

COMPANIA NAȚIONALĂ DE AUTOSTRĂZI
ŞI DRUMURI NAȚIONALE DIN ROMÂNIA

BULETIN TEHNIC RUTIER

ISSN: 1583-820X

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

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 CAIRA

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 SR EN 1990/2004/A1/2006	Eurocod. Bazele proiectării structurilor Anexa A2 – Aplicaţie pentru poduri
SR EN 1990/2004/NA/2006	Eurocod. Bazele proiectării structurilor. Anexa naţională.
SR EN 1990/2004/1/2006/ NA/2006	Eurocod. Bazele proiectării structurilor. Anexa A2: Aplicaţie pentru poduri. Anexa naţională.
SR EN 1991-2	EUROCOD 1: Acţiuni asupra structurilor. Partea 2: Acţiuni din trafic la poduri
SR EN 1991-2/NB	EUROCOD 1: Acţiuni asupra structurilor. Partea 2: Acţiuni din trafic la poduri. Anexa naţională.
SR EN 1992-1-1/2004 SR EN 1992-1-1/2004/ AC/2008	Eurocod 2. Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1. Reguli generale şi reguli pentru clădiri 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/A1:2012	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 fineței de măcinare.
SR EN 196-7:2008	Metode de încercare ale cimenturilor. Metode de prelevare și 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 conformității
SR EN 933-1/2002	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 1. Determinarea granulozității. Analiza granulometrică prin cernere
SR EN 934-2:2009	Aditivi pentru beton, mortar și pastă. Partea 2. Aditivi pentru beton. Definiții, condiții, conformitate, marcare și etichetare
SR EN 1097-1:2011	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 1. Determinarea rezistenței la uzură (micro - Deval)
SR EN 1097-2/1998	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 2. Metode pentru determinarea rezistenței la sfărâmare
SR EN 1097-3/2002	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 3. Metode pentru determinarea masei volumice în vrac și a porozității intergranulare
SR EN 1097-6/2002	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 6. Determinarea masei reale și a coeficientului de absorbție a apei
SR EN 12620+A1:2008	Agregate pentru beton
SR EN 1008/2003	Apa de preparare pentru beton. Specificații pentru prelevare, încercare și 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 conținutului de dioxid de carbon agresiv din apă.
SR ISO 7150-1:2001	Calitatea apei. Determinarea conținutului 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.

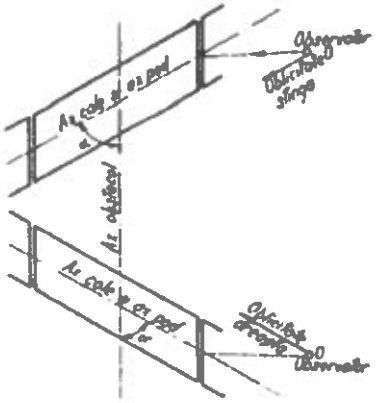
Racordarea din spatele culeii se poate face:

- 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).

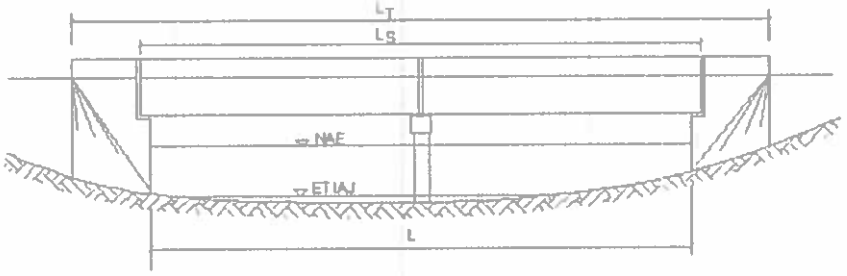


Fig.2.1

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).

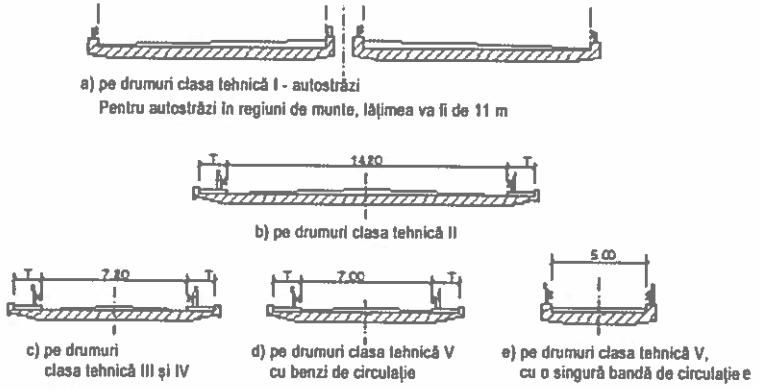


Fig.2.2

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 cicliști 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 cicliști 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 între 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	$n_t = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5{,}4\ \text{m} \le w < 6$ m	$n_t = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6\ \text{m} \le w$	$n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_t$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lăţimea de 11 m, $n_t = Int\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, şi lăţimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2$ 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).

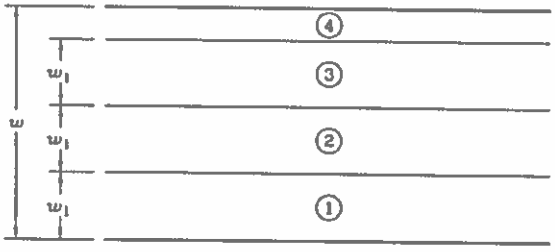


Fig. 2.3

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:

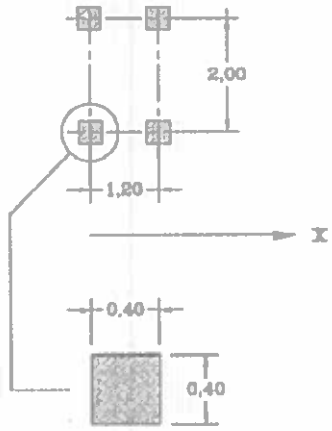


Fig 2.4

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/m^2)
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

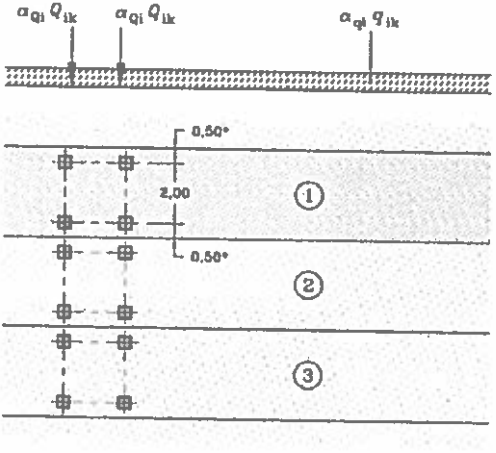
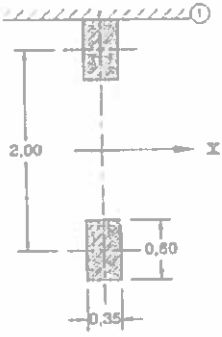


Fig. 2.5

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

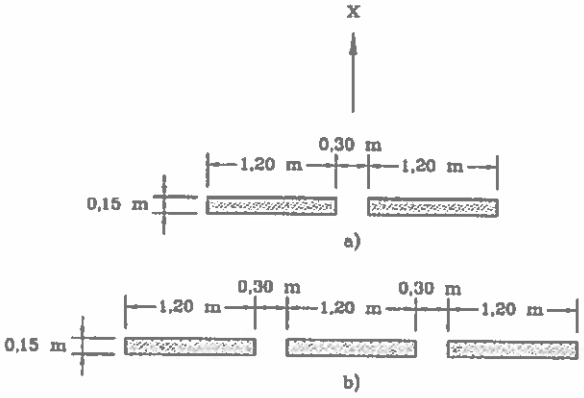
Greutate totală	Compunere	Notaţie
600 kN	4 osii de 150 kN	600/150
900 kN	6 osii de 150 kN	900/150
1200 kN	8 osii de 150 kN sau 6 osii de 200 kN	1200/150 1200/200
1500 kN	10 osii de 150 kN sau 7 osii de 200 kN + 1 osie de 100 kN	1500/150 1500/200
1800 kN	12 osii de 150 kN sau 9 osii de 200 kN	1800/150 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	$n = 4 \times 150$ $e = 1{,}50$ m		
900 kN	$n = 6 \times 150$ $e = 1{,}50$ m		
1200 kN	$n = 8 \times 150$ $e = 1{,}50$ m	$n = 6 \times 200$ $e = 1{,}50$ m	
1500 kN	$n = 10 \times 150$ $e = 1{,}50$ m	$n = 1 \times 100 + 7 \times 200$ $e = 1{,}50$ m	
1800 kN	$n = 12 \times 150$ $e = 1{,}50$ m	$n = 9 \times 200$ $e = 1{,}50$ m	
2400 kN		$n = 12 \times 200$ $e = 1{,}50$ m $n = 6 \times 200 + 6 \times 200$ $e = 5 \times 1{,}5 + 12 + 5 \times 1{,}5$	$N = 10 \times 240$ $e = 1{,}50$ m
3000 kN		$n = 15 \times 200$ $e = 1{,}50$ m $n = 8 \times 200 + 7 \times 200$ $e = 7 \times 1{,}5 + 12 + 6 \times 1{,}5$	$N = 1 \times 120 + 12 \times 240$ $e = 1{,}50$ m
3600 kN		$n = 18 \times 200$ $e = 1{,}50$ m	$N = 15 \times 240$ $e = 1{,}50$ m $n = 8 \times 200 + 7 \times 240$ $e = 7 \times 1{,}50 + 12 + 6 \times 1{,}5$

NOTE:
n este numărul osiilor multiplicate cu greutatea fiecărei osi din fiecare grup în (kN).
e este distanța 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:



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

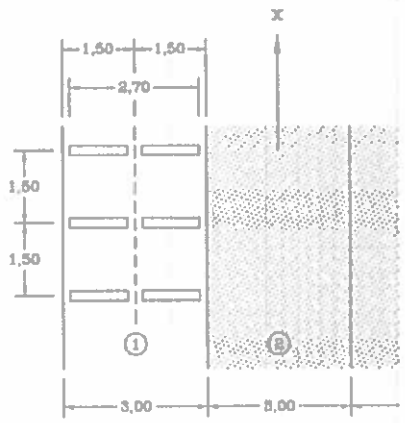
unde L = lungimea liniei de influenţă

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

Fig.2.7

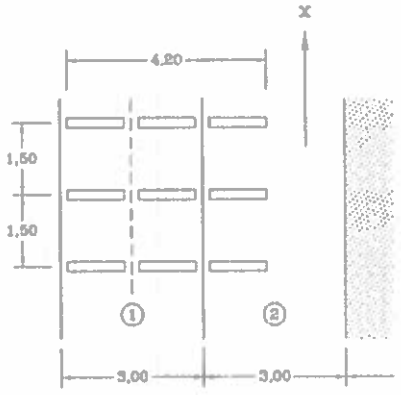
Legendă:
X axa podului;
a) amprenta pentru şiruri de roţi de la 100 până la 200 kN;
b) amprenta pentru şiruri de roţi de 240 kN.

Amplasarea vehiculelor speciale pe suprafaţa părţii carosabile divizată în benzi 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 sau 200 kN pe o singură bandă de circulaţie iar pentru cele alcătuite din osii de 240 kN pe 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/m^2. 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 permanente 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 ciclişti, valoarea caracteristică a forţei uniform distribuită q_{fk} este de 5 kN/m^2. 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 cel care produce efectele cele mai defavorabile dintre o forţă uniform distribuită de 2 kN/m^2 şi o forţă concentrată de 3 kN aplicată pe o suprafaţă pătrată cu dimensiunea de (0.20 x 0.20)m^2.

