată".

$$x_b = d\frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_y}$$

Se notează:

$\xi_b = x_b/d$ - înălţimea relativă a zonei comprimate a betonului care corespunde ruperii balansate.

Înălţimea zonei comprimate depinde de clasa betonului şi de deformaţia de intrare în curgere a armăturilor.

- pentru betoane de clasă inferioară C25/30 utilizând PC52

$x_b < 0,55\ d$ (ξ_b<0,55)

- pentru betoane de clasă superioară C25/30 utilizand PC 52

$x_b < 0,50\ d$ (ξ_b<0,5)

Este economic să se limiteze înălţimea zonei comprimate a betonului pentru a utiliza complet capacitatea armăturilor. Dacă $x>x_b$ efortul în armături $\sigma_s < f_{yd}$. În cazul grinzilor şi a plăcilor, această limitare este echivalentă cu limitarea procentului de armare.

Pentru o secţiune dreptunghiulară simplu armată rezultanta forţelor interne este (a se vedea fig. 3.3):

$0,8x_bf_{cd} = A_sf_{yd}$ se împarte la (dbf_{yd})

$0,8\xi = A_sf_{yd}/\ dbf_{cd}$

Se notează $A_s/bd = \rho$ =procent de armare

$0,8\xi = \rho\ f_{yd}/\ f_{cd}$

$\rho = 0,8\xi\ f_{cd}/\ f_{yd}$

Se pune condiţia $\xi \le \xi B$

rezultă $\rho \le 0,8\xi\ f_{cd}/\ f_{yd} = \rho_{max}$

PROCENTUL MINIM DE ARMARE

Eurocodul 2 recomandă un procent minim de armare: $A_{s,min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}b_td$

Dar cel puţin $A_{s,min} \ge 0,0013b_td$

în care:

b_t este notată lăţimea medie a zonei întinse; pentru o grindă în T a cărei talpă superioară este comprimată, numai lăţimea inimii este luată în considerare la calculul lui b_t.

f_{ctm} este determinată în funcţie de clasa de rezistenţă corespunzătoare, conform tabelului II.20.

În continuare se prezintă modul de calcul pentru cazuri curent întâlnite în proiectarea podurilor din beton armat:

SECŢIUNE DREPTUNGHIULARĂ SIMPLU ARMATĂ

Se utilizează următoarele notaţii:

λx - înălţimea diagramei rectangulare simplificate a eforturilor de compresiune din beton

$\xi = \lambda x/d$ - înălţimea relativă a zonei comprimate a betonului

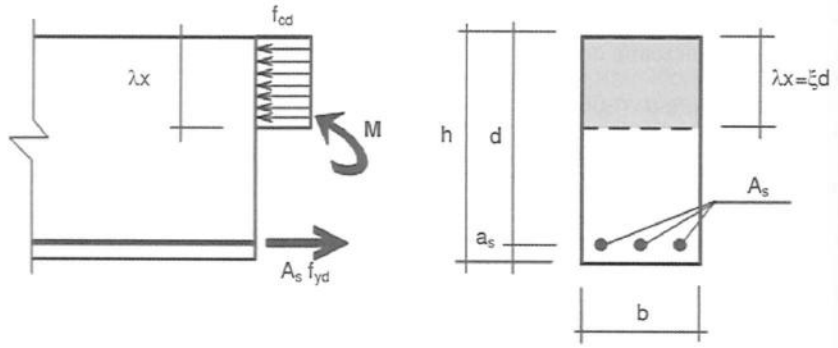


Figura 3.3. Diagrama simplificată a eforturilor pentru o secţiune dreptunghiulară simplu armată

Ecuaţiile de echilibru sunt următoarele:

- ecuaţia de proiecţie a forţelor pe axa elementului:

$$b\lambda x\eta f_{cd} = A_s f_{yd}$$

- ecuaţia de moment (scrisă faţă de centrul de greutate al armăturilor sau faţă de rezultanta compresiunilor din beton):

$$M = b\lambda x\eta f_{cd} (d-\lambda x/2) = A_s f_{yd} (d-\lambda x/2) \qquad (3.1)$$

Ecuaţiile de mai sus, exprimate în următoarele mărimi adimensionale (utilizate frecvent în calcule):

$\xi = \lambda x/d$ - înălţimea relativă a zonei comprimate a betonului

$\rho = A_s/bd$ – procent de armare

$m = M/bd^2\eta f_{cd}$

au următoarea formă:

$$\xi = \rho \frac{f_{yd}}{\lambda \eta f_{cd}}$$

$$m = \lambda\xi\left(1-\frac{\lambda\xi}{2}\right) = \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}}\left(1-\frac{\xi}{2}\right)$$

EXEMPLE DE CALCUL

(pentru notaţii a se vedea fig. 3.3)

Verificarea secţiunii

Se cunosc: b, h, a_s, A_s, f_{yd}, f_{cd}

Se cere: x şi M_{Rd} (momentul capabil al secţiunii)

Condiţia de echilibru al forţelor pe secţiune:

$\lambda x\eta f_{cd} = A_s f_{yd}$ din care rezultă $x = A_s f_y/\lambda b\eta f_{cd}$

Dacă $x>x_b$ relaţiile utilizate nu sunt corecte deoarece $\sigma_s < f_{yd}$

Dacă $x<x_b$ capacitatea portantă a secţiunii este:

$M_{Rd} = b\lambda x\eta f_{cd}(d-\lambda x/2)$ sau $MRd = A_s f_{yd} (d-\lambda x/2)$

Dimensionarea secţiunii

Se cunosc: b, h, a_s, M_{Sd}, f_{yd}, f_{cd}

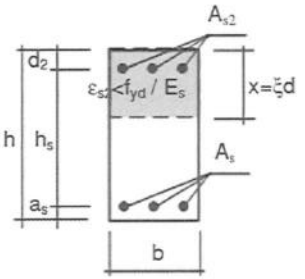
Se cere: x şi A_s

Ecuaţia (3.1) se rezolvă în raport cu x:

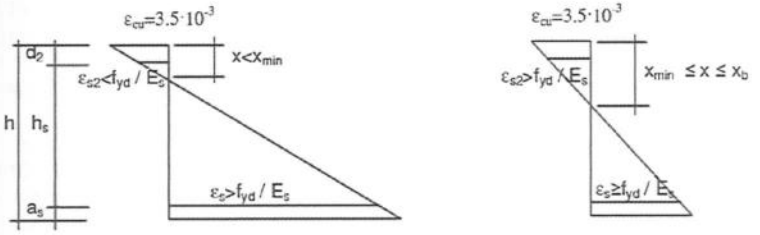
$$\lambda x = d\left(1-\sqrt{1-\frac{2M_{Sd}}{\eta f_{cd} b d^2}}\right)$$

$$A_s = b\lambda x \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}}$$

SECŢIUNE DREPTUNGHIULARĂ DUBLU ARMAT



a.



b.

Figura 3.4. Diagrame de deformaţii pe secţiunea cu armături comprimate

Echivalenţa statică este exprimată prin două ecuaţii: ca pentru secţiunea simplu armată (1), la care trebuie adăugat şi efectul armăturilor comprimate (2).

(1) Condiţia ca armăturile întinse să atingă limita de curgere ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$) este: $x \le x_b$

(2) Condiţia ca armăturile comprimate să atingă limită de curgere ($|\varepsilon_{s2}| \ge \varepsilon_y$) este:

$$x \ge x_{min} = d_2 \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_y}$$

Pentru oţeluri OB 37 sau PC 52 se poate considera acoperitor $x_{min} \approx 2d_2$. Pentru oţeluri cu limita de curgere mai înaltă (S400, S500) aceasta aproximaţie nu mai este valabilă.

Ecuaţiile de echilibru sunt următoarele (a se vedea notaţiile din fig. 3.4 a.):

- ecuaţia de proiecţie a forţelor pe axa elementului:

$$b\lambda x\eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd} - A_s f_{yd} = 0$$

- ecuaţia de moment (scrisă faţă de centrul de greutate al armăturilor întinse):

$$M = b\lambda x\eta f_{cd} (d - \lambda x/2) + A_{s2} f_{yd} h_s$$

Dacă $x < x_{min}$, atunci $|\sigma_{s2}| < f_{yd}$. În această situaţie este de preferat ca ecuaţia de moment să se scrie în raport cu armătura comprimată:

$$M = A_s f_{yd} h_s - b\lambda x\eta f_{cd} (\lambda x/2 - d_2) \approx A_s f_{yd} h_s$$

Termenul care conţine efectul betonului comprimat se neglijează deoarece este relativ mic (zona comprimată este mică).

EXEMPLE DE CALCUL

(a se vedea notaţiile din fig. 3.4 a.)

Verificarea secţiunii

Se cunosc: b, h, a_s, A_{s1}, A_{s2}, f_{yd}, f_{cd}

Se cere: x şi M_{Rd} (momentul capabil al secţiunii)

Se determină poziţia axei neutre din ecuaţia de proiecţie a forţelor pe axa elementului

$$x = f_{yd} \frac{A_s - A_{s2}}{\lambda b \eta f_{cd}}$$

Dacă $x > x_{min}$ atunci capacitatea la încovoiere se calculează cu relaţia:

$M_{Rd} = A_{s2} f_{yd} h_s + b\lambda x\eta f_{cd} (d - \lambda x/2)$

Dacă $x < x_{min}$ atunci valoarea calculată nu este valoarea reală a înălţimii zonei comprimate deoarece în armatura comprimată nu se atinge limita de curgere.

În cazul acesta, capacitatea portantă a secţiunii se determină cu relaţia:

$M_{Rd} \approx A_s f_{yd} h_s$

Dimensionarea secţiunii

Se cunosc: b, h, a_s, M_{Sd}, f_{yd}, f_{cd}

Se cere: x, A_{s1} şi A_{s2}

În acest caz sunt 3 necunoscute şi numai 2 ecuaţii de echilibru static la dispoziţie. Trebuie adaugată o condiţie – cea de utilizare la maximum a secţiunii de beton şi a armăturilor întinse.

A treia conditie este $x = x_b$

Armătura superioară se determină cu relaţia:

$$A_{s2} = \frac{M_s - b\lambda\eta x_b f_{cd} \left(d - \frac{\lambda x_b}{2}\right)}{f_{yd} h_s}$$

Armătura întinsă se determină cu relaţia:

$$A_s = A_{s2} + \frac{b\lambda\eta x_b f_{cd}}{f_{yd}}$$

III.2.1.2. Calculul la starea limită ultimă pentru elemente solicitate la compresiune excentrică

În practică, compresiunea pură nu există datorită imperfecţiunilor geometrice ale elementelor. Considerarea în calcule a excentricitatilor încărcărilor axiale este indicată în 5.2 (104) din SR EN 1992-2 şi în anexa naţională a sa.

Prevederile se aplică elementelor supuse la compresiune axială şi structurilor cu încărcări verticale. Valorile numerice se referă la abaterile permise la execuţie (Clasa 1 din EN 13670). Dacă se admit alte abateri la execuţie, valorile numerice trebuie ajustate corespunzător.

Imperfecţiunile pot fi reprezentate printr-o înclinare, θ_i, dată de relaţia:

$\theta_i = \theta_0 \alpha_h$

Unde: θ_0 este valoarea de bază

α_h este factorul de reducere pentru lungime sau înălţime:

$\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $\alpha_h \le 1$

l este lungimea sau înălţimea [m]

Pentru θ_0 se utilizează următoarele valori:

- 1/200, valoarea recomandată, pentru clasa de control 2, conform anexei G din SR ENV 13670-1:2002, la poduri obişnuite (deschideri mici şi mijlocii şi înălţimi ale elevaţiilor pilelor şi culeelor până la 10,00 m);
- 1/300, pentru clasa de control 3 conform anexei G din SR ENV 13670-1:2002, la poduri speciale (cu deschideri mari şi înălţimi ale elevaţiilor pilelor şi culeelor peste 10,00 m);
- 1/100, în cazul fundaţiilor indirecte (grupuri de piloţi sau barete).

Pentru podurile în arc, forma imperfecţiunilor în plan orizontal şi vertical, trebuie să se bazeze pe prima formă de pierdere a stabilităţii (flambaj) în plan orizontal şi respectiv vertical. Fiecare formă poate fi idealizată printr-un profil sinusoidal. Amplitudinea trebuie să fie luată $a = \theta_i \frac{l}{2}$, unde l este jumătate din lungimea de undă.

Compresiune excentrică - cazul I (armăturile întinse ajung la curgere)

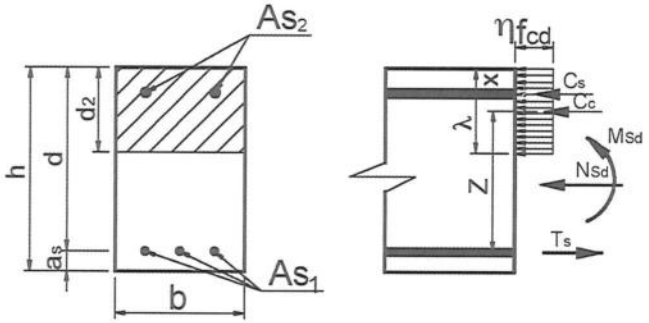


Figura 3.5. Distribuţia eforturilor interne şi poziţia solicitărilor pe secţiune

Exemplificare pentru secţiune dreptunghiulară

$x_{min} < x \leq x_b$ (armăturile întinse şi cele comprimate sunt în domeniu plastic)

Ecuaţiile de echilibru sunt următoarele:

• ecuaţia de proiecţie a forţelor pe axa elementului:

$$N = b\lambda x\eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd} - A_s f_{yd}$$

• ecuaţia de moment (scrisă fie faţă de centrul de greutate al armăturilo întinse, fie faţă de armătura comprimată):

$$M + N (h_1-a)/2 = b\lambda x\eta f_{cd} (d-\lambda x/2) + A_{s2} f_{yd} h_s \text{ sau}$$

$$M - N (h2-a)/2 = b\lambda x\eta f_{cd} (h_s - d+\lambda x/2) + A_s f_{yd} h_s$$

$x < x_{min}$ (armăturile comprimate nu sunt în domeniul plastic)

Ecuaţiile de echilibru sunt următoarele:

• ecuaţia de proiecţie a forţelor pe axa elementului:

$$N = b\lambda x\eta f_{cd} + A_{s2} \sigma_{s2} - A_s f_{yd}$$

• ecuaţia de moment (scrisă faţă de armătura comprimată):

$$M - N h_s/2 = b\lambda x\eta f_{cd} (h_s - d+\lambda x/2) + A_s f_{yd} h_s \approx A_s f_{yd} h_s$$

unde $x_{min} \approx 2d_2$ în cazul în care se utilizează oţeluri OB 37 sau PC 52.

EXEMPLE DE CALCUL PRACTIC
(a se vedea notaţiile din fig. 3.5)

Verificarea secţiunii (M_{Rd}):
Se cunosc: b, h, a_s, A_{s1}, A_{s2}, f_{yd}, f_{cd}, N_{Sd}
Se cere: x şi M_{Rd} (momentul capabil al secţiunii)
Se determină poziţia axei neutre:

$$x = \frac{N_{Sd} + A_s f_{yd} - A_{s2} f_{yd}}{\lambda b \eta f_{cd}}$$

Dacă $x \geq x_{min}$ atunci momentul capabil:

$$M_{Rd} = b\lambda x\eta f_{cd}(d-\lambda x/2) + A_{s2} f_{yd} h_s - N_{Sd} h_s/2$$

Dacă $x < x_{min}$ atunci valoarea lui x determinată din ecuaţia de mai sus nu este valoarea cea reală, dar ne indică faptul că armăturile comprimate nu intră în curgere.
În acest caz, momentul capabil al secţiunii se determină cu relaţia:

$$M_{Rd} \approx A_s f_{yd} h_s$$

Capacitatea efectivă la încovoiere este:

$$M_{Rd,ef} = M_{Rd} - N_{Sd} e_a$$

e_a = excentricitatea adiţionala (a se vedea precizările anterioare legate de imperfeţiunile geometrice)

Verificarea secţiunii (N_{Rd})
Se cunosc: b, h, a_s, A_{s1}, A_{s2}, f_{yd}, f_{cd}, e_o ($e_o = M_{Sd}/N_{Sd}$)
Se cere: x şi M_{Rd} (momentul capabil al secţiunii)
Se calculează $e = \eta e_o + h_s/2$ (prin coeficientul η se ţine seama de flexibilitatea elementului).
Se determină înălţimea zonei comprimate x din ecuaţia:

$$A_s f_{yd} e - b\lambda x\eta f_{cd}(e-d-\lambda x/2) - A_{s2} f_{yd} e_2 = 0$$

unde:
$e = e_o + d - h1$
$e_2 = e_o - h1$

Forţa capabilă N_{Rd} a secţiunii se determină cu ecuaţia

$$N_{Rd} = b\lambda x\eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd} - A_s f_{yd}$$

Dimensionarea secţiunii (A_s şi A_{s2})

În acest caz sunt 3 necunoscute şi numai 2 ecuaţii de echilibru static la dispoziţie. Trebuie adaugată o condiţie – cea de utilizare la maximum a secţiunii de beton şi a armăturilor întinse.

A treia condiţie este $x = x_b$
În aceste condiţii:

$$A_{s2} = \frac{M_c + N\frac{h_s}{2} - b\lambda x_b \eta f_{cd}\left(d - \frac{\lambda x_b}{2}\right)}{f_{yd} h}$$

Cu condiţia ca $A_{s2} > A_{min}$ (se prevede procentul minim de armare),

unde $M_c = M_{Sd} + N_{Sd}\, e_a$

Armătura întinsă se determină cu relaţia:

$$A_s = A_{s2} + \frac{b\lambda x_b \eta f_{cd} - N_{Sd}}{f_{yd}}$$

Cazul particular al secţiunii dreptunghiulare cu armatură simetrică ($A_s = A_{s2}$)

Dacă $x_{min} < x \leq x_b$ (armăturile întinse şi cele comprimate sunt în domeniul plastic)

$N = b\lambda x\eta f_{cd}$ => $x = N / b\lambda\eta f_{cd}$

Verificarea secţiunii (M_{Rd})

$M_{Rd} = b\lambda x\eta f_{cd}(d-\lambda x/2) + A_{s2}\, f_{yd}\, h_s - N_{Sd} h_s/2$

M_{Rd} şi M_{Sd} trebuie corectate cu efectul excentricităţii adiţionale.

Dimensionarea secţiunii ($A_s = A_{s2}$)

$$A_s = A_{s2} = \frac{M_{Sd} + N_{Sd}\frac{h_s}{2} - b\lambda x\eta f_{cd}\left(d - \frac{\lambda x}{2}\right)}{f_{cd} h_s}$$

Compresiune excentrică - cazul II (armăturile întinse NU ajung la curgere)

$x > x_b$ înălţimea zonei comprimate este mai mare decât cea corespunzătoare punctului de balans.

- înălţimea zonei comprimate este mai mare decât cea corespunzătoare punctului de balans;
- forţa axială de compresiune este mai mare decât cea corespunzătoare punctului de balans ($N > N_b$)

Diagrama dreptunghiulară de compresiuni în beton este acceptată şi în acest caz dacă $x \leq 0{,}8d$.

Calculul „manual"este dificil şi este recomandabilă fie folosirea unui program de calcul, fie a tabelelor aşa cum sunt cele din lucrarea „Îndrumător pentru calculul şi alcătuirea elementelor structural de beton armat" (R. Agent, T. Postelnicu, D. Dumitrescu Ed. Tehnică 1992).

III.2.1.3 Calculul în secţiuni înclinate

Se definesc urmatoarele:

V_{Ed} - forţa tăietoare de calcul;

$V_{Rd,c}$ - forţa tăietoare capabilă de calcul a secţiunii de beton (preluată de beton);

$V_{Rd,s}$ - forţa tăietoare capabilă de calcul a armăturii (preluată de etrieri, armături înclinate);

$V_{Rd,max}$ - forţa tăietoare capabilă de calcul a elementului de beton (înainte de zdrobirea bielelor comprimate).

În zonele în care $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ se prevede o armătura minimă transversală, asa cum este indicat în 9.2.2 din SR EN 1992-1-1.

În zonele în care $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ se prevăd armături pentru preluarea forţelor tăietoare.

Elemente care nu necesită armături pentru preluarea forţei tăietoare (componenta preluată de beton) pct. 6.2.2 SR EN 1992-1-1 şi SR EN 1992-2

Valoarea de calcul a rezistenţei la forfecare $V_{Rd,c}$ (forţa tăietoare preluată de beton) este:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100\, \rho l\, f_{ck})^{1/3} + k_1\, \sigma_{cp}]\, b_w d \qquad (3.2a)$$

cu o valoare minimă de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1\, \sigma_{cp})\, b_w d \qquad (3.2b)$$

unde:

f_{ck} este în MPa

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ cu d în mm

$\rho l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02$

A_{sl} - este aria armăturii întinse, care se extinde pe o lungime $\geq (l_{bd} + d)$ dincolo de secţiunea considerată (a se vedea figura 3.6); aria armăturii pretensionate ancorată poate fi inclusă în calcularea lui A_{sl}. În acest caz, poate fi folosită o valoare medie ponderată a lui d.

l_{bd} este lungimea de ancorare a armăturii longitudinale

b_w este lăţimea minimă a secţiunii transversale în zona întinsă [mm]

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0{,}2\, f_{cd}$ [MPa] efort unitar mediu datorat forţei axiale

N_{Ed} este forţa axială în secţiunea transversală datorată încărcării sau a efectului pretensionării în Newtoni ($N_{Ed} > 0$ pentru compresiune). La stabilirea N_{Ed}, se poate ignora influenţa deformaţiilor impuse.

A_C este aria secţiunii transversale a betonului [mm²]

$V_{Rd,c}$ în Newtoni

$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ pentru beton greu

$v_{min} = 0{,}035\, k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ pentru beton greu

$k_1 = 0{,}15$.

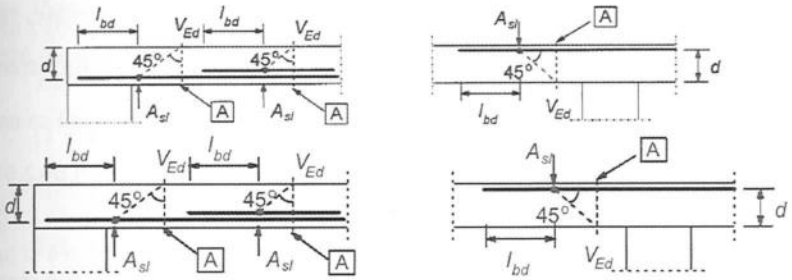


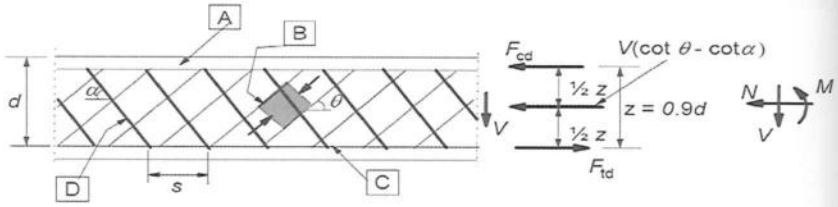
Figura 3.6 – Definirea mărimii A_{sl} din expresia (3.2)

Elemente la care sunt necesare armaturi pentru preluarea fortei taietoare (componenta preluata de armaturi) pct. 6.2.3 SR EN 1992-1-1 si SR EN 1992-2

Calculul elementelor cu armături pentru preluarea forţei tăietoare se bazează pe un model de grindă cu zăbrele (a se vedea figura 3.7). Se consideră că ruperea se poate produce fie, prin cedarea armăturilor transversale întinse ($V_{Rd} = V_{Rd,s}$) fie, prin zdrobirea betonului din diagonalele comprimate ($V_{Rd} = V_{Rd,max}$). Pentru asigurarea unei ruperi ductile este necesar să fie satisfacută ($V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$).

Valorile unghiului θ al bielelor înclinate trebuie să respecte următoarea relaţie:

$$1 \leq \text{ctg}\,\theta \leq 2.5 \quad (21{,}8° \leq \theta \leq 45°)$$



A – fibra comprimată B - biele C – fibra întinsă D – armături de forţă tăietoare

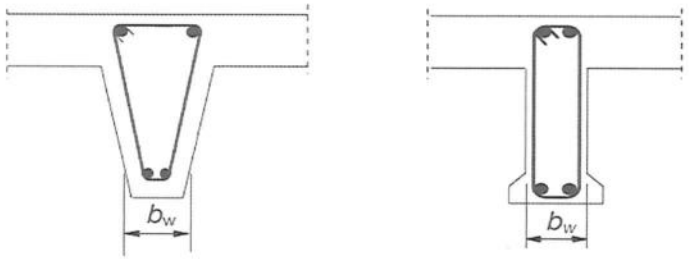


Figura 3.7 - Modelul de grindă cu zăbrele şi notaţiile în cazul elementelor cu armături pentru forţă tăietoare

În funcţie de înclinarea θ aleasă, vor rezulta cantităţi diferite de armatură transversală şi longitudinală, datorită solicitărilor diferite în diagonalele comprimate, respectiv în barele întinse (etrieri şi barele longitudinale).

Dacă se consideră θ=45° se obţine cantitatea maximă de armătură transversală. Nu se recomandă această variantă.

Pentru a se obţine cantitate minimă totală de armatură şi manoperă se parcurg următoarele etape:

- se determină $V_{Rd,max}$ pentru valoarea minimă a unghiului θ (ctg θ=2,5) şi se verifică poziţia forţei tăietoare de calcul (V_{Ed}) faţă de limitele intervalului:

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed,red} \leq V_{Rd,max}$$

- dacă forţa tăietoare de calcul $V_{Ed,red}$ se află între limita inferioară şi aproximativ jumătatea domeniului se alege 2,5 ≥ ctg θ ≥ 1,75, în funcţie de apropierea de o limită;
- dacă valoarea forţei tăietoare de calcul $V_{Ed,red}$ tinde către limita superioară ctg θ se determină cu relaţia:

$$\cot\theta = \frac{1{,}2 - 1{,}4\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,red}}}$$

Sau dacă lipseste forţa de compresiune din secţiune ($\sigma_{cp} = 0$):

$$\cot\theta = \frac{1{,}2}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,red}}}$$

$$\text{ctg}\,\theta \in (1{,}0,\ 1{,}75)$$

Forţa tăietoare capabilă a elementelor armate cu etrieri este:

$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s}, V_{Rd,max})$ în care: $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\grave{e}$

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}\, b_w\, z\, v_1\, f_{cd}/(\cot\theta + \tan\theta)$

în care:

A_{sw} este aria tuturor ramurilor de armătură dintr-un plan transversal;

s este spaţiul dintre etrieri;

z braţul de pârghie al forţelor interne, se poate aprecia z=0,9d dacă nu există forţă axială;

b_w este lăţimea minimă a secţiunii transversale;

f_{ywd} este rezistenţa de calcul la curgere a armăturii supuse la forfecare; dacă $f_{ywd} \leq 0{,}8\, f_{yk}$ atunci $f_{ywd} = 0{,}8\, f_{yk}$

v_1 este un factor de reducere a rezistenţei pentru betonul fisurat supus la forfecare.

Valoarea lui v_1 = v = 0,6 [1-f_{ck}/250] (f_{ck} în Mpa).

Dacă efortul de calcul din armătura supusă la forfecare este sub 80% din efortul de curgere caracteristic f_{yk}, atunci valorile lui v_1 se iau astfel:

v_1 = 0,6 pentru $f_{ck} \leq 60$ MPa

v_1 = 0,9- f_{ck} /200 >0,5 pentru $f_{ck} \geq 60$ MPa

α_{cw} este un coeficient care ţine seama de starea de eforturi din talpa comprimată pentru secţiuni care nu sunt supuse la întindere, valoarea recomandată a lui α_{cw} este după cum urmează:

1 pentru structurile nepretensionate

$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ pentru $0 < \sigma_{cp} \leq 0{,}25\, f_{cd}$

1,25 pentru $0{,}25\, f_{cd} < \sigma cp \leq 0{,}5\, f_{cd}$

$2{,}5\,(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ pentru $0{,}5\, f_{cd} < \sigma cp < 1{,}0\, f_{cd}$

în care:

σ_{cp} este efortul de compresiune mediu, măsurat pozitiv, în beton datorat forţei axiale de calcul. Acesta se obţine prin determinarea mediei acestuia pe secţiunea

de beton ţinând seama de armare. Nu este necesar să se calculeze valoarea σ_{cp} la o distanţă mai mică de 0,5*d* cot θ de la marginea reazemului.

În cazul încovoierii cu forţă axială de întindere, cu o fibră comprimată

$$\alpha_{cw} = \alpha_{cw,t} = 1+\sigma_{ct}/f_{ctd}$$

În vederea asigurării unei ruperi ductile, secţiunea etrierilor nu va depăşi valoarea maximă din relaţia:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \le 0{,}5\,\alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}$$

Forţa tăietoare capabilă a elementelor armate cu bare înclinate

Pentru elementele în care, pe langă etrieri, sunt dispuse şi armături înclinate, forţa tăietoare capabilă este:

$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s} , V_{Rd,max})$

în care: $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} (ctg\grave{e} + ctg\alpha)\sin\alpha$

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}\, b_w\, z\, \nu_1\, f_{cd}(\mathrm{ctg}\theta + \mathrm{ctg}\alpha)/(1 + \mathrm{ctg}^2\theta)$

Valoarea maximă a ariei armăturii transversale se obţine pentru $\mathrm{ctg}\theta = 1$ din relaţia:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \le \frac{0{,}5\,\alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}}{\sin\alpha}$$

Forţa tăietoare suplimentară ΔF_{td} din armăturile longitudinale produsă de forţa tăietoare de calcul V_{Ed} se determină cu relaţia:

$$\Delta F_{td} = 0{,}5\, V_{Ed}\, (\mathrm{ctg}\theta - \mathrm{ctg}\alpha)$$

Se recomandă ca $(M_{Ed}/z + \Delta F_{td}) < M_{Ed,max}/z$, în care $M_{Ed,max}$ este momentul maxim pe grindă.

În cazul elementelor pe care acţioneaza încărcări concentrate aplicate la partea superioară, la o distanta a_v faţă de marginea reazemului şi la care s-a considerat reducerea cu β a forţei tăietoare de calcul V_{Ed} trebuie respectată următoarea relaţie:

$$V_{Ed} \le A_{sw}\, f_{ywd} \sin\alpha$$

în care $A_{sw}\, f_{ywd}$ reprezintă rezistenţa armăturilor care traversează fisurile înclinate cuprinse între forţa concentrată şi reazem, dispuse pe o lungime egala cu 0,75 a_v (a se vedea fig.3.8). Reducerea cu β este valabila numai dacă armăturile longitudinale sunt ancorate în dreptul reazemului.

La reazemele marginale simplu rezemate trebuie ţinut seama ca efortul în armătura longitudinală la faţa reazemului nu este nul, ci este egal cu ΔF_{td}. , datorită efectului forţei tăietoare. Deci, pe reazem armăturile longitudinale trebuie ancorate pentru pentru o forţă egală cu ΔF_{td}.

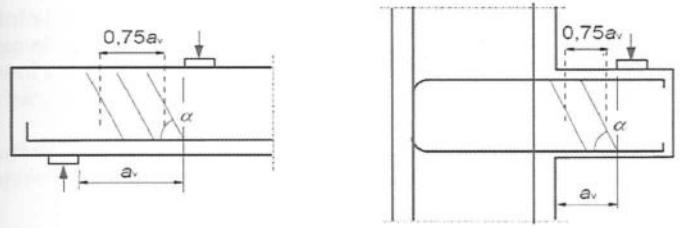


Figura 3.8 - Armături de forţă tăietoare în travee scurte cu bielă cu transmitere directă

Pentru $a_v < 0{,}5d$ se adoptă $a_v = 0{,}5d$.
Valoarea V_{Ed} neredusă cu factorul β trebuie să respecte întotdeauna relaţia:

$$V_{Ed} \le 0{,}5\, b_w\, d\, v\, f_{cd}$$

în care factorul v este factorul de reducere a rezistenţei betonului fisurat:

$$v = 0{,}6\,[1\text{-}f_{ck}/250] \quad (f_{ck} \text{ în Mpa})$$

III. 2.1.4. Verificarea zonelor de contact dintre betoane turnate în etape diferite (de exemplu în planul de contact între o grinda prefabricată şi o placă de suprabetonare turnată ulterior)

La interfaţa dintre betoanele turnate în etape diferite, efortul de lunecare trebuie să verifice relaţia:

$$v_{Edi} \le v_{Rdi}$$

v_{Edi} este valoarea de calcul a efortului de lunecare pe interfaţă; indicată de:

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i)$$

în care:

β este raportul între forţa axială (longitudinală) în betonul nou şi forţa axială longitudinală totală în zona comprimată sau în zona întinsă, amândouă calculate pentru secţiunea considerată

V_{Ed} este forţa axială transversală

z este braţul de pârghie al forţelor interne ale secţiunii compozite

b_i este lăţimea interfeţei

v_{Rdi} este valoarea de calcul a efortului de lunecare la interfaţă :

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho\, f_{yd} (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \le 0{,}5 \nu f_{cd}$$

în care :

c şi m sunt coeficienţi care depind de rugozitatea interfeţei. În lipsa unor informaţii detaliate, suprafeţele sunt clasate în foarte netede, netede, rugoase şi cu praguri.

f_{ctd} este rezistenţa la întindere

sr_n este efortul cauzat de forţă axială minimă normală la interfaţă care acţionează în acelaşi timp cu forţa de lunecare; este pozitiv dacă este de compresiune, cu $\sigma_n < 0{,}6\ f_{cd}$, şi negativ la întindere. Atunci când σn este un efort de întindere, se ia $c\ f_{cd} = 0$.

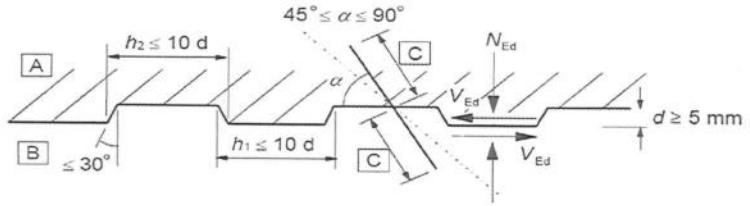
$r = A_s / A_i$

A_s aria armăturilor ce traversează interfaţa, inclusiv a armăturilor pentru forţă tăietoare (dacă există), corect ancorate de o parte şi de alta a interfeţei

A_i aria rostului

a definit în figura 3.9 şi limitat astfel: $45° \le \alpha \le 90°$

$v = 0{,}6\ [1\text{-}f_{ck}/250]$ (f_{ck} în Mpa)



A - beton nou B - beton vechi C - ancoraj

Figura 3.9 - Rost de turnare cu praguri (dinţi)

III. 2.1.5. Elemente din beton armat supuse la solicitări cu forţe tăietoare şi momente de torsiune

Rezistenţa la torsiune a unei secţiuni poate fi calculată pe baza unei secţiuni închise cu pereţi subţiri, în care echilibrul este asigurat de un flux închis de eforturi de forfecare. Secţiunile pline pot fi modelate direct prin secţiuni închise cu pereţi subţiri echivalente. Secţiunile de formă complexă, cum sunt secţiunile T, pot fi mai întâi descompuse în secţiuni elementare, modelate fiecare printr-o secţiune cu pereţi subţiri echivalentă, rezistenţa la torsiune a ansamblului fiind egală cu suma rezistenţelor secţiunilor elementare.

Distribuţia momentelor de torsiune în secţiunile elementare se face proporţional cu rigiditatea la torsiune a secţiunii lor nefisurate. În cazul secţiunilor goale, se limitează grosimea pereţilor fictivi la grosimea reală a pereţilor secţiunii. (Metoda de calcul este prezentata în 6.3.2 din SR EN 1992-1-1:2004 şi in SR EN 1992-2:2006.)

Armarea secţiunii supuse la torsiune se realizeaza cu etrieri şi bare longitudinale suplimentare.

Armătura longitudinală necesară pentru torsiune (ΣA_{sl}):

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} ctg\theta$$

în care:

u_k este perimetrul ariei A_k

f_{yd} este limita de elasticitate de calcul a armăturii longitudinale A_{sl}

θ este unghiul bielei comprimate (a se vedea Figura 3.7).

Armătura longitudinală necesară la torsiune se distribuie pe perimetrul u_k. În cazul secţiunilor cu dimensiuni mici armătura poate fi dispusă concentrat, în colţurile secţiunii.

Armătura transversală necesară pentru torsiune (ΣA_{sh}):

$$\frac{\sum A_{sh} f_{yd}}{s} \ge \frac{T_{Ed}}{2A_k} tg\theta$$

în care:

A_{sh} este aria unei ramuri de etrier (cu excepţia secţiunilor casetate armate cu două „plase" unde reprezintă aria celor două ramuri)

s este distanţa dintre etrieri

Efectele torsiunii şi ale forţei tăietoare se pot suprapune, luând aceeaşi înclinare θ a bielelor. Valorile limită ale lui θ indicate la III.2.1.3 se aplică şi în cazul solicitărilor combinate de torsiune cu forta tăietoare.

Rezistenţa unui element supus la solicitări de torsiune cu fortă tăietoare este limitată de rezistenţa bielelor comprimate de beton. Pentru a nu se depăsi această rezistenţă trebuie verificată următoarea relaţie:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \le 1{,}0$$

în care:

T_{Ed} - este momentul de torsiune de calcul

V_{Ed} - este forţa tăietoare de calcul

$T_{Rd,max}$ - este momentul de torsiune de capabil obţinut din relaţia:

$$T_{Rd,max} = 2\ v\ \alpha_{cw}\ f_{cd}\ A_k\ t_{ef,i}\ \sin\theta\ \cos\theta$$

$v = 0{,}6\ [1\text{-}f_{ck}/250]$ (f_{ck} în Mpa)

α_{cw} definit mai sus

$V_{Rd,max}$ este valoarea maximă a forţei tăietoare capabile, a se vedea III.2.1.3.

Pentru secţiunile pline este suficientă armarea minimă dacă se respectă condiţia următoare:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \le 1{,}0$$

în care:

T_{Ed} este momentul de torsiune de calcul

V_{Ed} este forţa tăietoare de calcul

$T_{Rd,c}$ este momentul de fisurare la torsiune care se determină din relaţia:

$T_{Rd,c} = 2\ A_k\ f_{ctd}\ t_{ef,i}$

$V_{Rd,c}$ = forţa tăietoare capabila de calcul a secţiunii de beton (preluată de beton).

III.2.2 Verificarea la starea limită de serviciu

Secţiunile elementelor din beton armat se verifică la următoarele stări limită de serviciu:

- limitarea eforturilor unitare
- controlul deschiderii fisurilor
- limitarea săgeţilor

În calculul eforturilor unitare şi al săgetilor se consideră că secţiunile sunt

nefisurate dacă eforturile unitare de întindere din încovoiere nu depăşesc valoarea $f_{ct,eff}$. Pentru calculul deschiderii fisurilor se utilizează valoarea f_{ctm}.

III.2.2.1. Limitarea eforturilor unitare

Efortul unitar de compresiune în beton trebuie limitat pentru a se evita fisurile longitudinale, microfisurile sau pentru a limita nivelurile ridicate de curgere lentă. Apariţia fisurilor longitudinale pot conduce la reducerea durabilităţii.

Astfel, sub *gruparea caracteristică* eforturile se limitează la următoarele valori:

- în beton, efortul de compresiune $\sigma_c < k_1 f_{ck}$
  - $k_1 = 0,66$ (pentru beton precomprimat cu armături posîntinse)
  - $k_1 = 0,7$ (pentru beton precomprimat cu armături preîntinse)

dacă se iau măsuri suplimentare pentru confinarea betonului (plase, frete, etrieri) pentru prevenirea apariţiei fisurilor longitudinale. A se vedea anexa naţionala a SR EN 1992-2:2004.

- în beton, efortul de intindere $\sigma_c < 1,0\ f_{ctk0,05}$
- în armături, efortul de întindere $\sigma_s < k_3 f_{yk}$

$k_3 = 0,8$

III.2.2.2. Controlul fisurării

Fisurarea este normală la structurile de beton armat supuse la încovoiere, forţa tăitoare, torsiune sau întindere, dar aceasta trebuie limitată pentru asigurarea unei bune funcţionări a structurii, pentru asigurarea durabilităţii, etc.

Trebuie definită o valoare limită a deschiderii fisurilor (w_{max}) ţinând seama de funcţia propusă, de natura structurii precum şi de costurile limitării fisurilor.

Valorile recomandate w_{max}, eforturile unitare limită în beton pentru grupări de încărcări relevante sunt precizate în tabel III.1.