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 căror efecte sunt echivalente cu efectele extreme ale unui vânt turbulent. Acţiunea acestora 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:

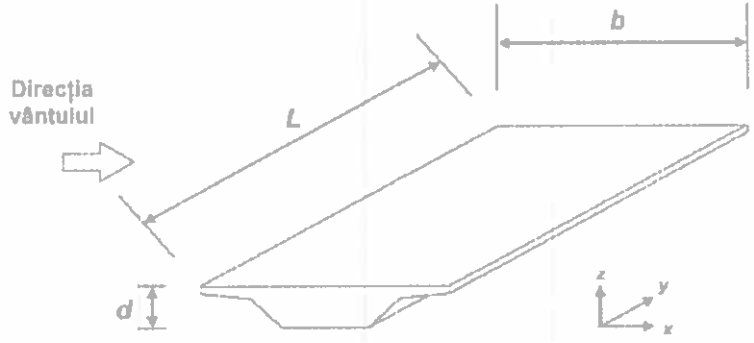


Fig.2.9

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 ($L \leq 40{,}00$ 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/m^3 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

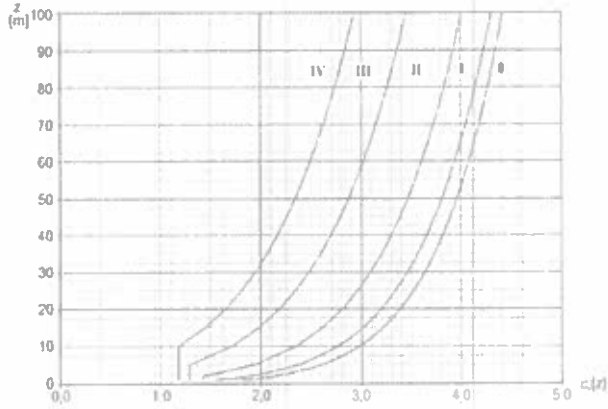


Fig.2.10 - *Valori ale coeficientului de expunere $C_e(z)$ pentru factor orografic $c_0=1$ şi factor de turbulenţă $k_l=1$*

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:

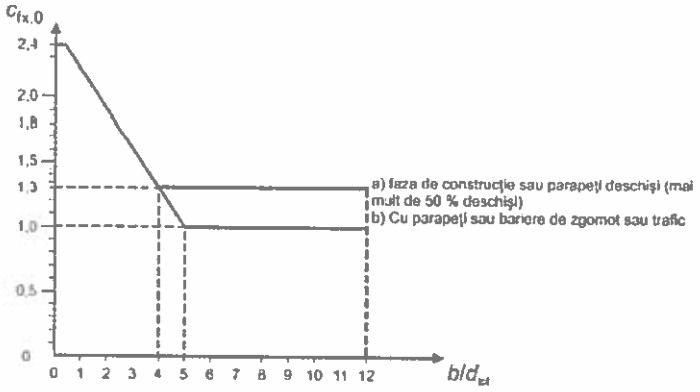


Fig.2.11 - *coeficientul $c_{fx,0}$ pentru poduri*

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;

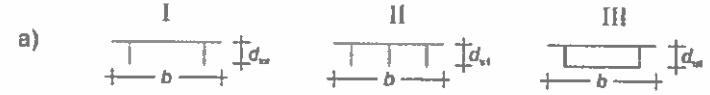


Fig. 2.12

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

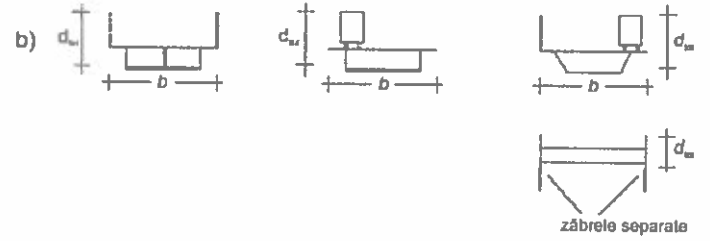


Fig. 2.13

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 α_1 cu verticala dar nu mai mult de 30%;



Fig.2.14

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

Metoda 2 (metoda simplificată):

Conform anexei naționale *SR EN 1991-1-4:2006/NB:2007* valorile de calcul recomandate pentru coeficientul de forță 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 turbulență $k_I = 1$ și teren de categoria II. Pentru valori intermediare ale lui b/d_{tot} și z_e se permite interpolarea liniară.

Raportul b/dtot se calculează conform figurii 2.13 iar ze reprezintă înălțimea de referință luată ca distanță de la cel mai de jos nivel al terenului până la centrul structurii tablierului de pod fără a se ține seama de parapeți sau alte dispozitive de protecție șosea.

- $A_{ref,x}$ reprezintă aria de referință pe care acționează vântul pe direcția 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 referință se calculează în două situații:

a) *Pentru grupările de încărcări fără încărcarea din trafic: aria de referință se calculează* ca o suma a ariilor elementelor de beton sau metal aflate pe direcția de acțiune a vântului la care se adaugă suprafețele dispozitivelor de protecție șosea a căror înălțime se ia conform figurii 2.15 și tabelului II.9:

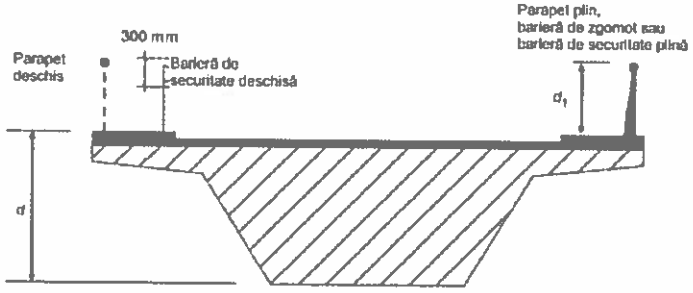


Fig.2.15

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 cu tablierul datorat unei turbulenţe.

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

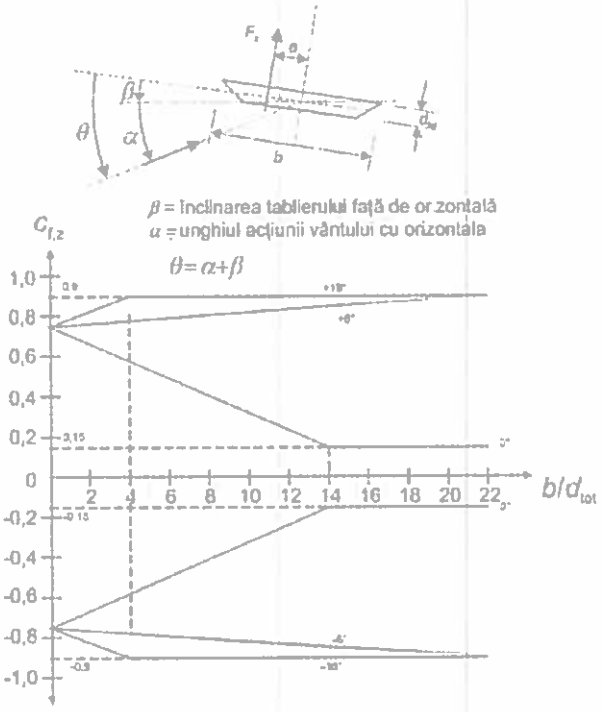


Fig.2.16

unde:

- d_{tot} = înălţimea tablierului nu se ia în considerare,înălţimile suplimentare 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 cu ±5° datorită turbulenţei atât pentru un teren plat orizontal cât şi pentru unul ondulat faţă 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:

  $A_{ref,z} = b \cdot L$, 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 sus 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:

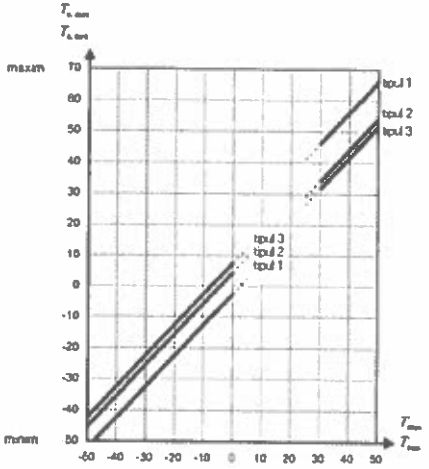


Fig.2.17

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

II.4.2.2.3.1.2. Componenta diferenţa de temperatură

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

Pentru straturi de protecţie de 50mm şi pentru diferite tipuri de tablier valorile 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 $\Delta_{TM,încălzire}$ şi $\Delta_{TM,răcire}$ se multiplică cu factorul $k_{suprafaţă}$ prezentat în tabelul II.11 în funcţie de tipul 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 utilizării unei culori închise a stratului de protecţie

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

Componenta diferenţa de temperatură pe direcţie orizontală se ia în considerare doar în unele cazuri particulare (ex. configuraţia sau orientarea podului pre-

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/m³.

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/m²

Zona 2: s_k = 2.0 kN/m²

Zona 3: s_k = 2.5 kN/m²

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/m²;

• 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 de 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 o structură, în care energia cinetică a corpului în mişcare este brusc transformată în energie de deformaţie. Impactul poate fi dur în care energia este disipată de corpul impactant sau slab, în care structura este proiectată pentru a se deforma şi a absorbi energia de impact.

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

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

Modelul simplificat este utilizat pentru verificarea rezistenţei,echilibrului şi evaluarea 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 suprastructurilor 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 vehicul 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))

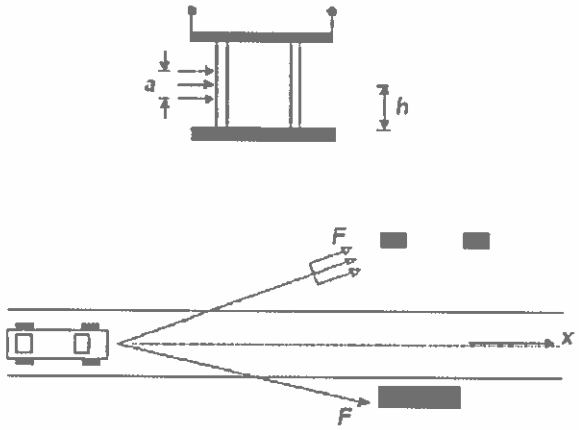


Fig.2.18 - Forţa de coliziune asupra infrastructurilor de pod

- 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:

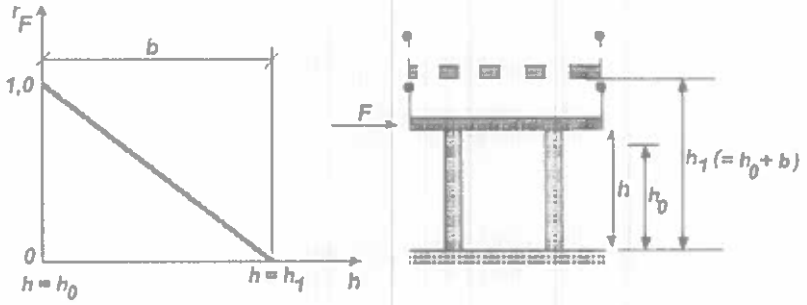
Tabel II.13 - Forţe statice echivalente recomandate la proiectare produse de impactul autovehiculelor asupra suprastructurilor

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 valorile 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

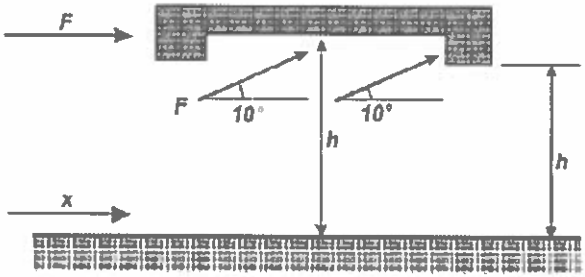
h_0 este valoarea minimă a înălţimii libere, între suprafaţa drumului şi intradosul căii de circulaţie a podului, sub care trebuie luat în considerare impactul asupra suprastructurii. Valoarea recomandată pentru h_0 este de 5,0 m

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_c, 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)

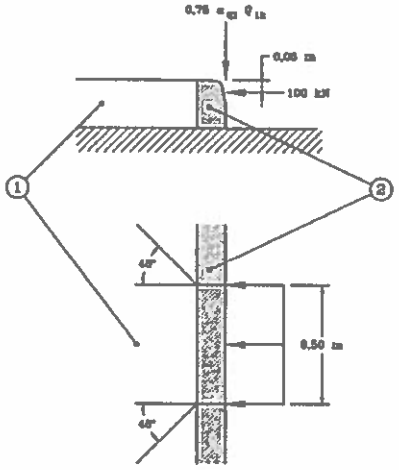


Fig.2.21 Forţa din izbirea bordurii de către vehicule

- 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 elementelor structurale datorate izbirii vehiculelor de parapeţi.

Forţele orizontale se aleg din tabelul II.14. Nu există o corelare între forţele de izbire şi nivelele de protecţie a parapeţilor direcţionali, acestea depind numai de rigiditatea 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 înălţime de 100 mm sub nivelul superior al sistemului de protecţie adoptat al vehiculului sau 1.00 m de la nivelul suprafeţei de rulare.

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

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

II.4.2.3.2 Impactul trenurilor asupra infrastructurilor de pod

Pentru podurile de şosea forţele de proiectare provocate de impactul provocat de deraierea trenurilor se stabilesc de către beneficiar prin caietele de sarcini împreună cu autoritatea relevantă. Fiecare cerinţă se va baza pe o evaluare a riscului. Informaţii despre factorii şi măsurile care trebuie luate în considerare sunt indicate în anexa B pct. 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 interioare trebuie considerat drept un impact dur.

Forţa dinamică de impact poate fi obţinută din următoarele expresii (vezi anexa 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

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

- 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

$b \times h = b_{pila} \times 0.50$ m, pentru impact frontal

unde b_{pila} - reprezintă lăţimea unei pile de pod

$b \times h = 0.50$ m $\times 1.00$ 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 direcţie 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 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}.

O analiză avansată a impactului navelor pentru căile navigabile maritime asupra structurilor de pod este prezentată în anexa C, alineatul C.4.4 din SR EN 1991-1-7:2007.

Valorile forţelor de proiectare statice echivalente sunt precizate în tabelul II.16, 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	480 000	230 000

[a] 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". Nu include şi masa hidraulică suplimentară.

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

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

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 FR acţionează simultan cu Fdy şi este egală cu:

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

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

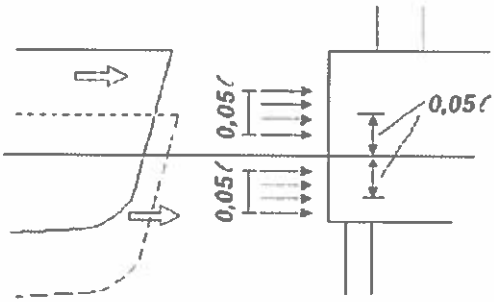


Fig.2.22 - Suprafeţe recomandate pentru impactul navelor

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 care pot apărea în mod previzibil în timpul execuţiei şi utilizării structurii.

Stările limită ultime implică securitatea oamenilor şi/sau securitatea structurii.