Tabelul III.1 – Valori recomandate ale w_{max}, în mm şi eforturi unitare limită în beton, în MPa pentru grupări de încărcări relevante

Clasa de expunere		Elemente de beton armat sau/ şi precomprimate cu armături postîntinse neaderente amplasate în exteriorul structurii (secţiunii) de beton armat			Elemente precomprimate cu armături pretensionate aderente (preîntinse/ postîntinse) amplasate în interiorul secţiunii de beton sau/ şi cu armături postîntinse neaderente amplasate în exteriorul structurii (secţiunii) de beton precomprimat	
		COMBINAŢIA DE EXPUNERE (tabelul 7.102(RO))				
		I.a; I.b	II.a; II.b; III.a; III.b	IV.a; IV.b; IV.c	I.a I.b	II.a; II.b; III.a; III.b; IV.a; IV.b; IV.c
Grupare de încărcare cvasipermanentă (reversibilă)		0,2	0,075	0,1	decomprimare	decomprimare
Grupare de încărcare frecventă (reversibilă)	Pentru poduri rutiere	0,25	0,1	0,15	$\sigma_c \le$ -1MPa	
Grupare de încărcare nefrecventă - frecvenţă rară- (reversibilă)	Pentru poduri rutiere	0,3	0,15	0,2	Fisuri normale: $\sigma_c \le f_{ctk,0.05}$ şi $w_{max} = 0,1$	$\sigma_{c,max} \le 0$
Gruparea caracteristică în exploatare (ireversibilă)*	Pentru poduri rutiere				Fisuri normale: $\sigma_c \le 1,5 f_{ctk,0.05}$ şi w_{max}=0,2 Fisuri înclinate: $\sigma_1 \le (1 - 0,8\frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk0,05}$ pentru: $\sigma_1 \rangle (1 - 0,8\frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk0,05}$ şi se limitează la w_{max}=0,2	Fisuri normale: $\sigma_c \le 1,0 f_{ctk,0.05}$ şi w_{max}=0,1 Fisuri înclinate: $\sigma_1 \le 0,7 \cdot (1 - \frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk0,05}$ pentru: $\sigma_1 \rangle 0,7 \cdot (1 - \frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk0,05}$ w_{max}=0,1

Grupare de încărcare caracteristică la transfer, depozitare, transport şi montaj (ireversibilă)	Pe fibra cu armături din oţel beton	0,3	0,2	0,2	0,2	0,1
	Pe fibra cu armături din oţel beton şi oţel pretensionat	Pentru elemente din beton armat cu armături din oţel pretensionat amplasate în exteriorul secţiunii de beton: ≥0,6 $f_{ck}(t)$			Pentru elemente precomprimate cu armături pretensionate *aderente preîntinse* amplasate în interiorul secţiunii de beton sau/ şi cu armături postîntinse neaderente amplasate în exteriorul structurii (secţiunii) de beton precomprimat: ≥0,6 $f_{ck}(t)$, Pentru elemente cu armături *aderente postîntinse* amplasate în interiorul secţiunii de beton sau/ şi cu armături postîntinse neaderente amplasate în exteriorul structurii (secţiunii) de beton precomprimat: ≥0,6 $f_{ck}(t)$.	
Pentru clasele de expunere XO, XC1, deschiderile fisurilor nu au nici o influenţă asupra durabilităţii şi această limită este stabilită pentru a garanta un aspect acceptabil al elementului. Controlul fisurării prin atingerea stării de decomprimare a secţiunii se defineşte prin neapariţia eforturilor unitare de întindere în beton la distanţa de cel mult 100 mm faţă de armăturile aderente sau faţă de limitele canalelor, în cazul armăturilor pretensionate neaderente						

*) Pentru gr. 5 (LM3 – vehicule speciale şi/ sau combinaţii cu TS şi UDL) verificarea se face la cererea beneficiarului.

Tabelul se recomandă să se citească în următoarea convenţie de semne:
- eforturi unitare de întindere (de exemplu $f_{ctk0,05}$): (+)
- eforturi unitare de compresiune (de exemplu $f_{ck}(t)$): (-)

III.2.2.3. Limitarea săgeţilor

Deformaţia unui element sau a unei structuri nu trebuie să afecteze buna lor funcţionare sau aspectul lor.

Metoda adoptată pentru calculul deformaţiilor trebuie să reprezinte comportarea reală a structurii supuse la acţiunile corespunzătoare.

În funcţie de eforturile produse de acţiuni asupra structurilor se disting următoarele tipuri de elemente:

- Elemente ***nefisurate***, elementele care nu sunt solicitate peste rezistenţa la întindere a betonului,
- Elemente ***care fisurează, dar nu integral***, sunt elementele care sunt solicitate peste rezistenţa la întindere a betonului. Pentru acestea se consideră o comportare intermediară între starea nefisurată şi cea complet fisurată cu ajutorul expresiei următoare:

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_{I}$$

în care

α este parametrul de deformaţie considerat, care poate fi de exemplu o deformaţie specifică, o curbură sau o rotaţie.

$\alpha_{I,\ II}$ sunt valorile parametrului calculate în starea nefisurată şi respectiv în starea complet fisurată

ζ este un coeficient de distribuţie (care ţine seama de participarea betonului întins în secţiune),indicat în expresia următoare:

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2$$

$\zeta = 0$ pentru secţiunile nefisurate

β coeficient care ţine seama de influenţa duratei încărcării sau de repetarea încărcării asupra deformaţiei specifice medii
- $= 1,0$ în cazul unei încărcări unice de scurtă durată
- $= 0,5$ în cazul unei încărcări de lungă durată sau al unui mare număr de cicluri de încărcare

σ_s este efortul unitar în armăturile întinse, calculat presupunând secţiunea fisurată

σ_{sr} este efortul unitar în armăturile întinse, calculat presupunând secţiunea fisurată în condiţiile de încărcare care provoacă prima fisură

σ_{sr}/σ_s poate fi înlocuit cu M_{cr}/M în cazul încovoierii sau cu N_{cr}/N în cazul întinderii pure, M_{cr} reprezentând momentul de fisurare şi N_{cr} forţa de fisurare

Deformaţiile datorate încărcărilor pot fi evaluate utilizându-se rezistenţa la întindere şi modulul de elasticitate efectiv al betonului, indicate în tabelul II.20.

În cazul încărcărilor de o durată care provoacă curgerea lentă a betonului, deformaţia totală, incluzându-se curgerea lentă, poate fi calculată utilizându-se modulul de elasticitate efectiv al betonului dat de expresia:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

în care:

$\varphi(\infty, t_0)$ este coeficientul de curgere lentă pentru încărcarea şi intervalul de timp considerate

Curburile datorate contracţiei pot fi evaluate cu ajutorul expresiei:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs}\alpha_e\frac{S}{I}$$

în care:

$1/r_{cs}$ este curbura datorată contracţiei

ε_{cs} este deformaţia liberă de contracţie

S este momentul static al secţiunii de armătură faţă de axa trecând prin centrul de greutate al secţiunii

I este momentul de inerţie al secţiunii

α_e este coeficientul de echivalenţă efectiv

$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$

S şi I se calculează pentru starea nefisurată şi pentru starea complet fisurată,

estimarea curburii finale fiind efectuată cu ajutorul expresiei $\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_I$.

Metoda cea mai riguroasă pentru determinarea săgeţii când se utilizează metoda indicată mai sus, constă în calcularea curburii într-un număr mare de secţiuni de-a lungul elementului, apoi calcularea săgeţii prin integrare numerică. În majoritatea cazurilor, sunt suficiente două calcule, în primul caz presupunând elementul nefisurat, în al doilea caz presupunând elementul complet fisurat, apoi interpolând cu expresia

$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_I$ pentru a obţine săgeata.

Pentru podurile rutiere se definesc cerinţe şi criterii referitoare la deformaţii şi vibraţii.

Cerinţele şi criteriile de exploatare corespunzătoare vor fi definite de către beneficiar, cu aprobarea autorităţii relevante, în caiete de sarcini.

Pentru podurile rutiere, verificarea stărilor limită de exploatare privind deformaţiile şi vibraţiile se iau în considerare numai în cazuri excepţionale. Gruparea frecventă de acţiuni este recomandată pentru evaluarea deformării.

Vibraţiile podurilor rutiere pot avea origini diferite, în special acţiunile din trafic şi acţiunea vântului. Pentru vibraţiile datorate acţiunilor vântului, a se vedea EN 1991-1-4. Pentru vibraţiile datorate acţiunilor din trafic se iau în considerare criteriile de confort. Oboseala se ia de asemenea în considerare.

III.3 CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON PRECOMPRIMAT

Calculul elementelor de beton precomprimat trebuie să cuprindă verificările de la pct. III.2.

La elementele din beton precomprimat mai sunt necesare verificări ale eforturilor unitare în beton şi armătura pretensionată în diferite etape (transfer, transport, montaj, monolitizare, exploatare) şi verificări ale zonelor de transmitere a eforturilor de precomprimare.

III.3.1 Eforturi unitare in beton si armatura pretensionata

Precizări pentru calculul elementelor din beton precomprimate sunt prezentate în 5.10 din SR EN 1992-1-1 si SR EN 1992-2 în anexele lor naţionale.

La calculul eforturilor unitare în armătura pretensionată şi beton se folosesc relaţiile din rezistenta materialelor, considerându-se materialele elastice, iar forţa de precomprimare ca o forţă exterioară.

În stadiul I (beton nefisurat) caracteristicile geometrice de calcul ale secţiunilor se stabilesc considerând întreaga secţiune de beton şi secţiunea armăturii pretensionate multiplicată cu coeficientul de echivalenţă $n_p = \frac{E_p}{E_{cm}}$

La elementele cu armatura postintinsă, în faza de transfer, nu se iau în considerare ariile armăturilor pretensionate şi ale canalelor. După întărirea materialului injectat pot fi luate în considerare şi ariile armăturilor. Dacă secţiunea elementului este realizată din betoane de clase diferite, aria secţiunii de calcul se stabileşte pentru o singură clasă de beton, cu ajutorul coeficientului de echivalenţă (obţinut prin din raportul modulelor de elasticitate ale betoanelor).

Forţa maximă de pretensionare P_{max} (forţa aplicată capătului activ în timpul tensionării) nu va depăşi valoarea:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p.max}$$

în care:

A_p = aria secţiunii armăturilor pretensionate

$\sigma_{p.max}$ = efortul maxim aplicat armăturii = min ($k_1 f_{pk}$; $k_2 f_{p0,1k}$)

$k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,9$

La transfer, efortul de compresiune în beton datorat forţei de precomprimare şi a altor încărcări care acţionează în timpul tensionării (de exemplu greutatea proprie a elementului) se limitează astfel:

$$\sigma_c \le k_6 f_{ck}(t)$$

în care $f_{ck}(t)$ este rezistenţa caracteristică la compresiune a betonului la timpul t, la care se aplică forţa de pretensionare.

Pentru elementele de beton precomprimat cu armătură postîntinsă, $k_6 = 0.6$.

În elementele de beton precomprimat cu armătură preîntinsă, efortul de compresiune în beton, în momentul transferului poate fi mărit până la valoarea $k_6 f_{ck}(t)$. Valoarea recomandată pentru $k_6 = 0,7$, dacă se poate demonstra prin încercari sau prin experientă că fisurarea longitudinală este evitată.

Dacă efortul de compresiune depăşeşte permanent valoarea 0,45 $f_{ck}(t)$, se va ţine seama de neliniaritatea curgerii lente.

Imediat după întindere sau transfer, efortul în armăturile pretensionate nu va depăşi valoarea:

$\sigma_{pm0(x)} = \min(k_7 f_{pk}; k_8 f_{p0,1k})$, $k_7 = 0,75$ $k_8 = 0,8$

III.3.2. Pierderi de tensiune în armăturile pretensionate care se iau în considerare

Conform SR EN 1992-1-1 şi SR EN 1992-2, la calculul eforturilor unitare din armăturile pretensionate se iau în considerare următoarele pierderi de tensiune:

Pierderi de tensiune instantanee ($\Delta P_i(x)$):

- Datorate frecării pe traseu $\Delta P_\mu(x)$
- Datorate lunecării în ancoraje ΔP_{sl},
- Datorate deformării elastice a betonului ΔP_{el}
- Datorate relaxării pe termen scurt a armăturilor ΔP_r .
- Datorate tratamentului termic (pentru elementele prefabricate supuse tratamentului termic),

Pierderi dependente de timp (ΔP_{c+s+r}):

Pierderile dependente de timp se calculează considerând următoarele două cauze:

- reducerea alungirii armăturilor datorate deformaţiilor betonului din curgere lentă şi contracţii, sub acţiunea încărcărilor permanente;
- reducerea efortului în armături datorită relaxării.

III.3.2.1. Pierederi de tensiune instantanee ($\Delta P_i(x)$):

III.3.2.1.1. Pierderi de tensiune prin frecare pe traseu $\Delta P_\mu(x)$

Pe traseul armaturilor pretensionate apar frecări cu pereţii canalului. Frecarea se manifestă atât pe porţiunile rectilinii cât şi pe cele curbilinii ale traseului. Mărimea frecărilor, deci implicit al pierderilor de tensiune depind de o serie de factori dintre care pot fi mentionati:

- tipul armăturii pretensionate,

- forma secţiunii transversale(toron, fascicul, cablu, etc),
- forma secţiunii fasciculelor (circulară, ovală, profilată),
- de raportul dintre aria armăturii pretensionate şi cea a canalului,
- de starea suprafeţei toroanelor,
- de natura materialului folosit pentru canale.

Pierderile de tensiune datorate frecării pe traseu, $\Delta P\mu(x)$, are următoarea expresie:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}\,(1 - e^{-\mu(\theta + kx)})$$

în care:

θ - este suma unghiurilor la centru (exprimate în radiani) a tuturor porţiunilor curbilinii, pe distanţa x, (indiferent de direcţia şi semnul lor)

μ - este coeficientul de frecare între armătură şi canal

k - este deviaţia unghiulară accidentală pentru armături interioare (pe unitate de lungime)

x - este distanţa, în lungul armăturii, de la punctul unde forţa de pretensionare este egală cu P_{max} (forţa la capătul activ în timpul tensionării)

Valorile lui μ şi k sunt indicate în Agrementul Tehnic European corespunzător fasciculelor dispuse în grindă.

În cazul unui traseu alcătuit din porţiuni rectilinii şi curbilinii, pierderea de efort în secţiunea x va fi:

$$\Delta P_{\mu}(x) = A_p\,\sigma_{p.max}\,(1 - e^{-\mu(\theta + kx)})$$

$$\Delta\sigma_{fx} = \sigma_{p.max} \cdot [1 - e^{-(\mu\theta + \mu kx)}]$$

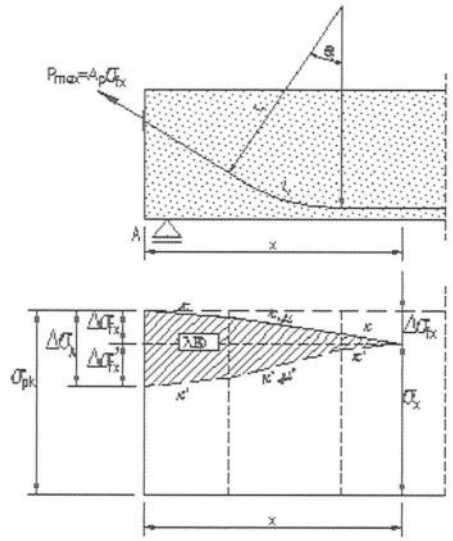


Figura 3.10 Variaţia eforturilor unitare în armătura pretensionată având traseul alcătuit din porţiuni rectilinii şi curbilinii

III.3.2.1.2. Pierderi de tensiune datorită lunecărilor şi deformaţiilor locale la blocare în ancoraje

În funcţie de tipul ancorajului, la blocarea armăturii au loc, fie alunecări ale armăturii în ancoraj, fie deformaţii locale ale ancorajului propriu-zis.

Cazul armăturilor preîntinse

Pierderea de tensiune datorită cedărilor în ancoraje se calculeaza cu relaţia:

$$\Delta P_{sl} = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{L_p} \cdot E_p$$

în care:

λ_1 şi λ_2 - sunt lunecările şi deformaţiile locale în ancorajele mobile (unde se face blocarea);

L_p - este lungimea armăturii pretensionate între ancoraje;

E_p - este modulul de elasticitate al armăturii pretensionate.

Valorile λ_1 şi λ_2 se iau din agrementul tehnic în funcţie de tipul de ancoraj utilizat.

Dacă blocarea se face la un singur capăt, adică atunci când un ancoraj este fix iar celălalt mobil în relatia lui ΔP_{sl} una din valorile λ sa ia egală cu zero.

Cazul armăturilor postîntinse

În cazul armăturilor postîntinse cu traseu rectiliniu sau curbiliniu, deformaţiile specifice ale armăturii datorită lunecărilor şi deformaţiilor locale (recul) din ancoraje, datorită frecării dintre armatură şi canal, se distribuie pe o lungime oarecare, la extremităţile armăturii prevăzute cu ancoraje active.

Valorile lunecării sunt indicate în Agrementul Tehnic European al cablurilor şi a tehnologiei aplicate la pretensionare.

În literatura de specialitate se precizează că în cazul armăturilor postîntinse efectul reculului se reduce datorită frecărilor mai accentuate la revenirea armăturii decât la întinderea acesteia. Adică,

$k' = 1.3 \times k$ şi $\mu' = 1.3 \times \mu$

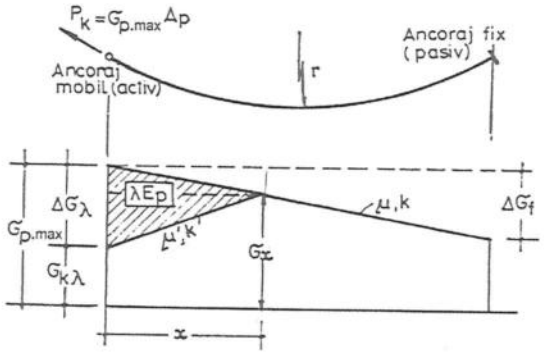


Figura 3.11 Calculul lungimii afectate de reculul armăturii în ancoraj

se notează:

$$\Delta\sigma_{fx} = \sigma_{p.max} - \sigma_{p.max} \cdot \left[1 - e^{-\left(\mu\frac{L}{r}+\mu kx\right)}\right]$$

$$\Delta\sigma'_{fx} = \sigma_x \cdot \left[1 - e^{-\left(\mu'\frac{L}{r}+\mu k'x\right)}\right]$$

$$\Delta\sigma_\lambda = (\Delta\sigma_{fx} + \Delta\sigma'_{fx})$$

Pierderea datorată lunecărilor în ancoraje în x = 0 este:

$\Delta P_{sl} = A_p \times (\Delta\sigma_{fx} + \Delta\sigma'_{fx})$

unde:

L şi r sunt lungimea şi raza arcului

x este distanţa faţă de ancorajul activ până la care se simte reculul.

x se obţine prin încercări astfel încât suprafaţa haşurată din fig.3.11 să fie egală cu produsul λE_p.

λ se găseşte în agrementul tehnic al ancorajelor utilizate.

III.3.2.1.3. Pierderi de tensiune datorită deformării elastice a betonului sub efectul întinderii succesive a acestora (ΔP_{el})

Întinderea succesivă a cablurilor determină scurtarea elastică a betonului. Astfel, din întinderea cablului *i* va afecta eforturile în armăturile (*i*-1) întinse anterior. Variaţiile eforturilor din armăturile întinse anterior pot fi întinderi sau compresiuni după cum deformaţiile specifice ale betonului sunt alungiri sau scurtări.

Această pierdere (ΔP_{el}) poate fi calculată ca o pierdere medie în fiecare armătura cu relaţia:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum\left[\frac{j \cdot \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}\right]$$

În care:

$\Delta\sigma_c(t)$	este variaţia efortului în centrul de greutate al armăturilor la timpul *t*
j	este un coeficient egal cu:
(*n* -1)/2*n*	în care *n*, este numărul de armături identice întinse succesiv. Aproximativ, se poate lua j = 1/2
1	pentru variaţii datorate acţiunilor permanente aplicate după pretensionare.

III.3.2.1.4. Pierderi de tensiune datorate relaxării pe termen scurt a armăturilor ΔP_r

În SR EN 1992-1-1 se definesc trei clase de relaxare :

- Clasa 1: sârmă sau toron – relaxare normală
- Clasa 2: sârmă sau toron – relaxare scăzută
- Clasa 3: bare laminate la cald care au fost supuse la un tratament complementar.

Calculul pierderilor de tensiune datorită relaxării trebuie să se efectueze pe baza valorii r_{1000}, pierderea prin relaxare (în %) la 1000 ore după tensionare, la o temperatură medie de 20°C .

Valoarea r_{1000} este exprimată sub forma unui procent din efortul iniţial; ea este obţinută pentru un efort iniţial de 0,7f_p, unde f_p este rezistenţa efectivă la întindere a armăturii pretensionate, măsurată pe epruvete. Pentru calculele de dimensionare, se utilizează rezistenţa caracteristică la întindere (f_{pk}).

r_{1000} poate fi luat egal cu 8% pentru clasa 1, cu 2,5% pentru clasa 2 şi 4% pentru clasa 3, sau se ia din agrementul tehnic al armăturii utilizate.

Pierderea prin relaxare poate fi obţinută plecând de la certificatele de încercări ale fabricantului, sau definită ca raport în procente din variaţia efortului împărţită la efortul iniţial, aplicând una din expresiile de mai jos.

Clasa 1: $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5{,}39\rho_{1000}e^{6{,}7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}10^{-5}$ pentru sârme

Clasa 2: $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66\rho_{1000}e^{9{,}1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}10^{-5}$ pentru toroane

Clasa 3: $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1{,}98\rho_{1000}e^{8{,}0\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}10^{-5}$

în care:

$\Delta\sigma_{pr}$	este valoarea absolută a pierderilor prin relaxare,
$\Delta\sigma_{pi}$	în cazul precomprimării prin postîntindere, σ_{pi} este valoarea absolută a efortului iniţial $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$; în cazul precomprimării prin preîntindere, σpi este efortul de control mai puţin pierderile instantanee care se produc în cursul procesului de întindere;
t	este timpul după întindere (în ore);
m	= σ_{pi}/f_{pk}, cu f_{pk} valoarea caracteristică a rezistenţei la întindere a oţelului;
r_{1000}	este valoarea pierderii prin relaxare (în %), 1000 h după întindere la o temperatură medie de 20°C.

Valorile finale ale pierderii prin relaxare se obţin la un timp *t* egal cu 500 000 h (aproximativ 57 ani). În cazul în care pierderile din relaxare se determină pentru intervale diferite de timp (pe faze de executie) se recomandă să se aplice metoda prezentata în Anexa D din SR EN 1992-1-1.

Pierderile prin relaxare sunt foarte sensibile la temperatura oţelului. Dacă se aplică un tratament termic asupra betonului (de exemplu aburire, autoclavizare), se aplică prevederile de la 10.3.2.2 din SR EN 1992-1-1. În celelalte cazuri, atunci când temperatura este superioară valorii de 50°C, se recomandă o verificare a pierderilor prin relaxare.

III.3.2.1.5. Pierderi de tensiune datorate tratamentului termic (pentru elementele prefabricate supuse tratamentului termic)

În cazul în care elementele prefabricate din beton sunt supuse unui tratament termic, scăderea efortului unitar în armătură şi dilataţia împiedecată a betonului, datorită temperaturii, induc o pierdere termică specifică ΔP_θ. Această pierdere poate fi estimată cu expresia:

$$\Delta P = 0{,}5\, A_p\, E_p\, \alpha_c\, (T_{max} - T_0)$$

în care:

A_p este aria secţiunii armăturii pretensionate
E_p este modulul de elasticitate al armăturilor pretensionate
α_c este coeficientul liniar de dilatare termică al betonului
$T_{max} - T_0$ este diferenţa între temperatura maximă şi temperatura iniţială a betonului în apropierea armăturilor pretensionate, în °C.

Relaxarea este accelerată în timpul tratamentului termic. În cazul elementelor prefabricate cu armatura preîntinsă supuse tratamentului termic, pentru evaluarea pierderii de tensiune din relaxare, la timpul t se adauga un timp echivalent t_{eq}.

$$t_{eq} = \frac{1{,}14^{(T_{max}-20)}}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^{n} \left(T_{(\Delta t_i)} - 20\right)\Delta t_i$$

în care t_{eq} este timpul echivalent (în ore)
$T_{(\Delta ti)}$ este temperatura (în °C) pe durata intervalului de timp Δt_i
T_{max} este temperatura maximă (în °C) pe durata tratamentului termic.

III.3.2.2. Pierderi dependente de timp (ΔP_{c+s+r})

Pierderile dependente de timp se calculează considerând următoarele două cauze:

- pierderi datorită reducerii alungirii armăturilor cauzate de deformarea betonului din curgere lentă şi contracţie, sub încărcări permanente;
- pierderi cauzate de reducerea efortului în armătură datorită relaxării.

Relaxarea oţelului depinde de deformaţia relativă a betonului din contracţie şi curgere lentă. Această interacţiune poate fi luată în calcul prin intermediul unui coeficient de reducere de 0,8.

În SR EN 1992-1-1 pct. 5.10.6 este prezentată o metodă simplificată pentru evaluarea pierderilor dependente de timp la abscisa x, sub încărcări permanente.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot \left[1 + 0{,}8\varphi(t,t_0)\right]}$$

în care:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ este valoarea absolută a variaţiei efortului în armături la abscisa x, la momentul t, din curgere lentă, contracţie şi relaxare;
ε_{cs} este valoarea estimată a contracţiei, în valoare absolută;
E_p este modulul de elasticitate al armăturii pretensionate
E_{cm} este modulul de elasticitate al betonului;
$\Delta\sigma_{pr}$ este valoarea absolută a variaţiei efortului în armături la abscisa x, la momentul t, din relaxare. Se determină pentru un efort;

$$\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+ \psi_2 Q)$$

în care $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+ \psi_2 Q)$ este efortul iniţial în armături datorită forţei de precomprimare iniţiale şi a încărcărilor cvasipermanente
$\varphi(t,t_0)$ este coeficientul de curgere lentă la momentul t, pentru o încărcare la timpul t_0
$\sigma_{c,QP}$ este efortul în beton în vecinătatea armăturilor, sub acţiunea greutăţii proprii şi a forţei de precomprimare iniţiale ca şi a altor încărcări cvasipermanente, după caz. Valoarea lui $\sigma_{c,QP}$ poate rezulta pe de-o parte din greutatea proprie şi din forţa de pretensionare iniţială sau din gruparea cvasipermanentă de încărcări considerată în totalitatea ei, ($\sigma_c(G+P_{m0}+ \psi_2 Q)$), după faza de construcţie considerată.

A_p este aria secţiunii tuturor armăturilor pretensionate la abscisa x
A_c este aria secţiunii beton
I_p este momentul de inerţie ale secţiunii de beton
z_{cp} este distanţa dintre centrul de greutate al secţiunii de beton şi armăturile pretensionate

Eforturile de compresiune şi deformaţiile relative corespunzătoare au în expresia de mai sus semn pozitiv.

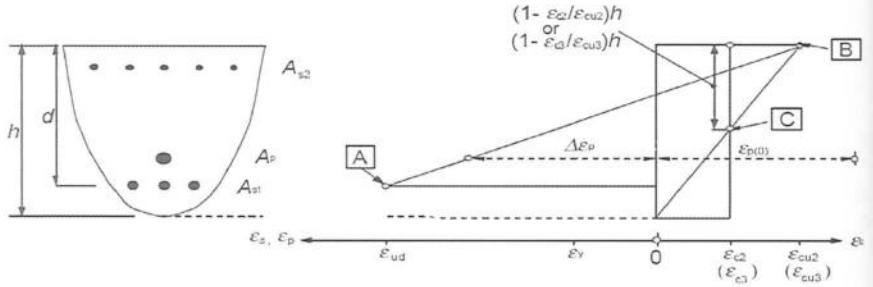
III.3.2. Verificare la starea limită de rezistenţă în secţiuni normale

Ruperea secţiunii precomprimate sub acţiunea momentului încovoietor produs de incărcările exterioare se poate produce prin cedarea betonului comprimat sau prin cedarea armăturii pretensionate întinse. Ruperea casantă (neavertizată) se evită prin limitarea zonei convenţionale comprimate:

$\xi = x/d \le \xi_{lim}$
ξ_{lim} = 0,4 pentru elemete cu armaturi preîntinse
ξ_{lim} = 0,35 pentru elemete cu armaturi postîntinse

Determinarea momentului capabil ultim al secţiunilor drepte de beton armat precomprimat se bazează pe ipotezele următoare:

- secţiunile plane şi normale pe axa elementului rămân plane şi normale dupa deformaţie;
- armăturile aderente (armături pretensionate), fie că sunt întinse sau comprimate, suferă aceleaşi deformaţii relative ca betonul adiacent (nu exista lunecare relativa intre armaturi si beton);
- eforturile unitare din betonul zonei întinse nu se iau în considerare;
- eforturile unitare din betonul zonei convenţionale comprimate de înalţime λx se consideră având mărimea ηf_{cd} pe întreaga suprafaţă a acesteia (din diagrama efort-deformaţie de calcul indicată la II.6)
- eforturile în armăturile pentru beton precomprimat se deduc din diagramele de calcul indicate la II.6 fig.2.28)
- evaluarea eforturilor din armăturile pretensionate ţine seama de deformaţia lor relativă iniţială.
- ruperea are loc când deformaţia în cel puţin un punct al secţiunii atinge valoarea limită corespunzând materialului (beton sau oţel).



A – limita de deformaţie corespunzătoare armăturii de beton armat la întindere

B – limita de deformaţie corespunzătoare betonului la compresiune

C – limita de deformaţie corespunzătoare betonului la compresiune pură

Figura 3.12 Diagrama deformaţiilor admise la starea limită ultimă

Calculul elementelor solicitate la încovoiere
Secţiune dreptunghiulară şi T cu axa neutră în placă

- Coeficientul condiţiilor de lucru m
În cazul in care $A_s > 0,25\ A_p$

$$m = \frac{0,85A_p\sigma_{p,max} + A_s f_{yd}}{A_p\sigma_{p,max} + A_s f_{yd}}$$

În cazul în care $A_s < 0,25\ A_p$ şi armătura pasivă nu se ia în considerare în calcul.

$m = 0,85$

- Pentru cazurile curente când armătura este localizată în zona întinsă a secţiunii şi este satisfacută condiţia $\xi = x/d \le \xi_{lim}$, pentru calculul efortului unitar limită se permite utilizarea relaţiei simplificate:

$$\sigma_{pl} = m_p\sigma_{p,max}$$

$$m_p = 1 - k\frac{A_p}{bd}\frac{\sigma_{p,max}}{f_{cd}}$$

A_p = aria armăturii pretensionate din zona întinsă
k = 0,3 pentru armatura preîntinsă
k = 0,6 pentru armătura postensionată

Verificarea secţiunii:

$$x = \frac{A_p\sigma_{pl}}{bf_{Cd}}$$

$$M_{Rd} \le m\left[b\lambda x f_{Cd}\left(d - \frac{\lambda x}{2}\right)\right]$$

unde m = 0,85
Pentru secţiunea T, dacă axa neutră cade în placa, b = $b_{placă}$

III.4 ALCĂTUIREA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT

În SR EN 1992-2:2006_NA:2009 în capitolul 9 sunt prezentate prevederi constructive şi reguli specifice pentru elemente din beton, beton armat si beton precomprimat.

Dimensiuni minime ale elementelor structurale:

a) care sunt exploatate în conformitate cu clasele de expunere din documentul normativ CP 012/ 1 – 2007 şi tabelul 7.102NRO, pentru o durată de viaţă proiectată de 100 ani şi execuţie monolită:

a.1) plăci care susţin partea carosabilă şi consolele trotuarelor: 140 mm (200 mm, când sunt prevăzute armături înclinate pentru preluarea forţei tăietoare);

a.2) plăci care susţin cuva de balast: 160 mm (200 mm, când sunt prevăzute armături înclinate pentru preluarea forţei tăietoare);

a.3) dulapi prefabricaţi pe trotuare (durată de viaţă 50 ani): 140 mm;

a.4) pereţi verticali, inimile grinzilor şi a grinzilor pereţi: 160 mm;

a.5) pereţii secţiunilor casetate: 180 mm;

a.6) latura mică a stâlpilor dreptunghiulari: 300 mm;

a.7) pereţi verticali pentru susţinerea platelajului podurilor boltite: 250 mm.

Dacă elementele structurale sunt executate prefabricat (control al calitaţii ridicat), grosimile minime ale acestora, indicate mai sus, pot fi reduse cu 10 mm.

a.8) predale: 60 mm (SR EN 15050:2007, C.1), cu rezemări de cel puţin 30 mm.

b) care pot ajunge sub incidenţa focului (pasaje în special în localităţi, la care aparatele de reazem trebuie să fie din oţel turnat, fiind interzisă utilizarea celor din neopren) sunt determinate conform SR EN 1992-1-2.2005, în funcţie de durata de timp la care trebuie să reziste elementele structurale sub incidenţa focului până când acesta este stins, fără ca elementele structurale să fie afectate din punctul de vedere a rezistenţei şi stabilităţii, timp în care podul este exploatat la grupările de încărcare pentru care a fost proiectat, conform SR EN 1991-2:2005.

Aria armăturii minime pentru suprafeţele elementelor de poduri, diametrul minim al barei şi distanţa minimă/maximă dintre bare:

a) armarea elementelor din beton simplu, beton armat şi beton precomprimat se face cu bare sau plase sudate din clasa B şi clasei C, conform anexei C, SR EN 1992-1-1:2004;

b) toate suprafeţele elementelor structurale de beton simplu sau armat, pentru care, din calcul, nu rezultă necesară prevederea armăturilor de rezistenţă sunt armate

constructiv cu o arie egală cu $A_{s,min} = 0,001b_wd$, barele sau plasele având diametrul cel puţin $\phi_{min} = 8$ mm, un profil corespunzător barelor sau plaselor sudate cu înaltă aderenţă (tip B sau C, conform anexei C din SR EN 1992-1-1:2004) şi amplasate la cel mult 250 mm echidistanţă; în zonele întinse procentul de armare al armăturilor constructive se majorează cu 50%; la stabilirea ariei de armătură constructivă se iau în considerare şi armăturile preîntinse aderente (toroanele) de pe rândul cel mai apropiat de fibra betonului, aria acestora din urmă considerându-se, în calcul, majorată cu 50%; în cazul elementelor din beton precomprimat, în zonele în care apar eforturile unitare de întindere cu valori maxime egale cu $f_{ctk,0,95}$, distanţa dintre armăturile constructive nu depăşeşte 20 diametre ale barelor longitudinale şi cel mult 150 mm ca dimensiune maximă a ochiurilor plaselor;

c) pentru grinzi de beton armat cu înălţimea h >700 m, pe feţele laterale din zona întinsă a inimilor grinzilor (cca. 1/ 3 h) şi pe feţele întinse ale tălpilor (unde nu este amplasată armătură de rezistenţă) se prevede o arie de armătură egală cu cel puţin 10% din aria armăturii longitudinale de rezistenţă; pe restul înălţimii inimilor se respectă prevederile de la punctul a); secţiunea totală a armăturii de pe feţele laterale ale inimilor grinzilor este minimum $A_{s,min} = 0,0015b_wd$, pentru $b_w \geq 300$ mm şi $A_{s,min} = 0,0025b_wd$, pentru $b_w \leq 200$ mm; pentru valori intermediare ale grosimii inimii, b_w = 205 mm...295 mm, secţiunea totală a armăturii se stabileşte prin interpolare liniară; diametrul minim utilizat este de 8 mm;

d) la elementele de beton armat solicitate la încovoiere, între două ramuri de etrieri, trebuie să fie cuprinse cel mult 5 bare întinse, dispuse pe un singur rând şi cel mult 3 bare comprimate, dispuse pe un singur rând; distanţa dintre etrieri nu depăşeşte minimum {300 mm; 3/ 4 din înălţimea elementului}; distanţa dintre etrierii care cuprind barele de rezistenţă comprimate nu depăşeşte minimum {15 diametre minime ale barelor longitudinale de rezistenţă; 500 mm}; pentru secţiuni de beton cu lăţimi de 400 mm sau mai mari, se prevăd etrieri cu cel puţin patru ramuri verticale; dacă diametrul barelor longitudinale de rezistenţă depăşeşte 20 mm, diametrul minim al etrierilor este de 8 mm; în cazul elementelor cu comportare ductilă se recomandă să se utilizeze, pentru etrieri, oţeluri de clasa C, respectiv de clasă B sau C pentru elemente cu ductilitate limitată sau la care nu se pot forma articulaţii plastice; în zonele plastic potenţiale ale grinzilor (lungimea zonei plastic potenţiale = 2h, dispusă simetric faţă de secţiunea critică) etrierii se dispun la distanţa de 100 mm;

e) diametrul minim al armăturilor de rezistenţă din grinzile de beton armat este de 12 mm; pentru elemente din beton armat în care armăturile de rezistenţă sunt realizate din bare cu diametrul mai mare de 32 mm se utilizează armături de suprafaţă suplimentare (anexa J, J.1), pentru a preveni exfolierea betonului;

f) în zonele de capăt ale grinzilor de beton precomprimat se prevăd, pe lungimea de ancorare a armăturilor pretensionate, l_{bpd} (determinată cu expresia (8.21) de la 8.10.2.3 (4)) etrieri (din oţel de clasa C) cu diametrul cel puţin 8 mm la distanţa de 100 mm; în tălpile inferioare ale acestor grinzi (unde sunt dispuse armăturile pretensionate) se dispun etrieri închişi sau frete la distanţă/ pas de cel mult 200 mm şi cu diametrul minim de 8 mm; dacă în aceste zone se atinge în beton un efort unitar de $0,6f_{ck}$ (a se vedea nota de la 7.2 (102)) distanţa dintre etrierii prevăzuţi în tronsoanele grinzilor nu depăşeşte 150 mm;

g) în inimile grinzilor din beton precomprimat cu grosimi mai mici sau egale cu 200 mm, etrierii se dispun la distanţe aproximativ egale cu grosimea inimii, dar nu peste 200 mm; pentru grosimi de inimă peste 200 mm etrierii se dispun la distanţe de maximum 300 mm;

h) pentru elemente din beton armat comprimate excentric (stâlpi, pereţi, arce şi bolţi) diametrul minim al armăturilor longitudinale de rezistenţă este de 14 mm, lumina minimă între barele de rezistenţă longitudinale nu va fi mai mică de 50 mm, iar distanţa maximă între acestea nu va depăşi 250 mm; indiferent dacă sunt în interiorul sau în afara zonelor critice, barele transversale (bare de repartiţie) ale pereţilor, arcelor şi bolţilor respectă aceleaşi condiţii de distanţă şi poziţie ca etrierii prevăzuţi în stâlpi; suplimentar, în cazul arcelor şi bolţilor, barele longitudinale de rezistenţă întinse de lângă suprafaţa concavă, ca şi cele comprimate de lângă suprafaţa convexă se leagă cu etrieri şi agrafe, secţiunea fiecărei ramuri a etrierilor/ agrafei, A_{sw1} rezultând ca produs dintre aria armăturii longitudinale aferentă unei ramuri de etrier/ agrafă, A_{s1} şi raportul s/ r, unde s este distanţa dintre etrieri/ agrafe şi r este raza de curbură a suprafeţei curbe; în zonele critice ale acestor elemente, dimensiunile minime ale secţiunii, distanţele între ramurile etrierilor/ agrafelor, distanţele dintre etrieri respectă prevederile secţiunii 6 din SR EN 1998-2:2006;

i) armătura de conlucrare între betonul din predală şi cel turnat in situ se determină prin calcul şi nu este mai mică de 3 cm^2/ m^2;

j) distanţa dintre armăturile de rezistenţă din plăci (carcase formate din bare individuale sau plase sudate), în zonele momentelor încovoietoare maxime sunt de cel puţin $s_{min,slabs} = 70$ mm şi cel mult $s_{max,slabs} = 200$ mm; în celelalte zone nu depăşeşte 330 mm, distanţă aplicabilă şi armăturilor de repartiţie; distanţele minime şi maxime dintre armăturile de rezistenţă sunt valabile şi în cazul dalelor; pentru dale, diametrul minim al barelor de rezistenţă este de 12 mm;

k) pentru grinzi pereţi se aplică prevederile de la 9.7 din SR EN 1992-1-1:2004 şi din anexa naţională SR EN 1992-1-1:2004/NB:2008;

l) înnădirea armăturilor în zonele critice nu este recomandabilă, iar dacă este totuşi necesară se poate face numai cu ajutorul cuplajelor mecanice conform 6.2.3 (3)P din SR EN 1998-2:2006 şi 5.6.3 (1)P şi (2)P din SR EN 1998-1:2006, respectând, pentru cuplajele mecanice, cerinţele tehnice prevăzute în ISO 15835-1,2:2009;

m) proiectarea elementelor structurale ale podurilor în gruparea seismică trebuie să respecte prevederile constructive din secţiunea 6 SR EN 1998-2:2006;

III.5 ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL STRUCTURILOR AMPLASATE ÎN ZONE DE HAZARD SEISMIC MARE

III.5.1 Generalităţi. Cerinţe de conformitate. Comportare seismică

Proiectarea antiseismică a podurilor se face conform prevederilor din SR EN 1998-2:2006 „Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea a 2-a: Poduri", SR EN 1998-2/NA:2010 „Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea a 2-a: Poduri. Anexa Naţională", SR EN 1998-2/A1:2009 „Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea a 2-a: Poduri" şi „Cod de proiectare seismică P100. Partea I-P100-1/2006: Prevederi de proiectare pentru clădiri."