Următoarele stări limită ultime trebuie verificate acolo unde pot fi relevante:

EQU - pierderea echilibrului structurii sau a unei părţi a acesteia, considerate ca un corp rigid, unde: variaţii mici în valoarea distribuţiei spaţiale a acţiunilor de la o singură sursă sunt considerate importante şi rezistenţele materialelor de construcţie sau ale 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 valorii de calcul superioare/inferioare;

$G_{kj,sup}/ G_{kj,inf}$ = valoarea carcteristică superioară/inferioară a acţiunii permanente j;

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 ULTIMĂ-EQU

Nr. crt.	Acțiuni			Nr. crt. din cel 1st acțiunilor incompatibile	Gruparea fundamentală										Gruparea accidentală		Gruparea seismică	
					Situații de proiectare permanentă					Situații 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 rezistență		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
2		Greutatea elementelor nestructurale		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
3		Umpluturi de pământ pe trepte fundații		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
4		Împingerea pământului		-	1.10	0.90	-	-	-	1.10	0.90	-	-	-	-	-	-	-
5		Tasare și deplasare fundații		-	1.10	0.90	-	-	-	1.10	0.90	-	-	-	-	-	-	-
6		Deformații în timp ale betonului (contracție și curgere lentă)		-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-
7		Alte acțiuni permanente		-	1.05	0.95	-	-	-	1.05	0.95	-	-	-	-	-	-	-
8	Precomprimarea			-	-	-	-	1.00[1]	-				1.00[1]			-			
9	Variabile	Acțiuni variabile din trafic	gr. 1a (parte carosabilă)	TS	10,11,12,13,14,18	-	-	1.35	-	0.75	-	-	1.35	-	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	-	-
				0.4*UDL		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				Q_{ak}		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				q_{rk}		-	-	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		Acțiunea 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		Acțiunea temperaturii		T_k	15,16	-	-	1.50	-	0.60			1.50		0.60	0.60	0.60	-	0.50
18		Acțiunea zăpezii		S_k	9,10,11,12,13,19,23	-	-	-	-	-			1.50		0.50	-	-	-	-
19		Împingerea pământului din conurile tip		15	-	-	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 siguranță		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 cel tel acţiunilor incompatibile	Gruparea fundamentală										Gruparea accidentală		Gruparea seismică	
						Situaţie de proiectare permanentă					Situaţie de proiectare tranzitorie								
						$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{G,sup}$	γ_Q	γ_P	ψ_0	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	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 fundaţi			-	1.20[4]	0.00	-	-	-	1.20[4]	0.00	-	-	-	-	-	-	-
6		Deformaţii în timp ale betonului (contracţie şi curgere 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]
10			gr. 1a (trotuar)	3kN/m²		-	-	1.35	-	0.40	-	-	1.35	-	0.40	0.40	0.00	-	0.00
			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_{1k}		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
				Q_{2k}		-	-	1.35	-	0.00	-	-	1.35	-	0.00	0.00	0.00	-	-
12			gr. 3 (trafic pietonal)	5kN/m²	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/m²)	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_w	11,12,13,16,17,23	-	-	1.50	-	0.60			1.50		0.60	-	-	-	-
16				F_{w*}	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		0.60	-	-	-	-
19		Împingerea pământului din cenuşele Sp			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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00[3]	-

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

A

Nr. crt.	Acţiuni		Nr. crt. din col 1al acţiunilor incompatibile	Grupările fundamentale											Gruparea accidentală		Gruparea seismică	
				Situaţia de proiectare permanentă					Situaţia de proiectare tranzitorie									
				$\gamma_{G_{j,sup}}$	$\gamma_{G_{j,inf}}$	γ_{Q_1}	γ_P	ψ_0	$\gamma_{G_{j,sup}}$	$\gamma_{G_{j,inf}}$	γ_{Q_1}	γ_P	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_I	ψ_1	ψ_2
1	Permanente	G Greutatea proprie a structurii de rezistenţă	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2		G Greutatea elementelor nestructurale	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3		Lin Greutatea cu pământ pe trepte fundaţii	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4		Greutatea pământului	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5		T Tasare şi deplasare fundaţii	-	1.00	0.00	-	-	-	1.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6		G Greutatea în timp a betonului (contracţie şi curgere)	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7		Ag Greutatea permanentă	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	Precomprimare		-	-	-	-	-	-				1.00[1]							
9	Variabile	Qr Încărcări de lungă durată	10,11,12,13,14 18	-	-	1.15	-	0.75			0.82	-	0.75	0.75	0.60	-	-		
10		Qr Încărcări de scurtă durată		-	-	1.15	-	0.40			15	-	0.40	0.40	0.30	-	-		
11		Qr Încărcări din zăpadă		-	-	1.15	-	0.40		-	5		0.40	0.40	0.30	-	-		
12		Qr Încărcări din vânt	9,11,12,13,14,18,23					0.00	-	-	15	-	0.00	0.75	0.60	-	-		
13		Qr Încărcări din variaţii de temperatură		-	-			0.00	-	-	15	-	0.00	0.00	0.00	-	-		
14		Qr Încărcări din exploatare	23	-	-	1.15	-		-	-	15	-	0.00	0.00	0.00	-	-		
15		Qr Încărcări din variaţii de umiditate						0.00	-	-	1.15	-		0.00	0.00	-	-		
16		Qr Încărcări din tasări diferenţiate			-			0.00	-	-	1.15	-		0.00	0.00	-	-		
17		Qr Încărcări din greutăţi (poduri rulante)	9,10,11,13,14,15,16,18,23	-	-				-	-	1.15	-	0.00			-	-		
18		Qr Încărcări din presiuni (poduri rulante)	23	-	-				-	-	1.15	-		0.75	0.60	-	-		
19		Qr Încărcări din şocuri (poduri rulante)																	
20		Qr Încărcări din frânări	9,10,11,12,13,23	-	-	1.15	-	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-		
21		Qr Încărcări din lovire		-	-	1.15	-	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-		
22		Qr Încărcări din deraiere		-	-	1.15	-	0.00	-	-	1.15	-	0.00	0.00	0.00	-	-		
23		Acţiuni vânt	11,12,13,16,17,23	-	-	1.30	-	0.60			1.30		0.60	-	-	-	-		
24		Acţiuni zăpadă	11,12,13,15,17,23	-	-	1.30	-	1.00			1.30		1.00			-	-		
25		Acţiuni temperatură	15,16	-	-	1.30	-	0.60			1.30		0.60		0.50	-	0.50		
26		Acţiuni tehnologice	9,10,11,12,13,19,23	-	-	-	-	-					0.80	-	-	-	-		
27		Încărcări din zăpadă pe acoperişuri	18	-	-	1.30	-	0.75			1.30		0.7	0.75	.00		0.00		
28	Accidentale	Impactul vehiculelor rutiere	5,16,18,21,22,23	-	-				-	-						-	-		
29		Acţiuni ale vehiculelor pe parapete de siguranţă	5,1 18,20,22,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
30		Impact pe suprafeţe de acoperire	15,16,18,20,21,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
31	Seismice		10,11,12,13,14,15,16,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.30[2]	-	

Tab.II.19 – proiectarea elementelor ce includ acţiuni geotehnice (fundaţii, coloane, pile, ziduri.întoarse, ziduri de gardă.etc.)

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, acţiuni 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 exploatare 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 cel 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_{ak}		0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00
				Q_{rk}		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)	1,2,3,4,5,7,8	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 convoale tip			10	0.75	0.75	0.75	0.60	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 de 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 urmărirea tasărilor în timp;
- necesitatea epuismentelor şi modul de realizare a acestora;
- încadrarea terenurilor în categoriile prevăzute de reglementările specifice referitoare la lucrările de terasamente.

Anexele studiului geotehnic constau din:
- planuri de situaţie ale amplasamentului, cu indicarea poziţiei lucrărilor de cercetare şi a construcţiilor proiectate;
- hărţi cu particularităţile geologice - tehnice geofizice şi hidrogeologice 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. CARACTERISTICI

II.6.1 Betonul

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

Rezistenţa la compresiune a betonului este definită de clasa de rezistenţă a 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 caracteristică măsurată pe cilindru, f_{ck} , determinată la 28 zile.

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

Între rezistenţele caracteristice la compresiune determinate pe cilindrii (f_{ck}) şi rezistenţele medii la compresiune (f_{cm}) şi rezistenţele medii la întindere axială (f_{ctm}) din 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 elasticitate 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.

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

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

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

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:

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

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 rezistență și de deformație ale betonului

Clase de rezistență 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		$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1+(fcm/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (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		$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ cuantila 5%
$f_{ctk,0,95}$ (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		$f_{ctk,0,05} = 1,3 \times f_{ctm}$ cuantila 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 $f_{ck} \geq 50$ 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 $f_{ck} \geq 50$ 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 $f_{ck} \geq 50$ 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 $f_{ck} \geq 50$ 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 $f_{ck} \geq 50$ 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 $f_{ck} \geq 50$ MPa ε_{cu3}(‰)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4

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

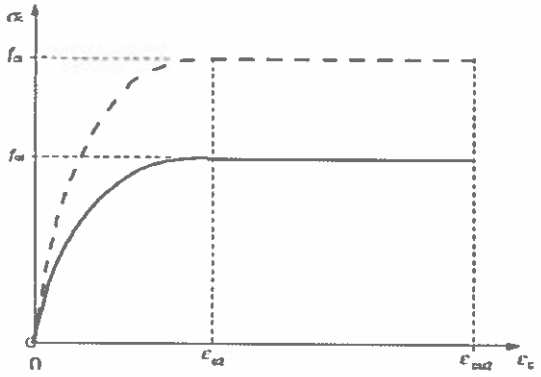


Figura 2.23 - Diagrama parabolă-dreptunghi pentru beton comprimat

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.

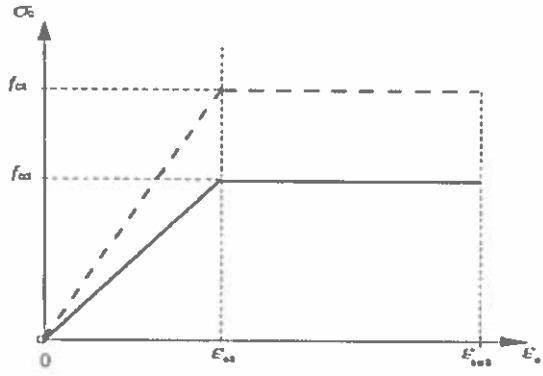


Figura 2.24 - Diagrama biliniară

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

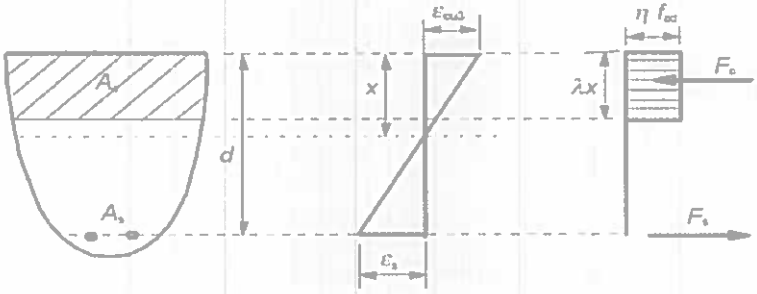


Figura 2.25 - Diagrama dreptunghiulară

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

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma C$$

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

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

Notă: - *pentru elemente comprimate excentric turnate în poziţie verticală sau înclinată*
- coeficentul α_{cc} se reduce cu 25% pentru elemente a căror dimensiune minimă a secţiunii transversale este sub 300 mm
- coeficentul α_{cc} se reduce cu 15% pentru elemente a căror dimensiune 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 rezistenţei la întindere şi de efectele nefavorabile ce rezultă din modul de aplicare al încărcării

- 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

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

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

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 asupra 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 momentul 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 betonului 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 funcţie 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 înlocuieşte 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 de 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 de raza medie a elementului (h_0 în mm). Se poate estima cu:

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

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

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 umflare)
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 următoare:
- 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

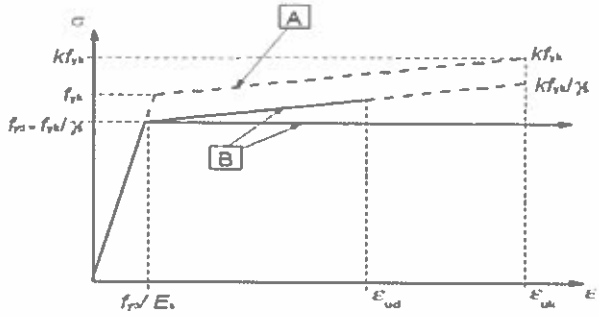


Figura 2.26 - Diagrama efort-deformaţie simplificată şi diagrama de calcul pentru oţeluri pentru beton armat (întinse sau comprimate)

Valoarea medie a masei volumetrice se poate considera 7 850 kg/m^3.

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 în figura 2.27.

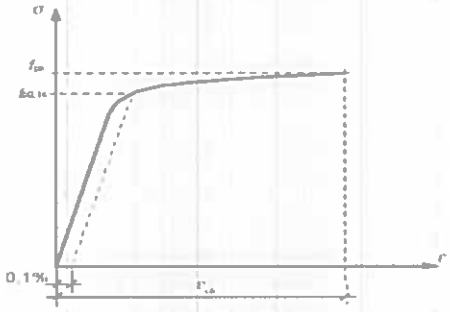


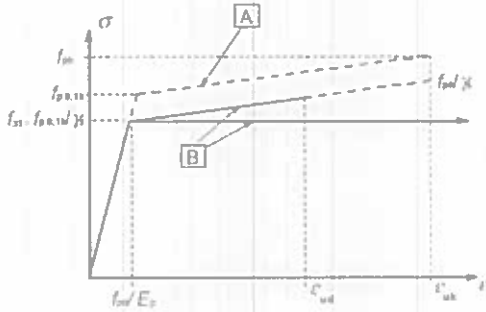
Figura 2.27 - Diagrama efort-deformaţie a oţelurilor de precomprimare tipice (efortul de întindere şi deformaţia apar în valori absolute)

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

Masa volumică medie a armăturilor pretensionate poate fi luată în calcul egală cu 7850 kg/m³.

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

Valoarea de calcul a efortului în armătură f_{pd}, este $f_{p0,1k}/\gamma_S$ (a se vedea figura 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 la 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 permanenţă	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 perate	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 piloţi** 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 întoarse	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 dezghețare	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 armăturilor pretensionate într-un beton de masă volumică normală, care ţine seama de clasele de 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

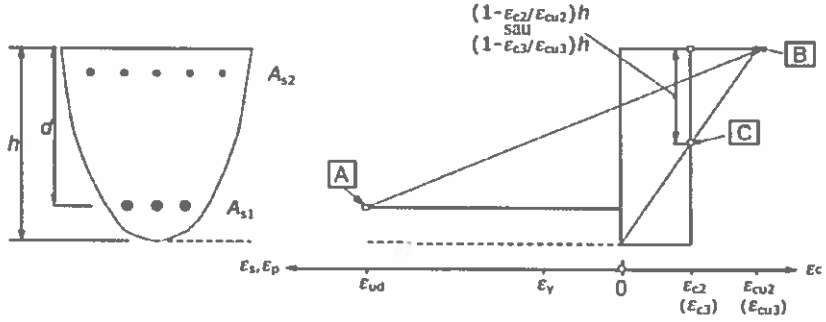
III.2.1. Calculul la starea limită de rezistenţă

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 la încovoiere

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

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

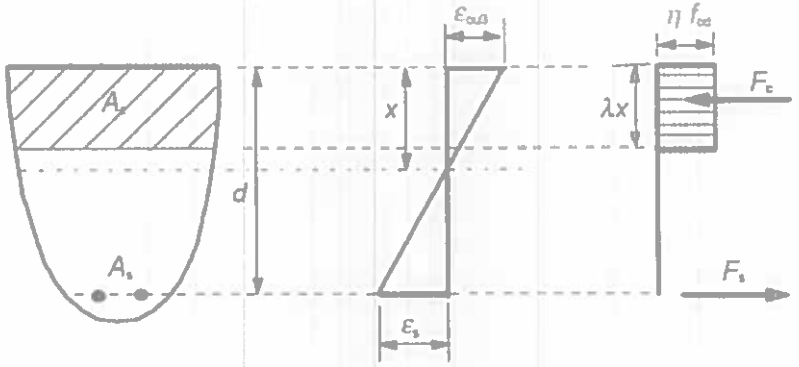


Figura 3.2. Diagrama simplificată eforturi - deformaţii pentru beton (în conformitate cu SR EN 1992-1-1)

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

ÎNĂLŢIMEA LIMITĂ A ZONEI COMPRIMATE ŞI PROCENTUL MAXIM DE ARMARE

Dacă starea limită ultimă este atinsă când în betonul comprimat se atinge $\varepsilon_C = \varepsilon_{cu2} = 3{,}5\text{x}10\text{-}3$ 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

$x_b < 0,55\ d$ $(\xi_b<0,55)$

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

$x_b < 0,50\ d$ $(\xi_b<0,5)$

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

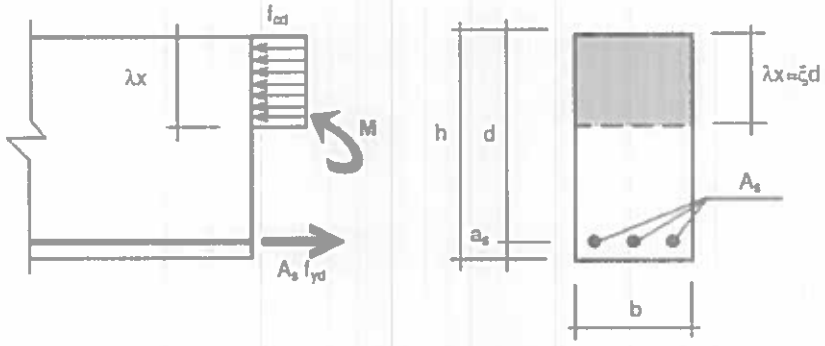


Figura 3.3. Diagrama simplificată a eforturilor pentru o secţiune dreptunghiulară simplu armată

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

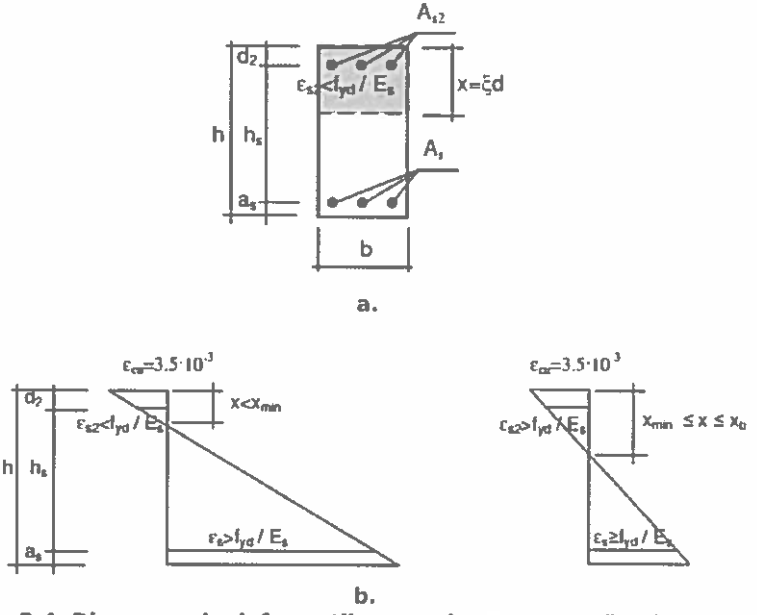


Figura 3.4. Diagrame de deformaţii pe secţiunea cu armături comprimate

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: $x \leq x_b$

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

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

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

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)

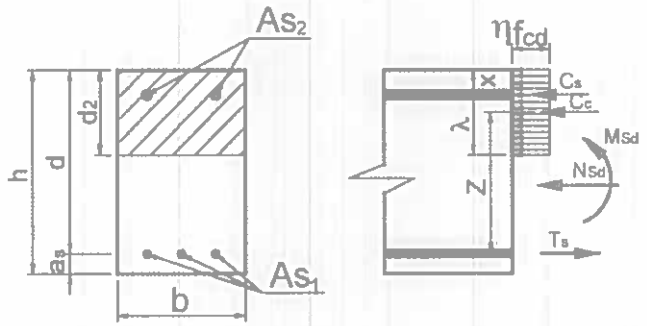


Figura 3.5. Distribuţia eforturilor interne şi poziţia solicitărilor pe secţiune

Exemplificare pentru secţiune dreptunghiulară

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

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

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 [mm^2]

$V_{Rd,c}$ 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

$k_1 = 0{,}15$.

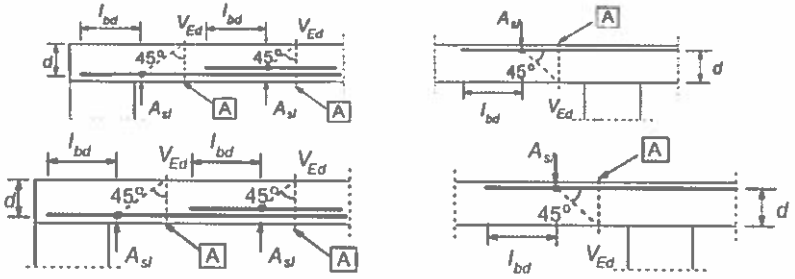


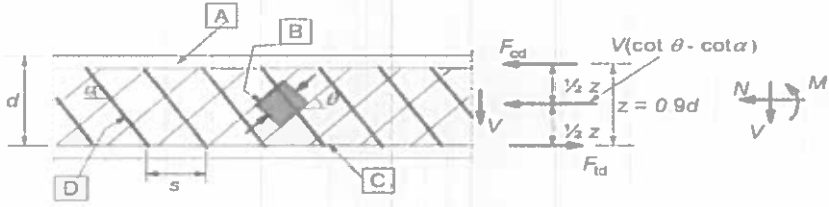
Figura 3.6 – Definirea mărimii A_{sl} din expresia (3.2)

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 (σ_{cp} = 0):

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

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: $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\theta$

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

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 $f_{ywd} \le 0{,}8\, f_{yk}$ 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 $f_{ck} \le 60$ MPa

v_1 = 0,9- f_{ck} /200 >0,5 pentru $f_{ck} \ge 60$ 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 $0 < \sigma_{cp} \le 0{,}25\, f_{cd}$

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

$2{,}5\,(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ 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 $0,5d$ 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: $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} (ctg\theta + ctg\alpha)\sin\alpha$

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

Valoarea maximă a ariei armăturii transversale se obţine pentru $ctg\theta = 1$ 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:

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

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 trebule 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}.

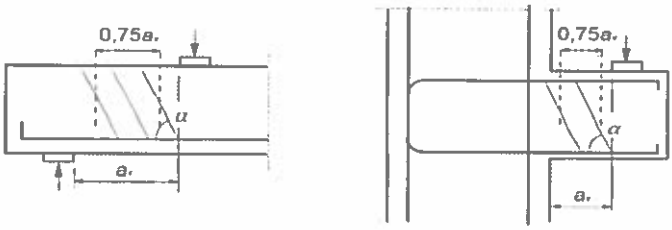


Figura 3.8 - Armături de forţă tăietoare în travee scurte cu bielă cu transmitere directă

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

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

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

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

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:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

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 :

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5vf_{cd}$$

în care :

c şi m sunt coeficienţi care depind de rugozitatea interfeţei. În lipsa unor informaţii detailate, 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 $c\ f_{cd} = 0$.

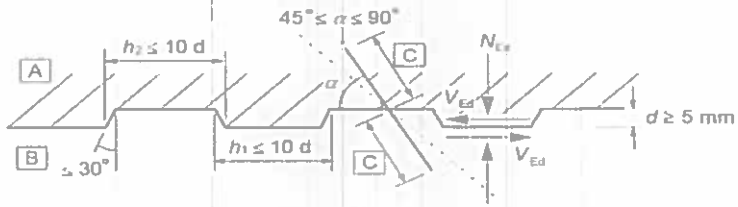
$r = A_s / A_i$

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: $45° \le \alpha \le 90°$

$v = 0{,}6\ [1-f_{ck}/250]$ (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 în 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}):

$$\frac{\sum A_{sh} f_{yd}}{s} \geq \frac{T_{Ed}}{2A_k} tg\theta$$

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:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0$$

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:

$$T_{Rd,max} = 2 \nu \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta$$

$\nu = 0,6 [1-f_{ck}/250]$ (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:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0$$

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 întindere $\sigma_c < 1,0 f_{ctk0,05}$
- 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	$\sigma_c \leq -1MPa$	
Grupare de încărcare nefrecventă - frecvenţă rară- (reversibilă)	Pentru poduri rutiere	0,3	0,15	0,2	Fisuri normale: $\sigma_c \leq f_{ctk,0.05}$ şi $w_{max} = 0,1$	$\sigma_{c,max} \leq 0$
Gruparea caracteristică în exploatare (ireversibilă)	Pentru poduri rutiere				Fisuri normale: $\sigma_c \leq 1,5 f_{ctk,0.05}$ şi $w_{max}=0,2$ Fisuri înclinate: $\sigma_1 \leq (1-0,8\frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk,0.05}$ pentru: $\sigma_1)(1-0,8\frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk,0.05}$ şi se limitează la $w_{max}=0,2$	Fisuri normale: $\sigma_c \leq 1,0 f_{ctk,0.05}$ şi $w_{max}=0,1$ Fisuri înclinate: $\sigma_1 \leq 0,7 \cdot (1-\frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk,0.05}$ pentru: $\sigma_1)0,7 \cdot (1-\frac{\sigma_3}{f_{ck}}) \cdot f_{ctk,0.05}$ $w_{max}=0,1$

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 $\geq 0,6\ f_{ck}(t)$			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: $\geq 0,6\ f_{ck}(t)$, 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: $\geq 0,6\ f_{ck}(t)$.	
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:

$$\sigma_c \leq k_6 f_{ck}(t)$$

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, ΔPμ(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:

$$\Delta P_{\mu}(x) = A_p\,\sigma_{p,max}\,(1 - e^{-\mu(\theta + kx)})$$

$$\Delta\sigma_{fx} = \sigma_{p,max} \cdot [1 - e^{-(\mu\theta + \mu kx)}]$$

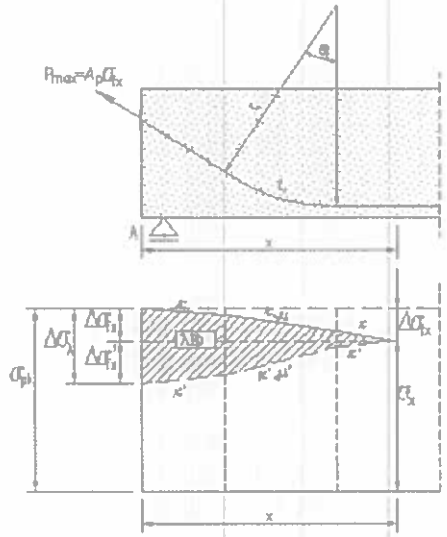


Figura 3.10 Variaţia eforturilor unitare în armătura pretensionată având traseul alcătuit din porţiuni rectilinii şi curbilinii

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 $\mu' = 1.3 \times \mu$

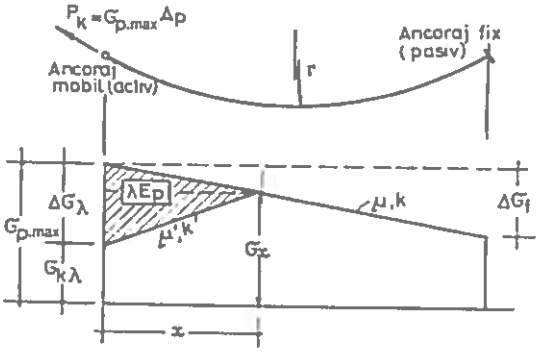


Figura 3.11 Calculul lungimii afectate de reculul armăturii în ancoraj

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 recul.

x se obţine prin încercări astfel încât suprafaţa haşurată din fig.3.11 să fie egală cu produsul λ. E_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 inițial; ea este obținută pentru un efort inițial de $0,7f_p$, unde f_p este rezistența efectivă la întindere a armăturii pretensionate, măsurată pe epruvete. Pentru calculele de dimensionare, se utilizează rezistența caracteristică la întindere (f_{pk}).

r_{1000} poate fi luat egal cu 8% pentru clasa 1, cu 2,5% pentru clasa 2 și 4% pentru clasa 3, sau se ia din agrementul tehnic al armăturii utilizate.