Necesitatea unei corecte proiectări antiseismice a podurilor rezultă din condiţia de respectare a celor două cerinţe de bază descrise în SR EN 1998-2: ***cerinţa de neprăbuşire*** asociată unei stări limită ultime, respectiv ***minimizarea degradărilor*** asociată stării limită a exploatării normale. Conform primei cerinţe podul trebuie să-şi păstreze integritatea structurală şi rezistenţa reziduală adecvată, chiar dacă în unele dintre elementele structurale s-au produs deteriorări importante.

În elementele de infrastructură (pile) se acceptă apariţia unor zone plastice datorită încovoierii, iar la podurile fără sisteme de izolare, stabilirea zonelor cu articulaţii plastice potenţiale în faza de proiectare este recomandată, urmărindu-se prin aceasta disiparea energiei induse în structură de acţiunea seismică.

Suprastructura podurilor trebuie astfel proiectată încât, în urma evenimentului seismic să nu producă avarii la nivelul aparatelor de reazem, rosturilor de dilataţie sau la părţi ale elementelor de infrastructură (ziduri de gardă, ziduri întoarse etc.). Conform celei de-a doua cerinţe, acţiunea seismică cu probabilitate mare de apariţie poate produce degradări reduse la nivelul elementelor secundare de rezistenţă ale podului, însă toate celelalte componente trebuie să rămână neafectate.

Pentru îndeplinirea celor două cerinţe precizate anterior trebuie respectate criteriile de conformitate prezentate în paragraful 2.3 din SR EN 1998-2, criterii ce depind de comportarea dorită a podului la acţiunea seismică de calcul. Această comportare poate fi: comportare ductilă, respectiv comportare ductilă limitată/esenţial elastică şi este caracterizată de relaţia forţă-deplasare prezentată în figura 3.11.

În ceea ce priveşte podurile proiectate pentru a avea comportare ductilă trebuie avute în vedere cerinţele existente în SR EN 1998-2:2006 pentru verificarea de rezistenţă a zonelor potenţial plastice, pentru proiectarea capacităţii de rezistenţă, precum şi prevederile referitoare la ductilitatea globală şi la cea locală.

În zone cu seismicitate mare, pentru asigurarea unui comportament ductil al structurii este recomandată gândirea unei strategii de apariţie a articulaţiilor plastice în structură formându-se astfel un mecanism de disipare a energiei. Chiar în cazul formării articulaţiilor plastice, sistemul trebuie să fie stabil din punct de vedere al echilibrului static. Zonele unde se pot forma articulaţii plastice trebuie gândite de către proiectant pentru a fi uşor accesibile în vederea executării unor eventuale reparaţii. La poduri, articulaţiile platice se pot dezvolta în pile, la baza acestora. Tablierul podului trebuie să rămână în domeniul de comportare liniar elastic. Scenariul de formare al articulaţiilor plastice poate include toate pilele podului sau numai o parte dintre acestea. O altă modalitatea de a asigura comportamentul ductil este introducerea dispozitivelor de izolare pe toate pilele sau numai pe o parte dintre acestea.

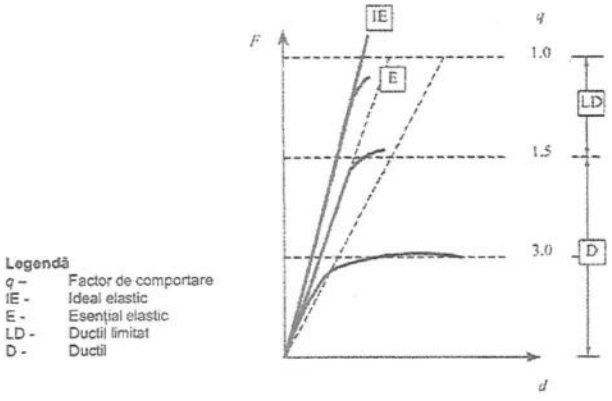


Fig. 3.13. Relaţii forţă-deplasare pentru descrierea comportamentului seismic

Un comportament ductil limitat nu presupune apariţia în structură a unei secţiuni cu rigiditate secantă diminuată semnificativ sub efectul acţiunii seismice. Aceasta se traduce printr-o relaţie forţă-deplasare fără palier de forţă, dar cu o alură ce diferă de comportarea elastică şi care asigură disiparea unei părţi din energie indusă. Comportamentul ductil limitat este asociat in general cu valori ale factorului de comportare $q \leq 1.50$.

În cazul podurilor cu alcătuire specială (poduri cu cabluri) se recomandă ca proiectarea acestora să se facă în domeniul elastic, adică considerând un factor de comportare $q = 1.00$.

Conexiunile dintre elementele structurale ce compun infrastructura şi suprastructura podului trebuie să fie realizate în conformitate cu 2.3.6 din SR EN 1998-2:2006.

III.5.2 Verificarea ductilităţii structurale. Cerinţe de deplasare

Asigurarea cerinţelor de deplasare corespunzătoare unui anumit nivel al hazardului seismic pentru o structură defineşte nivelul de performanţă al structurii respective.

Pentru un component al structurii podului, deplasarea seismică de calcul d_E se determină cu ajutorul relaţiei:

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{E_e} \qquad (1)$$

în care:

η este factorul de corecţie al amortizării stabilit pe baza relaţiei:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \qquad (2)$$

cu ξ fracţiunea din amortizarea critică având următoarele valori:
ξ = 0.02 în cazul elementelor de oţel sudate;
ξ = 0.04 în cazul elementelor de oţel îmbinate cu şuruburi;
ξ = 0.05 în cazul elementelor realizate din beton armat;
ξ = 0.02 în cazul elementelor realizate din beton precomprimat.

μ_d este factorul de ductilitate de deplasare definit de relaţia:

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} \qquad (3)$$

d_u fiind deplasarea ultimă, iar d_y deplasarea corespunzând intrării în curgere a primei armături.

d_{E_e} este deplasarea rezultată în urma unei analize seismice liniare.

În cazul în care deplasările d_{E_e} rezultă dintr-o analiză seismică elastică liniară utilizând spectrul de răspuns elastic (considerând factorul un factor de comportare $q = 1$), $d_E = d_{E_e}$. Factorul de comportare este definit în SR EN 1998-1:2004, paragraful 3.2.2.2.

Dacă se efectuează analize seimice elastice liniare, valorile factorului de ductilitate de deplasare se stabilesc în funcţie de valoarea periodei proprii în modul fundametal de vibraţie astfel:

a) pentru $T \geq T_0$, cu $T_0 = 1.25\ T_C$:

$$\mu_d = q \qquad (4)$$

T_C reprezintă perioada de control (de colţ).

b) pentru $T < T_0$:

$$\mu_d = (q-1)\frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \qquad (5)$$

Pentru situaţii în care se realizează analize complexe neliniare de tip "time-history", valoarea factorului de ductilitate μ_d trebuie să corespundă modului de comportare post-elastic al elementului structural descris prin curbele histeretice de răspuns.

De regulă, în aceste situaţii, în faza de proiectare, pe baza geometriei şi caracteristicilor secţiunii (aria şi poziţia armăturilor) se estimează poziţia articulaţiilor plastice potenţiale şi în urma determinării lungimii zonei plastice se poate calcula valoarea factorului de ductilitate de deplasare μ_d .

Pentru asigurarea ductilităţii generale a structurii, detaliile constructive trebuie realizate astfel încât să asigure preluarea deplasărilor în situaţia de proiectare seismică. Spaţiile prevăzute între componentele structurale trebuie să corespundă valorii totale de calcul a deplasării în situaţia de proiectare seismică, aceasta calculându-se pe baza relaţiei:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T \qquad (6)$$

în care:

d_G reprezintă deplasarea corespunzătoare încărcărilor de lungă durată şi cvasi-permanente;

d_T reprezintă deplasarea corespunzătoare acţiunilor termice;

ψ_2 este coeficientul de grupare pentru valoarea cvasi-permanentă a acţiunii termice.

Deplasarea seismică de calcul d_E între două secţiuni independente ale unui pod se poate calcula ca radical din suma pătratelor deplasărilor evaluate pentru fiecare secţiune în parte.

Lovirea între ele a elemntelor structurale ca urmare a acţiunii seismice trebuie evitată prin prevederea unor dispozitive de preluare a şocurilor (straturi de cauciuc sau neopren, opritori dispuşi în sens longitudinal sau transversal pentru suprastructură, dispozitive de izolare etc.). Aceste dispozitive trebuie să permită deplasări cel putin egale cu valoarea calculată pe baza relaţiei (6).

III.5.3 Descrierea acţiunii seismice

III.5.3.1 Clase de importanţă utilizate pentru poduri

Acţiunea seismică de calcul A_{Ed} se exprimă în funcţie de acţiunea seismică de referinţă A_{Ek} asociată la noi în ţară cu o probabilitate de depăşire de referinţă P_{NCR} în 50 de ani, respectiv cu o perioadă de revenire de referinţă T_{NCR} de 100 de ani, cu ajutorul factorului de importanţă γ_I. Podurile se împart în clase de importanţă în funcţie de: efectele dergradării lor asupra vieţii oamenilor, de posibilitatea restabilirii legăturilor pe căile de comunicaţie după producerea evenimentului seismic, respectiv de consecinţele economice apărute ca urmare a deteriorării structurii (incapacitatea asigurării unor servicii, desfăşurării unor activităţi economice etc.). Valorile factorului de importanţă γ_I diferă pentru fiecare clasă de importanţă.

Pentru poduri sunt definite trei clase de importanţă aşa cum se prezintă în tabelul III.1 şi corespunzător fiecărei clase de importanţă în tabelul III.3 sunt precizate valorile factorului γ_I.

Podurile de cale ferată şi şosea sunt incluse, de regulă în clasa de importanţă II (medie), însă pot fi şi unele excepţii, aşa cum se precizează în continuare.

Clasa de importanţă III cuprinde podurile foarte importante, cu trafic intens, situate în zone geo-strategice importante (ex: localităţi de frontieră), a căror avariere gravă în urma unui seism ar produce pierderi importante de vieţi omeneşti şi economice. În aceeaşi categorie sunt incluse de asemenea şi podurile care se preconizează a avea o durată de viaţă mai mare decât cea normată (100 de ani).

În clasa I de importanţă pot fi incluse următoarele categorii de poduri: cele care nu sunt în zone importante ale căilor de comunicaţie, respectiv cele pentru care adoptarea măsurilor corespunzătoare unei probabilităţi de depăşire P_{NCR} în 50 de ani pentru acţiunea seismică de calcul şi a unei durate de viaţă a podului de peste 50 de ani ar conduce la soluţii neeficiente din punct de vedere economic.

Tabelul III.2

Clasa de importanţă	Descriere
III	Poduri de cale ferată sau şosea amplasate pe căi de comunicaţii care au importanţă vitală imediat după producerea evenimentului seismic de calcul (susţin traficul de necesitate după producerea seismului de calcul).
II	Poduri de cale ferată sau şosea amplasate pe căi de comunicaţii de importanţă medie.
I	Toate celelalte poduri, cu excepţia celor din clasele III şi II precum si poduri de cale ferată sau şosea amplasate pe căi de comunicaţii care au importanţă redusă. De exemplu poduri provizorii sau poduri amplasate pe căi de comunicaţie industriale, dar numai cu acordul beneficiarului şi dacă nu servesc obiective importante care au nevoie de menţinerea comunicaţiilor după producerea evenimentului seismic de calcul.

Tabelul III.3

Valorile recomandate ale factorului γ_I	
Clasa de importanţă	γ_I
III	1,3
II	1,1
I	0,85

Factorul de importanţă γ_I poate avea şi alte valori decât cele precizate în tabelul 2 pentru amplasamente încadrate în zone de risc seismic ridicat şi care pot periclita siguranţa publică.

III.5.3.2. Aplicarea componentelor mişcării seismice

În cazul podurilor, în etapa de proiectare se utilizează de regulă două tipuri de analiză pentru stabilirea efectelor acţiunii seismice:

a) analiză liniară prin metoda spectrului de răspuns

b) analiză neliniară de tip "time-history" (răspuns în timp)

a) Analiza liniară se bazează pe metoda spectrului de răspuns. Pentru poduri se uitilizează în general numai componentele de tip translaţie produse de acţiunea seismică pe cele trei direcţii ortogonale spaţiale. Acţiunea aplicată la interfaţă structură-teren este considerată separat pentru fiecare direcţie în parte (longitudinal, transversal şi vertical) urmând ca efectele să fie apoi combinate aşa cum se va prezenta în continuare.

În cazul podurilor amplsate în curbă, una din direcţiile considerate pentru aplicarea componentei de tip translaţie este determinată prin considerarea liniei teoretice ce uneşte cele două culee, cealaltă direcţie fiind normală pe prima.

Pentru componentele orizontale ale acţiunii seismice se pot utiliza spectrele de proiectare din „Cod de proiectare seismică P100. Partea I-P100-1/2006: Prevederi de proiectare pentru clădiri."

Formele normalizate ale spectrelor de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale acceleraţiei terenului $\beta(T)$, pentru fracţiunea din amortizarea critică $\xi = 0.05$ în funcţie de perioadele de control (colţ) T_B, T_C şi T_D se determină cu relaţiile:

- Pentru $T \le T_B$ $$\beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \qquad (7)$$

- Pentru $T_B < T \le T_C$ $$\beta(T) = \beta_0 \qquad (8)$$

- Pentru $T_C < T \le T_D$ $$\beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \qquad (9)$$

- Pentru $T > T_D$ $$\beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \qquad (10)$$

în care:

$\beta(T)$ este spetrul normalizat de răspuns elastic;

β_0 factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei orizontale a terenului de către structură;

T este perioada de vibraţie a unei structuri cu un grad de libertate dinamică şi cu răspuns în domeniul elastic.

Spectrele normalizte de răspuns elastic pentru valorile perioadelor T_B, T_C şi T_D prezentate în tabelul 3 sunt date în figura 3.14.

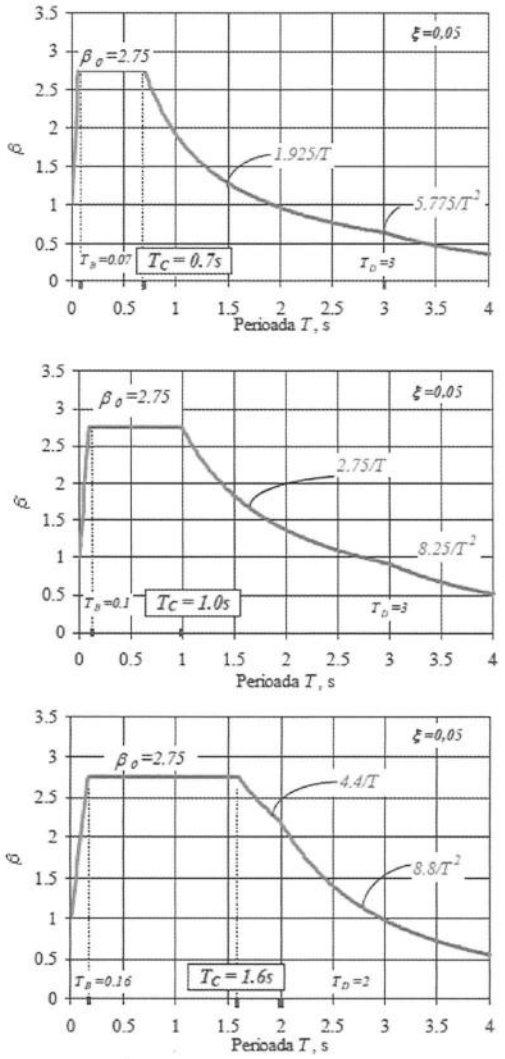


Fig. 3.14 Spectre normalizate de răspuns elastic pentru acceleraţii pentru componente orizontale ale mişcării terenului

Pentru surse crustale în Banat, spectrul normalizat de răspuns elastic pentru acceleraţii pentru componentele orizontale ale mişcării terenului pentru zonele în care hazardul seismic este caracterizat de a_g=0.20 g şi a_g=0.16 g este prezentat în figura 3.15.

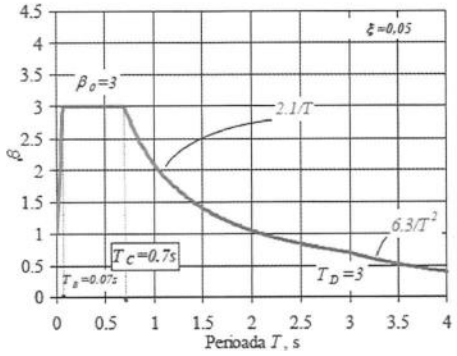


Fig. 3.15 Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru acceleraţii pentru componente orizontale ale mişcării terenului pentru surse în Banat

Tabelul III.4

Interval mediu de recurență a magnitudinii cutremurului	Valori ale perioadelor de control (colţ)			
IMR = 100ani, Pentru starea limită ultimă	T_B, s	0,07	0,10	0,16
	T_C, s	0,7	1,0	1,6
	T_D, s	3	3	2

Pentru zone din Banat unde a_g=0.12 g şi a_g=0.08 g se utilizează spectrul normalizat din figura 2 pentru $T_C \leq 0.7$s.

Spectrul de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale acceleraţiei terenului în amplasament $S_e(T)$ este definit astfel:

$$S_e(T) = a_g \beta(T) \tag{11}$$

Spectrul de răspuns elastic pentru deplasări pentru componentele orizontale ale mişcării terenului $S_{De}(T)$ se obţine prin transformarea directă a spectrului de răspuns elastic pentru acceleraţie $S_e(T)$ cu relaţia:

$$S_{De}(T) = S_e(T)\left[\frac{T}{2\pi}\right]^2 \tag{12}$$

Pentru componenta verticală a acţiunii seismice, spectrul de răspuns elastic pentru acceleraţii se obţine utilizând formele normalizate ale spectrelor de răspuns elastic pentru componenta verticală $\beta_v(T)$. Pentru fracţiunea din amortizarea critică $\xi = 0.05$ şi pentru perioadele de control (colţ) pentru spectrul componentei verticale T_{Bv}, T_{Cv} şi T_{Dv} aceste forme normalizate sunt descrise de relaţiile:

- Pentru $T \leq T_{Bv}$ $\beta_v(T) = 1 + \frac{(\beta_{0v} - 1)}{T_{Bv}} T$ (13)

- Pentru $T_{Bv} < T \leq T_{Cv}$ $\beta_v(T) = \beta_{0v}$ (14)

- Pentru $T_{Cv} < T \leq T_{Dv}$ $\beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv}}{T}$ (15)

- Pentru $T > T_{Dv}$ $\beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv} T_{Dv}}{T^2}$ (16)

în care:

$\beta_{0v} = 3.0$ factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei verticale a terenului de către structură.

Perioadele de control (colţ) pentru spectrul componentei verticale T_{Bv}, T_{Cv} şi T_{Dv} se determină în mod simplificat cu relaţiile:

$$T_{Bv} = 0.1 T_{Cv} \tag{17}$$

$$T_{Cv} = 0.45 T_C \tag{18}$$

$$T_{Dv} = T_D \tag{19}$$

Spectrul de răspuns elastic pentru componenta verticală a mişcării terenului în amplasament S_{ve} se defineşte astfel:

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \beta_v(T) \tag{20}$$

cu

$$a_{vg} = 0.7 a_g \tag{21}$$

Spectrul de proiectare pentru acceleraţii $S_d(T)$ este un spectru de răspuns inelastic determinat pe baza relaţiilor de mai jos.

- Pentru $0 < T \leq T_B$ $S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\frac{\beta_0}{q} - 1}{T_B} T\right]$ (22)

- Pentru $T > T_B$ $$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \quad (23)$$

în care:

- $S_d(T)$ se exprimă în m/s^2;
- T este perioada în secunde;
- q este factorul de comportare al structurii sau factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic. Valorile acestui factor depind de tipul structurii, de materialul (materialele) din care sunt alcătuite componentele structurale şi de capacitatea structurii de a disipa energia. Valorile maxime ale factorului de comportare ce se pot utiliza pentru cele două componente orizontale ale mişcării seismice sunt prezentate în tabelul III.5.

Tabelul III.5

Tipuri de elemente ductile	Comportare seismică	
	Ductilă limitat	Ductilă
Pile din beton armat:		
Pile verticale supuse la încovoiere	1,5	3,5 $\lambda(\alpha_s)$
Contrafişe înclinate supuse la încovoiere	1,2	2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Pile metalice:		
Pile verticale supuse la încovoiere	1,5	3,5
Contrafişe înclinate supuse la încovoiere	1,2	2,0
Pile cu contravântuire normală	1,5	2,5
Pile cu contravântuire excentrică	-	3,5
Culei conectate rigid cu tablierul:		
În general	1,5	1,5
Structuri "înglobate" (a se vedea. 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Arce	1,2	2,0

*$\alpha_s = L_s/h$ este raportul deschiderii de forfecare al pilei, unde L_s este distanţa de la articulaţia plastică la punctul de moment zero şi h este înălţimea secţiunii transversale pe direcţia de încovoiere a articulaţiei plastice.

Pentru $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$

$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$

Dacă un pod are mai multe componente structurale cu comportare ductilă, factorul de comportare ales trebuie să corespundă componentei sau grupului de componente cu cea mai mare contribuţie la rezistenţa seismică. Se pot folosi valori diferite ale factorului q pentru cele două direcţii ale componentei oizontale a terenului.

Pentru alte precizări referitoare la factorul de comportare ce se utilizează în analiza liniară bazată pe metoda spectrului de răspuns a se vedea SR EN 1998-2:2006, paragraful 4.1.6.

În zonele cu seismicitate redusă sau moderată efectele componentei verticale pot fi neglijate. Pentru zonele cu seismicitate ridicată, aceste efecte trebuie considerate în situaţia în care solicitările de încovoiere ale pilelor produse de acţiunile permanente ale suprastructurii sunt importante sau dacă podul se află la o distanţă mai mică de 5 km în raport cu o falie seismotectonică activă.

Efectele ascendente ale componentei verticale trebuie întotdeauna luate în considerare în cazul structurilor de poduri cu suprastructuri cu elemente din beton precomprimat. Aceste efecte trebuie de asemenea considerate pentru calculul aparatelor de reazem, respectiv al altor legături.

Analiza liniară utilizând metoda spectrului de răspuns nu se poate aplica podurilor prevăzute cu sisteme de izolare.

Combinarea efectelor acţiunii seismice stabilite utilizând analiza liniară bazată pe metoda spectrelor de răspuns se face pe baza precizărilor din „Cod de proiectare seismică P100. Partea I-P100-1/2006: Prevederi de proiectare pentru clădiri.", paragrafele 4.5.3.6.

b) Pentru efectuarea analizelor neliniare de tip "time-history" trebuie utilizate cel puţin trei accelerograme înregistrate în timpul evenimentelor seismice în amplasamentul analizat care trebuie să fie în concordanţă cu magnitudinea, distanţa la sursă şi mecanismele ce definesc acţiunea seismică de calcul.

Când nu se dispune de astfel de înregistrări în amplasamentul podului acestea pot fi înlocuite de accelerograme simulate cu ajutorul unor programe de calcul specializate. Accelerogramele generate artificial trebuie să corespundă spectrului elastic din amplasamentul considerat.

Componentele mişcării de tip "time-history" trebuie aplicate simultan pe fiecare din cele două direcţii orizontale.

Alte precizări privind utilizarea analizelor de tip "time-history" la poduri se găsesc în SR EN 1998-2:2006, paragraful 3.2.3.

III.5.4 Determinarea efectelor acţiunii seismice pentru pilele podurilor Metoda simplificată - Domeniu de aplicare

Metoda cunoscută şi sub numele de „metoda modului fundamental de vibraţie" poate fi aplicată în toate cazurile în care răspunsul dinamic al structurii se poate aprecia cu suficientă acurateţe printr-un model de calcul cu un sigur grad de libertate dinamică. Rezultatele obţinute din puncte de vedere al forţelor interne de echilibru pe secţiunea transversală a elementelor de infrastructură (pile, culee) şi al deplasărilor diferitelor părţi ale structurii pot fi utilizate în faza de predimensionare a structurii.

Situaţiile în care poate fi aplicată această metodă de calcul sunt:

a) Pe direcţie longitudinală în cazul podurilor rectilinii sau amplasate în curbe cu raze mari ale căilor comunicaţie, când forţele seismice sunt preluate de pile a căror masă totală este mai mică decât 20% din masa suprastructurii podului (atunci când masa proprie a pilelor este neimportantă);

b) Pe direcţie transversală pentru podurile prezentate la punctul a) în cazul în care podul prezintă simetrie structurală şi de rezemare în raport cu secţiunea din mijlocul lungimii sale, de exemplu atunci când distanţa între centrul de rigiditate al elementelor de susţinere şi cel de greutate al suprastructurii este mai mică decât 5% din lungimea suprastructurii;

c) În cazul podurilor cu grinzi simplu rezemate sau a celor cu grinzi continue dacă pilele nu interacţionează semnificativ unele cu celelalte şi dacă masa fiecărei pile

este sub 20% din masa ce revine acesteia de la suprastructură.

d) Atunci când deformarea în plan orizontal a tablierului sub efectul acţiunii seismice de calcul nu este importantă;

e) Când diferenţa între perioadele de vibraţie în modul fundamental pentru oricare două pile consecutive respectă condiţia:

$$0.90 \le \frac{T_i}{T_{i+1}} \le 1.10$$

În cazul pilelor de poduri, pentru determinarea în mod simplificat a forţelor interne (forţe tăietoare şi momente încovoietoare) la baza pilelor se poate utiliza metoda forţelor seismice statice echivalente. În acest scop, pila poate fi considerată ca un pendul invers, la extremitatea superioară având concentrată o masă a cărei valoare corespunde acţiunilor permanente, cvasi-permanente şi unui procent din acţiunile utile, toate acestea fiind considerate că acţionează pe o deschidere a podului. Procentul pentru masa corespunzătoare acţiunilor utile poate fi considerat astfel:

- 20% din încărcarea verticală corespunzătoare acţiunilor utile pentru podurile de şosea;
- 30% din încărcarea verticală corespunzătoare acţiunilor utile pentru podurile de cale ferată;

Condiţiile de echivalenţă a sistemului real (n grade de libertate) cu pendulul invers impun ca perioadele proprii, forţa tăietoare de bază, momentele încovoietoare de bază şi energiile cinetice ale celor două sisteme să fie egale. Expresia masei echivalente rezultate din condiţia energetică este:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot z_i^2}{z_e^2} \qquad (24)$$

unde z_i şi z_e reprezintă cotele de nivel unde sunt amplasate masele considerate pe înălţimea pilei, respectiv cota de nivel pentru masa echivalentă.

Pentru pilele cu alcătuire obişnuită încărcarea gravitaţională echivalentă poate fi determinată cu relaţia:

$$G_e = R + G_b + 0.20 G_E \qquad (25)$$

- R fiind reacţiunea verticală provenind de la acţiunile permanente şi cvasi-permanente date de suprastructură;
- G_b este greutate banchetei cuzineţilor;
- G_E este greutatea elevaţiei pilei.

Forţa tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental produsă de acţiunea seismică orizontală se poate stabili aproximativ cu relaţia:

$$F_S = \gamma_I S_d(T_1) m \qquad (26)$$

în care:

$S_d(T_1)$ este ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1;

T_1 este perioada proprie fundamentală de vibraţie în planul ce conţine direcţia orizontală;

m este masa considerată la partea superioară a pilei;

γ_I este factorul de importanţă corespunzător clasei de importanţă în care a fost încadrat podul.

În cazul pilelor cu forme speciale şi cu o distribuţie puternic neuniformă a masei pe înălţime, pentru calculul seismic pot fi considerate mai multe mase concentrate la diferite înălţimi.

Perioada în modul fundamental se determină pe baza unor metode de calcul dinamic structural sau cu relaţia simplificată:

$$T_1 = 0{,}16\sqrt{\Delta_{st}} \qquad (27)$$

în care:

Δst este săgeata orizontală a pilei în cm la nivelul inferior al reazemelor, din încărcările gravitaţionale G_k aplicate orizontal

Distribuţia forţei F_S pe înălţimea pilei asociată nivelurilor la care sunt amplasate masele m_i se face cu relaţia:

$$F_i = F_S \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot z_i} \qquad (28)$$

în care:

F_i reprezintă forţa seismică orizontală la nivelul masei mi considerate;

z_i reprezintă poziţia pe înalţime a masei m_i în raport cu baza pilei;

n numărul de mase considerate pe înălţimea pilei.

bazată pe aproximarea formei fundamentale de vibraţie (modul I) printr-o variaţie liniară.

Pentru a lua în considerare modurile II şi III de vibraţie, normativul prevede o distribuţie a momentelor încovoietoare conform figurii .... unde MI - reprezintă momentul încovoietor la baza pilei produs de forţele F_1, F_2...F_n

$$M_I = \sum_{i=1}^{n} F_i \cdot z_i \qquad (29)$$

Grinzile continui şi cadrele cu deschideri mari trebuie verificate şi la încărcări seismice orizontale transversale podului, care produc pe lângă solicitări de încovoiere în pile şi torsiuni.

Se vor lua următoarele măsuri pentru asigurarea unei ductilităţi suficient de ridicate în regim de solicitări repetate:

1. Efortul mediu de compresiune sub încărcările gravitaţionale (N/Ab) să nu depăşească 40% din rezistenţa de calcul la compresiune a betonului;

2. Secţiunea pilei va respecta condiţia: $Q \le 2 \cdot R_t \cdot A_b$

unde:

R_t este rezistenţa de calcul a betonului la întindere;

A_b aria secţiunii de beton.

3. Armăturile verticale care ies din cuzineţi sub forma de mustăţi se vor înnădi în trei secţiuni decalate pe verticală cu minimum 50 cm în cazul îmbinărilor sudate şi minimum 35 diametre pentru îmbinări prin petrecere.

4. Procentul minim de armare a stâlpilor din beton armat va fi de minim 0.4% în raport cu secţiunea de beton armat, în funcţie de caracteristicile fizico-mecanice ale oţelului utilizat şi de importanţa şi rolul elementului în structură.

5. Micşorarea deformaţiilor transversale ale betonului puternic comprimat se face printr-o armare transversală corespunzătoare cu etrieri sau frete.

6. Armătura transversală asigură o rezistenţă a barelor longitudinale împotriva flambajului lor pe distanţa dintre etrieri.

7. Distanţa dintre etrieri se adoptă de 10 cm pe zonele de la extremităţile stâlpilor puternic solicitate, pe o lungime egală cu H/8 şi minimum 1,00 m.

8. Pe zonele de înnădire prin suprapunere a armăturilor distanţa maximă între etrieri va fi de 10 d (d este diametrul minim al armăturii longitudinale) sau maximum 30 cm.

9. Distanţa maximă dintre etrieri va fi de 15 d.

10. În cazul stâlpilor circulari de diametru mare (Ø ≥ 1,00m), în zonele cu solicitări importante în care se pot forma articulaţii plastice se recomandă armarea sâmburelui de beton cu plase orizontale care să preia eforturile unitare de întindere şi să împiedice distrugerea betonului puternic comprimat.

11. Armătura transversală a pereţilor pilelor casetate se va realiza cu etrieri şi agrafe.

12. Lungimea ciocurilor se prevede egală cu 10 d, unde d este diametrul etrierului.

Prin asigurarea măsurilor de mai sus se poate obţine un factor de ductilitate de îmbunătăţit.

Accidentele care pot apărea la poduri, în timpul seismelor puternice, datorită rezemării suprastructurilor sunt: deplasare excesivă pe reazeme a suprastructurii, însoţită uneori de căderea suprastructurii, cedarea legăturilor dintre aparatele de reazem şi structură, cedarea aparatelor de reazem.

Aceste tipuri de avarii pot fi eliminate prin folosirea de opritori metalici sau din beton prevăzuţi cu plăci de neopren care limitează deplasările suprastructurii şi prin legături rezistente ale aparatelor de reazem cu infrastructura podului.

Principalele recomandări privind alcătuirea podurilor în zone cu hazard seismic ridicat:

- structurile continuizate (grinzi continui, cadre) se comportă mai bine la solicitări seismice;
- în cazul grinzilor continui sau cadrelor cu pile înalte la care culeile au înălţime mică şi sunt fundate în teren bun se pot prevedea reazeme fixe pe culei pentru preluarea forţelor seismice;
- soluţia pentru repartizarea forţelor seismice la toate pilele unei grinzi continui o constituie folosirea sistemelor de izolare, care nu împiedică deformaţiile de lungă durată produse de temperatură, curgere lentă, contracţie;
- în cazul suprastructurilor simplu rezemate cu pile înalte se pot prevedea reazeme fixe numai pe aceste pile datorită flexibilităţii lor mai mari;
- fundaţiile directe ale pilelor şi culeilor pe stâlpi la care se pot produce tasări inegale, se alcătuiesc ca fundaţii comune.

III.5.5 SISTEME DE IZOLARE UTILIZATE LA PODURI

III.5.5.1 Generalităţi

Sistemele de izolare utilizate pentru poduri sunt alcătuite din dispozitive de izolare care au rolul de a îmbunatăţi răspunsul structurii la acţiunea seisimică. De regulă aceste dispozitive sunt amplasate între suprastructura şi infrastructura podurilor, pe partea superioară a pilelor/culeelor, în poziţiile în care se dispun în mod uzual şi aparatele de reazem obişnuite. Îmbunătăţirea comportării structurii constă în reducerea forţelor interne de echilibru (momente încovoietoare, forţe tăietoare) pe secţiunea transversală a elementelor de infrastructură, în reducerea deplasărilor la nivelul suprastructurii, respectiv la partea superioară a pilelor sau în reducerea atât a eforturilor cât şi a deplasărilor. Această comportare favorabilă a structurii ca urmare a utilizării sistemelor de izolare se obţine prin:

- *creşterea perioadei fundamentale a structurii*, care are ca urmare scoaterea acesteia din zona de amplificare a mişcării, deci a acceleraţiilor cu valori mari şi mutarea într-o zonă a spectrului de răspuns (Fig.3.15) căreia îi corespund valori mai mici ale acceleraţiilor. Ca urmare, forţele interne de echilibru pe secţiunile pilelor, respectiv culeelor se reduc datorită reducerii valorilor forţelor de inerţie induse în structură. Consecinţa mutării structurii în zona spectrului de răspuns cu perioade mai mari este creşterea deplasărilor (Fig.3.17);

- *creşterea amortizării* care conduce atât la diminuarea valorilor spectrului de acceleraţii, cât şi a celui de deplasări (Fig.3.16, Fig.3.17). Aceasta se traduce printr-o reducere atât a valorilor forţelor interne de echilibru pe pile/culee, cât şi prin reducerea deplasărilor structurale.

Cele două procedee se pot combina pentru obţinerea efectului dorit atât în ceea ce priveşte forţele interne de echilibru pe elementele de infrastructură, cât şi deplasările structurii.

Fiecare dispozitiv de izolare seismică trebuie să asigure următoarele funcţiuni:

- să poată prelua reacţiunile provenite de la suprastructură urmare a acţiunilor exterioare/interioare ce solicită structura şi în acelaşi timp să permită deplasările pe direcţiile gradelor de libertate dorite în confomitate cu cerinţele de deplasare pentru care au fost proiectate;
- să asigure disiparea unei părţi din energia indusă în structură de mişcarea seismică. Aceasta se poate realiza prin utilizarea dispozitvelor de izolare cu comportare histeretică, a celor cu comportare vâscoasă, respectiv a izolatorilor cu frecare;

- să asigure, prin modul de comportare, revenirea structurii aproape de poziţia iniţială nedeformată, pentru a asigura transmiterea reacţiunilor verticale de la suprastructură la infrastructură ca în situaţia absenţei acţiunii seismice;

- să asigure deplasarea suprastructurii în raport cu infrastructura pentru acţiunile curente din exploatare fără a atinge limita lor de deformabilitate, respectiv fără a induce în pile/culee valori semnificative ale forţelor interne de echilibru;

- să asigure, prin elementele constructive cu care sunt prevăzute, evitarea căderii suprastructurii podului de pe pile/culee în timpul evenimentului seismic.

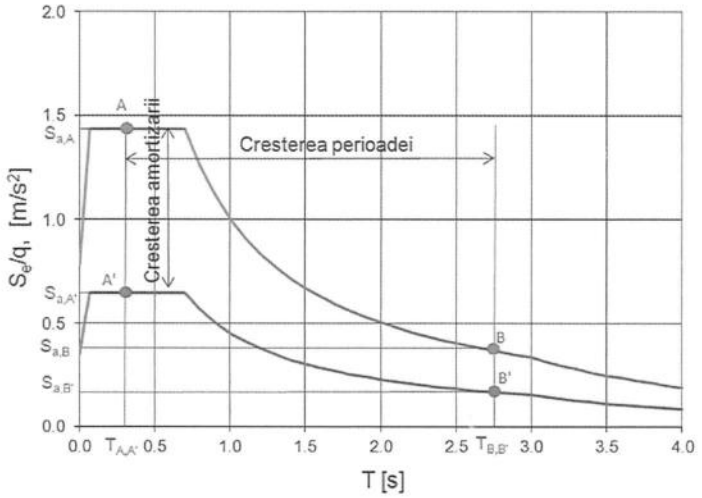


Fig.3.16 Spectrul de acceleraţii

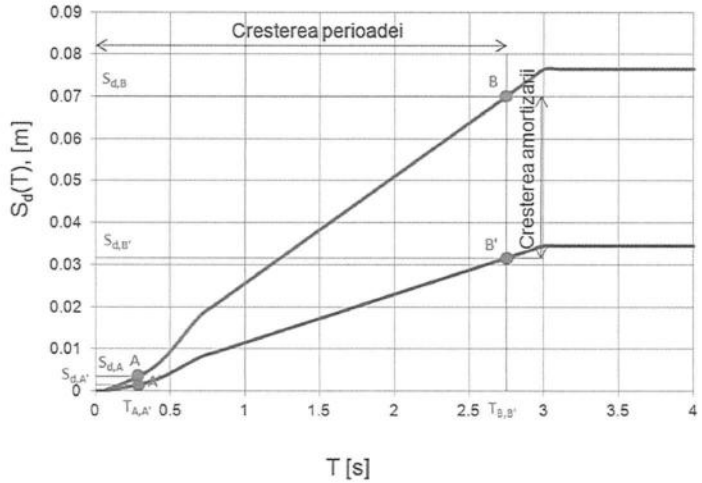


Fig.3.17 Spectrul de deplasări

Noţiunile generale referitoare la izolatorii seismici sunt definite în SR EN 1998-2:2006, paragraful 7.2.

Pentru toate tipurile de izoltaori seismici utilizate la poduri, caracteristice de prototip.

Fiabilitatea sistemului de izolare utilizat este măsurată prin capacitatea izolatorilor de a asigura cerinţele de deplasare ale suprastructurii în raport cu infrastructura, precum şi transmiterea reacţiunilor către pile/culee, pentru toate acţiunile ce apar pe durata de exploatare.

III.5.5.2 Descrierea acţiunii seismice

Definirea acţiunii seismice precum şi a metodelor de analiză şi modelare trebuie făcută în conformitate cu paragrafele 7.4 şi 7.5 din SR EN 1998:2006.

III.5.5.2.1 Stabilirea caracteristicilor de calcul ale sistemului de izolare

Pentru poduri se utilizează mai frecvent următoarele tipuri de dispozitive de izolare:

a) Dispozitive de izolare din elastomeri cu amortizare ridicată (HDRB – High Damping Rubber Bearing), fig.3.18;

b) Dispozitive de izolare din elastomeri cu miez de plumb (LRB – Lead Rubber bearing), fig.3.19;

c) Izolatori cu frecare (FPS – Friction Pendulum System), fig.3.20;

d) Izolatori cu amortizare vâscoasă (VD – Viscous Dampers), fig.3.21.