Pierderea prin relaxare poate fi obținută plecând de la certificatele de încercări ale fabricantului, sau definită ca raport în procente din variația efortului împărțită la efortul inițial, 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 inițial $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$; în cazul precomprimării prin preîntindere, σ_{pi} este efortul de control mai puțin pierderile instantanee care se produc în cursul procesului de întindere;
- t este timpul după întindere (în ore);
- m $= \sigma_{pi}/f_{pk}$, cu f_{pk} valoarea caracteristică a rezistenței la întindere a oțelului;
- 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 obțin 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 oțelului. 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 și dilatația 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.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma_{c(pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot \left[1 + 0{,}8\varphi(t,t_0)\right]}$$

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 încărcările exterioare se poate produce prin cedarea betonului comprimat sau prin cedarea armăturii pretensionate întinse. Ruperea casantă (neavertizată) se evită prin limitarea zonei convenţionale comprimate:

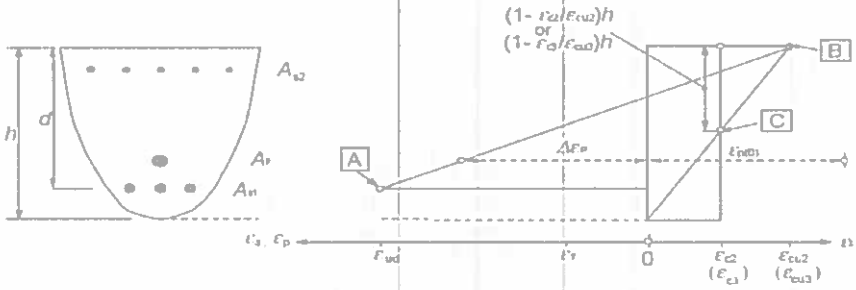
$\xi = x/d \leq \xi_{lim}$

$\xi_{lim} = 0,4$ pentru elemete cu armaturi preîntinse

$\xi_{lim} = 0,35$ 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 în care $A_s > 0{,}25\ A_p$

$$m = \frac{0{,}85 A_p \sigma_{p.max} + A_s f_{yd}}{A_p \sigma_{p.max} + A_s f_{yd}}$$

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:

$$x = \frac{A_p \sigma_{pd}}{b f_{cd}}$$

$$M_{Rd} \leq m \left[b \lambda x f_{cd} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) \right]$$

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.

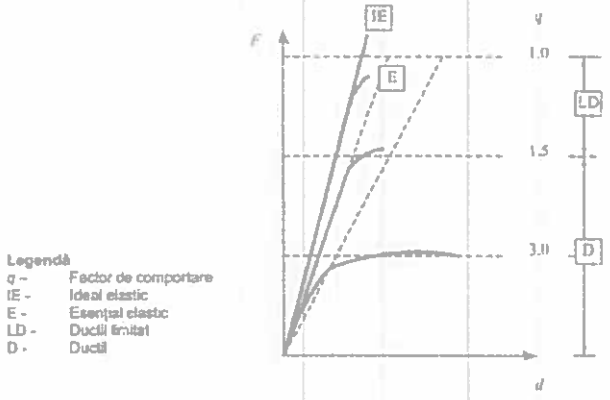


Fig. 3.13. Relaţii forţă-deplasare pentru descrierea comportamentului seismic

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 în 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:
$\xi = 0.02$ în cazul elementelor de oţel sudate;
$\xi = 0.04$ în cazul elementelor de oţel îmbinate cu şuruburi;
$\xi = 0.05$ în cazul elementelor realizate din beton armat;
$\xi = 0.02$ 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 $T_0 = 1.25\ T_C$:

$$\mu_d = q \tag{4}$$

T_C reprezintă perioada de control (de colţ).

b) pentru $T < T_0$:

$$\mu_d = (q-1)\frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \tag{5}$$

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:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T \tag{6}$$

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 ser-

vicii, 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 şi 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 $T \le T_B$ $$\beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \quad (7)$$

- Pentru $T_B < T \le T_C$ $$\beta(T) = \beta_0 \quad (8)$$

- Pentru $T_C < T \le T_D$ $$\beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \quad (9)$$

- Pentru $T > T_D$ $$\beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (10)$$

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.

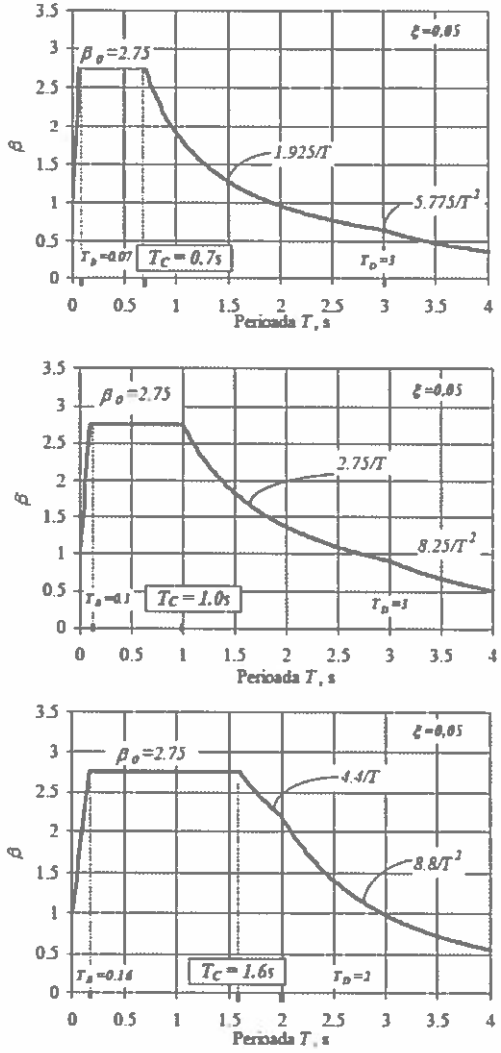


Fig. 3.14 Spectre normalizate de răspuns elastic pentru acceleraţii pentru componente orizontale ale mişcării terenului

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.

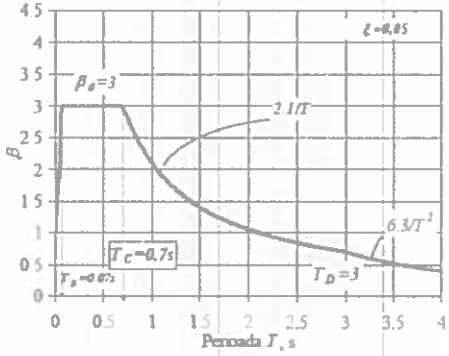


Fig. 3.15 Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru acceleraţii pentru componente orizontale ale mişcării terenului pentru surse în Banat

Tabelul III.4

Interval mediu de recurenţă 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 $T \le T_{Bv}$ $\beta_v(T) = 1 + \frac{(\beta_{0v} - 1)}{T_{Bv}} T$ (13)

- Pentru $T_{Bv} < T \le T_{Cv}$ $\beta_v(T) = \beta_{0v}$ (14)

- Pentru $T_{Cv} < T \le T_{Dv}$ $\beta_v(T) = \beta_{0v} \frac{T_{Cv}}{T}$ (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:

$$T_{Bv} = 0.1 T_{Cv} \quad (17)$$

$$T_{Cv} = 0.45 T_C \quad (18)$$

$$T_{Dv} = T_D \quad (19)$$

Spectrul de răspuns elastic pentru componenta verticală a mişcării terenului în amplasament S_{ve} se defineşte astfel:

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \beta_v(T) \quad (20)$$

cu

$$a_{vg} = 0.7 a_g \quad (21)$$

Spectrul de proiectare pentru acceleraţii $S_d(T)$ este un spectru de răspuns inelastic determinat pe baza relaţiilor de mai jos.

- Pentru $0 < T \le T_B$ $S_d(T) = a_g \left[\frac{\beta_0}{q} \left(1 + \frac{q}{T_B} T \right) \right]$ (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/s²;
- 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:

$$G_e = R + G_b + 0.20G_E \qquad (25)$$

- 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 pe-

rioadei 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: $Q \leq 2 \cdot R_t \cdot A_b$

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.

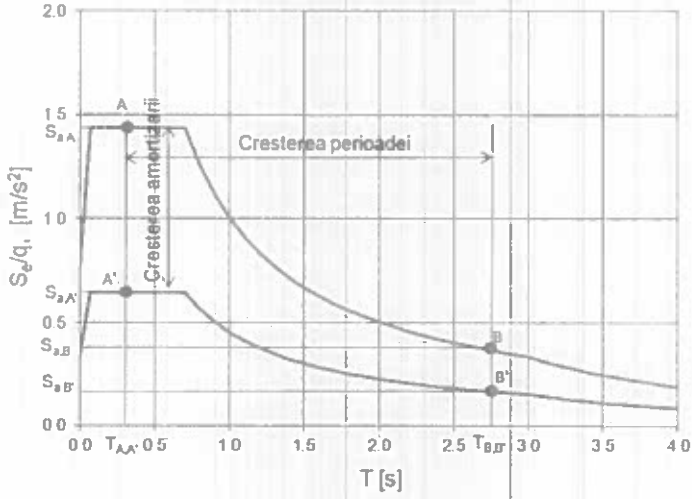


Fig.3.16 Spectrul de acceleraţii

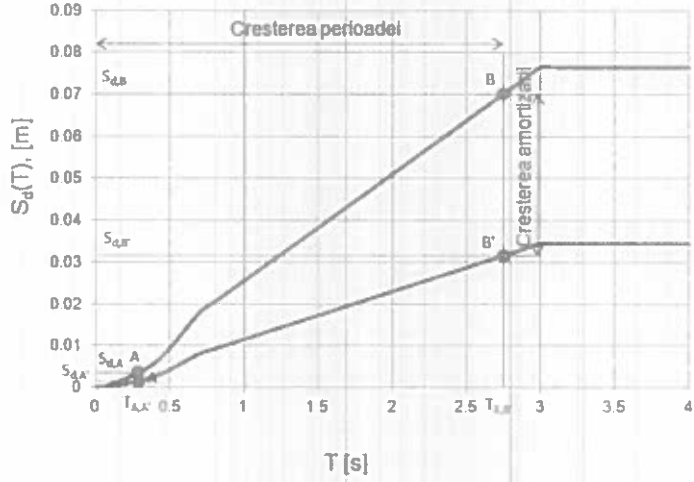


Fig.3.17 Spectrul de deplasări

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.

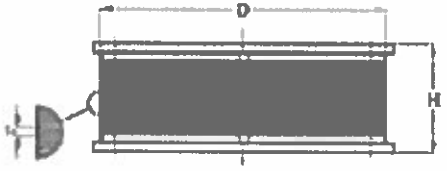


Fig.3.18 Schema unui izolator HDRB

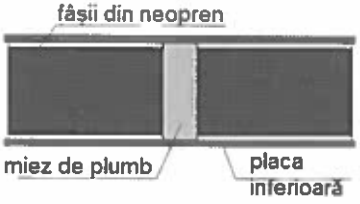


Fig.3.19 Schema unui izolator LRB

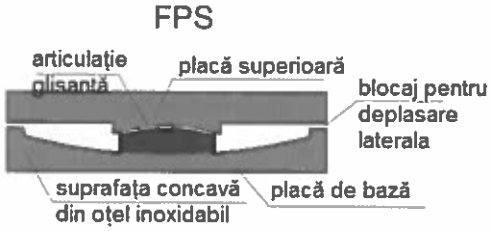


Fig.3.20 Schema unui izolator cu frecare

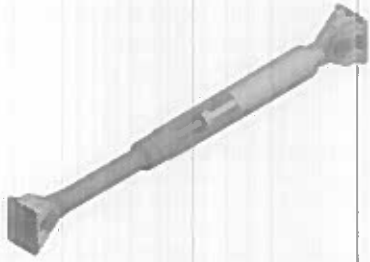


Fig.3.21 Schema unui izolator cu amortizare vâscoasă

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:

$$S = \frac{\textit{Aria încărcată}}{\textit{Aria neîncărcată}} \qquad (2)$$

În cazul unei suprafeţe circulare de diametru ϕ şi de rază R, factorul S se stabileşte cu relaţiile:

$$S = \frac{\phi}{4t} \text{ sau } S = \frac{R}{2t} \quad (3)$$

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:

$$S = \frac{a}{4t} \quad (4)$$

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).

$$E_c = 6GS^2 \quad (5)$$

$$E_c = 6.73GS^2 \quad (6)$$

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:

$$E_c = 6\lambda GS^2 \quad (7)$$

în care λ este un factor ce ţine seama de dimensiunile suprafeţei circulare cu gol.

$$\lambda = \frac{b^2 + a^2 - \frac{\left(b^2 - a^2\right)}{\ln\frac{b}{a}}}{\left(b-a\right)^2} \quad (8)$$

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 modului de elasticitate E_c ar trebui considerată $4GS^2$ în loc de $6GS^2$.

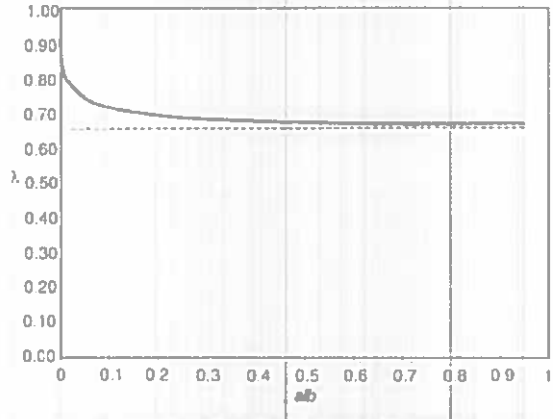


Fig.3.22 Variaţia modulului de elasticitate E_C pentru un strat de elastomer de formă circulară cu gol central

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.

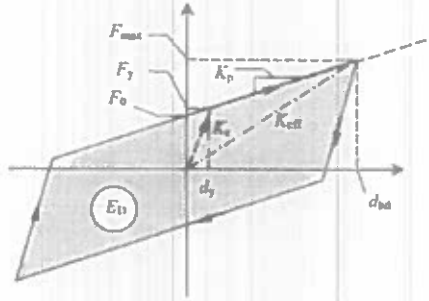


Fig.3.23 Relaţie biliniară forţă-deplasare pentru aproximarea curbei de răspuns a unui izolator cu elastomeri

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:

$$K_1 = K_e + K_L \qquad (15)$$

K_e şi K_L fiind rigidităţile elastomerului, respectiv ale miezului de plumb;

$$K_2 = K_e \qquad (16)$$

F_y este forţa de curgere a izolatorului şi se determină pe baza relaţiei:

$$F_y = F_{y,L}\left(1 + \frac{K_e}{K_L}\right) \qquad (17)$$

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.

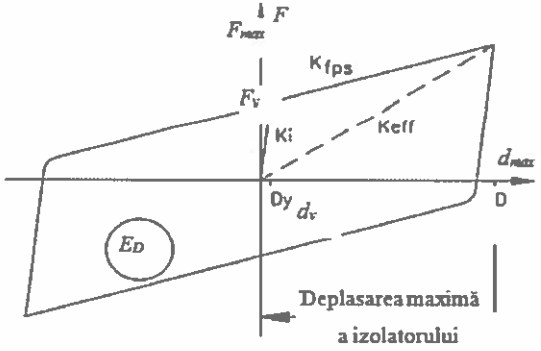


Fig.3.24 Relaţie biliniară forţă-deplasare pentru aproximarea curbei de răspuns a unui izolator cu o suprafaţă de frecare

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;

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{d_{max}} \tag{21}$$

ξ_{eff} amortizarea efectivă a izolatorului;

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi}\left[\frac{\mu_d}{\mu_d + \frac{d_{max}}{R}}\right] \tag{22}$$

T_{eff} perioada efectivă a izolatorului;

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{V}{K_{eff}\,g}} \tag{23}$$

K_i rigiditatea iniţială a izolatorului;

$$K_i = \frac{\mu_d V}{d_y} \tag{24}$$

K_{fps} rigiditatea post-elastică a izolatorului cu o suprafaţă de frecare;

$$K_{fps} = \frac{V}{R} \tag{25}$$

E_D reprezintă energia disipată în decursul unui ciclu de răspuns şi este dată de aria suprafeţei incluse în bucla de histerezis.

$$E_D = 4\mu_d V d_{max} \tag{26}$$

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.

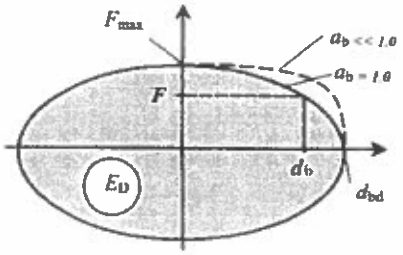


Fig.3.25 Relaţia forţă-deplasare pentru aproximarea curbei de răspuns a unui amortizor vâscos

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.

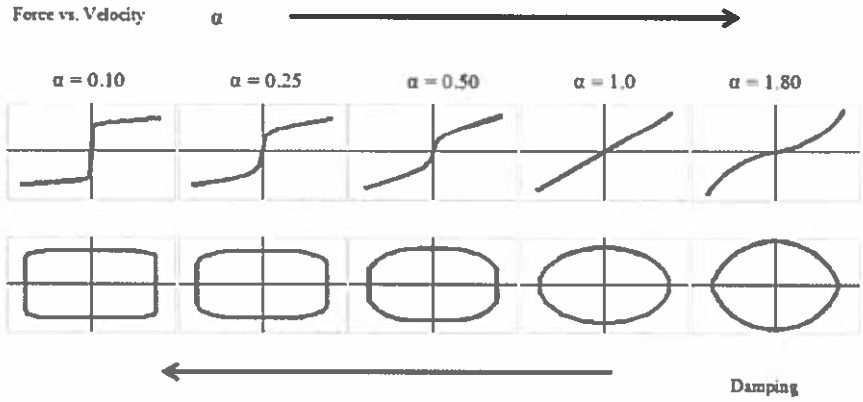


Fig.3.26 Relaţia forţă-viteză şi forţă-deplasare pentru diferite valori ale lui α în cazul unui amortizor vâscos

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:

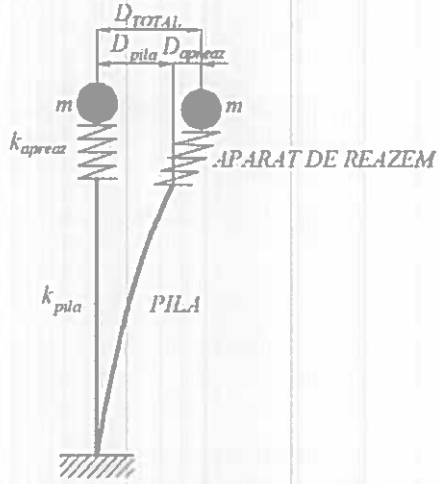


Fig.3.27 Schema simplificată de calcul pentru determinarea caracteristicilor aparatelor de reazem/izolatorilor

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{eff}}} \qquad (35)$$

$$k_{isol} = \frac{1}{nkk_{piereff}} \cdot \frac{kk_{piereff}}{} \quad (36)$$

$$\omega_{isol} = \frac{1}{n}\sqrt{\frac{m}{k_{isol}}} \quad (37)$$

$$c_{isol} = \frac{2 \cdot \omega_{isol} \cdot \xi \cdot m}{n} \quad (38)$$

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.

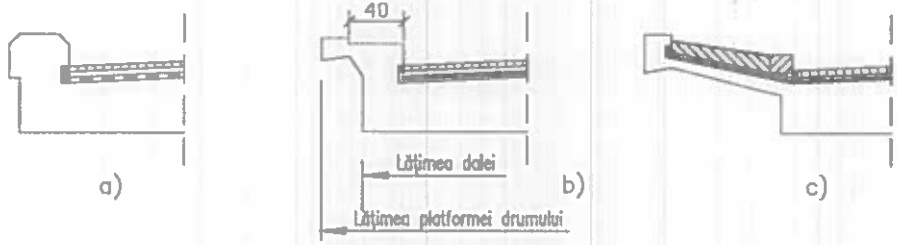
În secţiunea transversală se folosesc dale monolite (fig. 4.3 a) sau prefabricate (fig. 4.3.b) cu secţiune plină sau cu goluri.

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

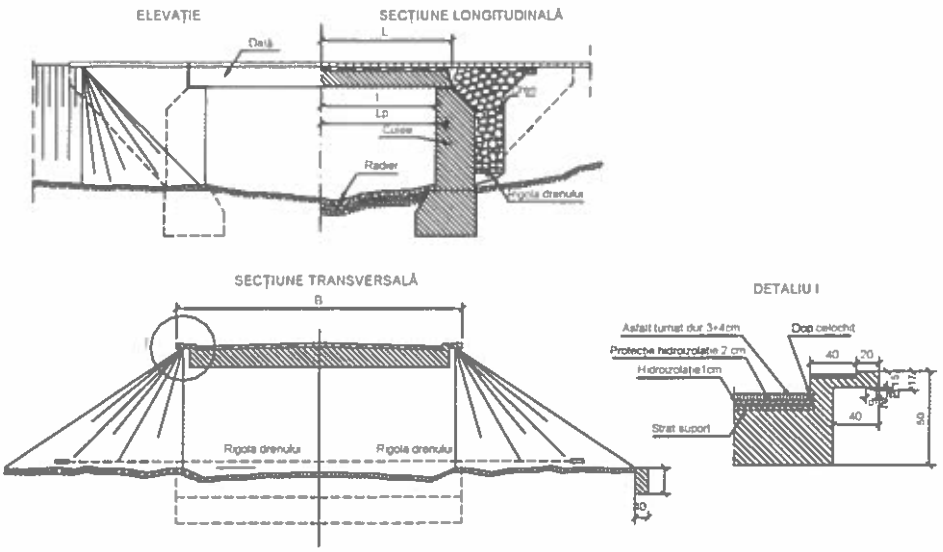


Fig.4.2. Pod dalat monolit L≤10.0 m

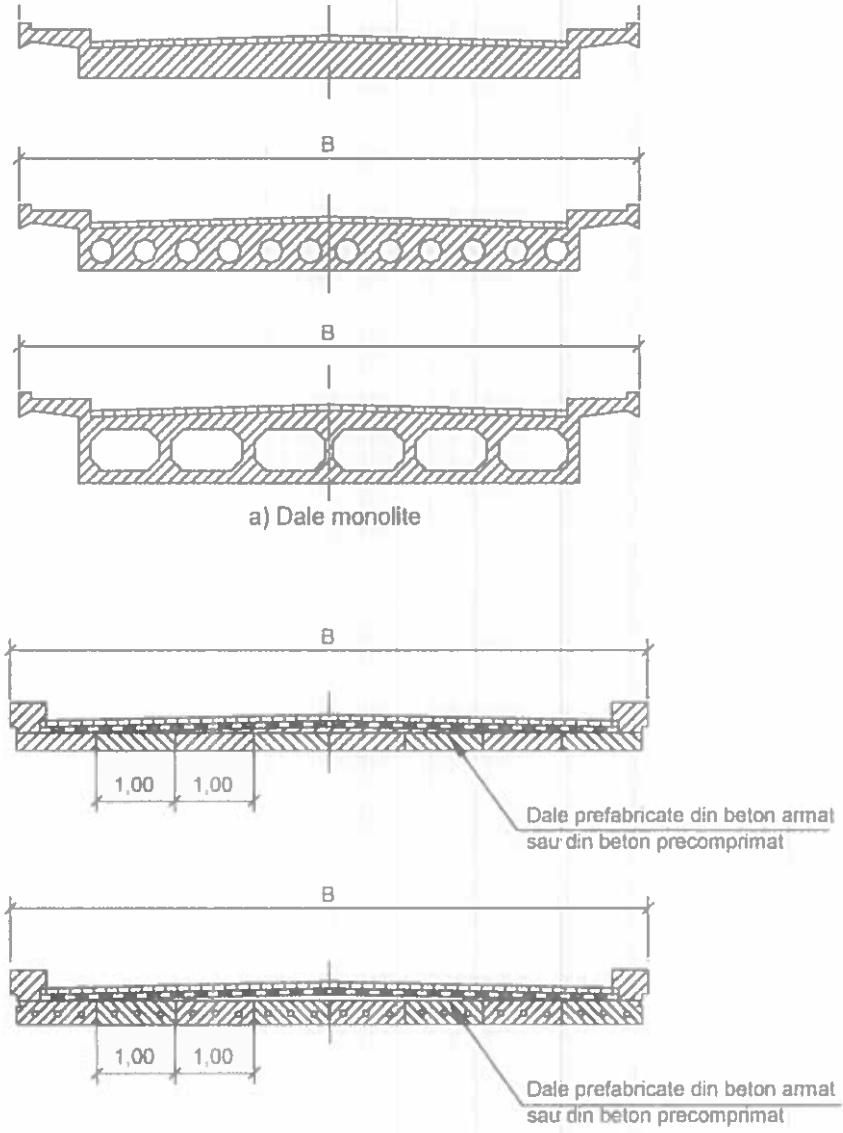


Fig. 4.3. Secţiuni transversale dale

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 45º 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.

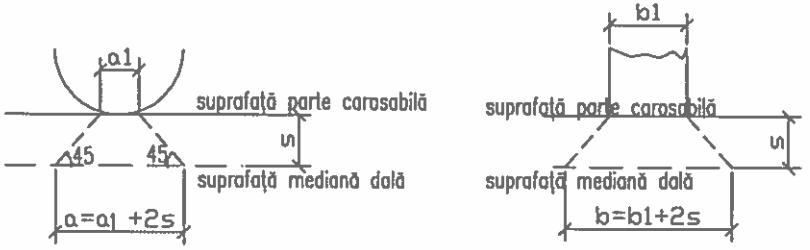


Fig. 4.4.