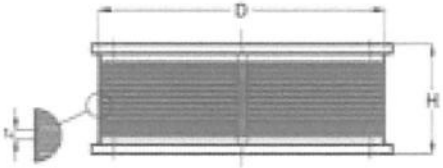


Fig.3.18 Schema unui izolator HDRB

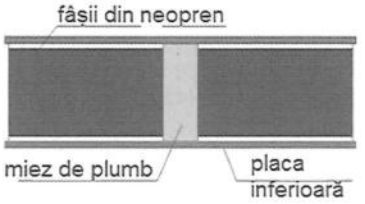


Fig.3.19 Schema unui izolator LRB

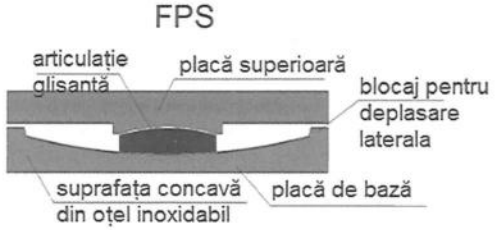


Fig.3.20 Schema unui izolator cu frecare



Fig.3.21 Schema unui izolator cu amortizare vâscoasă

Fiecare din aceste tipuri de izolatori pot fi utilizate separat, însă, în funcţie de necesităţi, pot fi combinate astfel încât să se obţină răspunsul structural dorit.
Pentru calcul şi modelare structurală sunt necesare caracteristicile de rigiditate ale dispozitivelor de izolare care vor fi prezentate pe scurt în cele ce urmează.

III.5.5.2.2 Constanta de rigiditate pe direcţie verticală

Izolatorii seismici cu elastomeri au o rigiditate mult mai mare pe direcţie verticală în raport cu cea orizontală. Rigiditatea verticală depinde de nivelul şi de viteza de încărcare, răspunsul izolatorului sub influenţa încărcărilor verticale fiind puternic neliniar. Valorile de calcul ale rigidităţii verticale atât în regim static, cât şi dinamic de solicitare pot fi precizate de către producător.

În ceea ce priveşte izolatorii cu frecare, valoarea rigidităţii verticale a acestora poate fi considerată practic infinit, întrucât transmiterea încărcării verticale se face prin contactul nemijlocit a două suprafeţe în contact.

Pentru izolatorii cu amortizare vâscoasă nu se poate vorbi de rigiditate verticală, ci de rigiditate axială, aceştia fiind de regulă utilizaţi în poziţie orizontală, făcând legătura între suprastructura şi pilele podului. Aceşti izolatori pot fi folosiţi împreună cu alte dispozitive pentru a atenua oscilaţiile pe direcţie verticală ale structurilor de poduri sub acţiunile traficului. Rigiditatea acestor izolatori depinde de caracteristicile lichidului din interiorul dispozitivului.

Pentru izolatorii din elastomeri ce pot avea secţiune circulară sau rectangulară, rigiditatea valoarea rigidităţii în direcţie verticală poate fi stabilită pe baza relaţiei:

$$K_v = \frac{E_c A}{t_e} \qquad (1)$$

în care A reprezintă aria secţiunii transversale a izolatorului, E_c este modulul de elasticitate instantaneu pentru ansamblul elastomer-plăci de oţel pentru un anumit nivel al încărcării verticale considerate, iar t_e este grosimea straturilor de elastomer. Valoarea E_c pentru un singur strat de elastomer este influenţată de factorul de formă ce reprezintă raportul dintre suprafaţa încărcată şi cea neîncărcată:

$$S = \frac{Aria\ încărcată}{Aria\ neîncărcată} \qquad (2)$$

În cazul unei suprafeţe circulare de diametru ϕ şi de rază R, factorul S se stabileşte cu relaţiile:

$$S = \frac{\phi}{4t} \text{ sau } S = \frac{R}{2t} \qquad (3)$$

t fiind grosimea unui singur strat de elastomer considerat.

Pentru un singur strat de elastomer cu secţiune pătrată de latură a şi având grosimea t factorul S devine:

$$S = \frac{a}{4t} \qquad (4)$$

Valoarea modulului de elasticitate E_c pentru un singur strat de elastomer având în plan formă circulară, respectiv pătrată se poate determina cu expresiile (5), respectiv (6).

$$E_c = 6GS^2 \qquad (5)$$

$$E_c = 6.73GS^2 \qquad (6)$$

Există situaţii în care aparatele de reazem din elastomeri cu secţiune circulară sunt proiectate cu un gol central, de exemplu în cazul aparatelor de reazem cu miez de plumb. În aceste situaţii modulul de elasticitate se stabileşte cu expresia următoare:

$$E_c = 6\lambda GS^2 \qquad (7)$$

în care λ este un factor ce ţine seama de dimensiunile suprafeţei circulare cu gol.

$$\lambda = \frac{b^2 + a^2 - \dfrac{\left(b^2 - a^2\right)}{\ln\dfrac{b}{a}}}{\left(b-a\right)^2} \qquad (8)$$

a şi b fiind razele interioară, respectiv exterioară ale suprafeţei circulare. Figura 3.22 demonstrează cum prezenţa golului în stratul de elastomer influenţează valoarea modulului de elasticitate E_c. Se poate constata că pentru valori ale raportului $a/b>0.1$, λ tinde către 2/3. Din acest motiv pentru aparatele de reazem având elastomerul cu gol central valoarea modulului de elasticitate E_c ar trebui considerată $4GS^2$ în loc de $6GS^2$.

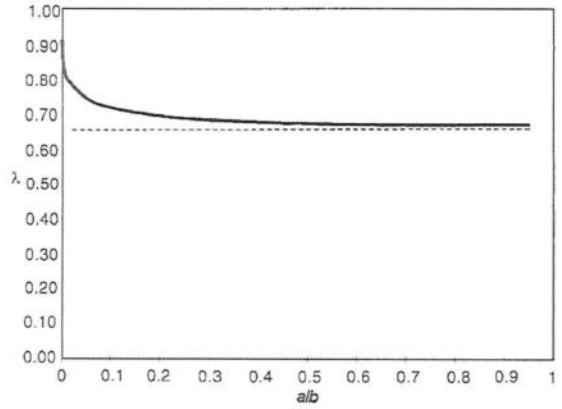


Fig.3.22 Variaţia modulului de elasticitate E_c pentru un strat de elastomer de formă circulară cu gol central

Pentru evaluarea rigidităţii pe direcţie verticală a izolatorilor din elastomeri cu miez de plumb, pe lângă valoarea lui E_c pentru straturile de elastomer este necesar să se cunoască modulul de elasticitate al miezului de plumb. Cunoscându-se dimensiunile miezului de plumb se poate stabili rigiditatea pe direcţie verticală a acestuia. Rigiditatea verticală globală a izolatorului se obţine prin sumarea directă a valorilor rigidităţilor straturilor de elastomer şi plumbului.

III.5.5.2.3 Constanta de rigiditate pe direcţie orizontală

III.5.5.2.3.1 Comportarea izolatorilor din elastomeri

Pentru evaluarea rigidităţii pe direcţie orizontală trebuie considerat faptul că relaţia forţă-deplasare a izolatorilor este neliniară şi de aceea răspunsul acestora sub acţiunea unor forţe exterioare trebuie verificat prin încercări. În practică, pentru evaluarea răspunsului izolatorilor din elastomeri, relaţia neliniară forţă-deplasare poate fi aproximată printr-o relaţie biliniară de forma celei prezentate în figura 3.23.

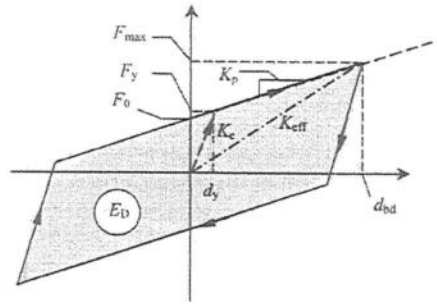


Fig.3.23 Relaţie biliniară forţă-deplasare pentru aproximarea curbei de răspuns a unui izolator cu elastomeri

Parametrii prin care se reprezintă curba de răspuns biliniară sunt:

F_y, d_y sunt forţa, respectiv deplasarea în momentul depăşirii limitei de elasticitate a materialului (la curgere);

F_{max}, d_{max} sunt forţa, respectiv deplasarea maximă a izolatorului;

F_0 este forţa ce corespunde unei deplasări nule pe curba de răspuns ciclică. Această forţă este cunoscută şi sub denumirea de rezistenţă caracteristică. Ea se poate stabili pe baza relaţiei:

$$F_0 = F_y - K_2 d_y \tag{9}$$

K_1 este rigiditatea elastică pentru o încărcare monotonă şi egală cu rigiditatea la descărcare în curba din figura 3.23.

$$K_1 = \frac{F_y}{d_y} \tag{10}$$

K_2 este rigiditatea postelastică şi se stabileşte cu relaţia (11):

$$K_2 = \frac{\left(F_{max} - F_y\right)}{\left(d_{max} - d_y\right)} \tag{11}$$

K_{eff} este rigiditatea efectivă a izolatorului;

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{d_{max}} \tag{12}$$

E_D reprezintă energia disipată în decursul unui ciclu de răspuns şi este dată de aria suprafeţei incluse în bucla de histerezis. Valoarea energiei disipate se poate stabili cu relaţia (13):

$$E_D = 4F_0\left(d_{max} - d_y\right) \tag{13}$$

Un alt parametru de interes este amortizarea efectivă ξ_{eff} ce este asociată cu rigiditatea efectivă care se determină cu relaţia:

$$\xi_{eff} = \frac{E_D}{2\pi K_{eff} d_{max}^{\ 2}} \tag{14}$$

Din acest punct de vedere al capacităţii de amortizare izolatorii din elastomeri sunt de două tipuri: cu amortizare joasă, cu comportare asemănătoare aparatelor de reazem obişnuite din neopren, respectiv cu amortizare ridicată.

Izolatorii cu amortizare joasă sunt consideraţi cei pentru care fracţiunea din amortizarea vâscoasă echivalentă este mai mică de 6% (ξ<0.06). Aceşti izolatori prezintă curbe de răspuns (histerezis) foarte strânse, energia disipată fiind mică, comportarea lor putând fi asimilată cu cea liniar elastică. Pentru aceşti izolatori rigiditatea pe direcţie orizontală (la forfecare) se stabileşte ca şi pentru aparatele de reazem obişnuite din neopren ţinând seama de valoarile modulului de elasticitate transversal G pentru încărcări lente şi rapide şi de dimensiunile izolatorului (aria suprafeţei şi grosimea straturilor de elastomer).

În cazul izolatorilor cu amortizare ridicată, curba de răspuns este formată din bucle largi, fracţiunea din amortizarea vâscoasă echivalentă variind pentru izolatorii de acest tip între 10 şi 20%.

Izolatorii cu miez de plumb sunt realizaţi din straturi de elastomer cu amortizare joasă dispuse între straturi de oţel care au suplimentar în zona centrală unul sau mai multe nuclee de plumb. Acest material permite acestor aparate de reazem să parcurgă un număr mare de curbe de histerezis până în momentul cedării. Curba de răspuns pentru acest tip de izolatori poate fi aproximată printr-o relaţie biliniară de tipul celei prezentate în figura 3.23 însă cu alţi parametrii de rigiditate şi anume:

$$K_1 = K_e + K_L \tag{15}$$

K_e şi K_L fiind rigidităţile elastomerului, respectiv ale miezului de plumb;

$$K_2 = K_e \tag{16}$$

F_y este forţa de curgere a izolatorului şi se determină pe baza relaţiei:

$$F_y = F_{y,L}\left(1 + \frac{K_e}{K_L}\right) \tag{17}$$

în care $F_{y,L}$ reprezintă forţa de curgere a miezului de plumb.

În general valoarea rigidităţii orizontale a elastomerului (K_e) este mult inferioară celei a miezului de plumb (K_L) şi din acest motiv, în practică, pentru rigiditatea K_1 se utilizează valoarea K_L, iar pentru forţa de curgere a izolatorului F_y se utilizează valoarea $F_{y,L}$.

Utilizarea izolatorilor cu miez de plumb prezintă avantajul că miezul de plumb conferă aparatului capacitatea de revenire la poziţia iniţială nedeformată, caracteristică ce nu se întâlneşte la aparatele de reazem din elastomeri fără miez de plumb.

Izolatorii din elastomeri şi cei din elastomeri cu miez de plumb trebuie să îndeplinească cerinţele de conformitate din EN 1337-3:2005, respectiv EN pr15129:200X.

III.5.5.2.3.2 Comportarea izolatorilor cu frecare

Izolatorii cu frecare sunt alcătuiţi din două piese metalice care alunecă una în raport cu cealaltă prin intermediul unei alte piese a cărei formă este realizată, astfel încât să permită potrivirea atât cu suprafaţa cu care este în contact la partea superioară, cât şi cu cea de la partea inferioară. Transmiterea forţei seismice orizontale se realizează prin frecarea suprafeţelor în contact şi este controlată de valoarea razei de curbură a suprafeţei concave a izolatorului (a se vedea figura 3.20). Atunci când valoarea forţei orizontale este inferioară celei de frecare ce poate fi transmisă de izolator, acesta se comportă ca un aparat de reazem obişnuit, structura lucrând în regim neizolat. În momentul în care forţa orizontală depăşeşte valoarea forţei de frecare, structura va lucra în regim izolat, răspunsul în regim dinamic fiind determinat de caracteristicile de rigiditate şi amortizare ale sistemului de izolare. Relaţia biliniară forţă-deplasare pe baza căreia se poate modela răspunsul izolatorilor cu o suprafaţă de frecare este prezentată în figura 3.24.

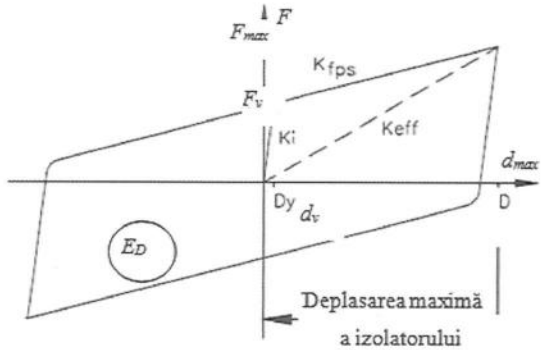


Fig.3.24 Relaţie biliniară forţă-deplasare pentru aproximarea curbei de răspuns a unui izolator cu o suprafaţă de frecare

Pentru determinarea caracteristicilor de calcul ale izolatorilor cu o suprafaţă de frecare se aleg în faza iniţială o deplasare (d_{max}) şi o perioadă (T) „ţintă" care să descrie răspunsul dinamic al structurii la acţiunea seismică. Calculele se efectuează apoi iterativ modificând caracteristicile izolatorului până la obţinerea răspunsului structural dorit.

Perioada fundamentală de vibraţie a unei structuri ce utilizează izolatori cu o suprafaţă de frecare se stabileşte cu relaţia:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}} \tag{18}$$

unde:

R este raza de curbură a suprafeţei concave de alunecare a izolatorului;

g este constanta acceleraţiei gravitaţionale.

Forţa maximă transmisă de un izolator cu frecare su suprafaţă sferică de alunecare se poate stabili pe baza relaţiei:

$$F_{\max} = \mu_d V sign(\dot{d}_{\max}) + \frac{V}{R} d_{\max} \tag{19}$$

în care:

F_{max} reprezintă forţa maximă transmisă de izolator;

μ_d este coeficientul de frecare dinamic;

V este forţa verticală maximă verticală;

d_{max} reprezintă deplasarea maximă relativă între cele două suprafeţe care alunecă;

$sign(\dot{d}_{\max})$ este semnul vectorului viteză $(\dot{d}_{\max})$.

În cazul în care suprafaţa de alunecare este perfect plană ($R \to \infty$), expresia (19) devine:

$$F_{\max} = \mu_d V sign(\dot{d}_{\max}) \tag{20}$$

Relaţia (19) se poate utiliza cu o aproximaţie suficientă atunci când raportul d_{max}/R are valori mai mici sau cel mult egale cu 0.25.

Conform figurii 3.24, celelalte caracteristici care definesc comportarea izolatorului cu o suprafaţă de frecare sunt:

K_{eff} rigiditatea efectivă a izolatorului;

$$K_{eff} = \frac{F_{\max}}{d_{\max}} \qquad (21)$$

ξ_{eff} amortizarea efectivă a izolatorului;

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi}\left[\frac{\mu_d}{\mu_d + \frac{d_{\max}}{R}}\right] \qquad (22)$$

T_{eff} perioada efectivă a izolatorului;

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{V}{K_{eff}\,g}} \qquad (23)$$

K_i rigiditatea iniţială a izolatorului;

$$K_i = \frac{\mu_d V}{d_y} \qquad (24)$$

K_{fps} rigiditatea post-elastică a izolatorului cu o suprafaţă de frecare;

$$K_{fps} = \frac{V}{R} \qquad (25)$$

E_D reprezintă energia disipată în decursul unui ciclu de răspuns şi este dată de aria suprafeţei incluse în bucla de histerezis.

$$E_D = 4\mu_d V d_{\max} \qquad (26)$$

Celelalte mărimi care intervin în relaţiile de mai sus au fost definite la izolatorii cu elastomeri.

Pentru izolatorii cu frecare ce se utilizează mai frecvent următoarele valori pentru raza de curbură a suprafeţei concave: 1, 1.55, 2.24, 3.05, 3.97, 6.20 m.

Coeficientul de frecare dinamic μd are valori în domeniul (3-12)%. Valorile depind de:

- compoziţia suprafeţelor de alunecare;
- utilizarea/neutilizarea lubrifianţilor pe aceste suprafeţe;
- presiunea exercitată pe suprafaţa de alunecare în situaţia de proiectare seismică;
- viteza de alunecare.

Valorile μ_d trebuie determinate prin încercări de laborator aşa cum se precizează în SR EN 1998-2:2006.

Într-o primă aproximaţie se poate considera că deplasarea la curgere d_y este de 2.5×10^{-3} m.

Faptul că perioada izolatorilor cu frecare este independentă de masa structurii oferă importante avantaje în privinţa controlului răspunsului structural, perioada fiind aceeaşi atât în cazul structurilor uşoare, cât şi al celor cu greutate mai mare. Perioada „ţintă" dorită poate fi obţinută prin alegerea razei de curbură a suprafeţei concave R a izolatorului. Amortizarea sistemului de izolare este controlată prin valoarea coeficientului de frecare dinamic care ţine seama de incertitudinile sau modificările masei structurale. Aceste dispozitive de izolare au capacitatea de a se adapta la modificări survenite în valoarea masei structurii şi astfel pot fi limitate deplasările excesive care ar putea fi determinate de modificări ale masei.

III.5.5.2.3.3 Comportarea izolatorilor cu amortizare vâscoasă

Izolatorii cu amortizare vâscoasă, numiţi pe scurt amortizori vâscoşi, sunt de mai multe tipuri. Cei utilizaţi mai frecvent pentru structurile de poduri sunt cei ce disipează energia indusă de acţiunea sesimică prin intremediul comprimării unui fluid de vâscozitate mare. Din punct de vedere al alcătuirii, aceşti izolatori sunt formaţi dintr-un cilindru împărţit de regulă în două compartimente conţinând un lichid cu vâscozitate mare. În interiorul cilindrului există un piston care se poate mişca în ambele sensuri. Un circuit hidraulic proiectat corespunzător permite trecerea lichidului dintr-un compartiment în celălalt, disipând energia indusă de deplasarea relativă a celor două extremităţi ale amortizorului.

Relaţia constitutivă forţă-deplasare ce descrie comportarea unui astfel de dispozitiv este:

$$F = C|v|^{\alpha}\, sign(v) \qquad (27)$$

în care:

C reprezintă o constantă a amortizorului în funcţie de diametrul său şi de aria orificiilor ce asigură trecerea fluidului dintr-un compartiment în celălalt;

v este viteza relativă între cele două extremităţi ale dispozitivului;

α constantă a disipatorului în funcţie de forma capului pistonului şi de proprietăţile lichidului din interior.

Pentru acţiuni cu viteză mică de manifestare, cum sunt de exemplu acţiunile termice, forţa transmisă de un astfel de dispozitiv podului este mică, comportarea izolatorului fiind asemănătoare cu a unui aparat de reazem obişnuit. În cazul acţiunii seismice, cu viteze mari de manifestare, forţa înmagazinată de amortizor prin comprimarea fluidului din interior creşte semnificativ în aşa fel încât forţa transmisă componentelor infrastructurii podului este de asemenea mică.

Relaţia forţă-deplasare pentru un amortizor vâscos este reprezentată în figura 3.25.

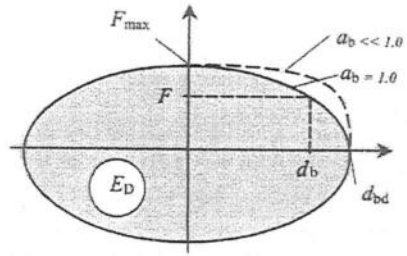


Fig.3.25 Relaţia forţă-deplasare pentru aproximarea curbei de răspuns a unui amortizor vâscos

Deplasarea amortizorului vâscos d se poate scrie în funcţie de deplasarea de calcul maximă d_{max} prin intermediul relaţiei de mai jos.

$$d = d_{\max} \sin(\omega t) \tag{28}$$

în care $\omega = \frac{2\pi}{T_{eff}}$ este frecvenţa circulară (pulsaţia) amortizorului, iar T_{eff} este perioada efectivă a acestuia.

În acelaşi mod forţa preluată de amortizorul vâscos F se poate scrie în funcţie de forţa maximă F_{max} astfel:

$$F = Cv^{\alpha} = F_{\max}(\cos(\omega t))^{\alpha} \tag{29}$$

Forţa maximă ce poate fi transmisă de izolator se stabileşte cu relaţia:

$$F_{\max} = C(d_{\max}\omega)^{\alpha} \tag{30}$$

Energia disipată prin amortizor în cadrul unui ciclu de răspuns E_D este reprezintă aria suprafeţei interioare a curbei histeretice şi se determină cu relaţia:

$$E_D = \lambda(\alpha) F_{\max} d_{\max} \tag{31}$$

în care $\lambda(\alpha) = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+0.5\alpha)}{\Gamma(2+\alpha)}$ (32)

$\Gamma(\ )$ fiind funcţia gamma definită astfel:

$$\Gamma(n) = (n-1)! \tag{33}$$

pentru orice n număr întreg pozitiv.

O reprezentare alternativă a funcţiei gamma se poate face prin relaţia (34) de mai jos:

$$\Gamma(z) = \int_0^{\infty} e^{-t} t^{z-1} dt \setminus \tag{34}$$

cu z număr complex pozitiv ($Re(z)>0$).

În figura 3.26 este reprezentată alura curbelor forţă-viteză (sus), respectiv forţă-deplasare (jos) pentru amortizori vâscoşi, considerând diferite valori ale parametrului α. Se poate observa uşor că odată cu creşterea valorii lui α, scade valoarea amortizării introdusă de amortizorul vâscos.

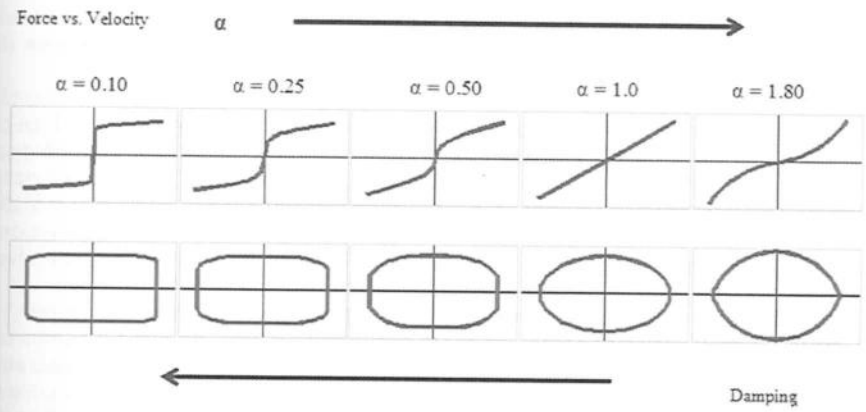


Fig.3.26 Relaţia forţă-viteză şi forţă-deplasare pentru diferite valori ale lui α în cazul unui amortizor vâscos

III.5.5.2.3.4 Variabilitatea caracteristicilor izolatorilor

Proprietăţile izolatorilor utilizaţi în calcul pot fi doar estimate teoretic, în general după o primă evaluare a acestora realizându-se încercările pe specimen. Chiar în norma europeană este specificat agrementul tehnic SR EN 15129:2010. Încercările pe modele sunt absolut necesare întrucât nu există relaţii de calcul teoretice care să furnizeze un grad de încredere acceptabil legat de influenţa unor factori cum sunt: temperatura, gradul de îmbătrânire al elastomerului, abaterile de formă asupra comportării izolatorilor.

III.5.5.2.3.5 Metode de analiză utilizate în cazul structurilor cu izolatori

Metodele de analiză utilizate sunt cunoscute şi în normativ este prezentată metoda simplificată de calcul. Pentru sistemele cu izolare principiul este acelaşi, singura diferenţă constând în faptul că reazemul nefiind fix, numai o parte din forţa seismică este transferată elementelor de infrastructură. În calcul, acest fenomen se regăseşte în considerarea atât a rigidităţii izolatorului, cât şi a pilei, însă relaţiile de calcul pe baza cărora se stabilesc valorile forţelor interne sunt aceleaşi ca şi în cazul sistemelor neizolate.

III.5.5.2.3.6 Verificări efectuate pentru sistemul de izolare

Verificările efectuate depind nemijlocit de tipul de izolator utilizat. Nu pot fi precizate verificări generale pentru toate tipurile de izolatori. De altfel, aceste verificări sunt în parte prezentate în SR EN 1337-3:2005.

III.5.5.2.3.7 Cerinţe speciale pentru sistemele de izolare antiseismică

Limitarea eforturilor în aparatele de reazem şi a deplasărilor produse utilizând un anumit tip de sistem de izolare depind de tipul de izolator utilizat. Producătorul certifică prin încercarea pe model proprietăţile izolatorului şi acestea trebuie să corespundă valorilor teoretice extrase din spectrul de răspuns de deplasări.

III.5.5.2.3.8 Completări legate de influenţa flexibilităţii reazemelor asupra forţelor laterale induse de acţiunea seismică şi de dimensionarea dispozitivelor antiseismice

Transmiterea efectelor acţiunilor orizontale şi verticale, care se manifestă la nivelul suprastructurii podurilor, la elementele de infrastructură (pile şi culee) se face prin intermediul aparatelor de reazem/izolatori, la care, în situaţii speciale, se adaugă dispozitive suplimentare (amortizori hidraulici sau vâscoşi, conectori rigizi). Aceste dispozitive sunt în general utilizate pentru preluarea forţelor orizontale/verticale induse în structură de acţiunea seismică, atunci când capacitatea de rezistenţă şi deplasare a aparatelor de reazem utilizate poate fi depăşită în cazul producerii unor acţiuni seismice peste nivelul de hazard considerat.

Valorile caracteristicilor de rigiditate şi amortizare ale unui aparat de reazem/izolator împreună cu capacitatea sa de deplasare sunt parametrii ce conduc la alegerea unui anumit tip de dispozitiv. Valorile teoretice ale rigidităţii, amortizării şi deplasării aparatelor de reazem/izolatorilor se pot stabili prin calcule preliminarii simplificate, pornind de la valoarea perioadei proprii de vibraţie a podului în modul fundamental. În relaţiile de calcul trebuie considerată atât rigiditatea aparatelor de reazem utilizate, cât şi a elementelor de infrastructură (pile şi culee). Considerând că întreaga masă echivalentă ce revine unei pile este concentrată la extremitatea ei superioară (Fig.3.27), se pot scrie următoarele relaţii care descriu caracteristicile de rigiditate şi amortizare ale aparatului de reazem:

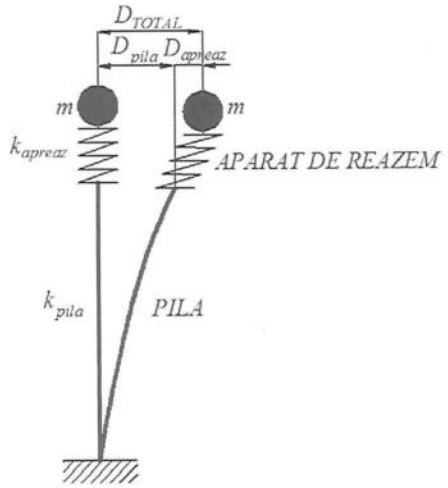


Fig.3.27 Schema simplificată de calcul pentru determinarea caracteristicilor aparatelor de reazem/izolatorilor

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k_{eff}}} \qquad (35)$$

$$k_{isol} = \frac{1}{nkk_{piereff}} \cdot \frac{kk_{piereff}}{} \qquad (36)$$

$$\omega_{isol} = \frac{1}{n}\sqrt{\frac{m}{k_{isol}}} \qquad (37)$$

$$c_{isol} = \frac{2\cdot\omega_{isol}\cdot\xi\cdot m}{n} \qquad (38)$$

În mod uzual, se porneşte de la o valoare a perioadei efective T_{eff} în intervalul 2..3 s ceea ce îndepărtează răspunsul structurii de zona de amplificare maximă (porţiunea orizontală) a spectrului de răspuns. Cunoscând valoarea masei aferente unei pile şi rigiditatea cuplată a pilei la încovoiere şi forfecare, utilizând relaţia (36) se poate determina rigiditatea reazemului/izolatorului. Pe baza acestei rigidităţi se poate determina frecvenţa circulară a reazemului/izolatorului şi pentru o valoarea dată a fracţiunii din amortizarea critică ξ se poate calcula şi constanta de amortizare c.

Eficienţa unui reazem/izolator depinde nemijlocit atât de valoarea rigidităţii sale, cât şi de cea a constantei de amortizare. O alegere corespunzătoare a dispozitivelor de rezemare/izolare poate conduce la diminuarea valorii acceleraţiei orizontale indusă în structură de către acţiunea seismică, prin plasarea comportării structurii într-o regiune a spectrului de răspuns favorabilă (acceleraţii mici, în zona de dezamplificare - zona descendentă a spectrului de răspuns).

Valoarea forţelor seismice induse în structură este influenţată de caracteristicile sistemului de rezemare/izolare, însă poate fi controlată prin utilizarea tipului corespunzător de aparat de reazem/izolator. Pentru o proiectare judicioasă, aceste aspecte trebuie analizate în faza de predimensionare, apreciindu-se valorile de rigiditate şi amortizare ale reazemelor/izolatorilor. Aceste valori trebuie apoi confirmate prin încercări pe modele.

În cazul podurilor amplasate în zone de hazard seismic ridicat, pe lângă alegerea corespunzătoare a unor reazeme/izolatori structura trebuie prevăzută suplimentar cu opritori antiseismici.

Dimensionarea opritorilor se face în funcţie de nivelul forţelor seismice induse în structură de acţiunea seismică cu valori mai mari decât cea de calcul.

Acest nivel al forţelor seismice nu se poate stabili cu exactitate şi de aceea în practica curentă de proiectare dimensionarea opritorilor seismici se face la valoarea maximă a forţei orizontale produsă de acţiunea seismică considerând că suprastructura podului este legată rigid de elementele de infrastructură.

În realitate însă, dimensionarea dispozitivelor antiseismice trebuie să ţină seama de capacitatea de deformare şi de amortizare a reazemelor/izolatorilor. O parte din energia indusă în structură de acţiunea seismică se consumă în procesele de deformare al elementelor structurale, dar şi al rezemelor/izolatorilor, prin urmare numai energia neconsumată ar trebui considerată la dimensionarea opritorilor antisesmici. Energia consumată în procesul de deformare al structurii este imposibil de stabilit exact şi de aceea considerarea valorii maxime a forţei orizontale indusă de acţiunea seismică pentru dimensionarea opritorilor antiseismici este de partea siguranţei.

CAPITOLUL IV PODURI ŞI PODEŢE DALATE

IV.1 TIPURI DE PODURI DALATE. DOMENII DE UTILIZARE

În general podeţele şi podurile dalate se realizează ca structuri simplu rezemate (fig. 4.1.). Înălţimea de construcţie este cuprinsă între (1/12-1/16) L pentru podeţe şi poduri cu deschiderea până la 10,00m realizate din beton armat monolit. Pentru deschideri mai mari, cu suprastructură precomprimată, se poate reduce înălţimea de construcţie până la (1/25-1/30) L.

În cazul podurilor sau pasajelor la care se impune o înălţime de construcţie redusă şi terenul de fundare este bun, se pot executa dale continui cu înălţimea în câmp, până la 1/30 L.

Materialele de construcţie sunt betonul armat monolit folosit îndeosebi la deschideri mici şi betonul precomprimat.

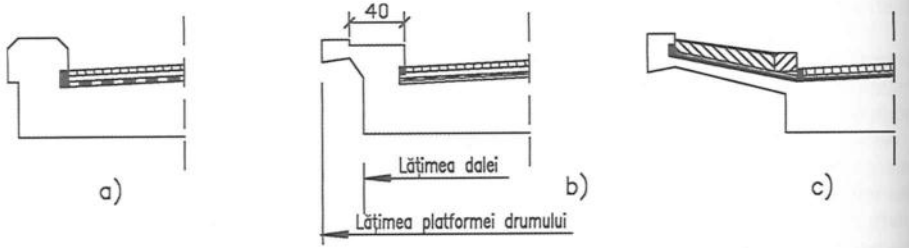
În secţiunea transversală se folosesc dale monolite (fig. 4.3 a) sau prefabricate (fig. 4.3.b) cu secţiune plină sau cu goluri.

În tabelul IV.1 sunt aratate caracteristicile dalelor prefabricate.

CARACTERISTICILE DALELOR PREFABRICATE **Tabelul IV.1**

Lumina podeţului l_o (m)	Lungime suprastructură l (m)	Înălţimea dalei h (m)
3,00	3,90	40
4,00	4,90	40
5,00	5,90	40

Marginea liberă a dalei poate fi prevăzută cu bordură, trotuar de siguranţă sau trotuar pentru pietoni (fig. 4.1).



a) cu bordură b) cu trotuar de siguranţă c) cu trotuar pentru pietoni

Fig 4.1. Tratarea extremităţii libere a dalei

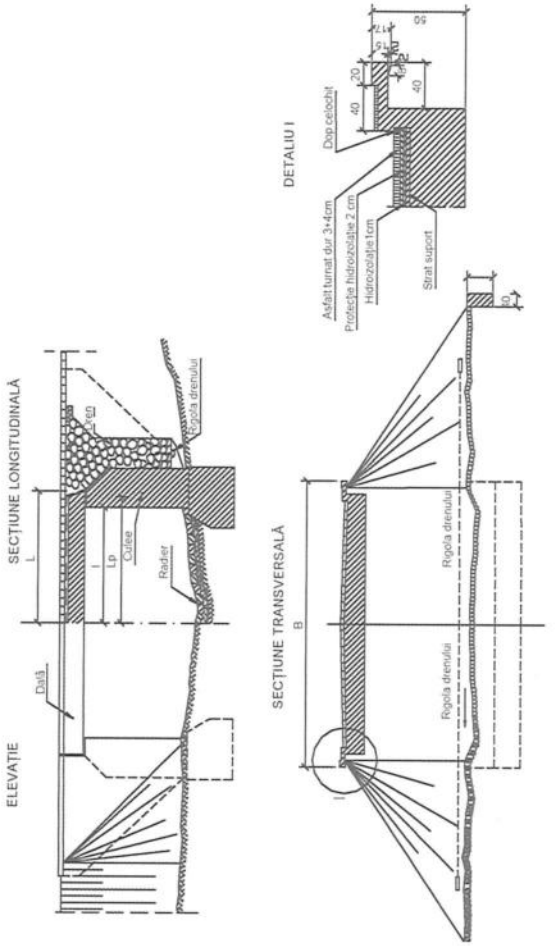


Fig.4.2. Pod dalat monolit L≤10.0 m

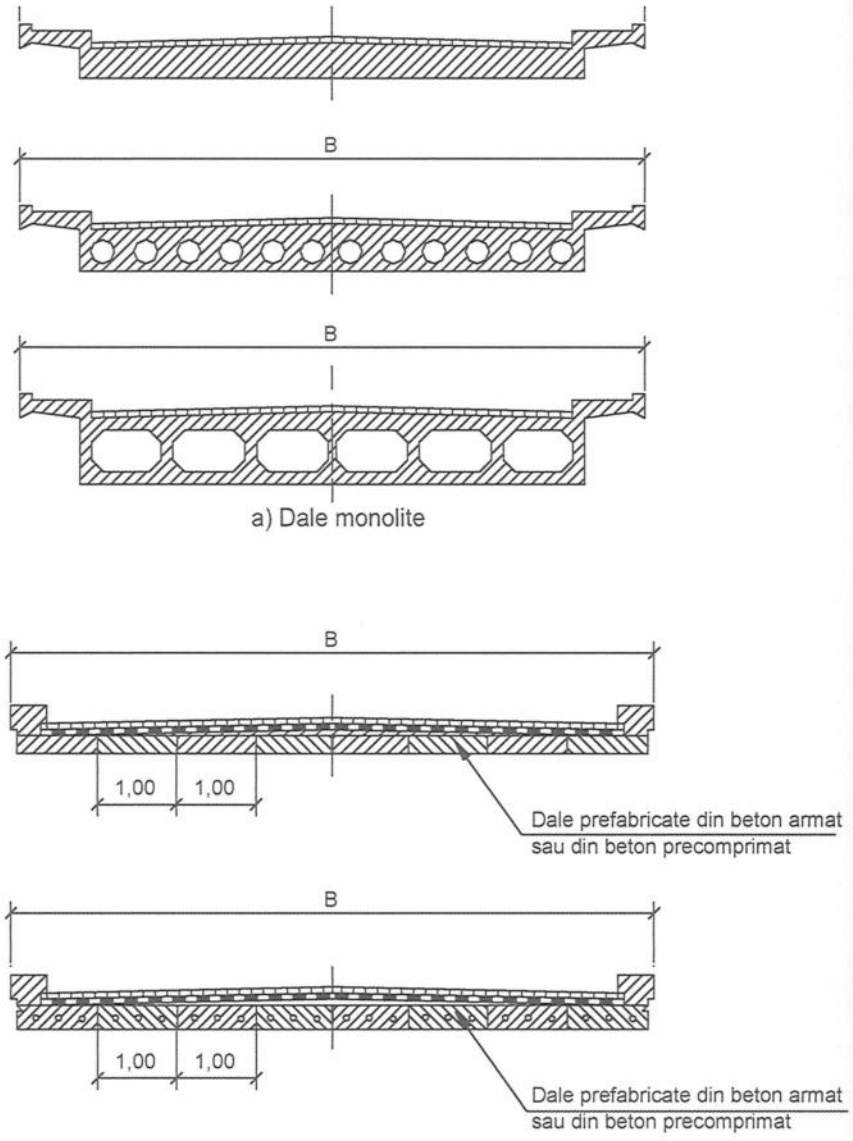


Fig. 4.3. Secţiuni transversale dale

IV.2 CALCULUL PODURILOR DALATE

IV.2.1. Metoda aproximativă

Un calcul exact al podurilor dalate este laborios, motiv pentru care se admite şi un calcul aproximativ pe fâşii.

Încărcările utile care solicită placa sunt: încărcări concentrate provenite din roţile vehiculelor şi încărcări distribuite pe o anumită lungime provenite din vehicule speciale.

Aceste încărcări se repartizează prin straturile căii sub un unghi de 45° până la suprafaţa mediană a dalei acţionând astfel pe o suprafaţă dreptunghiulară (fig. 4.4) cu dimensiunile:

- în sens longitudinal podului : $a = a_1 + 2s$
- în sens transversal podului : $b = b_1 + 2s$

unde:

a_1 şi b_1 sunt dimensiunile suprafeţei de contact dintre roată şi cale, iar s, grosimea straturilor căii împreună cu jumătate din grosimea dalei.

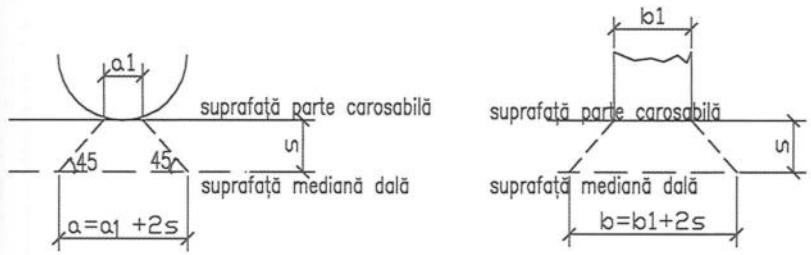


Fig. 4.4.

Lăţimea de calcul a dalei care participă la preluarea încărcărilor este în funcţie de lăţimea de repartizare a încărcării (b), deschiderea dalei (L) şi poziţia încărcării pe deschidere.

Această lăţime nu poate depăşi lăţimea ce rezultă din condiţia de nesuprapunere a efectelor a două roţi alăturate în cazul încărcărilor verticale TS ale convoiului de calcul LM1 (fig. 4.5 a şi b) sau din adăugarea de fiecare parte a convoiului LM2 a unei lăţimi de 1,00 m (fig. 4.6 a şi b) şi anume:

- pentru calculul pe fâşii, dala se împarte în trei zone;
- o fâşie centrală egală cu 1/2 din lăţimea dalei şi două fâşii marginale egale respectiv cu 1/4 din lăţimea dalei (fig. 4.7).

Fâşia centrală se armează pentru momentele aferente ei, sarcini mobile şi sarcini mobile determinate în ipoteza repartizării sarcinilor pe fâşia „b_c" conform fig. 4.5a şi 4.6a dar pe o zonă de minimum 2/3 L (L deschiderea de calcul a dalei).

Fâşia marginală se armează pentru momente date de sarcinile mobile pe fâşia „b_m" aşezate conform fig. 4.5b, 4.6b, sarcini permanente şi sarcini mobile de pe trotuar, dar pe o zonă de minimum L/3.

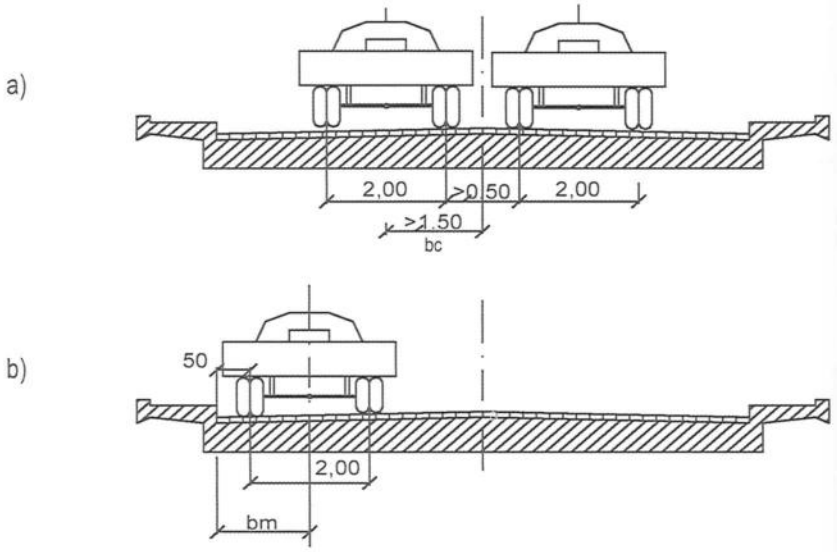


Fig 4.5. Lăţimea maximă de calcul pentru TS (LM1)
a) fâşia centrală b) fâşia marginală

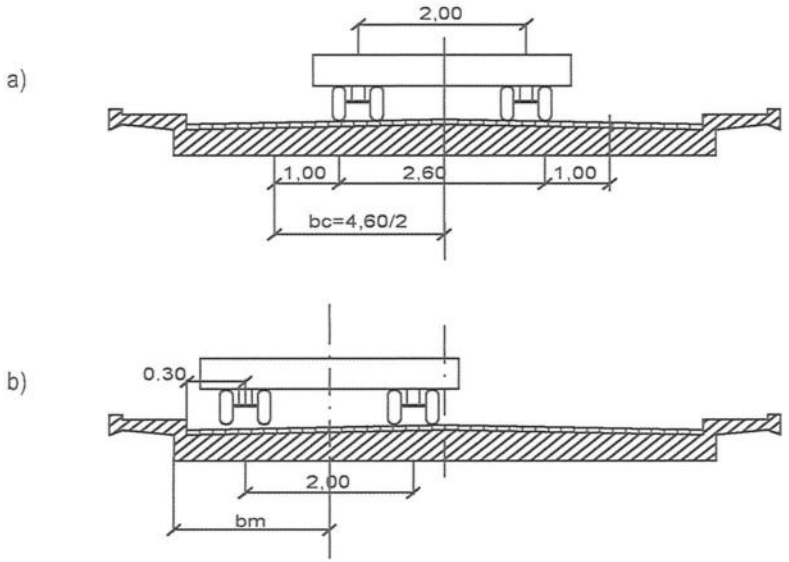


Fig 4.6. Lăţimea maximă de calcul pentru TS (LM2)
a) fâşia centrală b) fâşia marginală

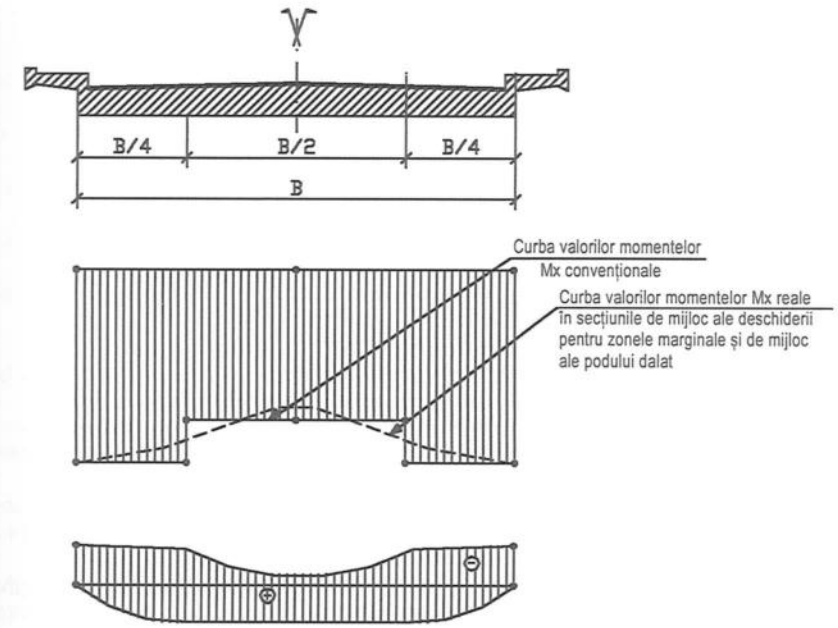


Fig 4.7. Variaţia momentelor în secţiunea de la jumătatea deschiderii
a)împărţirea pe fâşii; b)curba momentelor M_x în secţiunile de mijloc ale deschiderii; c)variaţia momentelor M_y în secţiunile de mijloc ale deschiderii.

Prin această metodă, nu se calculează momentele transversale M_y a căror alură este cea din fig. 4.7 (cu excepţia momentului maxim negativ dat de consola a cărui valoare se poate determina precis).

Dacă nu se face un calcul exact al momentului M_y şi al armăturii de repartiţie, se prevede în dală o armătura transversală de repartiţie de minimum 15% din armatură principală de rezistentă.

În cazul dalelor oblice se va ţine seama de raportul lăţimii dalei faţă de deschidere, precum şi faţă de oblicitate.

Lăţimea dalei b se ia egală cu distanţă între marginile libere, iar deschiderea *l* se consideră egală cu distanţa dintre reazeme pe direcţia marginilor libere (fig. 4.8).

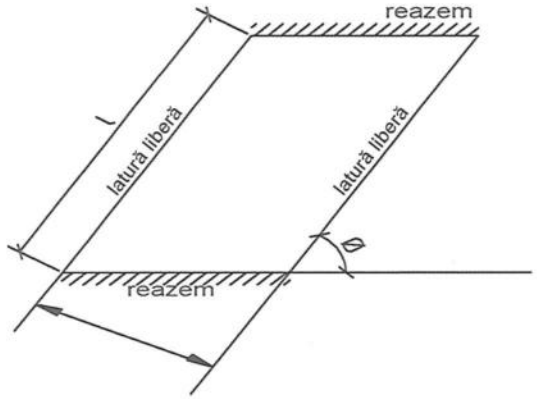


Fig. 4.8.

Dalele cu 0,50 < b/l < 0,75 şi 50° < Ø < 90° se pot calcula ca dale normale, luându-se cu deschiderea teoretică de calcul.

Armătura transversală de repartiţie calculată ca la o placă normală se sporeşte cu 15% din armătura principală de rezistenţă. Această armătură suplimentară de repartiţie se va ridica la marginile dalei, orientându-se normal pe marginile libere.

Dalele cu 0,75<b/1<1,5 şi 50°<Ø<75° se pot calcula ca dale dreptunghiulare, deschiderea luându-se egală cu media dintre distanţa perpendiculară pe linia reazemelor şi cea măsurată pe direcţia marginii libere.

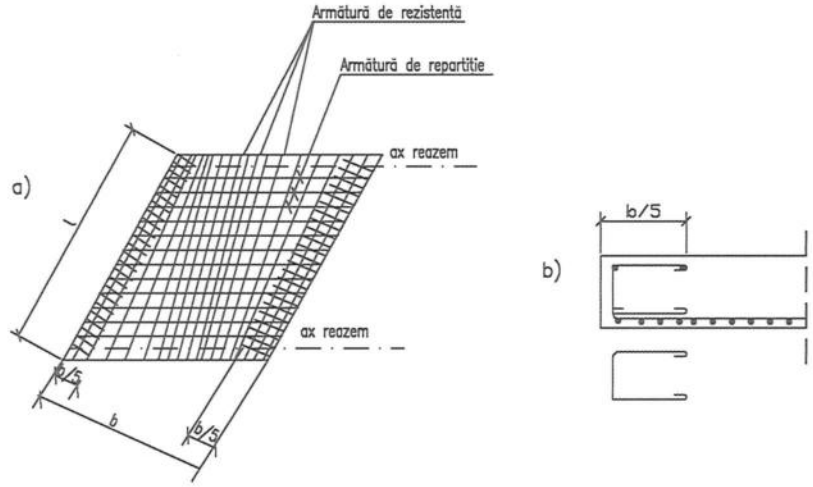


Fig. 4.9

Armătura principală se va aşeza pe o direcţie intermediară între aceste două direcţii.

În apropierea marginilor libere, armătura se va aşeza în evantai (fig. 4.9 a).

Armătura transversală suplimentară va fi de 18% din armătura principală.

Pentru asigurarea marginilor, se aşează bare suplimentare, normale pe margini (fig. 4.9 b).

Dalele cu 0,75 < b/l < 1,5 şi 75° < Ø < 90° se pot calcula considerând deschiderea măsurată perpendicular pe linia reazemelor.

Armătura se aşează la mijlocul dalei pe această direcţie, orientându-se în apropierea reazemelor paralel cu marginile libere.

Armătura transversală se determină ca la aliniatul precedent. Dalele cu b/l >1,5 şi 50°< Ø < 90° se pot arma după direcţia normală la liniile reazemelor.

Armătura transversală se poate determina ca la plăcile normale, ridicându-se în apropierea marginilor.

IV.2.2. Metoda exactă (se recomandă efectuarea calculului cu programe de calcul)

Pentru calculul exact al solicitărilor ce apar în diferite secţiuni ale dalei se foloseşte pentru plăcile plane de grosime constantă realizate din materiale elastice, omogene şi izotrope ecuaţia de bază:

$$\Delta\Delta W = \frac{p}{D} \quad \text{sau}$$

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D}$$

unde:

p = încărcarea exterioară;

w = săgeata dalei;

D = rigiditatea la încovoiere a plăcii;

$$D = L \cdot [h_p^2 / 12(1 - p^2)]$$

care se rezolvă prin metode exacte sau aproximative.

Pentru simplificarea calculelor se folosesc suprafeţe de influenţă pentru care există întocmite tabele şi abace în care sunt date valorile momentelor încovoietoare care apar în mijlocul deschiderii dalei pe cele două direcţii M_x şi M_y pentru o fâşie marginală şi una centrală de 1,00 m lăţime atunci când o încărcare de 1tf ocupă diferite poziţii pe suprafaţa dalei.

Dala simplu rezemată pe 2 laturi opuse este împărţită de un caroiaj conform fig. 4.10 notaţiile acestui caroiaj corespunzând tabelelor IV.2 - IV.9.

Elementele care intervin în tabele sunt:

- raportul laturilor L / B;
- raportul c / L sau c / B unde 2 c reprezintă lungimea de repartiţie a încărcării în lungul podului;
- ν coeficientul lui Poisson.

$L/B = 2$ **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,711	0,569	0,489	0,434	0,393	0,363	0,335	0,311
b	0,442	0,444	0,431	0,405	0,375	0,349	0,325	0,305	0,284
c	0,263	0,266	0,267	0,265	0,257	0,247	0,235	0,224	0,212
d	0,127	0,128	0,130	0,130	0,129	0,126	0,123	0,116	0,112

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,27	1,22	1,12	1,05	0,97	0,91

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,434	0,448	0,474	0,525	0,579	—
b	0,376	0,380	0,379	0,371	0,365	0,363
c	0,257	0,255	0,250	0,245	0,244	0,243
d	0,129	0,127	0,125	0,123	0,122	0,122

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,69	0,67	0,64	0,61	0,58	0,56

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,102	-0,063	-0,021	+0,039	+0,096	—	-0,076	-0,033	+0,015	+0,085	—
b	-0,080	-0,043	-0,001	+0,045	+0,064	+0,071	-0,059	-0,020	+0,023	+0,068	+0,094
c	-0,044	-0,020	+0,004	+0,022	+0,028	+0,029	-0,032	-0,008	+0,016	+0,034	+0,041
d	-0,019	-0,008	+0,002	+0,009	+0,011	+0,012	-0,014	-0,003	+0,007	+0,014	+0,016

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,37	0,35	0,32	0,29	0,26	0,24	0,45	0,42	0,38	0,35	0,32	0,29

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9
M_x / pL^2	$\nu = 0$	0,125	0,125	0,125
M_y / pL^2	$\nu = 0$	0	0	0
	$\nu = 1/6$	0	0,0073	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
$M_x / p_r L$	$\nu = 0$	+0,316	+0,247	+0,193	M_x / m_r	$\nu = 0$	+8,297	-0,025	-0,197
$M_y / p_r L$	$\nu = 0$	0	-0,049	0	M_y / m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,365	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,036	0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,388	0

$L/B = 1.75$ **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.3

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,549	0,507	0,426	0,371	0,330	0,300	0,273	0,249
b	0,409	0,410	0,391	0,358	0,326	0,296	0,271	0,250	0,230
c	0,242	0,242	0,243	0,237	0,225	0,213	0,199	0,187	0,174
d	0,114	0,115	0,116	0,116	0,113	0,109	0,104	0,098	0,093

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,21	1,15	1,06	1,00	0,91	0,84

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,371	0,385	0,412	0,463	0,517	—
b	0,326	0,331	0,333	0,327	0,320	0,317
c	0,226	0,225	0,220	0,214	0,212	0,211
d	0,113	0,112	0,109	0,107	0,106	0,105

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,63	0,61	0,58	0,55	0,52	0,50

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,100	-0,062	-0,022	+0,038	+0,095	-	-0,075	-0,033	+0,014	+0,083	-
b	-0,082	-0,045	-0,003	+0,045	+0,069	+0,079	-0,060	-0,022	+0,022	+0,071	+0,103
c	-0,051	-0,024	+0,004	+0,026	+0,032	+0,034	-0,036	-0,010	+0,016	+0,038	+0,047
d	-0,023	-0,010	+0,002	+0,011	+0,013	+0,014	-0,016	-0,004	+0,009	+0,016	+0,019

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,37	0,85	0,32	0,29	0,26	0,24	0,44	0,42	0,38	0,35	0,31	0,29

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9
M_x / pL^2	$\nu = 0$	0,125	0,125	0,125
M_y / PL^2	$\nu = 0$	0	0	0
	$\nu = 1/6$	0	0,0089	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
$M_x / p_r L$	$\nu = 0$	+0,296	+0,214	+0,157	M_x / m_r	$\nu = 0$	+0,296	-0,035	-0,175
$M_y / p_r L$	$\nu = 0$	0		0	M_y / m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,324	0
	$\nu = 1/6$	0		0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,347	0

L / B = 1.50 **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.4

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,587	0,444	0,367	0,308	0,267	0,237	0,211	0,189
b	0,384	0,380	0,350	0,311	0,273	0,241	0,216	0,193	0,175
c	0,223	0,222	0,220	0,208	0,182	0,177	0,161	0,147	0,134
d	0,103	0,105	0,105	0,104	0,098	0,091	0,085	0,079	0,073

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,14	1,09	1,00	0,93	0,85	0,78

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,308	0,323	0,349	0,400	0,454	—
b	0,193	0,281	0,286	0,284	0,277	0,272
c	0,193	0,193	0,190	0,182	0,180	0,179
d	0,098	0,097	0,095	0,091	0,090	0,090

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,57	0,55	0,51	0,49	0,46	0,43

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,095	-0,060	-0,022	+0,036	+0,093	—	-0,071	-0,032	+0,013	+0,080	—
b	-0,082	-0,047	-0,006	+0,046	+0,076	+0,087	-0,060	-0,023	+0,019	+0,072	+0,113
c	-0,035	-0,027	+0,003	+0,028	+0,037	+0,039	-0,039	-0,012	+0,016	+0,044	+0,054
d	-0,026	-0,012	+0,002	+0,012	+0,015	+0,017	-0,019	-0,005	+0,010	+0,018	+0,023

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,37	0,34	0,31	0,29	0,26	0,23	0,44	0,42	0,37	0,35	0,31	0,28

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9
M_x/pL^2	$\nu = 0$	0,125	0,125	0,125
M_y/pL^2	$\nu = 0$	0	0	0
	$\nu = 1/6$	0	0,0108	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
M_x/p_rL	$\nu = 0$	+0,277	+0,181	+0,119	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,305	-0,044	0,149
M_y/p_rL	$\nu = 0$	0	-0,051	0	M_y/m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,267	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,035	0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,297	0

L / B = 1.25 **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.5

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,524	0,381	0,299	0,244	0,203	0,174	0,150	0,130
b	0,364	0,354	0,310	0,261	0,219	0,184	0,159	0,138	0,121
c	0,206	0,203	0,198	0,179	0,157	0,138	0,121	0,106	0,093
d	0,094	0,096	0,094	0,090	0,081	0,071	0,064	0,055	0,051

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,08	1,02	0,93	0,87	0,78	0,72

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,245	0,260	0,287	0,339	0,392	—
b	0,219	0,229	0,239	0,242	0,235	0,230
c	0,158	0,161	0,160	0,152	0,148	0,147
d	0,081	0,081	0,079	0,075	0,074	0,073

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,51	0,48	0,45	0,43	0,40	0,37

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,087	-0,058	-0,023	+0,033	+0,088	—	-0,067	-0,032	+0,010	+0,075	—
b	-0,078	-0,047	-0,010	+0,045	+0,081	+0,097	-0,059	-0,025	+0,015	+0,072	+0,123
c	-0,054	-0,029	0	+0,030	+0,042	+0,046	-0,041	-0,014	+0,014	+0,048	+0,062
d	-0,027	-0,013	+0,001	+0,014	+0,018	+0,020	-0,021	-0,005	+0,010	+0,022	+0,027

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,36	0,34	0,31	0,29	0,25	0,23	0,43	0,41	0,37	0,34	0,30	0,28

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
M_x/p_rL	$\nu = 0$	+0,263	+0,147	+0,083	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,317	-0,054	-0,117
M_y/p_rL	$\nu = 0$	0	-0,050	0	M_y/m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,198	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,038	0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,229	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
M_x/p_rL	$\nu = 0$	+0,263	+0,147	+0,083	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,317	-0,054	-0,117
M_y/p_rL	$\nu = 0$	0	-0,050	0	M_y/m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,198	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,038	0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,229	0

L / B = 1.00 **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.6

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,461	0,316	0,234	0,179	0,140	0,112	0,092	0,075
b	0,350	0,331	0,268	0,209	0,163	0,129	0,103	0,085	0,070
c	0,193	0,192	0,175	0,149	0,120	0,097	0,079	0,065	0,054
d	0,089	0,090	0,085	0,075	0,063	0,051	0,043	0,035	0,029

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,02	0,95	0,87	0,81	0,72	0,66

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,179	0,197	0,224	0,227	0,331	—
b	0,153	0,176	0,192	0,203	0,198	0,190
c	0,120	0,127	0,130	0,124	0,119	0,117
d	0,063	0,065	0,064	0,060	0,058	0,057

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,45	0,42	0,39	0,37	0,33	0,31

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,076	-0,054	-0,024	+0,028	+0,082	—	-0,059	-0,030	+0,006	+0,068	—
b	-0,068	-0,046	-0,015	+0,041	+0,052	+0,107	-0,053	-0,025	+0,010	+0,069	+0,133
c	-0,049	-0,030	-0,005	+0,031	+0,047	+0,094	-0,038	-0,016	+0,012	+0,048	+0,069
d	-0,026	-0,015	-0,001	+0,015	+0,021	+0,023	-0,020	-0,007	+0,007	+0,023	+0,031

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,36	0,33	0,30	0,28	0,24	0,22	0,42	0,40	0,36	0,33	0,29	0,27

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9
M_x/pL^2	$\nu = 0$	0,125	0,125	0,125
M_y/pL^2	$\nu = 0$	0	0	0
	$\nu = 1/6$	0	0,0158	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
$M_x / p_r L$	$\nu = 0$	+0,253	+0,110	+0,048	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,325	-0,062	-0,073
$M_y / p_r L$	$\nu = 0$	0	-0,046	0	M_y/m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,122	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,036	0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,151	0

L / B = 0,80 **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.7

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,406	0,261	0,178	0,126	0,091	0,067	0,051	0,038
b	0,343	0,310	0,228	0,162	0,116	0,087	0,062	0,047	0,034
c	0,188	0,187	0,153	0,120	0,099	0,065	0,049	0,037	0,028
d	0,087	0,087	0,077	0,062	0,047	0,035	0,026	0,019	0,014

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,01	0,94	0,87	0,80	0,71	0,65

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,127	0,146	0,174	0,229	0,288	—
b	0,118	0,131	0,153	0,175	0,171	0,163
c	0,086	0,097	0,106	0,105	0,100	0,096
d	0,046	0,051	0,052	0,061	0,048	0,046

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,42	0,39	0,36	0,34	0,30	0,28

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,062	-0,047	-0,026	+0,023	+0,074	—	-0,049	-0,027	+0,001	+0,058	—
b	-0,056	-0,041	-0,019	+0,033	+0,079	+0,115	-0,045	-0,024	+0,005	+0,068	+0,142
c	-0,041	-0,030	-0,009	+0,029	+0,050	+0,061	-0,032	-0,017	+0,007	+0,044	+0,075
d	-0,024	-0,015	-0,003	+0,015	+0,024	+0,027	-0,017	-0,008	+0,004	+0,022	0,034

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,06
a5	0,37	0,34	0,31	0,28	0,25	0,23	0,43	0,40	0,37	0,34	0,30	0,28

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9
M_x/pL^2	$\nu = 0$	0,125	0,125	0,125
M_y/pL^2	$\nu = 0$	0	0	0
	$\nu = 1/6$	0	0,0180	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
$M_x / p_r L$	$\nu = 0$	0,249	+0,0079	+0,025	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,331	-0,062	-0,045
$M_y / p_r L$	$\nu = 0$	0	-0,038	0	M_y/m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,061	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,030	0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,084	0

L / B = 0,60 **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.8

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,342	0,199	0,119	0,073	0,046	0,028	0,019	0,013
b	0,344	0,279	0,178	0,109	0,068	0,045	0,026	0,017	0,011
c	0,187	0,177	0,127	0,084	0,053	0,033	0,021	0,014	0,010
d	0,087	0,084	0,066	0,045	0,029	0,019	0,013	0,008	0,005

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,01	0,94	0,86	0,80	0,71	0,65

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,074	0,094	0,124	0,182	0,236	—
b	0,067	0,084	0,111	0,147	0,163	0,142
c	0,050	0,064	0,080	0,089	0,085	0,080
d	0,028	0,035	0,041	0,045	0,040	0,039

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/b	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	0,39	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,042	-0,037	-0,027	+0,012	+0,060	—	-0,033	-0,023	-0,006	+0,047	—
b	-0,032	-0,033	-0,023	+0,019	+0,070	+0,122	-0,031	-0,021	-0,004	+0,045	+0,148
c	-0,028	-0,026	-0,014	+0,021	+0,050	+0,066	-0,022	-0,015	-0,001	+0,035	+0,079
d	-0,016	-0,013	-0,016	+0,013	+0,025	+0,030	-0,012	-0,008	-0,001	+0,019	+0,037

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,37	0,35	0,32	0,29	0,26	0,24	0,44	0,41	0,37	0,35	0,31	0,28

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9
M_x/pL^2	$\nu = 0$	0,125	0,125	0,125
M_y/pL^2	$\nu = 0$	0	0	0
	$\nu = 1/6$	0	0,0198	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
M_x/p_rL	$\nu = 0$	+0,218	+0,047	+0,008	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,332	-0,050	-0,013
M_y/p_rL	$\nu = 0$	0	-0,027	0	M_y/m_r	$\nu = 0$	-1,0	-0,005	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,020	0		$\nu = 1/6$	-1,0	-0,006	0

L / B = 0,60 **Suprafaţa de influenţă M_x a punctului marginal a_1** ($\nu = 0$)

Tabelul IV.9

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	—	0,263	0,120	0,057	0,025	0,010	0,004	0,002	0,001
b	0,343	0,227	0,110	0,052	0,023	0,009	0,004	0,002	0,001
c	0,187	0,152	0,082	0,040	0,018	0,007	0,003	0,001	0,000
d	0,080	0,075	0,044	0,022	0,010	0,004	0,002	0,000	0,000

Valori de vârf în punctul singular a_1

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_1	1,01	0,94	0,86	0,80	0,71	0,65

Suprafaţa de influenţă M_x a punctului central a_5 $\nu = 0$

	1	2	3	4	4/5	5
a	0,025	0,040	0,072	0,135	0,191	—
b	0,023	0,039	0,064	0,114	0,138	0,131
c	0,019	0,030	0,060	0,076	0,078	0,072
d	0,010	0,016	0,027	0,038	0,036	0,034

Valori de vârf în punctul singular a_5

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,38	0,35	0,33	0,30	0,27	0,25

Suprafaţa de influenţă M_y a punctului central a_5 $\nu = 1/6$

	1	2	3	4	4/5	5	1	2	3	4	5
a	-0,015	-0,020	-0,026	+0,007	+0,036	—	-0,014	-0,014	-0,013	+0,015	-
b	-0,016	-0,019	-0,023	+0,002	+0,046	+0,128	-0,011	-0,013	-0,011	+0,018	+0,150
c	-0,012	-0,015	-0,017	+0,003	+0,039	+0,070	-0,010	-0,010	-0,008	+0,017	+0,082
d	-0,006	-0,008	-0,009	+0,004	+0,021	+0,032	-0,006	-0,006	-0,004	+0,010	+0,038

Valori de varf în punctul singular a_5 $\nu = 1/6$

c/B	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,015	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
a_5	0,38	0,35	0,32	0,30	0,27	0,24	0,44	0,41	0,38	0,35	0,31	0,28

Încărcare uniform distribuită pe suprafaţa dalei

		a_1	a_5	a_9
M_x/pL^2	$\nu = 0$	0,125	0,125	0,125
M_y/pL^2	$\nu = 0$	0	0	0
	$\nu = 1/6$	0	0,0208	0

Încărcare liniară la marginea a_1 - d_1

Încărcare marginală p_r Moment marginal m_r

		a_1	a_5	a_9			a_1	a_5	a_9
M_x/p_rL	$\nu = 0$	+0,248	+0,016	+0,002	M_x/mr	$\nu = 0$	+0,333	-0,020	-0,003
M_y/p_rL	$\nu = 0$	0	-0,011	0	M_y/mr	$\nu = 0$	-1,0	+0,003	0
	$\nu = 1/6$	0	-0,007	0		$\nu = 1/6$	-1,0	0	0

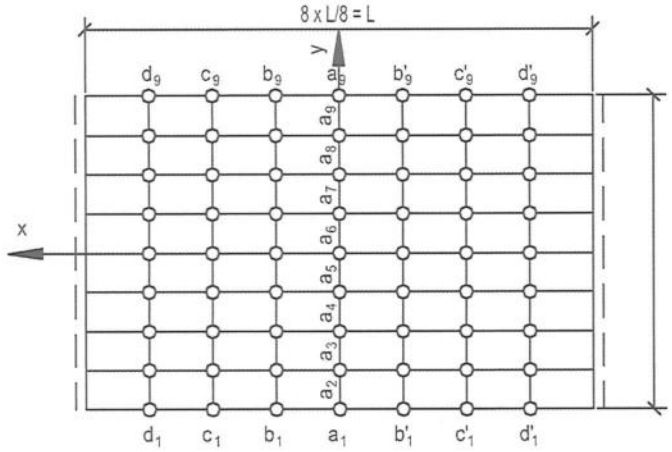


Fig.4.10. Modul de împărţire a dalei pentru calculul cu metoda suprafeţelor de influenţă

În cazul podurilor dalate cu trotuare în consolă, dala este solicitată la margine de o încărcare marginală pr şi de un moment marginal mr (fig. 4.11) pentru care se dau de asemenea momentele M_x şi M_y (în tabelele IV.2 - IV.9) pentru o laţime de dală de 1.00 m.

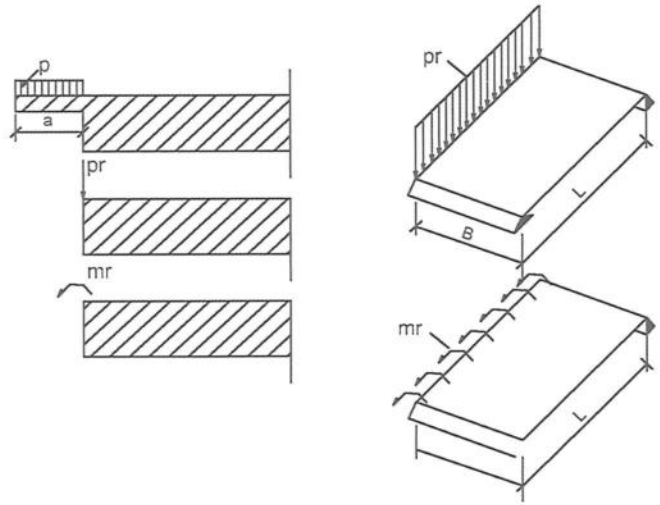


Fig.4.11.

Solicitările din încărcările permanente considerate uniforme distribuite pe suprafaţa dalei, se determină pentru fâşii de 1.00m lăţime considerate simplu rezemate.

Solicitările din încărcarea utilă se obţin prin însumarea produselor dintre ordonata suprafeţei de influenţă şi mărimea forţei din dreptul ordonatei respective.

Încărcările se dispun în poziţia cea mai defavorabilă cu roata cea mai grea (dacă este posibil) în punctul pentru care se determină solicitarea:

$$M_x = \Sigma \eta_x \cdot P_i$$

$$M_y = \Sigma \eta_y \cdot P_i$$

Solicitările provenite din încărcarea consolei de trotuar cu sarcini permanente şi, dacă este cazul cu oameni, se obţin cu relaţiile:

$$M_x = \eta_x p_r L \quad ; \; M_y = \eta_y p_r L$$

$$M_x = \eta_x m_r L \quad ; \; M_y = \eta_y m_r L$$

în care:

p_r şi m_r au semnificaţia din fig. 4.11

Date suplimentare privind folosirea suprafeţelor de influenţă se pot obţine consultând lucrarea „Die zweiseitig gelagerte Platte" - de Olsen şi Reinitzhuber.

În tabelele IV.2 - IV.9 au fost reproduse din respectiva lucrare suprafeţele de influenţă pentru câteva cazuri curente ale raportului L / B .

În general, prin această metodă, se obţin solicitări cu 15% mai mici decât cele obţinute prin metoda fâşiilor.

Pentru dalele cu goluri, teoria plăcilor izotrope dă rezultate aproximativ exacte pentru momentele M_x (longitudinale) şi nesatisfăcătoare pentru momentele M_y (transversale) fiind necesar să se ţină seama de rigidităţile diferite pe cele două direcţii.

Rezultatele mulţumitoare se obţin dacă se asimilează dala cu o structură formată dintr-o reţea cu 4 grinzi principale de lăţime B/4 legate cu o antretoază fictivă şi solicitate la încovoiere şi torsiune.

IV.2.3. Dale prefabricate

Dalele prefabricate sunt folosite în mod curent pentru realizarea podurilor şi podeţelor.

Armarea şi calculul dalelor şi a zonelor de monolitizare se face în funcţie de modul de alcătuire al suprastructurii şi de clasa de încărcare. Utilizarea acestor elemente prefabricate se va face numai în condiţiile în care se execută o placă de suprabetonare care să asigure o mai bună impermeabilizare a structurii la acţiunea apelor meteorice.

CAPITOLUL V PODURI PE GRINZI

V.1 ALCATUIREA CONSTRUCTIVA A SUPRASTRUCTURILOR DIN GRINZI DE BETON ARMAT SI BETON PRECOMPRIMAT

V.1.1. Noţiuni generale

Podurile pe grinzi din beton armat şi beton precomprimat se execută în mod curent pentru acoperirea deschiderilor de la 5 - 15 m până la 60 - 100 m.

Suprastructura unui pod pe grinzi se prezintă ca o reţea având ca elemente principale (fig.5.1.):

- grinzile principale;
- antretoazele (grinzi transversale);
- placa părţii carosabile;
- placa în consolă ce susţine trotuarul.

Antretoazele şi placa formează împreuna ceea ce se numeşte „platelajul căii" şi pe lângă rolul de a susţine calea, contribuie la repartiţia transversală a încărcărilor utile, asigurând astfel o conlucrare spaţială a întregii reţele. Pentru anumite tipuri de suprastructuri se poate renunţa la antretoaze, situaţie în care conlucrarea grinzilor se realizează prin placa părţii carosabile.

La suprastructurile monolite platelajul căii poate avea şi nervuri longitudinale secundare (fig. 5.1.b), care împreună cu antretoazele formează grinzile platelajului.

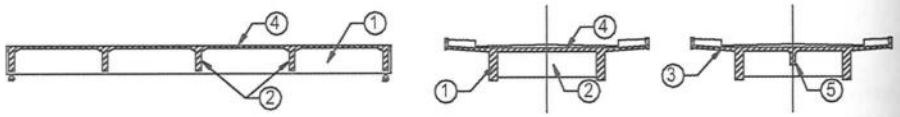


Fig. 5.1. Elemente principale ale podurilor pe grinzi
1-Grinzi principale; 2-Antretoaze; 3-Placă în consolă; 4-Placa părţii carosabile; 5-Nervură longitudinală secundară

V.1.2. Tipuri de poduri pe grinzi

Clasificarea podurilor pe grinzi se poate face după diferite criterii. Se prezintă numai câteva din aceste criterii cu principalele moduri de alcătuire a suprastructurilor:

a) După schemele statice:
- a_1) - Construcţii cu rezemare articulată a grinzilor pe infrastructuri
  - grinzi simplu rezemate
  - grinzi continue
  - grinzi simplu rezemate cu console
  - grinzi cu console şi articulaţii (utilizate destul de rar în ultimii 40 de ani în ţara noastră)
- a_2) - Construcţii cu grinzi încastrate (cadre)

b) După tipul secţiunii transversale:
- b_1) - poduri dalate
- b_2) - poduri pe grinzi propriu-zise:
  - grinzi late - fig. 5.2.a
  - grinzi T - fig. 5.2.b
  - grinzi în dublu T (cu bulb) - fig. 5.2.c
  - grinzi cu buzunar (cu grosimea inimii variabilă) - fig. 5.2.d
- b_3) - poduri pe grinzi casetate:
  - grinzi cu o casetă - fig. 5.2.e
  - grinzi cu o casetă şi perete median - fig. 5.2.f
  - grinzi cu două sau mai multe casete - fig. 5.2.g
  - grinzi casetate cu pereţi oblici - fig. 5.2.h

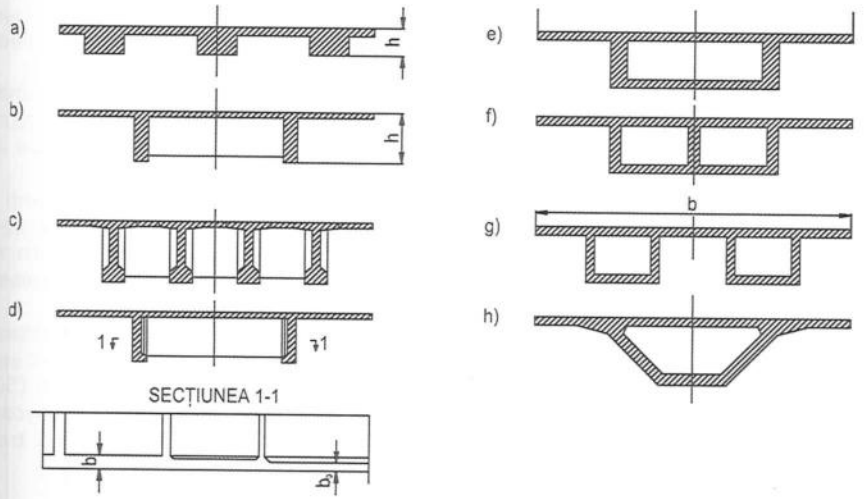


Fig. 5.2. Secţiune transversală la podurile pe grinzi

c) După tipul armăturii:
- cu armătură obişnuită (beton armat) cu armătură în carcasă (beton armat)
- cu armătură pretensionată (beton precomprimat)

d) După modul de execuţie:
- d_1) din beton turnat monolit
  - cu sprijiniri (eşafodaje)
  - fără sprijiniri, executate prin betonare în consolă
  - turnate pe mal în tronsoane şi lansate în deschidere pe măsura execuţiei lor
- d_2) cu elemente prefabricate
  - cu grinzi prefabricate în uzină
  - cu grinzi preturnate pe şantier
- d_3) poduri integral prefabricate şi lansate în deschidere

V.1.3. Domenii de utilizare a podurilor pe grinzi

Podurile din beton armat pe grinzi, datorită avantajelor economice şi de ordin constructiv, au un domeniu foarte larg de aplicare.

În prezent cele mai utilizate sunt podurile cu elemente prefabricate la care

metodele moderne de construcţie se îmbină cu procedeele rapide de execuţie a lucrărilor.

Acolo unde condiţiile nu permit aplicarea prefabricării, se construiesc poduri monolite.

De exemplu: pentru suprastructurile unicate sau cu deschideri mari (50 - 200 m), la care transportul şi montajul prefabricatelor este dificil, se poate aplica execuţia monolită a lucrării.

Podurile cu grinzi late se pot utiliza pentru deschideri mici 5 - 14 m, în cazul grinzilor simplu rezemate şi 12 - 18 m, în cazul grinzilor continue. În general aceste poduri sunt monolite.

Podurile cu grinzi T sau dublu T se utilizează pentru deschideri mici şi mijlocii (5 - 35 m) şi uneori chiar pentru deschideri mari (40 - 50 m).

În cazul deschiderilor mici şi mijlocii se folosesc de obicei grinzi simplu rezemate atât din beton armat cât şi din beton precomprimat. În cazul deschiderilor mari se pot utiliza atât grinzi simplu rezemate din beton precomprimat, cât şi grinzi continue din beton armat sau beton precomprimat sau grinzi cu console.

Grinzile simplu rezemate sunt prefabricate în majoritatea cazurilor, în timp ce grinzile continue sau cu console sunt atât prefabricate cât şi monolite.

În scopul simplificării execuţiei, grinzile au de obicei lăţime constantă. Pentru reducerea greutăţii proprii se poate adopta la grinzile monolite cu deschideri mari, variaţia lăţimii inimilor, realizându-se aşa numitele grinzi cu buzunar (fig. 5.2.d)

De asemenea, la grinzile în dublu T (cu bulb) se prevede îngroşarea inimii numai în zona reazemelor unde forţa tăietoare are valori maxime.

Grinzile casetate se utilizează în cazul deschiderilor mari şi foarte mari (50 - 250 m), pentru grinzi continue şi cadre. Aceste poduri se realizează din beton precomprimat turnat monolit, dar şi din elemente prefabricate (montarea în consolă a tronsoanelor casetate prefabricate).

V.1.4. Recomandări pentru alegerea dimensiunilor geometrice ale elementelor suprastructurilor

Tipurile secţiunilor transversale ale suprastructurilor de poduri pe grinzi sunt foarte variate şi depind de mai mulţi factori: de schema statică a grinzilor, de mărimea deschiderii, de tipul armăturilor, de modul de execuţie.

În figura 5.2. sunt prezentate câteva tipuri caracteristice de secţiuni transversale ale suprastructurilor de poduri pe grinzi.

Stabilirea numărului de grinzi principale în secţiunea transversală şi respectiv a distanţei dintre ele, a numărului de antretoaze, precum şi a grosimii plăcii, se face în general pe considerente economice, prin comparaţia mai multor variante posibile, în funcţie de deschidere, lăţime, schema statică, înălţime de construcţie disponibilă şi materiale folosite.