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.

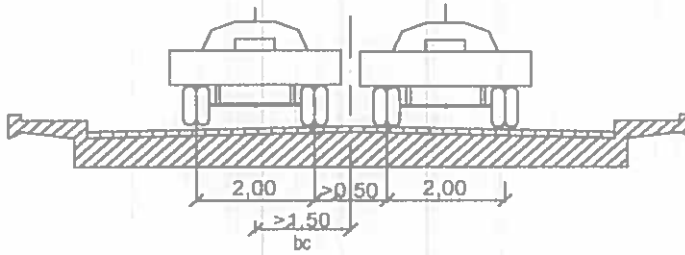
Această lăţime nu poate depăşi lăţimea ce rezultă din condiţia de nesuprapunere a efectelor a două roţi alăturate în cazul încărcărilor verticale TS ale convoiului de calcul LM1 (fig. 4.5 a şi b) sau din adăugarea de fiecare parte a convoiului LM2 a unei lăţimi de 1,00 m (fig. 4.6 a şi b) şi anume:

- 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.

a)



b)

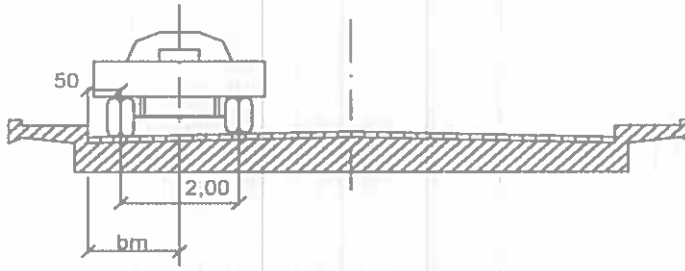
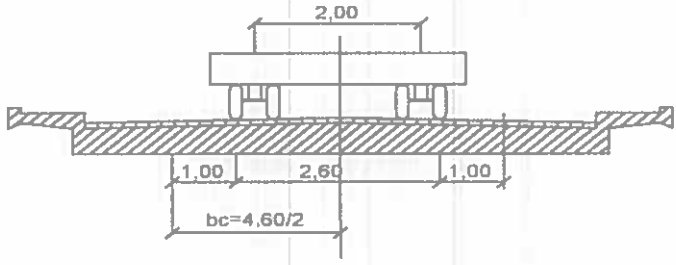


Fig 4.5. Lăţimea maximă de calcul pentru TS (LM1)
a) fâşia centrală b) fâşia marginală

a)



b)

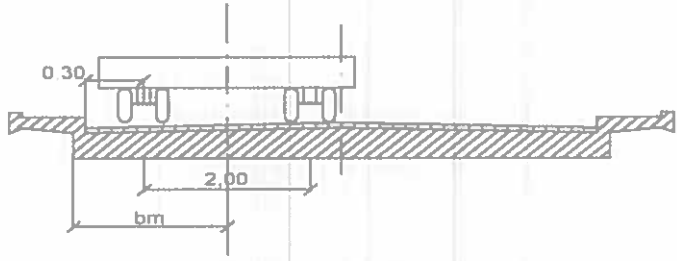


Fig 4.6. Lăţimea maximă de calcul pentru TS (LM2)
a) fâşia centrală b) fâşia marginală

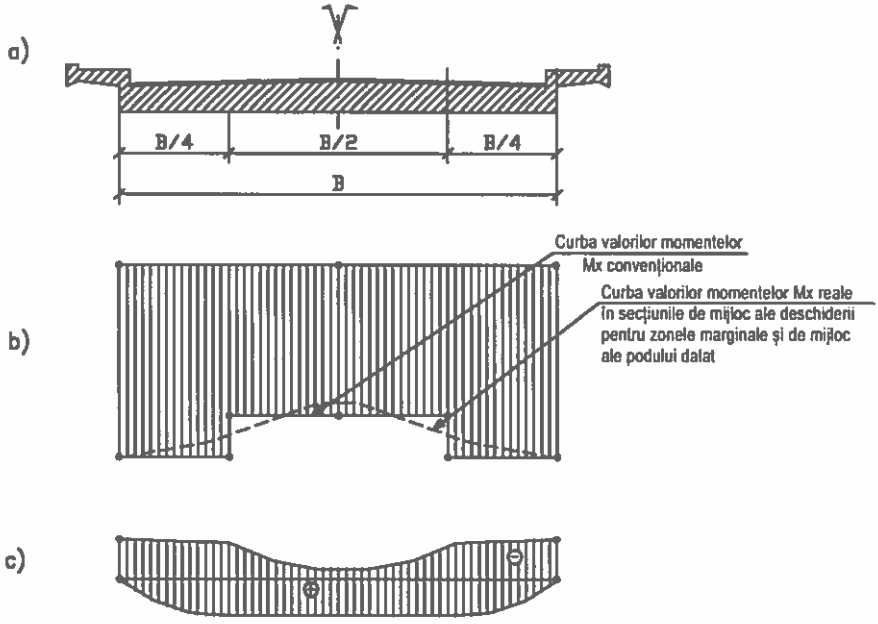


Fig 4.7. Variaţia momentelor în secţiunea de la jumătatea deschiderii
a)împărţirea pe fâşii; b)curba momentelor M_x în secţiunile de mijloc ale deschiderii; c)variaţia momentelor M_y în secţiunile de mijloc ale deschiderii.

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).

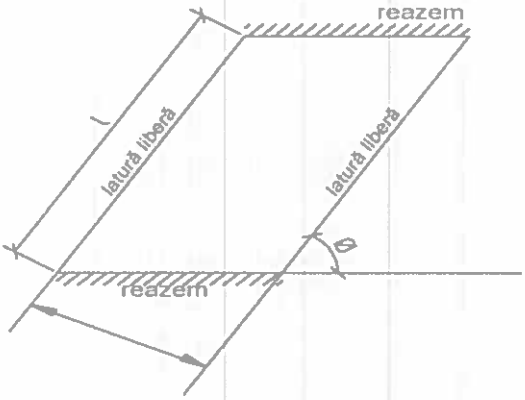


Fig. 4.8.

Dalele cu $0,50 < b/l < 0,75$ şi $50^o < Ø < 90^o$ 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 $0,75<b/l<1,5$ şi $50^o<Ø<75^o$ 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.

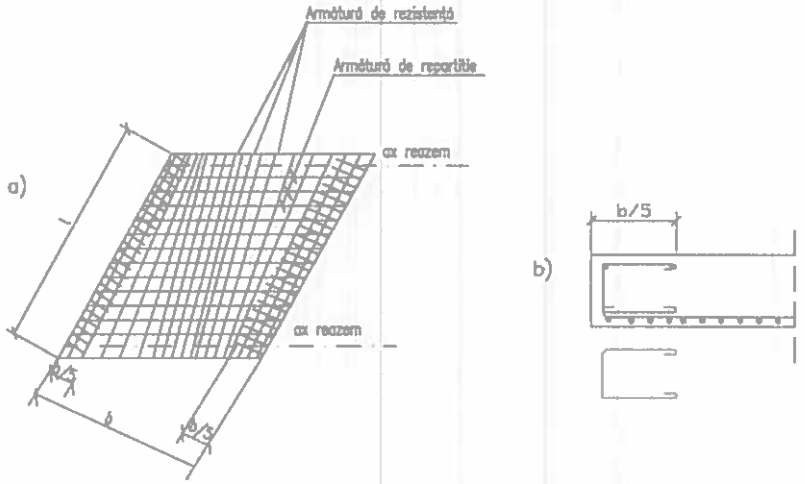


Fig. 4.9

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 $75^0 < Ø < 90^0$ 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 $50^0 < Ø < 90^0$ 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
$M_x/p_r\mathcal{L}$	$\nu = 0$	+0,263	+0,147	+0,083	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,317	-0,054	-0,117
$M_y/p_r\mathcal{L}$	$\nu = 0$	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
$M_x/p_r\mathcal{L}$	$\nu = 0$	+0,263	+0,147	+0,083	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,317	-0,054	-0,117
$M_y/p_r\mathcal{L}$	$\nu = 0$	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_rL	$\nu = 0$	+0,253	+0,110	+0,048	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,325	-0,062	-0,073
M_y/p_rL	$\nu = 0$	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_rL	$\nu = 0$	0,249	+0,0079	+0,025	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,331	-0,062	-0,045
M_y/p_rL	$\nu = 0$	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
$M_x/p_r L$	$\nu = 0$	+0,218	+0,047	+0,008	M_x/m_r	$\nu = 0$	+0,332	-0,050	-0,013
$M_y/p_r L$	$\nu = 0$	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
$M_x/p\,L$	$\nu = 0$	+0,248	+0,016	+0,002	M_x/mr	$\nu = 0$	+0,333	-0,020	-0,003
$M_y/p\,L$	$\nu = 0$	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

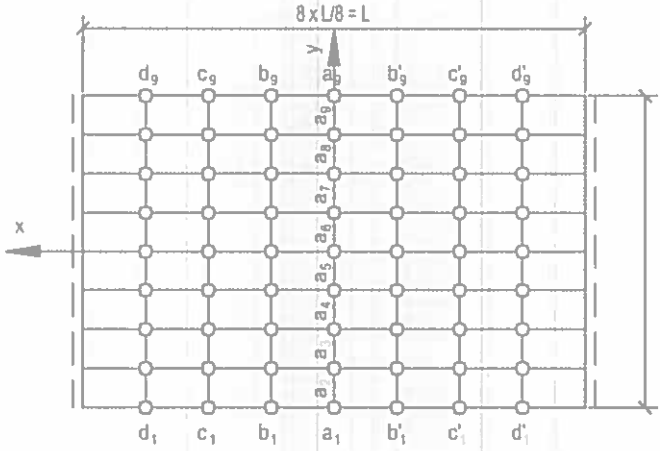


Fig.4.10. Modul de împărţire a dalei pentru calculul cu metoda suprafeţelor de influenţă

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.

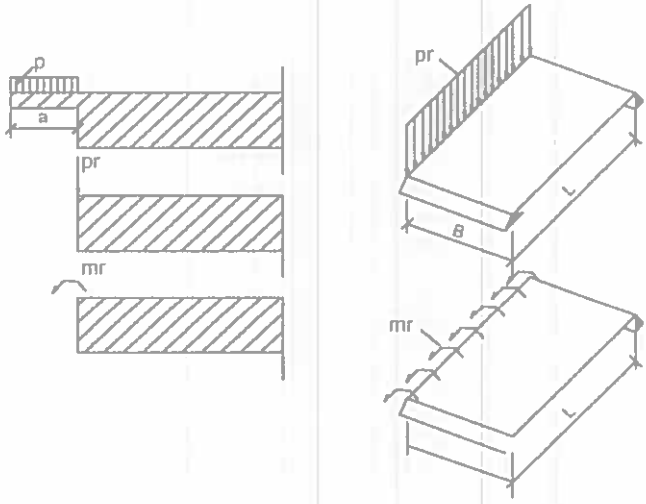


Fig.4.11.

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:

$$M_x = \Sigma \eta_x \cdot P_i$$

$$M_1 = \Sigma \eta_1 \cdot P_i$$

Solicitările provenite din încărcarea consolei de trotuar cu sarcini permanente şi, dacă este cazul cu oameni, se obţin cu relaţiile:

$$M_x = \eta_x p_r L \quad ; \quad M_1 = \eta_1 p_r L$$

$$M_x = \eta_x m_r L \quad ; \quad M_1 = \eta_1 m_r L$$

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.

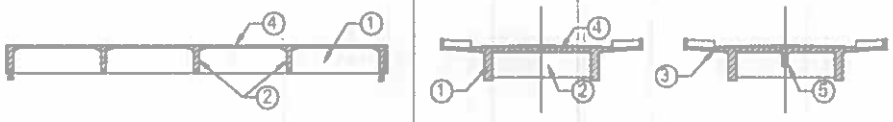


Fig. 5.1. Elemente principale ale podurilor pe grinzi
1-Grinzi principale; 2-Antretoaze; 3-Placă în consolă; 4-Placa părţii carosabile; 5-Nervură longitudinală secundară

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

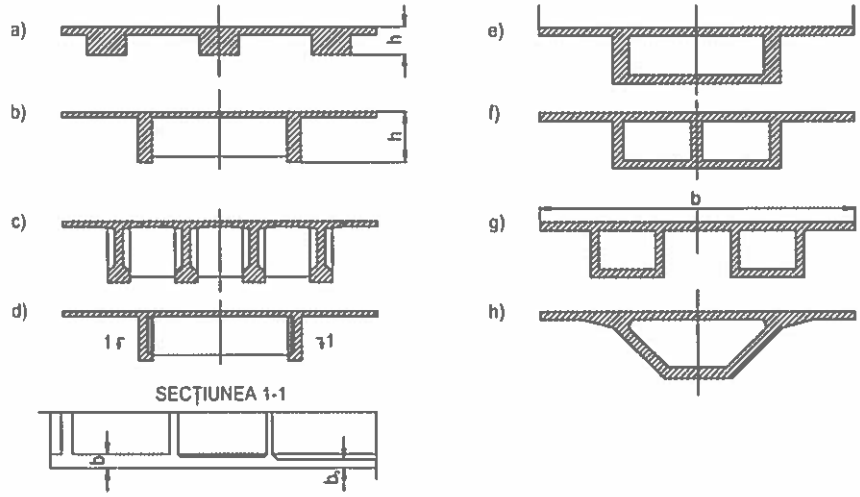


Fig. 5.2. Secţiune transversală la podurile pe grinzi

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).