În ceea ce priveşte numărul de grinzi principale se poate adopta:

- număr mic de grinzi (minim două) şi o placă groasă care îndeplineşte rolul de talpă comprimată a grinzii principale;
- număr mare de grinzi principale, având înălţime redusă.

a. Alcătuirea suprastructurilor monolite

La suprastructurile monolite se folosesc mai des două tipuri de alcătuiri:

- reţea de grinzi compusa din grinzi principale şi grinzi transversale (antretoaze)
- reţea complexă alcătuită din grinzi principale, grinzi transversale (antretoaze) şi grinzi longitudinale secundare (mai rar folosită).

Placa poate fi proiectată ca rezemată pe două laturi dacă distanţa dintre antretoaze este 2r ÷ 4r sau rezemată pe contur, daca distanţa dintre antretoaze nu depăşeşte 2r, unde r este distanţa dintre grinzile principale.

Când distanţa dintre grinzile principale nu depăşeşte 2,5 - 3,0 m, se indică o distanţă mai mare între antretoaze pentru a avea placa rezemată pe două laturi.

Când distanţa dintre grinzile principale este mai mare (3,0 - 6,0 m) pentru menţinerea grosimii plăcii în limite economice avantajoase, se recomandă plăci rezemate pe contur, prevăzând antretoazele la o distanţă mai mică decât 2r. Se poate menţine grosimea plăcii în limite avantajoase dacă se folosesc reţele complexe de grinzi.

Grosimea plăcii carosabile la podurile de grinzi variază între 12 - 25 cm.

Lungimea consolelor trotuarelor variază de la 1,0 m până la 2,0 m, uneori până la 2,5 m, reprezentând 0,3 - 0,7 (de obicei 0,6) din distanţa între grinzile principale.

Distanţa între antretoaze se recomandă să nu depăşească 4,0 - 6,0 m.

Lăţimea antretoazelor variază între 15 - 30 cm.

Înălţimea antretoazelor trebuie sa fie de cel puţin 2/3 din înălţimea grinzilor principale.

Distanţa dintre grinzile principale şi numărul de grinzi în secţiune transversală se determină pe considerente economice, prin comparaţia variantelor posibile.

Dacă înălţimea de construcţie nu este limitată, repartizarea grinzilor la distanţe mari (r = 5 ÷ 6m) este mai avantajoasă (fig. 5.3. d şi c). Când înălţimea de construcţie este limitată, distanţa dintre grinzile principale se poate reduce la 2 - 3 m (fig. 5.3.b şi c)

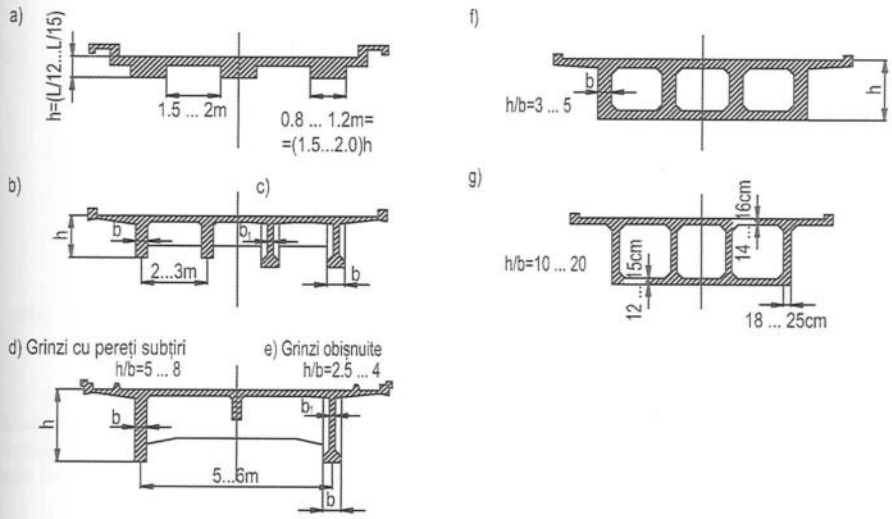


Fig. 5.3. Tipuri de secţiuni ale podurilor cu grinzi monolite. Dimensiuni caracteristice

Înălţimea şi lăţimea grinzilor principale depind de tipul secţiunii adoptate şi implicit de mărimea deschiderii, de schema statică, de tipul armării şi uneori de condiţiile locale care impun o înălţime de construcţie limitată.

La podurile cu grinzi late simplu rezemate, înălţimea acestora reprezintă 1/12 - 1/15 din deschidere, iar lăţimea depăşeşte de 1,5 - 2,0 ori înălţimea lor (fig. 5.3. a).

La podurile pe grinzi cu deschideri mici şi mijlocii (10 - 30 m), la care se folosesc grinzi T sau dublu T (fig.5.4. b, d, respectiv c, a) raportul între înălţimea grinzilor şi deschidere variază astfel:

- pentru poduri cu grinzi simplu rezemate

$h = L/12 + L/15$ şi chiar $L/16$, iar în cazul precomprimării:

$h = L/16 + L/24$

- pentru poduri cu grinzi continue şi cu console:

$h = L/14 + L/18$ şi chiar $L/20$, iar în cazul precomprimării:

$h = L/20 + L/25$

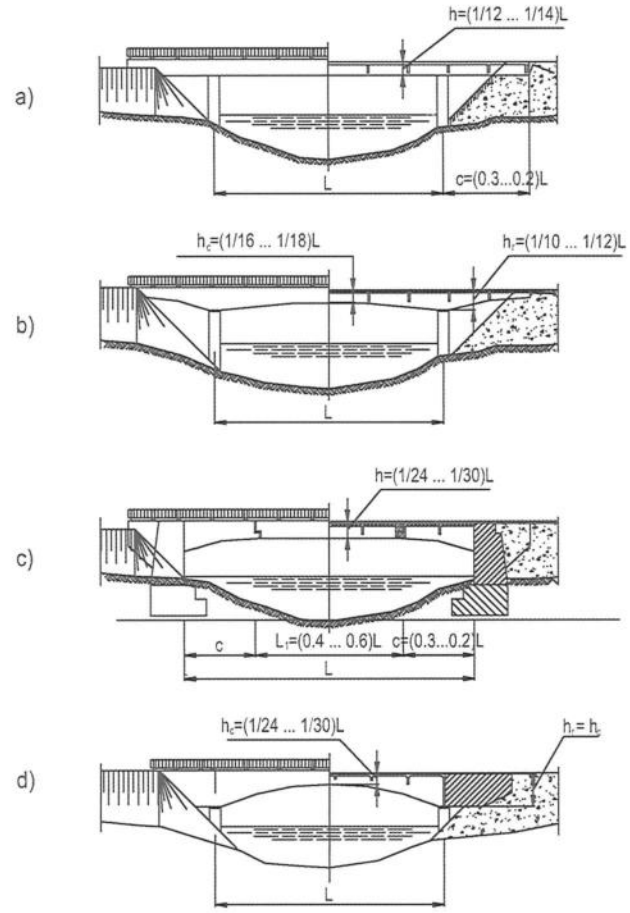


Fig.5.4. Poduri pe grinzi cu console

Grinzile continue şi cu console au de obicei înălţime variabilă, înălţimea la reazeme fiind 1,5 - 2,0 înălţimea de la mijlocul deschiderii (fig. 5.4, 5.5, 5.6).

Grinzile cu console se aplică la deschideri între 24 - 40m.

Grinzile cu console (fig. 5.4.) cu o singură deschidere pot fi:

- cu console libere spre terasamente (fără culei) - fig. 5.4 a, b;
- cu console încastrate în culei (5.4. c).

Mărimea consolei libere se ia (0,3 - 0,4) L, urmărindu-se ca pentru încărcarea permanentă momentul din mijlocul deschiderii centrale să fie aproape nul. Săgeata maximă a consolei libere se limitează la 1/400 din lungime.

Pentru a reduce momentele încovoietoare la mijlocul deschiderii, se pot realiza şi grinzi cu contragreutăţi în consolă, (fig. 5.4. d) reducând astfel înălţimea grinzilor în câmp la 1/20 - 1/24 L.

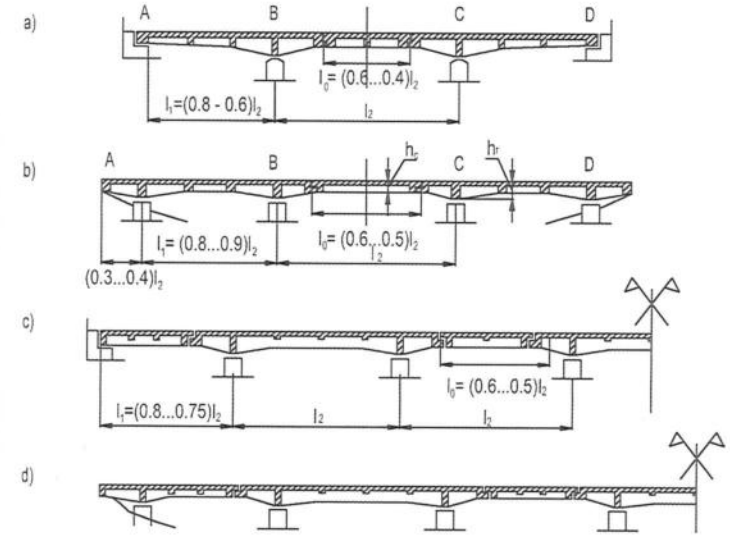


Fig. 5.5. Tipuri de suprastructuri cu grinzi cu console şi articulaţii (sistem Gerber)

Se poate asigura o înălţime mică de construcţie în câmp, la podurile cu console încastrate în culei, pe capetele cărora reazemă grinzi independente (fig. 5.4. c). Se recomandă ca lungimea grinzii independente să fie (0,4 - 0,6) L, ceea ce permite realizarea unei înălţimi a grinzii independente h = (1/24 - 1/30)L.

Suprastructurile sistem Gerber (grinzi cu console şi articulaţii) deşi permit realizarea unor deschideri mari (30 ÷ 70 m), avantajoase din punct de vedere economic, prezintă unele dezavantaje datorită modului de alcătuire a articulaţiilor mai sensibile la acţiunile apei, ceea ce a făcut ca în ultimii 40 de ani să nu mai fie folosite în mod curent la poduri.

În figura 5.5. sunt prezentate câteva tipuri de poduri în acest sistem de alcătuire a suprastructurilor.

Prin alegerea deschiderilor pentru acest tip de structuri se caută să se obţină momente egale la mijlocul deschiderii şi pe reazeme. Raportul dintre deschiderea centrală l_2 şi cea marginală l_1 variază între 1,35 (la grinzi cu înălţime constantă) şi 1,6 (la grinzi cu înălţime variabilă). Deschiderea grinzii independente l_0 este (0,5 - 0,6) l2 (fig. 5.5).

Înalţimea grinzii se consideră (1/12 - 1/20) l_2.

În cazul grinzilor cu înălţime variabilă hr = (1,5 - 1,8) hc (fig. 5.5.).

Pentru poduri cu 3 deschideri (fig. 5.5.a), în cazul în care gabaritul impune mărirea deschiderii centrale, la alegerea raportului dintre deschideri se va face o verificare de stabilitate la răsturnare:

$M_{stabilitate} / M_{răsturnare} \geq 1,5$

în care:

$M_{stabilitate}$ - momentul din încărcările permanente de pe deschiderea marginală, în raport cu B sau C (fig. 5.5.a)

$M_{răsturnare}$ - momentul din încărcările permanente şi utile de pe deschiderea centrală, în raport cu acelaşi punct.

Cele mai avantajoase structuri atât din punct de vedere economic cât şi al durabilităţii în exploatare sunt cele la care schema statică este cea de grinzi continue.

În cazul grinzilor continue stabilirea numărului de deschideri se face pe baza unui calcul tehnico - eonomic, iar mărimea deschiderilor se determină astfel încât valorile maxime ale momentelor din deschiderile marginale să fie egale cu cele din deschiderile centrale. De exemplu la podurile cu trei deschideri se consideră l_2 = (1,33 - 1,40) l_1 (fig. 5.6.).

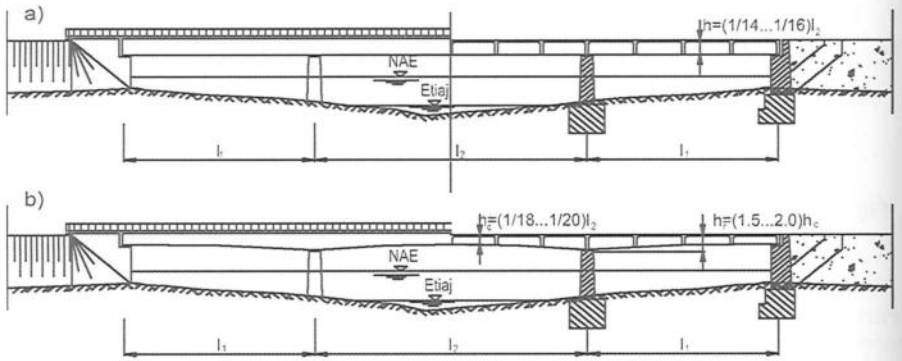


Fig. 5.6. Poduri pe grinzi continue

La podurile cu deschideri mari, înălţimea grinzilor se adoptă variabilă, crescând spre reazeme unde momentele sunt mai mari.

Racordarea înălţimii din câmp cu cea de pe reazem se poate face prin vute drepte sau curbilinii. Lungimea vutelor poate fi (0,15 - 0,20) din lungimea deschiderii.

b. Alcătuirea suprastructurilor din elemente prefabricate

La proiectarea secţiunilor transversale ale suprastructurilor prefabricate trebuie să se ia în consideraţie următoarele:

- elementele să aibă greutăţi cât mai mici pentru a uşura condiţiile de transport şi montaj;
- construcţia să fie simplă şi numărul îmbinărilor de montaj cât mai redus;
- secţiunile transversale ale elementelor să aibă forma care să se preteze la executarea în serie (tipizare).
- îmbinările să fie sigure şi apte pentru a rezista timp îndelungat în exploatare la încărcări alternative şi dinamice;
- distanţa de la amplasamentul lucrării la uzina de prefabricate să fie cât mai mică pentru ca valoarea construcţiei să nu fie grevată de cheltuielile de transport.

Suprastructurile cu grinzi simplu rezemate satisfac cel mai bine condiţiile principale ce trebuie să le îndeplinească o construcţie prefabricată.

Secţiunea transversală a suprastructurilor cu grinzi prefabricate simplu rezemate poate fi alcătuită în diferite moduri:

- grinzi prefabricate cu placa monolită turnată între grinzi în cofraje cu sprijiniri (fig. 5.7. a)
- grinzi prefabricate cu placa monolită turnată pe predale (fig. 5.7. b)
- grinzi prefabricate joantive cu suprabetonare (fig. 5.7. c, d)
- grinzi prefabricate tip T întors cu armătura aderentă preîntinsă (fig. 5.7.e)

La suprastructurile realizate din grinzi prefabricate cu porţiuni de placă turnată ulterior în placa elementelor prefabricate se prevăd armături sub formă de mustăţi care se înnădesc prin petrecere cu armătura din zonele de placă monolită (fig. 5.8. a).

În cazul grinzilor dispuse joantiv, placa de suprabetonare din beton armat conlucrează cu elementele prefabricate prin intermediul armăturii de legătura (conectori) - (fig. 5.8. b.)

De regulă, aceste grinzi se proiectează astfel încât să conlucreze numai prin intermediul plăcii de suprabetonare, fără a fi necesară executarea antretoazelor, mod de alcătuire ce uşurează foarte mult execuţia având în vedere faptul că lucrările de cofrare şi de susţinere sunt reduse la minimum.

În cazul suprastructurilor cu antretoaze, acestea se pot realiza prin sudarea barelor de rezistenţă de mustăţi prevăzute în elementele prefabricate şi betonarea ulterioară a zonelor monolite de antretoază, odată cu betonarea plăcii (fig. 5.9.).

Tendinţa actuală este ca legătura transversală dintre grinzi să se facă prin precomprimarea antretoazelor (fig. 5.10.) **sau chiar prin precomprimarea transversală a întregii suprastructuri (fig. 5.11.)**.

Grinzile simplu rezemate prefabricate se realizează de obicei cu înălţime constantă, soluţie mai avantajoasă pentru execuţie, transport şi montaj.

În prezent grinzile prefabricate se alcătuiesc din beton precomprimat.

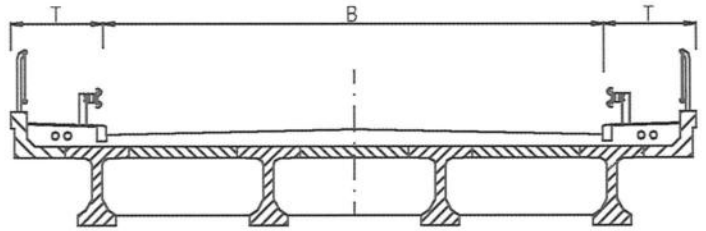


Fig 5.7a

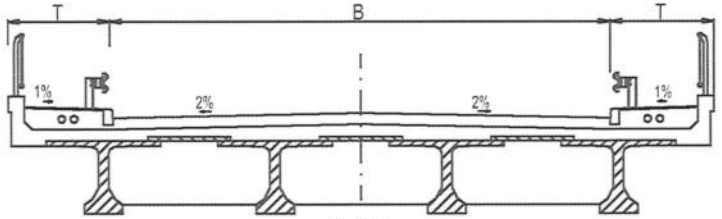


Fig 5.7b

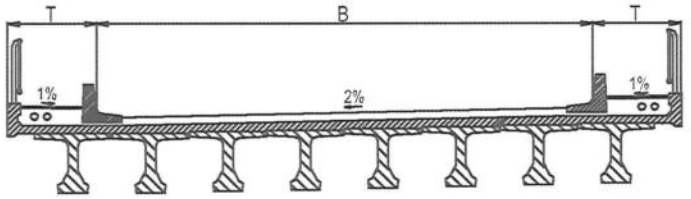


Fig 5.7c

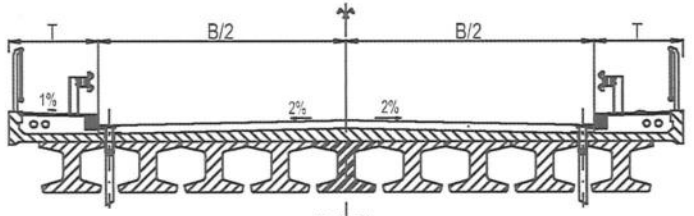


Fig 5.7d

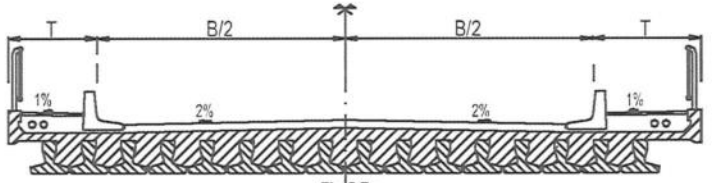


Fig 5.7e

Fig. 5.7. a — e

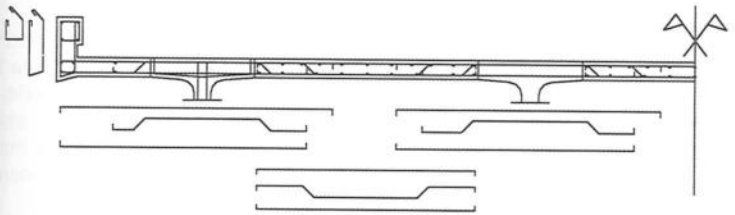


Fig. 5.8 Armarea plăcii carosabile la podurile cu grinzi T prefabricate şi placă monolită turnată ulterior

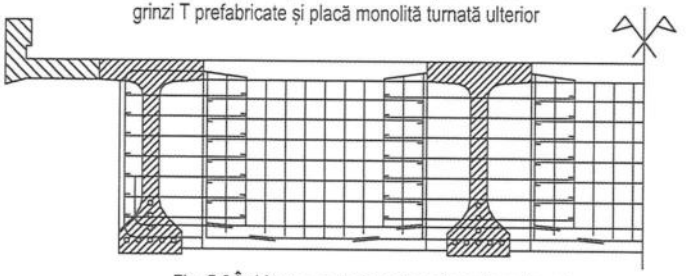


Fig. 5.9 Îmbinarea antretoazelor prin sudarea barelor de rezistenţă

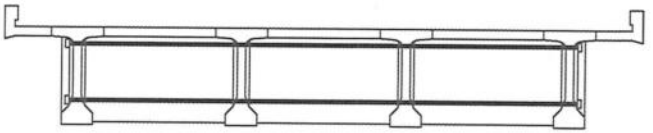


Fig. 5.10 Îmbinarea antretoazelor prin precomprimare

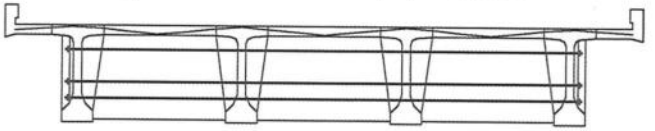


Fig. 5.11 Precomprimarea transversală a întregii suprastructuri

Secţiunile lor transversale se prevăd în formă de T, I sau T întors, iar precomprimarea se face cu fascicule postîntinse sau cu armătură preîntinsă (de regulă toroane).

În prezent în ţara noastră se folosesc în principal la alcătuirea suprastructurilor podurilor rutiere următoarele tipuri de grinzi prefabricate:

- grinzi T întors cu armătură preîntinsă pentru deschideri de 6-12 m
- grinzi dublu T cu armătură preîntinsă pentru deschideri de 14-18 m
- grinzi T cu armătură preîntinsă pentru deschideri de 12-24 m
- grinzi prefabricate monobloc cu fascicule postîntinse pentru deschideri de 24-40 m

Odată cu apariţia sistemelor de execuţie în consolă s-a trecut la folosirea prefabricatelor şi la poduri pe grinzi cu console şi la suprastructurile cu grinzi continue. De asemenea, deschiderile independente ale grinzilor cu console şi articulaţii pot fi realizate din elemente prefabricate.

c. Continuizarea grinzilor prefabricate simplu rezemate

În vederea obţinerii avantajelor pe care le au suprastructurile cu grinzi continue (consumuri reduse de materiale, pentru înălţimi mici de construcţie) sau în vederea îmbunătăţirii confortului de circulaţie prin reducerea numărului de rosturi de dilataţie, se practică continuizarea grinzilor prefabricate simplu rezemate în două variante:

- continuizarea pe reazem a structurii prin betonarea rostului dintre grinzi şi prevederea de armătură moale sau pretensionată la partea superioară (talpa) pentru preluarea eforturilor de întindere (fig. 5.12 a).
- continuizarea la nivelul plăcii carosabile cu placa simplu articulată sau dublu articulată sau dublu încastrată(fig. 5.12 b).

Prima variantă transformă suprastructura într-o grindă continuă care preia momente încovoietoare pe reazeme. Acest tip de continuizare se aplică în cazurile în care înălţimea suprastructurii este impusă iar grinzile prefabricate nu pot acoperi deschiderea necesară. Suprastructura se poate transforma şi în riglă de cadru dacă se asigură legătura cu infrastructurile, armându-se corespunzător nodurile de cadru.

A doua variantă asigură continuitatea suprastructurii numai pentru transmiterea forţelor longitudinale, fără a prelua momente încovoietoare pe reazeme.

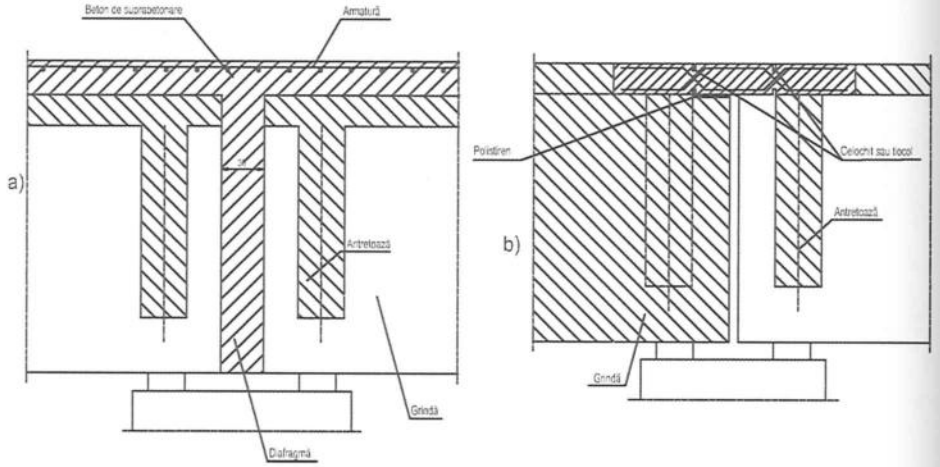


Fig. 5.12. a şi b

Continuizarea cu placa dublu încastrată se aplică în general la deschideri ale plăcii $l \geq 10\,h$ (unde h este grosimea plăcii), evitând astfel sporirea rigidităţii şi implicit a eforturilor produse de rotirea sau tasarea grinzilor din deschiderile adiacente.

Soluţia de continuizare cea mai des folosită este cea cu placă dublu articulată (fig. 5.12 b).

Pentru realizarea acestei soluţii se va dimensiona armătura din zona articulaţiei la forţa tăietoare şi secţiunea de beton armat din câmpul plăcii la moment încovoietor din încărcări directe.

V.2 PARTICULARITĂŢILE ALCĂTUIRII GRINZILOR DIN BETON PRECOMPRIMAT

Grinzile din beton precomprimat pot fi executate monolit sau prefabricat.

Din punct de vedere static pot fi folosite în diferite scheme - grinzi simplu rezemate, grinzi cu console, grinzi Gerber, grinzi continue.

Precomprimarea se poate face cu armături preîntinse (aderente) sau postîntinse (în canale injectate ulterior).

Traseele armăturilor pretensionate la grinzi simplu rezemate pot fi conform fig. 5.13.

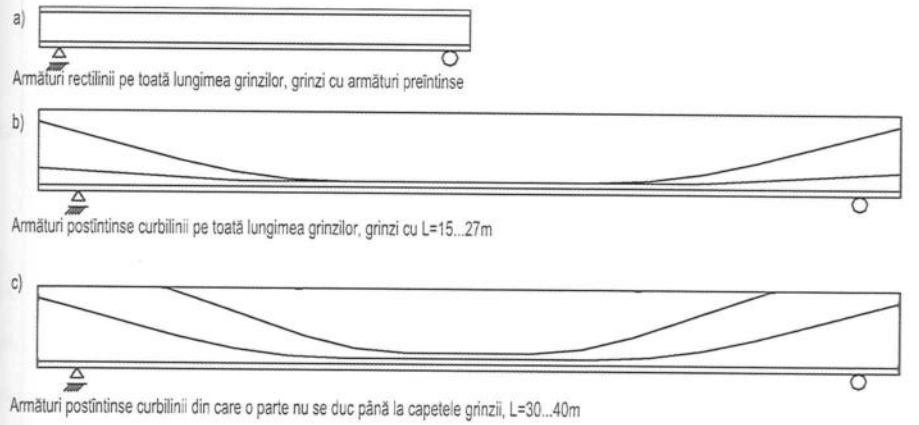


Fig. 5.13. Schema de armare a grinzilor simplu rezemate din beton precomprimat

Traseele fasciculelor la diferite tipuri de grinzi continue sau cu console sunt prezentate în fig. 5.14. Fig. 5.14. Schema de armare a grinzilor continue şi cu console din beton precomprimat

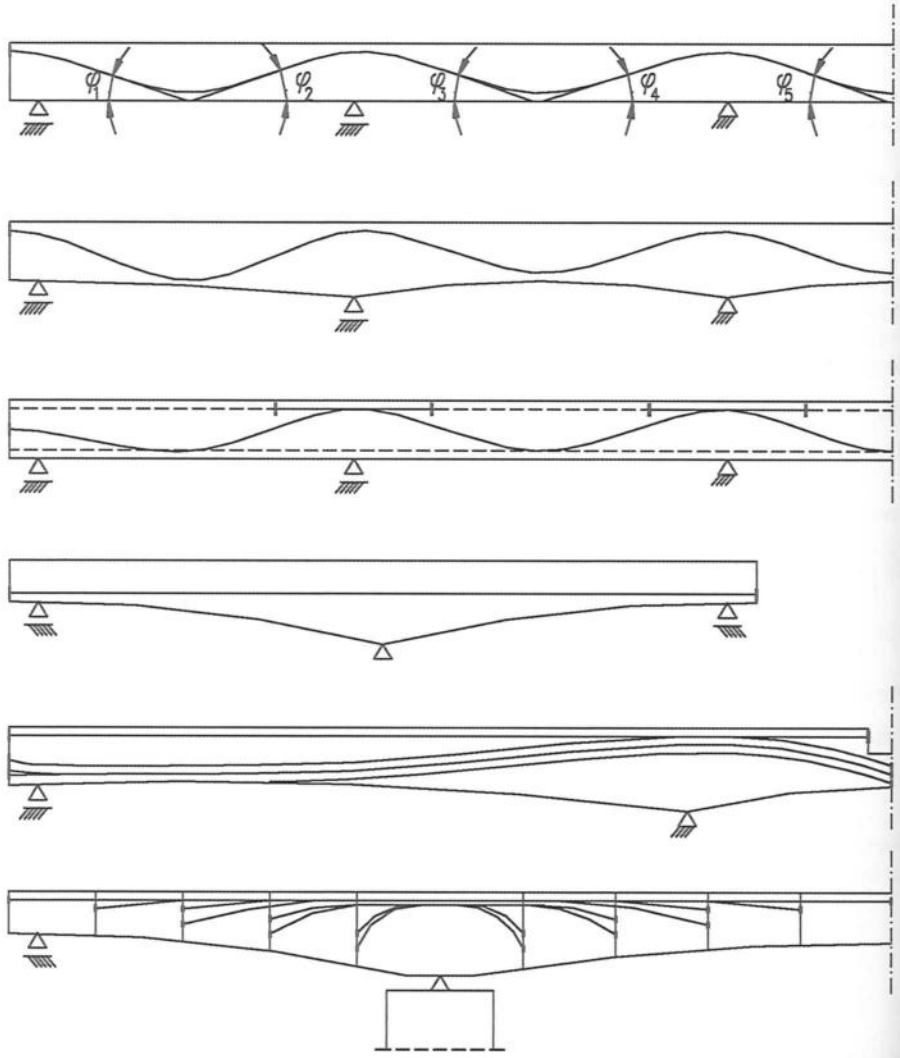


Fig. 5.14. Schema de armare a grinzilor continue şi cu console din beton precomprimat

V.3 PLĂCILE SUPRASTRUCTURILOR PE GRINZI

V.3. Calculul plăcilor podurilor de şosea

Modul de calcul al plăcilor depinde în primul rând de modul de rezemare, iar în cazul plăcilor rezemate pe toate laturile, de raportul lungimii acestor laturi.

În alcătuirea tablierelor podurilor din beton armat pentru şosea se întâlnesc în mod curent următoarele tipuri de plăci:

- plăci în consolă;
- plăci rezemate pe două laturi opuse;
- plăci rezemate pe patru laturi:
  - cu raportul lungimii laturilor ≥ 2
  - cu raportul lungimii laturilor < 2

a) Repartiţia încărcărilor concentrate

În calcule se consideră că încărcările concentrate se repartizează prin straturile căii sub un unghi de 45° până la suprafaţa mediană a plăcii.

Dimensiunile laturilor dreptunghiului de rezemare a încărcării rezultă (fig.5.15):

$a_1 = a_0 + 2s$

$b_1 = b_0 + 2s$

în care :

a_0 - dimensiunea de contact cu calea a roţii vehiculului, respectiv a şenilei, în sensul de mers;

b_0 - dimensiunea de contact a roţii vehiculului, respectiv a şenilei, cu calea pe direcţia transversală sensului de mers;

s - grosimea straturilor căii în dreptul încărcării (distanţa de la partea superioară a căii până la suprafaţa mediană a plăcii).

Dacă distanţa între încărcări este mică, astfel încât suprafeţele lor de repartizare se pot suprapune, atunci pentru o pereche de forţe se ia suprafaţa generală a repartizării (fig. 5.15.b) cu următoarele dimensiuni:

$a_1 = a_0 + 2s$

$b_1 = b_0 + 2s + d$

în care:

d - distanţa dintre roţi în sens transversal podului

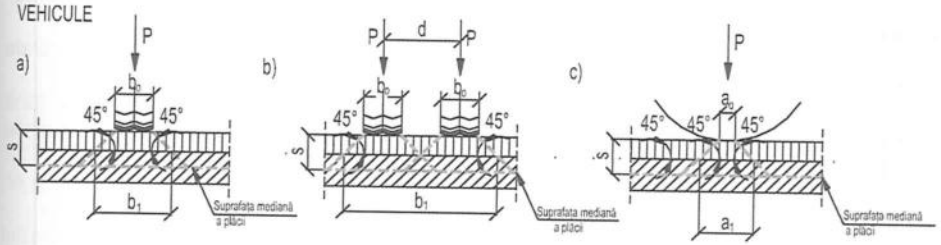


Fig. 5.15. Schema de repartizare a încărcărilor concentrate

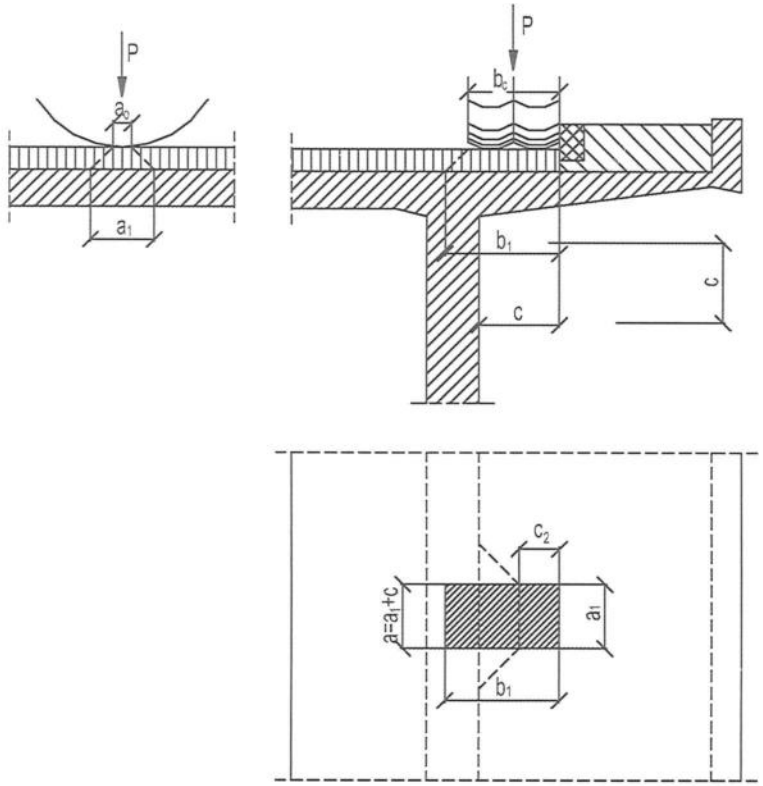


Fig. 5.16. Lăţimea de calcul a plăcilor în consolă

b) Determinarea solicitărilor la plăcile în consolă

În mod curent plăcile în consolă se folosesc pentru trotuare şi pentru o porţiune a părţii carosabile.

Calculul solicitărilor se efectuează pentru o fâşie de consolă având lăţimea de 1,00 m.

Pentru determinarea solicitărilor din forţe concentrate (încărcări utile) se ţine seama de repartizarea lor pe dreptunghiul cu laturile a_1 şi b_1 (fig. 5.16), precum şi de lăţimea de conlucrare a plăcii denumită lăţime de calcul.

Lăţimea de conlucrare se consideră egală cu:

$$a = a_1 + c$$

ceea ce este echivalent cu repartizarea încărcării prin plane la 45º din punctul de aplicare al forţei (fig. 5.16).

La stabilirea lăţimii de conlucrare „a" trebuie să se ţină seama şi de condiţia de nesuprapunere a efectelor a două roţi alăturate.

c) Determinarea solicitărilor la plăcile armate pe o singură direcţie

Prin plăci armate pe o singură direcţie se înţeleg plăcile dreptunghiulare la care armătura principală de rezistenţă este dispusă pe o singură direcţie. În această categorie se cuprind plăcile rezemate pe două laturi opuse, precum şi plăcile rezemate pe patru laturi la care raportul lungimii laturilor este mai mare sau egal cu 2.

Direcţia pe care se aşează armătura principală de rezistenţă este perpendiculară pe laturile de rezemare la plăcile rezemate pe două laturi opuse şi paralelă cu laturile mici la plăcile rezemate pe patru laturi.

Schema exactă de calcul a plăcii este complicată, de aceea, determinarea solicitărilor se face în practică după formule convenţionale, deduse pe baza calculelor comparative şi ţinând seama de cele mai defavorabile cazuri posibile de comportare a plăcii. Valoarea momentelor încovoietoare depinde de raportul dintre înălţimea grinzii h şi grosimea plăcii h_p.

Dacă: $h/h_p > 4$, relaţiile pentru calculul momentelor sunt (fig. 5.17 a):
- pe reazem: $M_r = - 0,7\ M_0$
- în câmp: $M_c = + 0,5\ M_0$

În cazul $h/h_p \leq 4$, relaţiile pentru calculul momentelor sunt (fig. 5.17 b):
- pe reazem: $M_r = - 0,7\ M_0$
- în câmp: $M_c = + 0,7\ M_0$

în care M_0 este momentul încovoietor maxim din încărcări permanente şi utile ale plăcii, socotind placa simplu rezemată.

Deschiderea de calcul (fig. 5.18) se ia egală cu :

- lumina plus grosimea plăcii la mijlocul deschiderii şi cel mult distanţa dintre axele reazemelor, în cazul plăcilor simplu rezemate izolate.
- distanţa dintre mijloacele reazemelor (axele grinzilor, nervurilor, antretoazelor etc.) în cazul plăcilor continue.

Lăţimea de calcul a plăcii (fig. 5.18) se determină astfel:

$$a = a_0 + 2S + (l_b/3) = a_1 + (l_b/3),$$

dar nu mai puţin de 2/3 l_b, când roata vehiculului calcă în mijlocul deschiderii

$$a = a_0 + 2S = a_1$$

dar minimum , $l_b/3$, cand roata vehiculului calcă deasupra reazemelor

$$a_x = a_1 + 2x ,$$

dar nu mai mare decât „a", când roata vehiculului calcă în vecinătatea reazemelor la distanţa x.

La plăcile armate pe o direcţie apar solicitări şi pe direcţia laturii lungi (fig. 5.20), respectiv pe cea de a doua direcţie, dar valorile acestora sunt mici şi sunt acoperite de o armare constructivă.

Această armătură constructivă trebuie să fie de minimum 15% din armătura de rezistenţă.

Din cauza efectelor locale, în zona adiacentă dintre placă şi grinzile paralele cu latura scurtă la partea superioară a plăcii, se prevăd armături perpendiculare pe aceste grinzi, care pătrund în zonele de placă alăturate pe o distanţă egală cu $l_0/4$ (l_0 fiind deschiderea de calcul).

Schema solicitărilor la plăcile armate pe o singură direcţie, precum şi dispunerea armăturilor la aceste plăci, este prezentată în fig. 5.19.

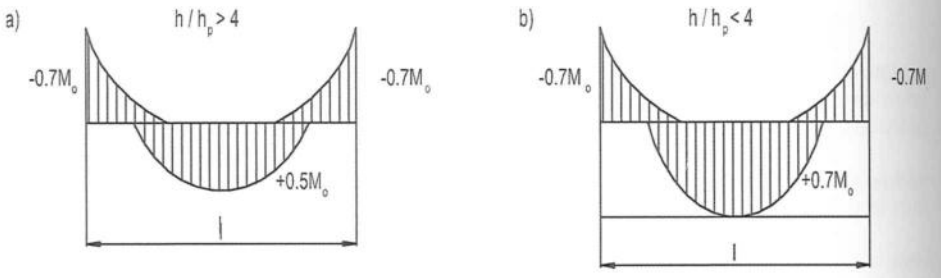


Fig. 5.17. Schema convenţională pentru calculul momentelor la plăci armate pe o singură direcţie

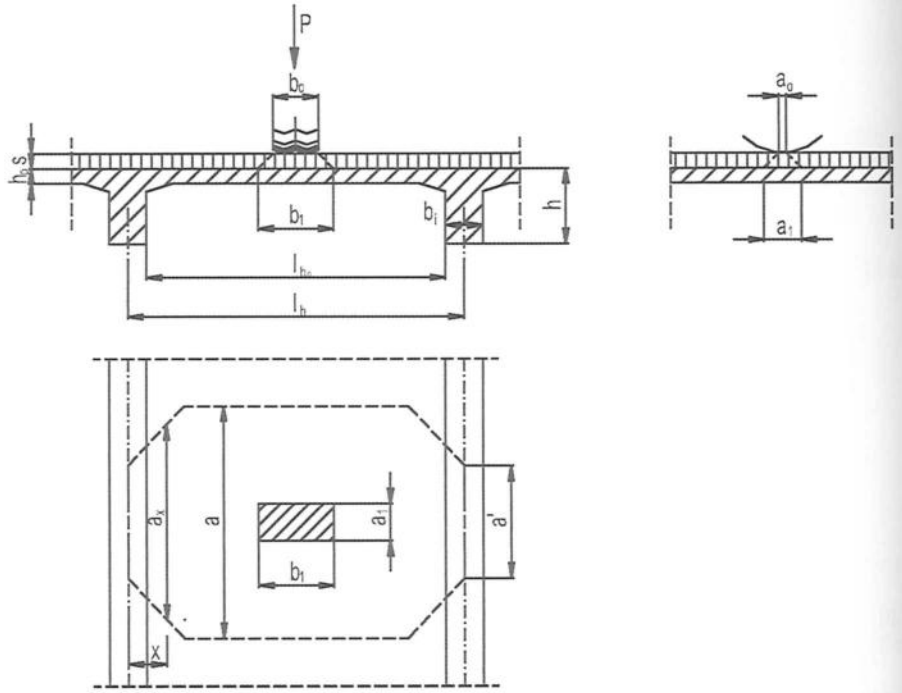


Fig. 5.18. Schema determinării deschiderii de calcul a plăcii şi a lăţimii de conlucrare

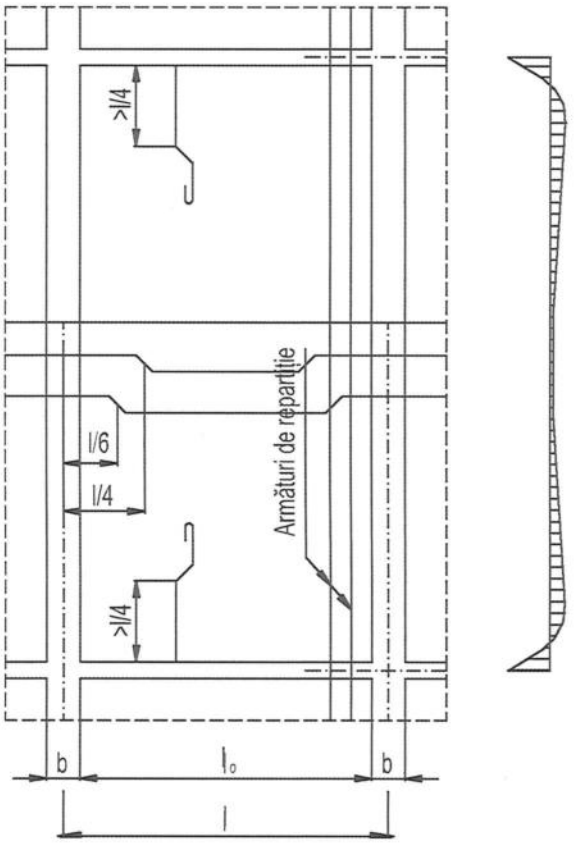


Fig. 5.19. Schema solicitărilor şi a dispunerii armăturilor la plăci armate pe o singură direcţie

c) Determinarea solicitărilor la plăcile armate pe două direcţii

Prin plăci armate pe două direcţii se înţeleg plăcile dreptunghiulare la care armătura principală de rezistenţă este dispusă pe două direcţii paralele cu laturile dreptunghiului. În categoria acestor plăci se cuprind plăcile rezemate pe contur la care raportul lungimii laturilor este mai mic decât 2.

Din punct de vedere static, plăcile rezemate pe contur reprezintă un sistem mult mai complicat decât plăcile rezemate pe două laturi; de aceea calculul lor se face în general după metode aproximative: la început se determină solicitările ca pentru o placă simplu rezemată, apoi, prin introducerea unor coeficienţi se ţine seama de încastrarea elastică a laturilor plăcii.

Proiectarea acestor plăci se poate face pe baza „Normativului departamental pentru calculul plăcilor armate pe două direcţii la poduri din beton armat pentru şosea" ind. PD 46.

V.4 CALCULUL REPARTITIEI TRANSVERSALE LA SUPRASTRUCTURI CU GRINZI DIN BETON ARMAT SI BETON PRECOMPRIMAT

Caracterul monolit al suprastructurii podurilor pe grinzi din beton armat face ca la preluarea solicitărilor date de încărcările utile ce acţionează asupra podului să participe toate elementele componente ale suprastructurii şi anume grinzile longitudinale, cele transversale şi placa.

Determinarea solicitărilor în toate aceste elemente, ţinând seama de legăturile reale între ele, deci de comportarea lor spaţială, este o operaţie foarte laborioasă chiar şi pentru cele mai simple structuri de poduri şi de aceea în practică se aplică procedee aproximative care să ţină seama de conlucrarea spaţială între elementele suprastructurii podurilor, efectuându-se un calcul al repartiţiei transversale a încărcărilor utile între diferitele grinzi ale structurii de rezistenţă.

V.4.1. Metoda antretoazei infinit rigide

Această metodă are la bază ipoteza că rigiditatea la încovoiere a antretoazelor este considerată mai mare faţă de cea a grinzilor longitudinale

$$I_a / I_{gr} = \infty$$

Consecinţa acestei ipoteze este aceea că prin acţiunea unei sarcini excentrice asupra reţelei, aceasta nu se deformează în sens transversal, pe această direcţie producându-se numai rotirea generală a întregii reţele.

Evident, această ipoteză se justifică la reţele rezemate pe două laturi la care rigiditatea reală a grinzilor transversale este mult mai mare decât cea a grinzilor longitudinale, astfel încât deformaţiile din încovoiere ale primelor, să fie neglijabile faţă de cele ale celor din urmă. Această metodă mai presupune că reţeaua are o singură antretoază la mijlocul deschiderii, neglijându-se prezenţa celorlalte grinzi transversale.

Există două variante ale acestei metode de calcul şi anume:

a) una în care se ţine seama de rigiditatea la torsiune a grinzilor principale;

b) a doua în care nu se ţine seama de rigiditatea la torsiune a grinzilor principale, cunoscută şi sub denumirea de „metoda de calcul după compresiunea excentrică"

Prezentarea metodelor

a) Se consideră o reţea de grinzi (fig. 5.20) încărcată excentric cu o sarcina P, la distanţa „e" faţă de axa longitudinală a podului (pentru simplificare se presupune că grinzile reţelei sunt simetrice în raport cu axa longitudinală a podului).

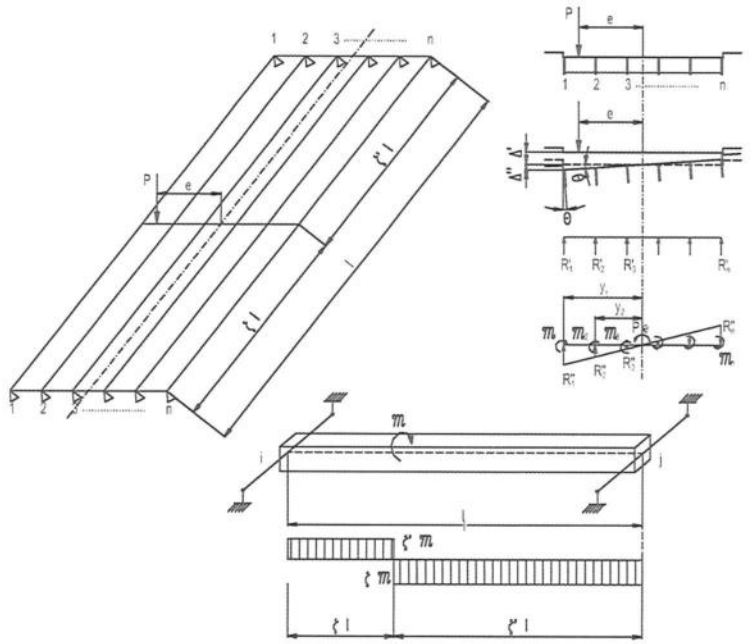


Fig. 5.20. Repartiţia transversală după metoda antretoazei infinit rigide

Din această încărcare va apare în fiecare grindă câte o reacţiune R_1, R_2, ...R_n, în aşa fel încât să fie verificată condiţia de echilibru:

$$\sum_1^n R_i = P$$

Acţiunea forţei P se poate descompune într-o forţă „P" ce acţionează în axul podului şi un moment de torsiune P_e.

Sub acţiunea forţei P din axul podului, reţeaua de grinzi se deplasează pe verticală cu cantitatea Δ' şi corespunzător în fiecare grindă va apare câte o reacţiune R'_i.

Momentul de torsiune $M = P_e$ produce o rotire a întregii reţele cu unghiul θ şi corespunzător, în fiecare grindă va apare câte o reacţiune R".

Notând cu „M_i" momentele de torsiune care acţionează în grinzile principale în dreptul antretoazelor şi cu „y_i" distanţa dintre axele grinzilor principale şi axa longitudinală a podului, se poate scrie:

$$P_e = \sum_1^n M_i + \sum_1^n R''_i y_i \qquad (5.1)$$

$$P = \sum_1^n R'_i \qquad (5.2)$$

$$R_i = R'_i \pm R''_i \qquad (5.3)$$

În relaţia (5.3)semnul + sau - se ia după cum grinda „i" este situată de aceeaşi parte cu forţa P faţă de axa longitudinală sau de partea opusă.

Prin prelucrarea relaţiilor (5.1); (5.2); (5.3), rezultă următoarea relaţie pentru determinarea reacţiunii în dreptul grinzii „K".

$$R_k = R'_k + R''_k = P\left[\left(\frac{I_k}{\sum_i^n I_i} \pm \frac{e \cdot y_k}{\sum_i^n \frac{G.T_i}{l.\xi\xi'} \cdot \frac{l^3}{m_i EI_k} + \sum_i^n \frac{I_i}{I_k} y_i^2}\right)\right] \qquad (5.4)$$

Pentru grinzi simplu rezemate, având momentele de inerţie la încovoiere şi respectiv torsiune egale: $I_1 = I_2 = ... = I_k = ... = I_n = I$ şi $T_1 = T_2 = ... = T_k = ... = T_n = T$, relaţia (5.4) capătă forma :

$$Rk = P \cdot \left(\frac{1}{n} \pm \frac{e \cdot y_k}{\frac{nl^2}{m\xi\xi'} \cdot \frac{G \cdot T}{E \cdot I} + \sum_i^n y_i^2}\right) \qquad (5.5)$$

în care:

n = numărul grinzilor principale

G = modulul de elasticitate transversal al betonului

E = modulul de elasticitate longitudinal al betonului

I = momentul de inerţie la încovoiere al grinzii principale

T = momentul de inerţie la torsiune al grinzii principale

I_i = deschiderea de calcul a grinzilor principale

m_i = coeficient care ţine seama de modul de rezemare al grinzilor (pentru o grindă simplu rezemată încărcată cu o forţă P în mijlocul deschiderii, m = 48).

În proiectarea curentă avem nevoie de linia de influenţă a reacţiunilor din diferite grinzi în scopul determinării înfăşurătorilor de solicitări şi ulterior pentru dimensionare.

Ordonatele liniilor de influenţă ale reacţiunilor se obţin din relaţia (5.5) în care se dau diferite valori excentricităţii „e" a forţei concentrate P = 1 tf. Deoarece linia de influenţă variază linear, este suficient să se calculeze ordonatele liniilor de influenţă numai în două puncte, respectiv pentru $e = y_1$ şi $e = y_n$.

b) O variantă a metodei antretoazei infinit rigide constă în neglijarea momentelor de torsiune „M_i" ce acţionează în grinzile principale. Această metodă se poate aplica cu suficientă exactitate podurilor la care rigiditatea antretoazelor este foarte mare şi raportul dintre deschidere şi distanţă între grinzi de asemenea mare şi la care:

$b / l \leq 0,5$ în care:

b = lăţimea podului;

l = deschiderea grinzii principale

În această metodă prin neglijarea momentelor de torsiune M_i relaţia (5.1) devine:

$$P_e = \sum_{i=1}^{n} R_i^n \cdot y_i \qquad (5.6)$$

iar relaţiile (5.2) şi (5.3) rămân valabile.

Rezultă următoarea relaţie generală pentru determinarea reacţiunii în dreptul grinzii „K".

$$R_k = R'_k + R''_k = P \cdot \left[\frac{I_k}{\sum_i^n I_i} \pm \frac{e \cdot y_k}{\sum_i^n y_i^2}\right] \qquad (5.7)$$

Pentru grinzi simplu rezemate având momentele de inerţie la încovoiere şi respectiv torsiune egale, relaţia (5.7) devine

$$R_k = P \cdot \left[\frac{1}{n} \pm \frac{e \cdot y_k}{\sum_i^n y_i^2}\right] \qquad (5.8)$$

Ordonatele liniilor de influenţă ale reacţiunilor se obţin din relaţia (5.8) în care se dau diferite valori excentricităţii „a" a forţei concentrate P = 1 tf. Linia de influenţă variind liniar, este suficient să se calculeze ordonatele liniilor de influenţă numai în două puncte, respectiv pentru $e = y_1$ şi $e = y_n$.

Dacă se adoptă notaţiile din fig. 5.21, rezultă următoarea relaţie generală pentru calculul liniilor de influenţă ale încărcării pe grinda „K":

$$\eta_{ki} = \frac{1}{n} \pm \frac{\lambda_k \cdot \lambda_i}{2 \cdot \sum_i^n \lambda^2}$$

în care:

η_{ki} = ordonata liniei de influenţă a încărcării P = 1 în secţiunea „i" pe grinda „K"

n = numărul grinzilor principale

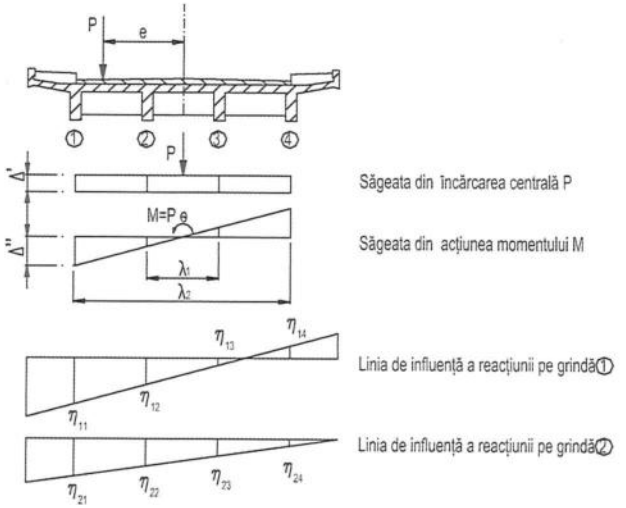


Fig. 5.21. Repartiţia transversală după principiul compresiunii excentrice

V.4.2. Metoda antretoazei elastice

Această metodă are la bază ipoteză ca grinzile principale sunt fixate la torsiune pe reazem şi sunt legate între ele în câmp cu o antretoază elastică având un moment de inerţie la încovoiere I_a.

În cazul podurilor pe două grinzi se poate utiliza următoarea expresie a lui „η_{21}" pentru determinarea liniei de influenţă a repartiţiei transversale:

$$\eta_{21} = \frac{1}{\frac{m}{12}\cdot\left(\frac{\lambda}{l}\right)^3\cdot\frac{I}{I_a}+\frac{\xi\cdot\xi'\cdot m}{2}\cdot\left(\frac{\lambda}{l}\right)^2\cdot\frac{E\cdot I}{G\cdot I_p}+2} \qquad (5.10)$$

în care:

m = coeficient ce depinde de condiţiile de rezemare.

Pentru o grindă simplu rezemată încărcată cu forţa P în mijlocul deschiderii, m = 48, iar pentru o grindă continuă, m = 48 K, unde K reprezintă raportul dintre săgeata unei grinzi simplu rezemate şi săgeata deschiderii corespunzătoare din grinda continuă.

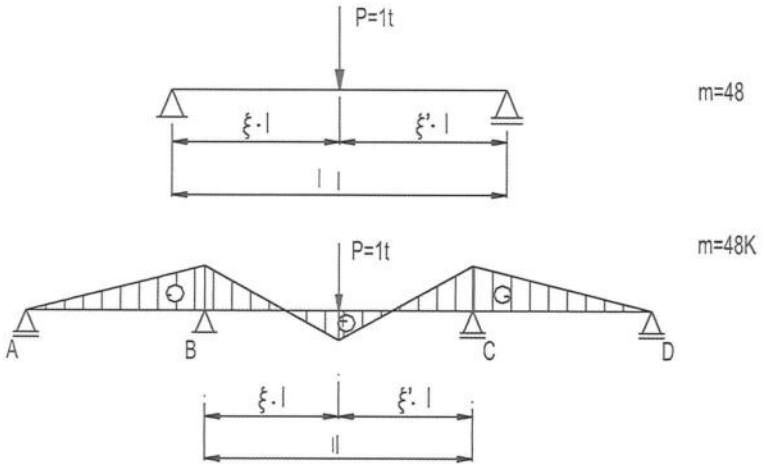


Fig. 5.22. Repartiţia transversală a încărcărilor utile la suprastructurile cu două grinzi şi o antretoază elastică

Coeficientul K are următoarea expresie (fig. 5.22)

$$K = \frac{1}{1-\frac{3}{l}(M'+M'')} \qquad (5.11)$$

În expresia (5.10) reprezentarea notaţiilor este următoarea:

I = momentul de inerţie al grinzii principale

I_a= momentul de inerţie convenţional al antretoazei

λ = distanţa dintre axele grinzilor principale

I = deschiderea de calcul a grinzilor principale

G = modulul de elasticitate transversal al betonului

K = modulul de elasticitate longitudinal al betonului

T = momentul de inerţie la torsiune al grinzii

Pentru secţiune T şi I, expresiile momentelor de inerţie la torsiune sunt:

Pentru secţiune T (fig. 5.23 a)

$$T = 1/3\left(h'\cdot b^3 + h_p^3\cdot b_p\right)$$

Pentru secţiunea I (fig. 5.23 b)

$$T = 1/3\left(h'\cdot b^3 + h_p^3\cdot b_p + h_p^3\cdot b_p\right)$$

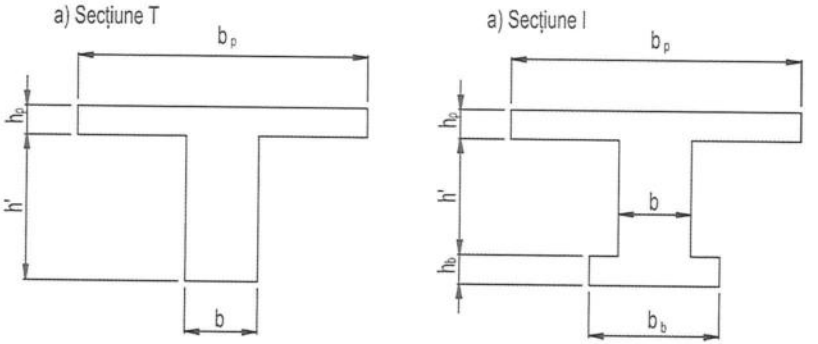


Fig. 5.23. Notaţii utilizate pentru calculul momentului de inerţie la torsiune al grinzilor

Expresia lui η_{21} a fost stabilită în ipoteza existenţei în mijlocul deschiderii a unei singure antretoaze.

Reţelele de grinzi întâlnite în practică pot avea însă mai multe antretoaze în deschidere, având ca efect o îmbunătăţire a repartiţiei transversale.

Pentru a ţine seama de acest lucru se consideră pentru antretoază un moment de inerţie convenţional $I_a = i \cdot I_{a1}$, unde I_{a1} este momentul de inerţie al unei antretoaze, iar "i" un coeficient de corecţie determinat în funcţie de numărul total al antretoazelor din câmpul deschiderii respective, conf. tabel nr. V.1.

Tabel V.1.

Număr de antretoaze	1	2	3	4	≥ 5	5
"i"	1,0	1,0	1,6	1,6	2,0	2,0

V.4.3. Metoda Leonhardt

Aceasta metodă rezolvă repartiţia transversală la reţele cu mai mult de două grinzi principale în secţiune transversală.

Metoda constă în determinarea forţelor de legătură din noduri între grinzile longitudinale şi antretoaze făcând ipoteza ca aceste noduri să fie considerate articulaţii simple.

Admiţând această ipoteză simplificatoare, s-a stabilit pentru fiecare tip de reţea, în funcţie de numărul de grinzi principale, o serie de formule algebrice, în locul sistemelor de ecuaţii elastice, cu ajutorul cărora se pot determina coeficienţii de repartiţie transversală.

Domeniul de aplicaţie al metodei nu este limitat de dimensiunile exterioare sau interioare ale reţelei sau de numărul de grinzi. Această metodă se poate aplica şi la calcularea reţelelor rezemate pe patru laturi.

Dat fiind că prelucrarea formulelor lui Leonhardt este foarte laborioasă, s-au întocmit tabele şi diagrame pentru calculul rapid al liniilor de influenţă ale repartiţiei transversale pentru reţele de grinzi simplu rezemate pe două laturi şi având 3 până la 10 grinzi principale în secţiune transversală, precum şi pentru reţele de grinzi rezemate pe patru laturi având 1 până la 8 grinzi principale în secţiune transversală.

Condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească o reţea de grinzi pentru ca, coeficienţii de repartiţie transversală calculaţi în tabele să fie riguros exacţi sunt (conf. fig. 5.24):

a) grinzile principale să fie egale între ele cu excepţia grinzilor marginale care pot diferi de cele intermediare, raportul momentelor de inerţie notându-se cu:

$$j = I_m / I_i$$

b) grinzile principale să fie simplu rezemate şi cu moment de inerţie constant;
c) distanţa r dintre grinzile principale ale reţelei să fie constantă;
d) grinzile principale să fie paralele şi egale ca deschidere;
e) momentul de inerţie al antretoazei să fie constant.

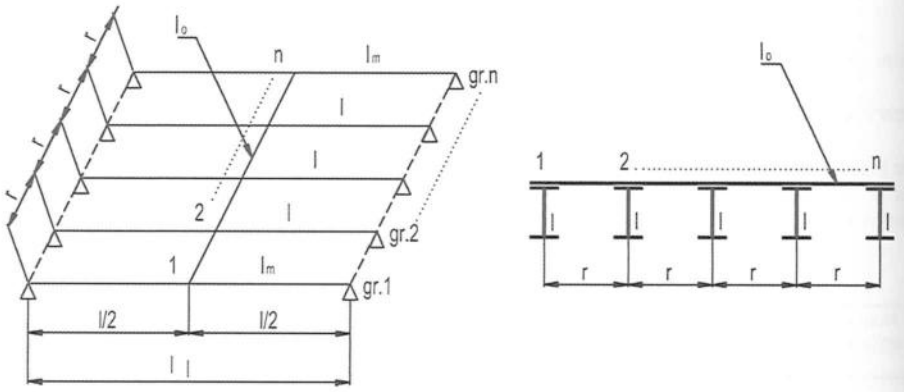


Fig. 5.24.

Elementul caracteristic cu care se intră în tabele şi diagramă este un coeficient numeric în funcţie de dimensiunile geometrice ale reţelei, denumit „coeficient de rigiditate al reţelei".

Acest coeficient se notează cu „z" şi are expresia:

$$z = I_a / I\,(l / 2r)^3 \qquad (5.14)$$

în care:
I_a = momentul de inerţie al antretoazei
I = momentul de inerţie al grinzii longitudinale
l = deschiderea grinzilor principale
r = distanţa între grinzile principale

În cazul reţelelor cu mai multe antretoaze, se introduce $I_a = i \cdot I_{a1}$, în care valorile lui „i" sunt date în tabelul 5.1.

În cazul suprastructurilor alcătuite din grinzi joantive cu suprabetonare (care nu au antretoaze) se poate asimila structura cu o reţea de grinzi cu 10 antretoaze ale căror caracteristici rezultă în urma împărţirii plăcii în 10 zone aproximativ egale, fiecare zonă reprezentând o antretoază, calculul efectuându-se în continuare ca pentru o reţea cu 10 antretoaze.

Coeficienţii de repartiţie transversală obţinuţi, prin această metodă diferă cu atât mai mult de cei obţinuţi prin metoda grinzii transversale infinit rigide cu cât „z" este mai mic. Când z = 500, rezultatele celor două metode devin sensibil egale.

În cazul în care reţeaua de grinzi are coeficientul de rigiditate z > 500, se pot aplica, în general, cu bune rezultate, tabelele şi diagramele corespunzătoare pentru z = 500 sau metoda de calcul a antretoazei infinit rigide.

În tabelele 5.2. sunt prezentate ordonatele liniilor de influenţă ale repartiţiei transversale pentru calculul reţelelor de grinzi cu 3, 4, 5, 6, 7, şi 8 grinzi principale rezemate pe două laturi şi cu raportul j = 1.

Cazuri speciale rezolvate cu ajutorul tabelelor prezentate.

a) Grinzile principale sunt simplu rezemate având antretoaza aşezată oriunde în deschidere (fig. 5.25.a).
Se înlocuieşte z cu z1 = K1 z în care:
$k_1 = 16\,(\alpha \cdot \alpha')^2$, iar z se determină conform relaţiei 5.14.

b) Grinzile principale sunt dublu încastrate, iar antretoaza este aşezată oriunde în deschidere (fig. 5.25.b).
Se înlocuieşte z cu $z_2 = k_2 \cdot z$ în care:
$k_2 = 16\,(\alpha \cdot \alpha')^3$.
Când $\alpha = \alpha' = 1/2$ rezultă $z_2 = 0{,}25$ z.

c) Grinzile principale sunt încastrate la un capăt şi simplu rezemate la celălalt, având antretoaza aşezată oriunde în deschidere (fig. 5.25.c).
Se înlocuieşte z cu $z_3 = k_3 \cdot z$ în care:
$k_3 = 4\ \alpha^3\,(3 - 5\,\alpha + \alpha^2 + \alpha^3)$
Când $\alpha = \alpha' = 1/2$, rezultă $z_3 = 0{,}437$ z.

d) Grinzile principale sunt în consolă, iar antretoaza este aşezată oriunde în deschidere (fig. 4.25.d).
Se înlocuieşte z cu $z_4 = k_4 \cdot z$ în care:
$k_4 = 16\ \alpha^3$
Când $\alpha = 1$, rezultă $z_4 = 16$ z.

e) Grinzile principale sunt continue pe mai multe deschideri.

Se înlocuieşte z cu z' = $1 / k$ z.

Valoarea coeficientului k este dată, în funcţie de numărul şi raportul deschiderilor în schemele din fig. 5.27.

Pentru calculul repartiţiei sarcinilor exterioare într-o secţiune oarecare, se admite pentru încărcările de pe întregul pod repartiţia rezultată pe baza coeficientului de rigiditate z' = $(1 / k)$ z , unde k se ia cel al deschiderii în care se află secţiunea. În cazul unei secţiuni aşezate pe un reazem, se vor admite pentru încărcările din fiecare parte coeficienţii k respectivi.

f) Grinzile principale nu sunt paralele (fig. 5.26.a).

În acest caz, grinzile principale au lungimi diferite. Repartiţia transversală este aceeaşi ca şi la o reţea cu grinzi paralele cu condiţia ca momentele de inerţie I_a; I_b; I_n să fie alese astfel încât să se producă aceleaşi săgeţi în noduri ca şi la reţeaua ipotetică din fig. 5.26.b, având grinzi paralele la distanţa „r".

Aceasta se obţine dacă:

$$I_a = I\,(l_a / l)^3 \qquad I_b = I\,(l_b / l)^3 \qquad I_i = I\,(l_i / l)^3 \qquad (5.15)$$

g) Grinzile principale sunt egale şi paralele, dar au moment de inerţie variabil.

În acest caz, în expresia lui „z" din formula (5.14) se introduce în locul lui I, un moment echivalent:

$$I' = \frac{l^3}{48\int \frac{M_x^2}{I_x} d_x} \qquad (5.16)$$

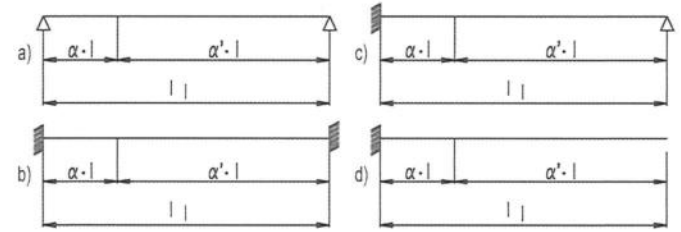


Fig. 5.25.

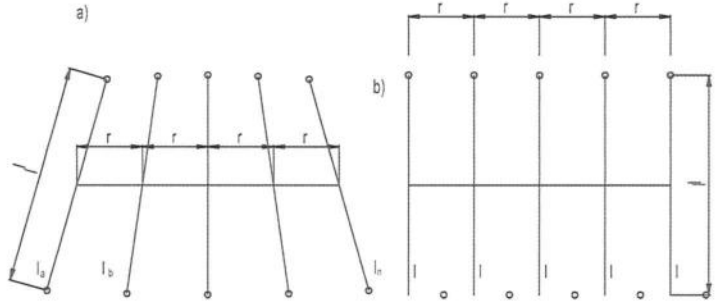


Fig. 5.26.

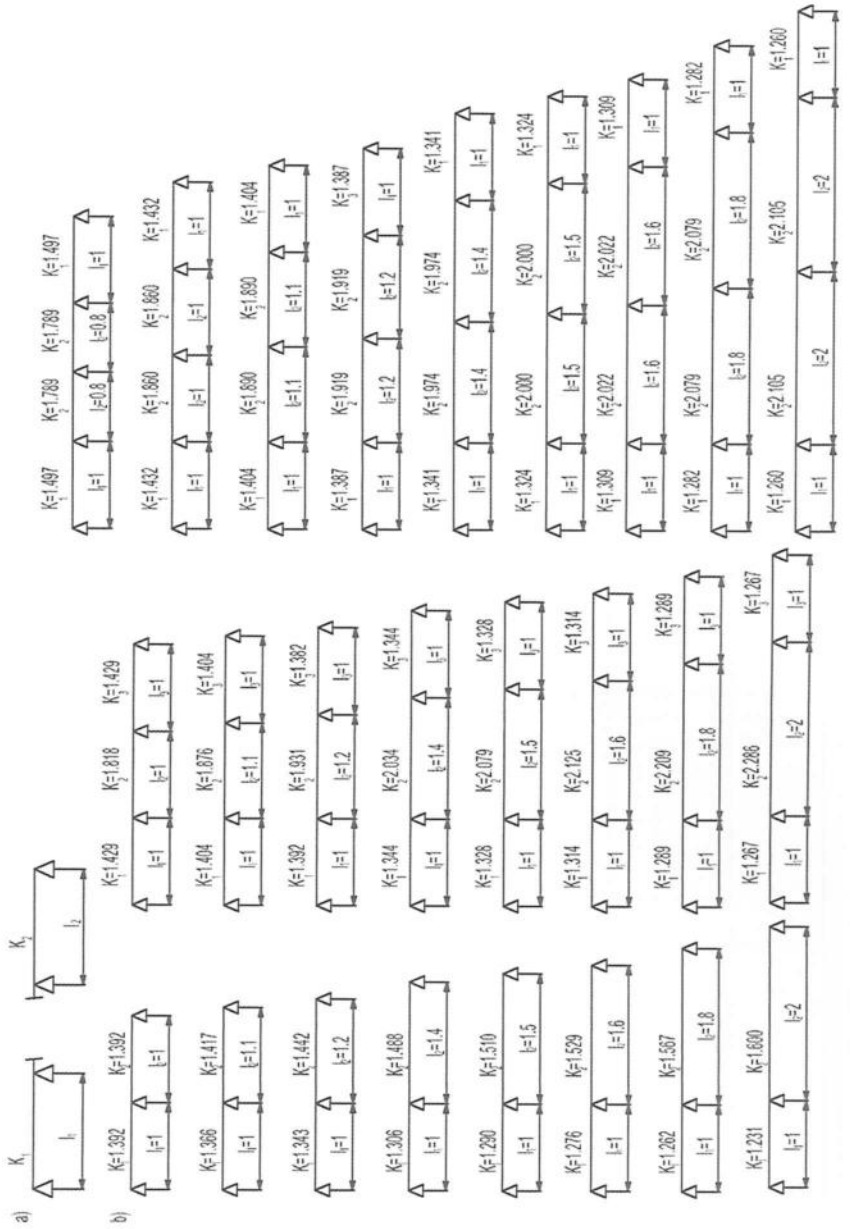


Fig. 5.27. Coeficienţi de influenţă transversală

Reţea cu 3 grinzi **Tabel V.2.**

j	z	Linia 1			Linia 2		
		η_{11}	η_{12}	η_{13}	η_{21}	η_{22}	η_{23}
1	10	+0,844	+0,312	-0,156	+0,312	+0,375	+0,312
	20	0,838	0,323	-0,162	0,323	0,355	0,324
	50	0,835	0,330	-0,165	0,330	0,340	0,330
	100	0,834	0,331	-0,16	0,331	0,339	0,332
	200	0,834	0,333	-0,166	0,333	0,335	0,333
	500	0,833	0,333	-0,167	0,333	0,334	0,334

Reţea cu 4 grinzi

j	z	Linia 1				Linia 2			
		η_{11}	η_{12}	η_{13}	η_{14}	η_{21}	η_{22}	η_{23}	η_{24}
1	10	+0,751	+0,346	+0,054	-0,151	+0,346	+0,363	+0,237	+0,054
	20	0,731	0,368	0,072	-0,171	0,368	0,335	0,224	0,072
	50	0,712	0,388	0,088	-0,188	0,388	0,314	0,210	0,088
	100	0,706	0,394	0,094	-0,194	0,394	0,306	0,206	0,094
	200	0,703	0,397	0,097	-0,197	0,397	0,303	0,203	0,097
	500	0,701	0,399	0,099	-0,199	0,399	0,301	0,201	0,099

Reţea cu 5 grinzi

j	z	Linia 1					Linia 2				
		η_{11}	η_{12}	η_{13}	η_{14}	η_{15}	η_{21}	η_{22}	η_{23}	η_{24}	η_{25}
1	10	+0,717	+0,333	+0,082	-0,037	-0,097	+0,333	+0,358	+0,248	+0,098	-0,037
	20	0,673	0,360	0,126	-0,024	-0,135	0,360	0,333	0,231	0,101	-0,024
	50	0,634	0,382	0,165	-0,012	-0,170	0,382	0,314	0,215	0,102	-0,012
	100	0,618	0,390	0,182	-0,006	-0,184	0,390	0,307	0,208	0,101	-0,006
	200	0,610	0,395	0,191	-0,003	-0,192	0,395	0,304	0,204	0,100	-0,003
	500	0,604	0,398	0,196	-0,002	-0,196	0,398	0,302	0,201	0,100	-0,002

Linia 3				
η_{31}	η_{32}	η_{33}	η_{34}	η_{35}
+0,083	+0,248	+0,340	+0,248	+0,083
0,127	0,231	0,286	0,231	0,127
0,166	0,215	0,240	0,215	0,166
0,182	0,208	0,221	0,208	0,182
0,191	0,204	0,212	0,204	0,191
0,196	0,202	0,206	0,202	0,196

Reţea cu 6 grinzi

	z	Linia 1					Linia 2				
		η_{11}	η_{12}	η_{13}	η_{14}	η_{15}	η_{16}	η_{21}	η_{22}	η_{23}	η_{24}	η_{25}	η_{26}
1	10	+0.712	0,325	+0,079	-0,027	-0,049	-0,042	+0,325	+0,350	+0,243	+0,111	+0,018	-0,049
	20	0,654	0,348	0,128	+0,006	-0,052	-0,082	0,348	0,325	0,231	0,121	0,027	-0,052
	50	0,592	0,365	0,180	+0,046	-0,051	-0,132	0,365	0,308	0,221	0,125	0,034	-0,051
	100	0,562	0,372	0,206	+0,068	-0,050	-0,158	0,372	0,302	0,216	0,124	0,036	-0,050
	200	0,543	0,377	0,221	+0,081	-0,049	-0,173	0,377	0,299	0,212	0,124	0,037	-0,049
	500	0,532	0,380	0,231	+0,089	-0,048	-0,182	0,380	0,298	0,210	0,124	0,038	-0,048

	z	Linia 3					
		η_{31}	η_{32}	η_{33}	η_{34}	η_{35}	η_{36}
1	10	+0,079	-0,243	+0,337	+0,255	+0,111	-0,027
	20	0,128	0,231	0,287	0,229	0,121	+0,006
	50	0,180	0,221	0,235	0,185	0,125	+0,046
	100	0,206	0,216	0,210	0,176	0,124	+0,068
	200	0,221	0,212	0,197	0,165	0,124	+0,081
	500	0,231	0,210	0,188	0,158	0,124	+0,089

Reţea cu 7 grinzi

j	z	Linia 1							Linia 2						
		η_{11}	η_{12}	η_{13}	η_{14}	η_{15}	η_{16}	η_{17}	η_{21}	η_{22}	η_{23}	η_{24}	η_{25}	η_{26}	η_{27}
1	10	+0.711	+0,325	+0,077	-0,027	-0,047	-0,031	-0,009	+0,325	+0,347	+0,238	+0,109	+0,026	-0,013	-0,031
	20	0,650	0,343	0,124	+0,006	-0,038	-0,045	-0,038	0,343	0,320	0,227	0,122	0,043	-0,008	-0,045
	50	0,573	0,353	0,178	+0,058	-0,014	-0,057	-0,089	0,353	0,301	0,218	0,132	0,058	-0,003	-0,057
	100	0,528	0,356	0,207	+0,091	+0,005	-0,064	-0,124	0,356	0,294	0,216	0,137	0,064	-0,002	-0,064
	200	0,500	0,357	0,226	+0,114	+0,018	-0,067	-0,148	0,357	0,291	0,215	0,140	0,067	-0,001	-0,067
	500	0,481	0,357	0,240	+0,130	+0,028	-0,069	-0,165	0,357	0,288	0,214	0,142	0,070	-0,000	-0,069

j	z	Linia 3							Linia 4						
		η_{31}	η_{32}	η_{33}	η_{34}	η_{35}	η_{36}	η_{37}	η_{41}	η_{42}	η_{43}	η_{44}	η_{45}	η_{46}	η_{47}
1	10	+0.077	+0,238	+0,329	+0,250	+0,125	+0,026	-0,047	-0,027	+0,109	+0,250	+0,335	+0,250	+0,109	-0,027
	20	0,124	0,227	0,282	+0,229	0,134	0,043	-0,038	+0,006	0,122	0,229	0,286	0,229	0,122	+0,006
	50	0,178	0,218	0,235	+0,196	0,129	0,058	-0,014	+0,058	0,132	0,196	0,225	0,196	0,132	+0,058
	100	0,207	0,216	0,211	+0,175	0,121	0,064	+0,005	+0,091	0,137	0,175	0,193	0,175	0,137	+0,091
	200	0,226	0,215	0,196	+0,161	0,116	0,067	+0,018	+0,114	0,140	0,161	0,171	0,161	0,140	+0,114
	500	0,240	0,214	0,187	+0,151	0,111	0,070	+0,028	+0,131	0,142	0,151	0,154	0,151	0,142	+0,031

Reţea cu 8 grinzi

j	z	Linia 1								Linia 2							
		η_{11}	η_{12}	η_{13}	η_{14}	η_{15}	η_{16}	η_{17}	η_{18}	η_{21}	η_{22}	η_{23}	η_{24}	η_{25}	η_{26}	η_{27}	η_{28}
1	10	+0,711	326	+0,077	-0,026	-0,046	-0,033	-0,014	+0,005	+0,326	+0,346	+0,237	+0,107	+0,025	-0,009	-0,018	-0,014
	20	0,649	0,342	0,122	+0,005	-0,039	-0,042	-0,028	-0,011	0,342	0,316	0,224	0,119	0,043	+0,002	-0,018	-0,028
	50	0,567	0,348	0,173	+0,057	-0,007	-0,037	-0,048	-0,051	0,348	0,295	0,215	0,132	0,064	+0,015	-0,019	-0,048
	100	0,513	0,345	0,203	+0,096	+0,022	-0,027	-0,061	-0,089	0,345	0,285	0,213	0,140	0,076	+0,023	-0,021	-0,061
	200	0,472	0,341	0,223	+0,124	+0,046	-0,017	-0,071	-0,120	0,341	0,279	0,213	0,146	0,084	+0,029	-0,021	-0,071
	500	0,442	0,337	0,238	+0,147	+0,067	-0,008	-0,077	-0,146	0,337	0,277	0,213	0,151	0,091	+0,033	-0,023	-0,077

j	z	Linia 3								Linia 4							
		η_{31}	η_{32}	η_{33}	η_{34}	η_{35}	η_{36}	η_{37}	η_{38}	η_{41}	η_{42}	η_{43}	η_{44}	η_{45}	η_{46}	η_{47}	η_{48}
2	10	+0,077	+0.237	+0,326	+0,246	+0,122	-0,036	-0,009	-0,033	-0,025	+0,107	+0,246	+0,327	+0,245	+0,122	+0,025	-0,046
	20	0,122	0,224	0,276	0,225	0,135	0,058	+0,002	-0,042	+0,005	0,119	0,225	0,281	0,231	0,135	0,043	-0,039
	50	0,173	0,215	0,230	0,195	0,135	0,074	+0,015	-0,037	+0,057	0,132	0,195	0,227	0,197	0,135	0,064	-0,007
	100	0,203	0,213	0,209	0,177	0,127	0,075	+0,023	-0,027	+0,096	0,140	0,177	0,193	0,171	0,127	0,076	-0,022
	200	0,223	0,213	0,187	0, 162	0,120	0,083	+0,029	-0,017	+0,124	0,146	0,162	0,166	0,152	0,120	0,084	+0,046
	500	0,238	0,213	0,185	0,151	0,113	0,075	+0,033	-0,008	+0,147	0,151	0,151	0,146	0,134	0,113	0,091	+0,067

V.4.4. Completări la metodele de repartiţie transversală

Pe lângă metodele tradiţionale prezentate anterior, pentru determinarea coeficienţilor de repartiţie transversală în cazul podurilor din beton armat şi precomprimat alcătuite cu grinzi prefabricate juxtapuse sau joantive în conlucrare la partea superioară cu o placă de suprabetonare, care sunt legate sau nu în sens transeversal prin antretoaze, se poate utiliza ca alternativă metoda elementelor finite împreună cu modele numerice de calcul. Această abordare este utilă pentru structurile întâlnite în practica curentă de proiectare, întrucât se pot rezolva şi problemele altfel greu de rezolvat, cum ar fi de exemplu repartiţia transversală în cazul podurilor cu oblicitate mare, respectiv în cazul celor amplasate în curbe cu raze mici.

1. Principii de modelare

Aceste tipuri de suprastructuri sunt alcătuite în secţiune transversală din mai multe grinzi juxtapuse (Fig.5.28, 5.30) sau situate la o anumită distanţă (Fig.5.29), peste grinzi fiind turnată o placă din beton armat. Grinzile longitudinale pot fi legate între ele pe reazeme sau la anumite distanţe în deschidere prin intermediul unor antretoaze sau unor diafragme din beton armat şi precomprimat. În cazul tablierelor oblice, capetele grinzilor pot fi decalate între ele în sens longitudinal şi de asemenea, dacă suprastructura are laţime variabilă sau podul este amplasat în curbă, axele longitudinale ale grinzilor pot să nu fie paralele între ele.

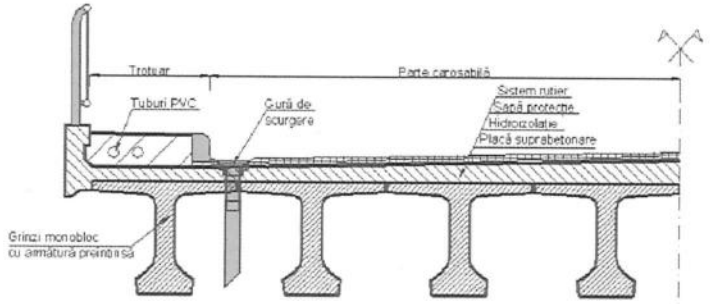


Fig.5.28 Secţiune transversală printr-un tablier din beton armat cu grinzi prefabricate joantive şi placă de suprabetonare

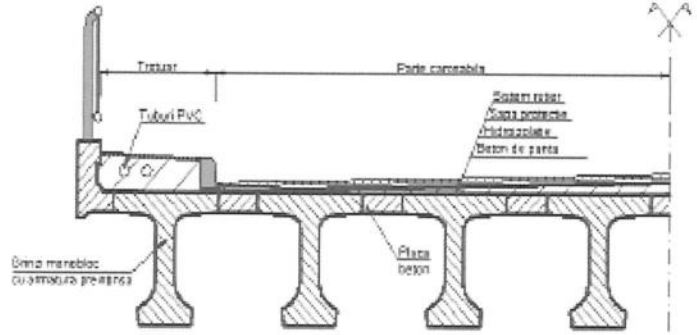


Fig.5.29 Secţiune transversală printr-un tablier din beton armat cu grinzi prefabricate juxtapuse şi placă de suprabetonare

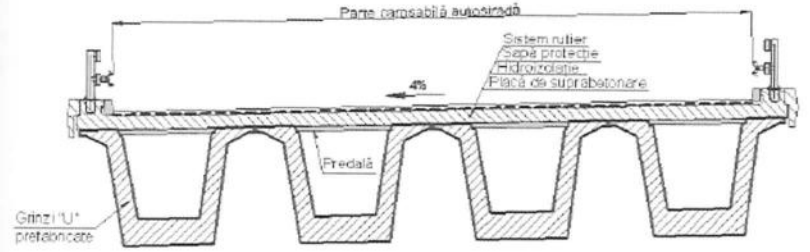


Fig.5.30. Secţiune transversală printr-un tablier din beton armat cu grinzi prefabricate U joantive şi placă de suprabetonare

Modelarea unor astfel de structuri poate fi realizată în mai multe moduri:

- utilizând elemente unidimensionale (bare) dispuse în sens longitudinal, respectiv transversal podului şi care formează o reţea plană de grinzi. Aceste modele relativ simple conduc la rezultate acoperitoare în situaţia în care toate caracteristicile geometrice ale secţiunilor transversale ale barelor ce compun reţeaua sunt stabilite corect;
- utilizând elemente unidimensionale (bare) pentru modelarea grinzilor şi a antretoazelor (dacă acestea există) şi elemente finite bidimensionale (de tip placă) pentru modelarea plăcii de suprabetonare;
- utilizând elemente bidimensionale (de tip placă) atât pentru modelarea grinzilor prefabricate şi a antretoazelor, cât şi pentru modelarea plăcii de suprabetonare;
- utilizând elemente tridimensionale (de volum) pentru modelarea tuturor elementelor componente ale suprastructurii podului.

Dintre posibilităţile enumerate anterior, metoda reţelei plane de grinzi este utilizată pe scară largă, oferind avantaje din punct de vedere al complexităţii modelului, dar şi al timpului mult mai redus de analiză şi de prelucrare a rezultatelor în raport cu celelalte metode.

Modelarea unor astfel de suprastructuri (Fig. 5.28, 5.29, 5.30) cu ajutorul metodei reţelei plane de grinzi presupune considerarea mai multor grinzi longitudinale şi a unui număr de grinzi transversale, ce reprezintă placa. În sens longitudinal, placa contribuie la rigiditatea la încovoiere a grinzilor, fâşii de placă cu lăţimea egală cu cea a tălpilor grinzilor fiind înglobate în secţiunea barelor longitudinale ale reţelei.

În unele abordări, pentru stabilirea rigidităţii la încovoiere şi torsiune a barelor transversale ale reţelei, în cazul grinzilor cu tălpi late ca cele din figurile 5.28 şi 5.29, se consideră o secţiune a cărei grosime se compune din grosimea plăcii de suprabetonare la care se adaugă şi grosimea tălpii grinzilor longitudinale. Problema ce trebuie rezolvată în acest caz este în zona spaţiului liber dintre grinzi unde rigidităţile la încovoiere şi torsiune ale barelor transversale ale reţelei variază semnificativ, în acele zone singurul element de legătură real în sens transversal fiind placa.

Se poate admite că valorile momentelor încovoietoare longitudinale şi a momentelor de torsiune din placă sunt comparabile ca mărime cu valorile momentelor încovoietoare transversale numai în imediata vecinătate a unor încărcări verticale concentrate.

În cazul unor suprastructuri alcătuite din grinzi longitudinale legate între ele cu antretoaze şi care au dispusă la partea superioară o placă de suprabetonare (Fig.5.31), reţeaua plană de grinzi constă din bare longitudinale şi transversale amplasate la nivelul

centrului de greutate ale grinzilor. În acest caz rigidităţile la încovoiere, forfecare şi torsiune sunt comparabile pe cele două direcţii, comportarea reţelei fiind similară cu cea a unei dale de beton de grosime redusă, flexibilă, sub acţiunea unor forţe concentrate.

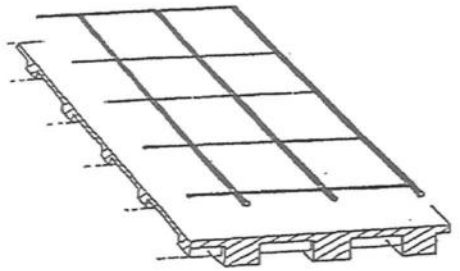


Fig.5.31. Modelarea unui tablier alcătuit din grinzi, antretoaze şi placă de suprabetonare utilizând metoda reţelei plane de grinzi

Dacă în sens transversal nu există antretoaze, comportarea plăcii este simulată prin introducerea unor grinzi transversale ale reţelei (Fig.5.32). Alegerea unei distanţe între grinzile transversale cuprinsă între (1/4...1/8) din deschiderea podului oferă un grad bun de aproximare a repartiţiei transversale a încărcărilor între grinzile longitudinale. Dacă există însă şi antretoaze izolate, dispuse la capetele tablierului şi pe parcurs din loc în loc, atunci grinzile transversale ale reţelei vor avea caracteristicile geometrice corespunzând secţiunilor transversale ale acestor elemente.

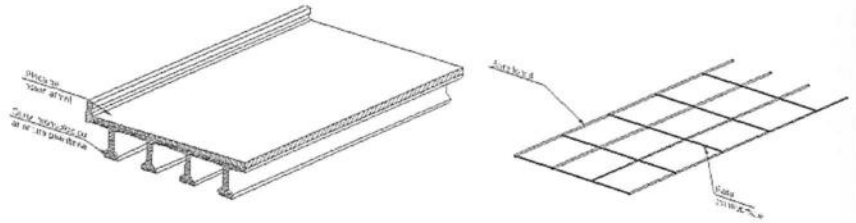


Fig.5.32. Modelarea unui tablier alcătuit din grinzi şi placă de suprabetonare utilizând metoda reţelei plane de grinzi

Există situaţii în care grinzile sunt foarte apropiate în sens transversal, cum se întâmplă în cazul tablierelor cu grinzi „T întors" şi placa de suprabetonare (Fig.6). Pentru a reduce numărul de elemente componente ale reţelei plane de grinzi se poate adopta ca soluţie, stabilirea caracteristicilor de rigiditate ale barelor longitudinale ale reţelei pentru secţiunile aferente a două sau mai multor grinzi reale. Acest mod de reprezentare nu poate fi însă utilizat dacă grinzile au rigidităţi semnificativ diferite, întrucât nu se pot interpreta corect rezultatele, neştiindu-se ce pondere de efort se repartizează fiecărei grinzi. Plasarea câte unei bare longitudinale de reţea în axul fiecărei grinzi longitudinale sporeşte densitatea reţelei şi în acelaşi timp îmbunătăţeşte şi repartiţia transversală a încărcărilor.

Deoarece este cunoscut faptul că, în cazul tablierelor formate din grinzi şi placa de suprabetonare, repartiţia transversală a încărcărilor este slabă, distanţa între barele longitudinale ale reţelei nu trebuie să fie mai mare de 1/10 din deschidere.

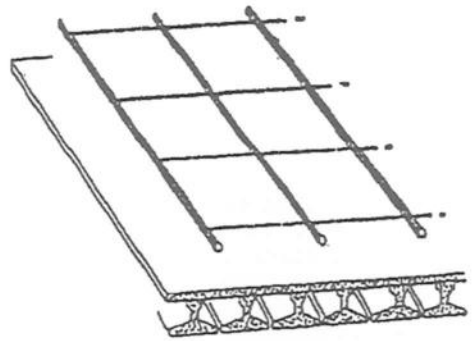


Fig.5.33. Modelarea unui tablier alcătuit din grinzi T întors şi placă de suprabetonare utilizând metoda reţelei plane de grinzi

În cazul în care tablierul real are în componenţă grinzi cu lăţime mare (grinzi late) care este comparabilă ca valoare cu distanţa între axele grinzilor sau grinzi U (Fig.5.34, 5.35), atunci grinzile pot fi modelate cu câte două bare longitudinale de reţea. Pentru aceste tabliere, încovoierea în sens transversal se produce mai ales deasupra porţiunilor de placă de suprabetonare situate între grinzi. Barele transversale trebuie să aibă o rigiditate la încovoiere şi la torsiune în sens transversal mult mai mică decât a barelor longitudinale de reţea. În cazul grinzilor U, dacă pereţii grinzilor sunt subţiri, caracteristicile de rigiditate ale barelor longitudinale trebuie stabilite cu atenţie, mai ales rigiditatea la torsiune, deoarece datorită distorsiunii secţiunii, rigiditatea la torsiune se poate diminua semnificativ.

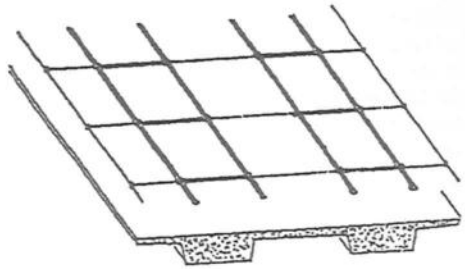


Fig.5.34. Modelarea unui tablier alcătuit cu grinzi late

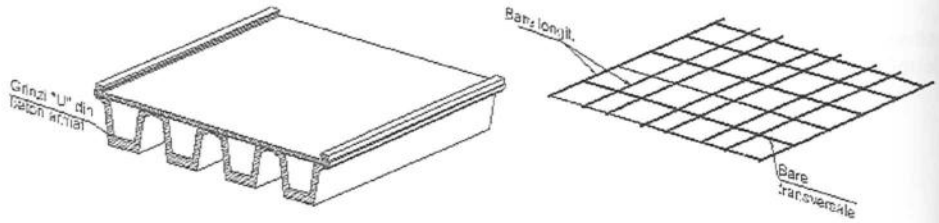


Fig.5.35. Modelarea unui tablier alcătuit cu grinzi U şi placă de suprabetonare

2. Caracteristici geometrice ale barelor care alcătuiesc reţeaua plană

Secţiunea transversală asociată fiecărei bare longitudinale a reţelei este considerată secţiunea grinzii împreună cu placa de suprabetonare aferentă a cărei lăţime este egală cu distanţa interax dintre grinzi. Momentul de inerţie la încovoiere al fiecărui element longitudinal al reţelei este calculat, utilizând relaţiile cunoscute din Rezistenţa Materialelor, în raport cu axa neutră a secţiunii pe care o reprezintă.

Dacă distanţa între axele grinzilor este mai mare de 1/6 din deschidere sau dacă lungimea consolei este mai mare de 1/12 din deschidere, atunci efectul denumit „shear lag" (deplasare longitudinală în plan orizontal din forfecare) reduce semnificativ lăţimea de placă care conlucrează cu grinzile. În aceste cazuri, caracteristicile geometrice ale secţiunii barelor longitudinale ale reţelei trebuie să fie stabilite considerând o lăţime activă de placă, calculată conform prescripţiilor în vigoare.

În cazul utilizării conceptului de lăţime activă de placă, trebuie să se ţină cont de variaţia lăţimii active pe deschiderea podului în funcţie de schema statică (grinda simplu rezemată, grinda continuă, consola) şi de alura diagramelor de momente încovoietoare. Totodată trebuie avut în vedere faptul că dacă secţiunile transversale ale barelor longitudinale şi transversale sunt stabilite utilizând o lăţime activă de placă, greutatea proprie a elementelor reţelei trebuie să includă şi părţile de placă necuprinse în secţiune. De asemenea în zona de intersecţie a elementelor reţelei nu trebuie considerată de două ori greutatea proprie a plăcii de suprabetonare, lucru rezultat ca urmare a considerării ei şi în secţiunea barelor longitudinale şi în secţiunea barelor transversale.

Uneori pentru a îmbunătăţi repartiţia transversală a încărcărilor, când grinzile structurii reale se află la distanţă mare una de cealaltă, se pot introduce suplimentar bare fictive ale căror caracteristici de rigiditate se stabilesc în funcţie de poziţia, forma şi numărul lor în secţiunea transversală considerată.

Când tablierele cu secţiuni ca cele din figura 5.32 sunt supuse unui moment de torsiune, atunci momentele de inerţie la torsiune ale barelor longitudinale ale reţelei se obţin sumând momentul de inerţie la torsiune ale grinzilor cu momentul de inerţie la torsiune al porţiunii de placă aferente. Deci:

$$I_{t,LONG} = \frac{\sum b_i h_i^3}{3} + \frac{b_{pl} h_{pl}^3}{6} \qquad (5.17)$$

în care:

b_i este lăţimea fiecărei secţiuni geometrice care compune secţiunea grinzii;

h_i este grosimea (înălţimea) fiecărei secţiuni geometrice care compune secţiunea grinzii;

b_{pl} este lăţimea plăcii de suprabetonare;

h_{pl} este grosimea plăcii de suprabetonare.

Există şi situaţii în care grinzile ce intră în alcătuirea suprastructurii au rigiditate la torsiune mică în comparaţie cu rigiditatea lor la încovoiere, aşa cum se întâmplă pentru suprastructurile de poduri cu secţiune compusă oţel-beton, alcătuite cu grinzi metalice şi placă de suprabetonare. În acest caz, rigiditatea la torsiune a barelor longitudinale ale reţelei se poate neglija.

Caracteristicile geometrice ale barelor transversale ale reţelei ce simulează comportarea plăcii de suprabetonare se stabilesc cu ajutorul relaţiilor cunoscute:

$$I = \frac{b_{pl,transv} h_{pl}^3}{12} \qquad (5.18)$$

$$I_t = \frac{b_{pl,transv} h_{pl}^3}{6} \qquad (5.19)$$

În relaţiile (2) şi (3) $b_{pl,transv}$ reprezintă lăţimea fâşiilor de placă considerată a fi reprezentate de barele transversale, iar hpl este grosimea plăcii.

Dacă pe deschiderea tablierului există antretoaze, în secţiunea barelor transversale ce le modelează trebuie inclusă şi porţiunea de placă care conlucrează cu antretoaza. În cazul unor antretoaze situate la distanţe mici una de alta, se poate considera că lăţimea plăcii ce conlucrează cu antretoaza este egală chiar cu distanţa dintre axele antretoazelor. Dacă distanţa dintre antretoaze este mai mare de 1/12 din distanţa între punctele de zero ale diagramei de momente încovoietoare transversale, atunci în stabilirea lăţimii plăcii care conlucrează cu antretoaza trebuie utilizat conceptul de lăţime activă.

Proprietăţile fizico-mecanice ale materialelor utilizate pe cele două direcţii, longitudinal şi transversal, pot fi diferite şi în aceste situaţii rigidităţile trebuie stabilite cu mare atenţie.

De exemplu, o placă de suprabetonare realizată din beton armat dispusă peste grinzi din beton armat şi precomprimat sau peste grinzi metalice, lucrează foarte bine, în zona comprimată, pentru încovoierea în sens longitudinal a tablierului, dar poate lucra fisurată pentru încovoierea în sens transversal, situaţie apărută ca urmare a unor încărcări locale. Acelaşi lucru se întâmplă şi în situaţia în care podurile sunt realizate în soluţia cu grinzi continui, pe reazeme placa putând fisura, în situaţia cea mai defavorabilă, pe întreaga ei grosime. În atari situaţii, caracteristicile geometrice ale secţiunii ce ar trebui să includă şi o lăţime de placă corespunzătoare trebuie stabilite considerând numai barele de armătură ce lucrează singure în zona fisurată a plăcii.

3. Condiţii de rezemare. Acţiuni aplicate

Utilizând orice tip de model numeric prezentat anterior, se pot aplica condiţii de rezemare, respectiv seturi de încărcări care să descrie condiţiile de solicitare ale structurii sub efectul acţiunilor exterioare. Avantajul utilizării metodelor numerice în ceea ce priveşte condiţiile de rezemare, respectiv încărcările constă în faptul că, se pot rezolva structuri complexe de poduri, multiplu static nedeterminate, având orice condiţii de rezemare şi acţiuni exterioare aplicate.

Un alt avantaj major în ceea ce priveşte acţiunile este legat de faptul că, majoritatea programelor de calcul ce operează cu astfel de modele numerice spaţiale permit modelarea şi aplicarea pe structură a încărcărilor mobile (convoaie de vehicule rutiere

sau convoaie de cale ferată), obţinându-se automat, distribuţia forţelor interne între toate elementele structurale, deci este rezolvată şi problema repartiţiei transversale a încărcărilor pentru podurile alcătuite cu un număr mai mare de grinzi în secţiune transversală, prevăzute cu sau fără antretoaze. Starea de eforturi şi deformaţii poate fi stabilită pentru orice poziţie a încărcărilor mobile pe structură ceea ce permite selectarea răspunsului maxim al structurii ca urmare a acţiunilor aplicate.

Metodele numerice de calcul permit rezolvarea problemelor complexe care apar în practica curentă de proiectare şi care nu pot fi rezolvate simplificat, prin metodele tradiţionale prezentate în ceea ce priveşte repartiţia transversală a încărcărilor.

În continuare, în figurile 5.36-5.40, sunt prezentate câteva exemple de modele numerice pentru suprastructuri de poduri cu grinzi prefabricate şi placă de suprabetonare, precum şi alura diagramelor forţelor interne pe elemente pentru modele alcătuite din bare, analizate prin metoda reţelei plane de grinzi.

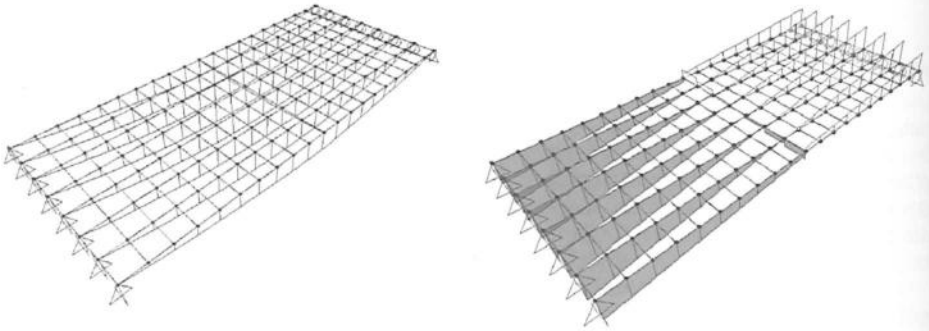


Fig.5.36 Diagrame de momente încovoietoare şi forţe tăietoare în elementele reţelei din acţiuni permanente

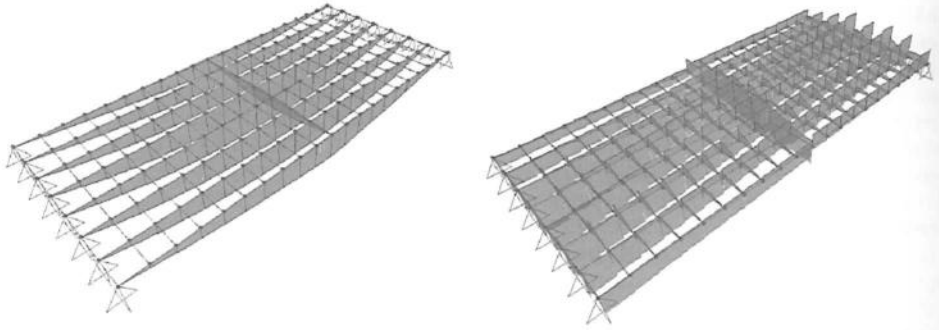


Fig.5.37 Diagrame de momente încovoietoare şi forţe tăietoare în elementele reţelei din acţiunea modelului de încărcare LM1 (SR EN 1991-2:2005)

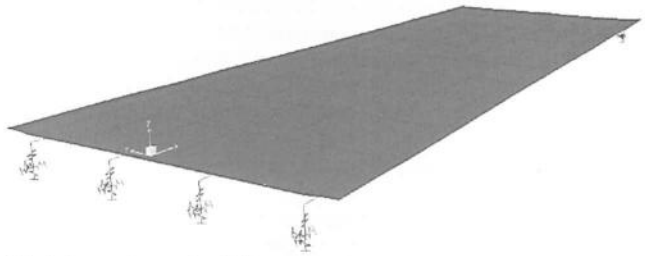


Fig.5.38 Model cu elemente finite: grinzile modelate cu elemente finite tip bară, iar placa de suprabetonare cu elemente finite bidimensionale (cu comportare de placă şi membrană)

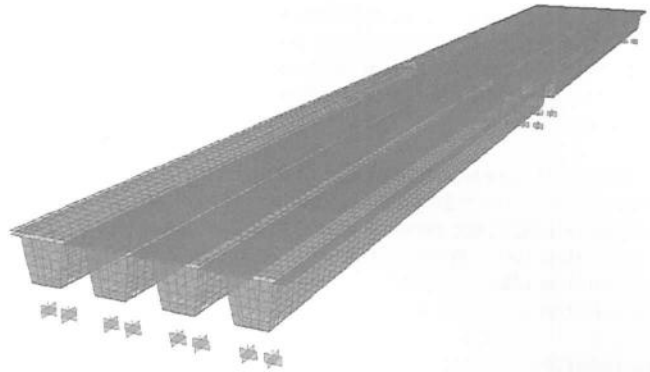


Fig.39 Model cu elemente finite: grinzile U şi placa de suprabetonare modelate cu elemente finite bidimensionale (cu comportare de placă şi membrană)

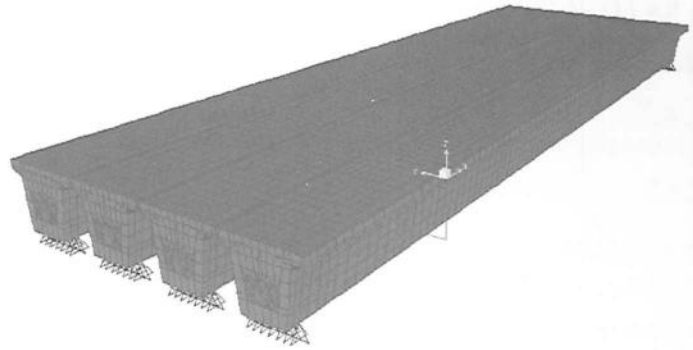


Fig.5.40 Model cu elemente finite: grinzile U şi placa de suprabetonare modelate cu elemente finite de volum

V.5 CALCULUL ANTRETOAZELOR LA SUPRASTRUCTURI CU GRINZI DIN BETON ARMAT SI BETON PRECOMPRIMAT

Pentru calculul grinzilor transversale (antretoaze) se consideră că acestea sunt supuse la două feluri de solicitări.

- din încărcarea locală la care lucrează ca grinzi continue sau simplu rezemate pe reazeme rigide;
- din încărcarea întregii suprastructuri, în care caz grinzile transversale conlucrează spaţial cu grinzile principale.

Din punct de vedere al alcătuirii reţelelor din grinzi longitudinale şi grinzi transversale (antretoaze) acestea se pot găsi în una din următoarele situaţii:

a) cu o singura antretoază intermediară şi două grinzi principale;
b) cu o singură antretoază intermediară şi mai mult de două grinzi principale;
c) cu mai multe antretoaze intermediare şi două grinzi principale;
d) cu mai multe antretoaze intermediare şi mai mult de două grinzi principale.

În cazul a) şi c), antretoaza se calculează numai la sarcini locale, conf. pct. V.5.1.

În cazul b), antretoaza se calculează numai la sarcini din încărcarea întregii suprastructuri, repartiţia în lung a sarcinilor făcându-se însă ca în calculul la sarcini locale.

În cazul d), antretoaza se calculează atât la sarcini locale, cât şi la sarcini din încărcarea întregii suprastructuri, iar solicitările astfel calculate se însumează.

V.5.1.Determinarea solicitărilor în antretoaze din sarcini locale

a) Determinarea încărcărilor la antretoaze din sarcini locale

Încărcările permanente care se transmit antretoazei sunt:

g_2 = greutatea căii (t/m²)
g_1 = greutatea plăcii (t/m²)
g_0 = greutatea proprie a antretoazei (t/m²)

Pentru repartizarea sarcinilor permanente din greutatea plăcii şi a căii se consideră că antretoazei i se transmit încărcările cuprinse pe o suprafaţă rezultată dintr-o repartiţie la 45° (fig. 5.40). Mărimea suprafeţei care se consideră că transmite încărcările la antretoaza este:

$$S = S = l_1(\lambda - l_1/2) \qquad (5.20)$$

Încărcările g_0 şi g_1 se echivalează cu încărcări uniform distribuite astfel:

$$g'_2 = \frac{g_2 S}{\lambda}$$

$$g'_1 = \frac{g_1 S}{\lambda} \qquad (5.21)$$

Încărcarea uniform distribuită totală va fi:

$$g = g_0 + g'_1 + g'_2 \qquad (5.22)$$

Valorile încărcărilor de calcul sunt:

$$g_{max} = 1{,}1\,(g_0 + g'_1) + 1{,}5\,g'_2$$
$$g_{min} = 0{,}9\,(g_0 + g'_1) + 0{,}7\,g'_2 \qquad (5.23)$$

La stabilirea valorii forţelor concentrate „P'_u" din încărcările utile care solicită antretoaza, se va lua în considerare transmiterea în lung a încărcărilor, care se face pe baza liniei de influenţă a încărcării antretoazei în lungul podului.

Ordonatele diagramei de încărcare a antretoazei în lungul podului se determină cu relaţia:

$$y = \frac{x}{l_1} \cdot \frac{\delta_\lambda}{\delta_\lambda + \delta_{l1}} \qquad (5.24)$$

în care:

„δ_λ" şi δ_{l1} sunt săgeţile din sarcina unitară pe grinda cu deschiderea λ, respectiv cu deschiderea l_1 (distanţa între antretoaze).

Pentru calculul practic se poate întocmi linia de influenţă convenţională a încărcării antretoazei în lungul podului, reprezentată în fig. 5.41. Această linie de influenţă convenţională se consideră că are ordonata „y" la jumătatea distanţei dintre antretoaze egală cu:

$$\xi_{0.5} = 0{,}5 \cdot \frac{\lambda^3}{l_1^3 + \lambda^3} \qquad (5.25)$$

În dreptul antretoazei respective ordonata liniei de influenţă convenţionale este egală cu 1, iar în dreptul antretoazelor adiacente este 0.

Valoarea lui „P'_u" devine:

- pentru vehicule pe roţi

$$P'_u = 0{,}5 \cdot \sum_1^n P_i \cdot y_{Pi} \qquad (5.26)$$

- pentru vehicule pe şenile

$P'_u = p \cdot \Omega$ în care:

P'_u = încărcarea dintr-un şir de roţi sau încărcarea dintr-o şenilă
P_i = încărcarea pe osie
y_{Pi} = ordonata liniei de influenţă în dreptul sarcinii P_i
p = sarcina pe 1ml de şenilă
Ω = suprafaţa liniei de influenţă a încărcării în limitele lungimii şenilei

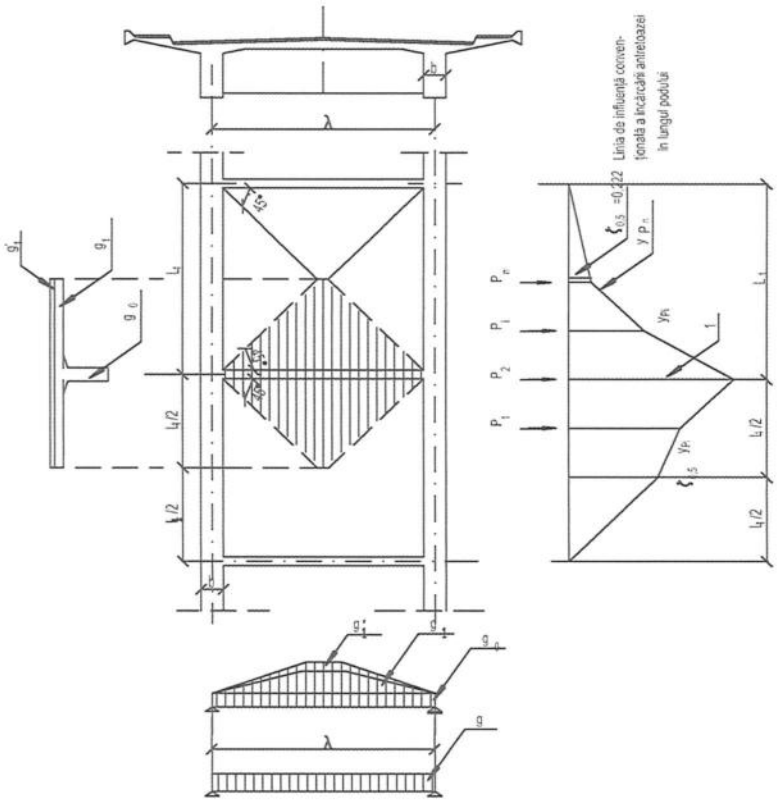
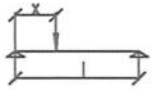
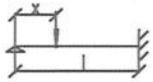
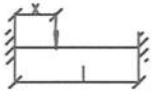


Fig. 5.41. Transmiterea sarcinilor locale la antretoaze

Ecuaţiile săgeţilor din sarcina unitară la grinzi cu diferite rezemări ale capetelor

Tabel V.3

Schema grinzii	Ecuația săgeții secțiunii grinzii sub încărcare
	$EI\delta = \frac{1}{3} l^3 \left(\xi^2 - 2\xi^3 + \xi^4\right)$
	$EI\delta = \frac{1}{12} l^3 \left(3\xi^2 - 8\xi^3 + 6\xi^4 - \xi^6\right)$
	$EI\delta = \frac{1}{3} l^3 \left(\xi^3 - 3\xi^4 + 3\xi^5 - \xi^6\right)$

unde $\xi = \frac{x}{l}$

Din punct de vedere static, grinzile transversale (antretoazele) pot fi:
- cu o singură deschidere;
- cu console;
- continue cu două sau mai multe deschideri.

Calculul solicitărilor se efectuează în diversele secţiuni caracteristice (în câmp şi pe reazeme) cu ajutorul liniilor de influenţă ale acestor solicitări sau al formulelor şi tabelelor pentru grinzi cu schema statică a antretoazei respective, considerând că nodurile dintre antretoaze şi grinzile principale sunt reazeme rigide.

Grinzile transversale cu o singură deschidere se calculează ca grinzi simplu rezemate, dacă sunt legate monolit de grinzile longitudinale şi nu au console, cu condiţia ca secţiunea de reazem să se verifice la un moment negativ egal cu 1/3 din momentul maxim din câmp.

În fig. 5.29 este reprezentată determinarea solicitărilor pentru antretoază cu o singură deschidere. Repartiţia longitudinală a sarcinilor utile care revin antretoazei se face conform liniei de influenţă convenţională a încărcării antretoazei, prezentată în fig. 5.41 rezultând:

$$P'_u = 0{,}5 \cdot \sum P_i \cdot Y_{Pi}$$ (unde P_i = sarcina pe osie, iar P'_u este sarcina ce revine antretoazei dintr-un şir de roţi). Cu aceste sarcini se încarcă liniile de influenţă M_2, T_1 şi T_2 (fig. 5.29. a, b,c).

Diagrama de momente convenţională necesară dimensionării antretoazei este prezentată în fig. 5.42d.

Grinzile transversale cu console se calculează pe reazem pentru un moment egal cu 1/3 din momentul maxim din câmp, sau la momentul consolei, dacă acesta este mai mare în valoare absolută decat 1/3 din momentul maxim din câmp.

La grinzile transversale cu două sau mai multe deschideri, solicitările din sarcini locale M' şi T' se calculează cu ajutorul liniilor de influenţă pentru grinzi continue pe reazeme rigide sau cu ajutorul formulelor şi tabelelor pentru aceste grinzi. Aceste solicitări trebuie însumate cu solicitările care apar în grinzile transversale din repartizarea elastică a sarcinii acestora între grinzile principale (vezi pct. V.4.2). În relaţiile solicitărilor din sarcini utile se va introduce coeficientul de impact corespunzător lungimii deschiderii minime a antretoazei continue.

V.5.2. Determinarea solicitărilor în antretoaze din încărcarea întregii suprastructuri, în cazul conlucrării spaţiale dintre antretoază şi grinzi principale

Calculul solicitărilor M şi T în cazul conlucrării spaţiale dintre grinzi se face pe baza încărcării liniilor de influenţă a acestora.

Liniile de influenţă se calculează folosind principiile repartiţiei transversale în reţea şi a repartiţiei longitudinale.

În general se foloseşte metoda repartiţiei transversale a antretoazei elastice Leonhardt.

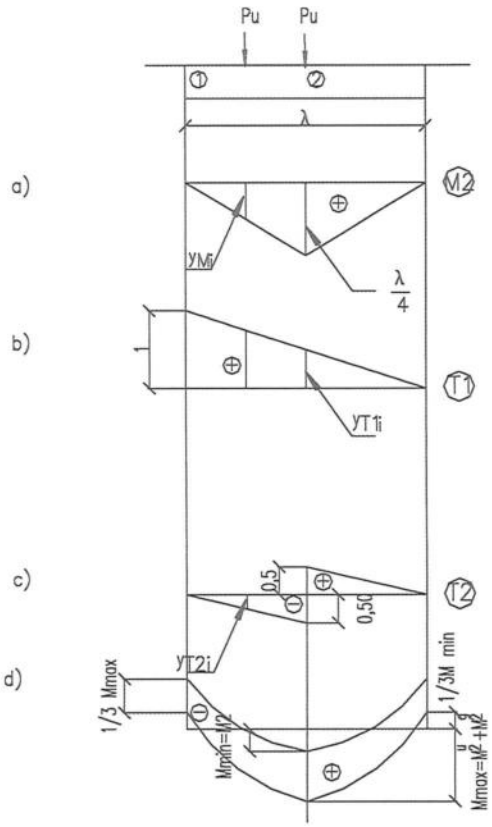


Fig. 5.42. Determinarea solicitărilor în antretoaza cu o singură deschidere

V.5.3. Lăţimea activă a plăcilor comprimate (pentru stări limită)

În cazul grinzilor în formă de T, lăţimea participantă a plăcii – pe care se pot admite condiţii de efort unitar uniform - depinde de dimensiunile inimii şi ale plăcii, de tipul de încărcare considerat, de deschidere, de condiţiile de reazem şi de armarea transversală.

Se recomandă ca lăţimea activă de placă să se stabilească în funcţie de distanţa l_0 dintre punctele de moment nul, aşa cum se indică în figura 5.43.

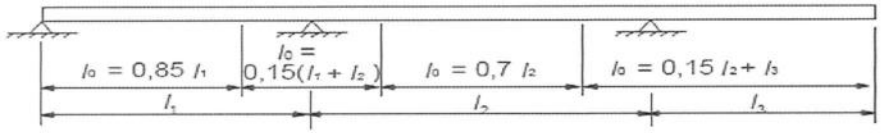


Figura 5.43 - Definirea lui l_0 pentru calculul lăţimii active de placă

Pentru lungimea l_3 a consolei, se recomandă să nu se depăşească jumătatea deschiderii traveei adiacente, iar raportul dintre două deschideri adiacente are valori între 2/3 şi 1,5.

Lăţimea activă b_{eff} a unei grinzi în T sau L poate fi luată egală cu:

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \leq b \qquad (5.27)$$

cu

$$b_{eff,i} = 0{,}2b_i + 0{,}1l \leq 0{,}2l \qquad (5.27a)$$

şi

$$b_{eff,i} \leq b_i \qquad (5.27b)$$

(pentru notaţii, a se vedea figurile 5.43 şi 5.44).

Pentru situaţiile de calcul în care nu este necesară o mare exactitate, se poate admite o lăţime constantă pe toată lungimea traveei. În acest caz se recomandă să se adopte valoarea aplicabilă în travee.

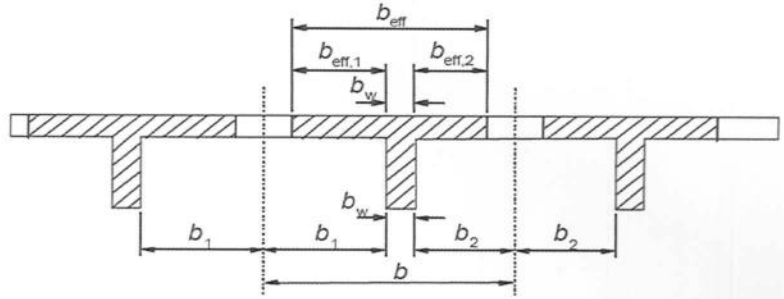


Figura 5.44 - Parametrii ce determină lăţimea activă

Continuare în numărul următor (Cap. VI, VII, VIII, IX şi X)