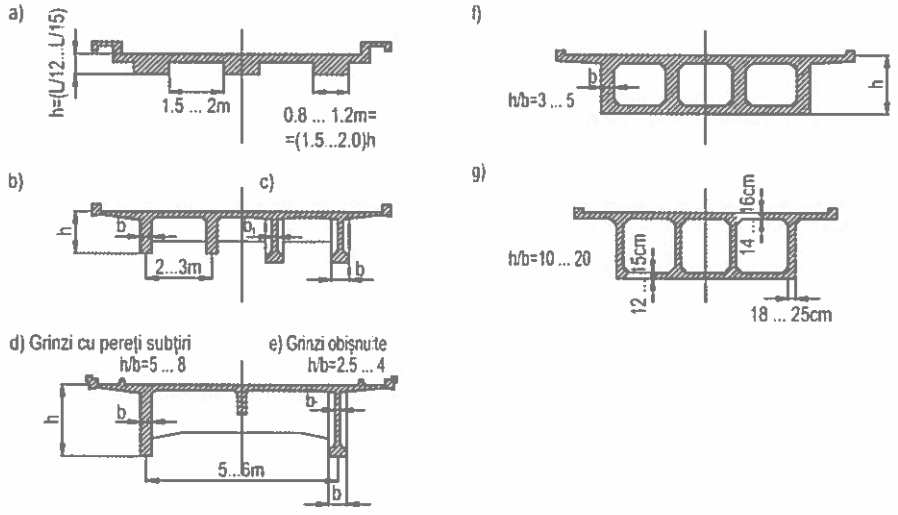


Fig. 5.3. Tipuri de secţiuni ale podurilor cu grinzi monolite. Dimensiuni caracteristice

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:

$h = L / 20 + L / 25$

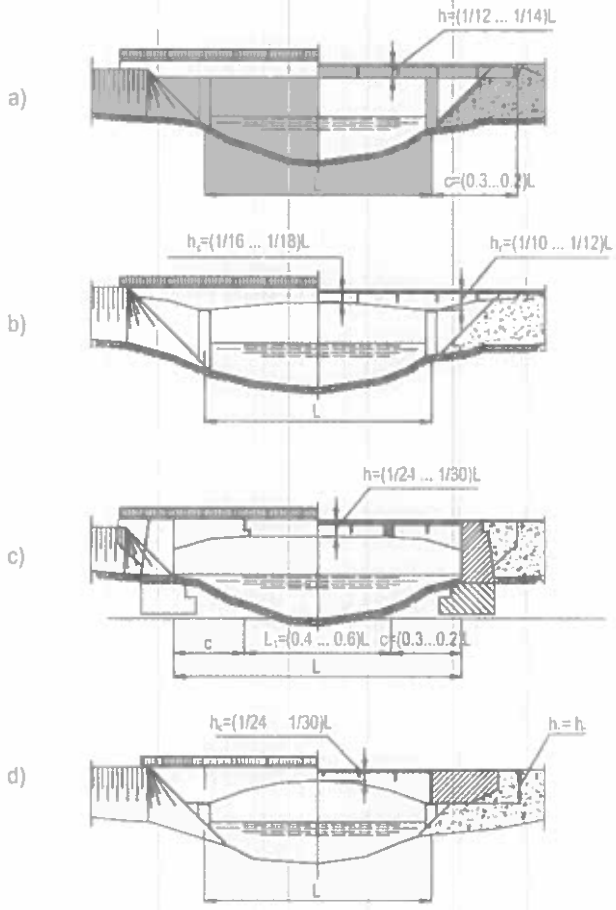


Fig.5.4. Poduri pe grinzi cu console

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.

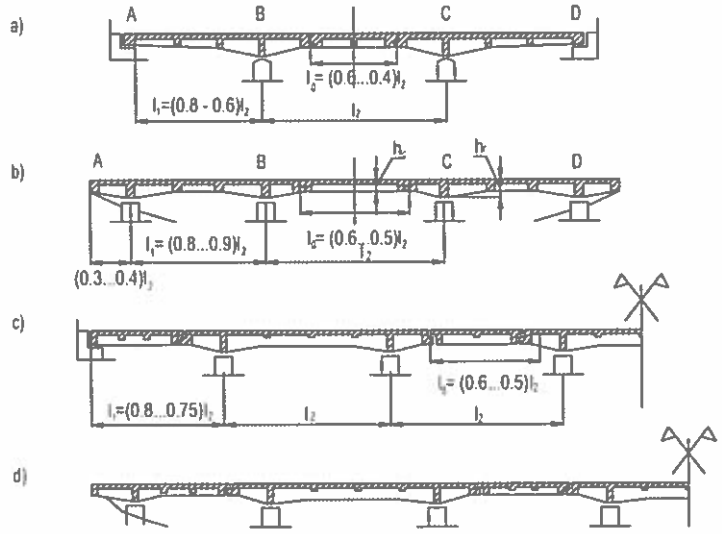


Fig. 5.5. Tipuri de suprastructuri cu grinzi cu console şi articulaţii (sistem Gerber)

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 - economic, 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.).

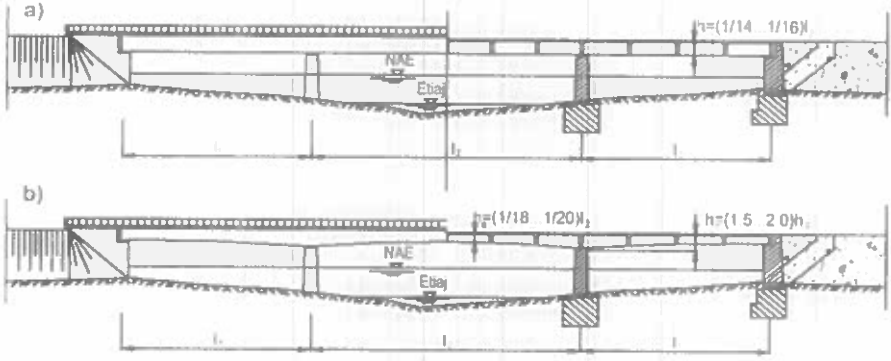


Fig. 5.6. Poduri pe grinzi continue

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.

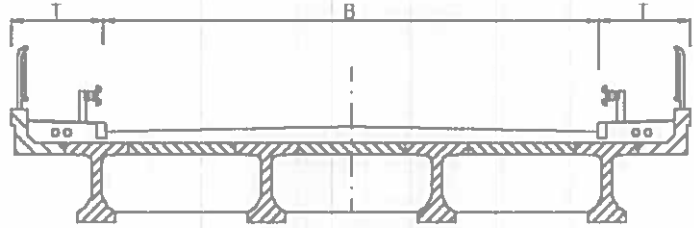


Fig 5.7a

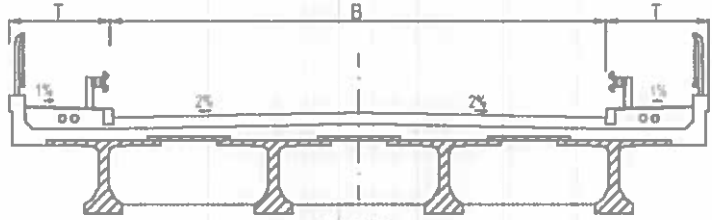


Fig 5.7b

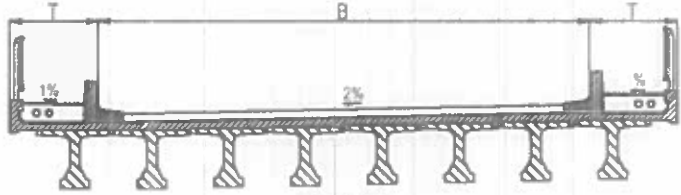


Fig 5.7c

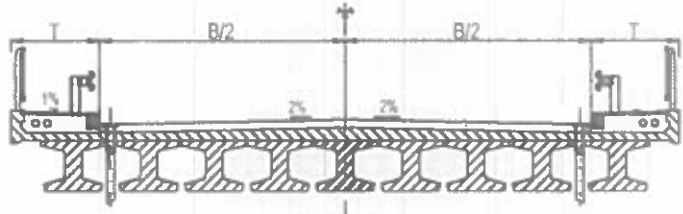


Fig 5.7d

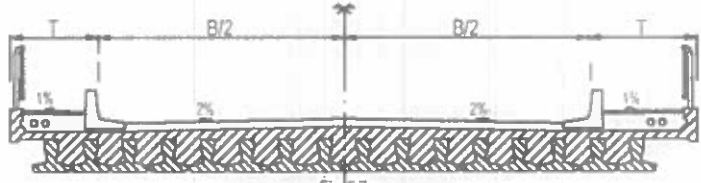


Fig 5.7e

Fig. 5.7. a — e

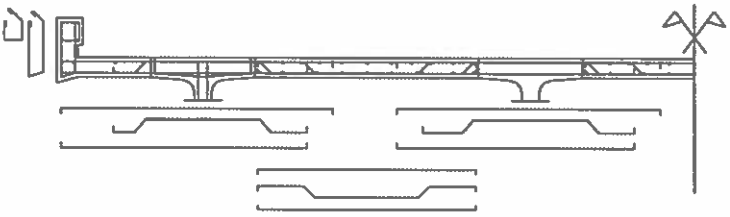


Fig. 5.8 Armarea plăcii carosabile la podurile cu grinzi T prefabricate şi placă monolită turnată ulterior

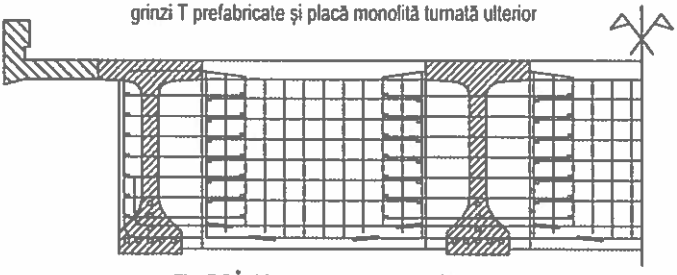


Fig. 5.9 Îmbinarea antretoazelor prin sudarea barelor de rezistenţă



Fig. 5.10 Îmbinarea antretoazelor prin precomprimare

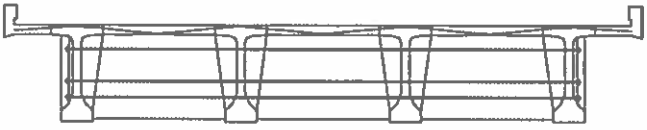


Fig. 5.11 Precomprimarea transversală a întregii suprastructuri

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.

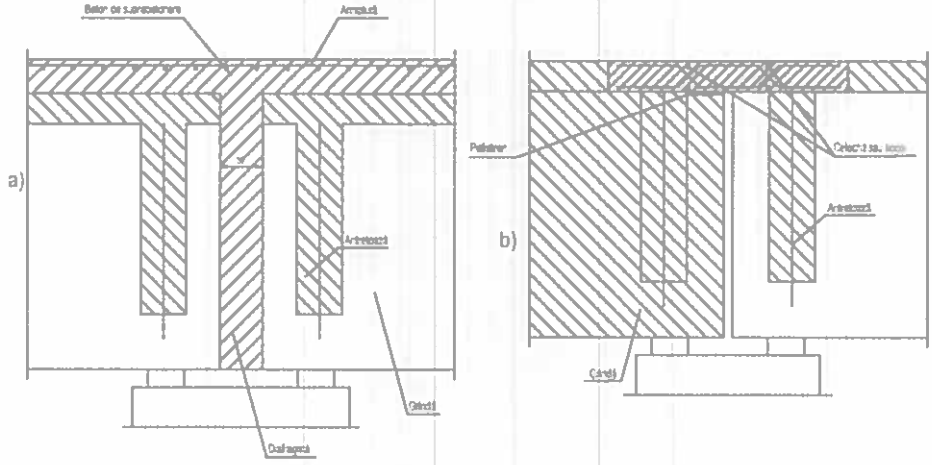


Fig. 5.12. a şi b

Continuizarea cu placa dublu încastrată se aplică în general la deschideri ale plăcii / ≥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.

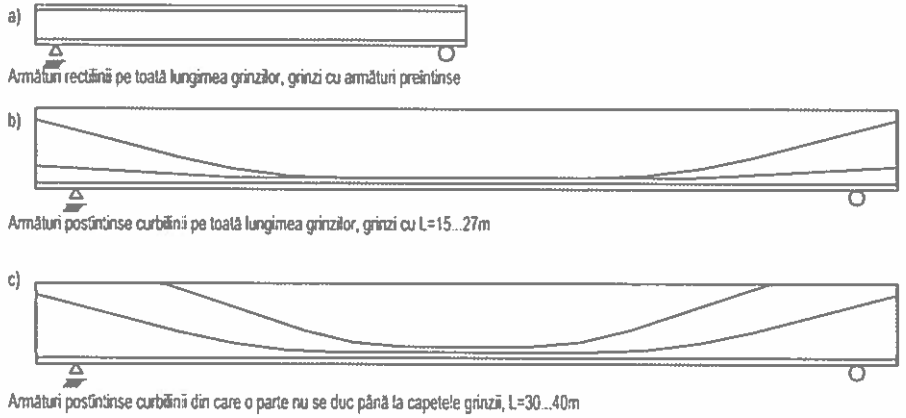


Fig. 5.13. Schema de armare a grinzilor simplu rezemate din beton precomprimat

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

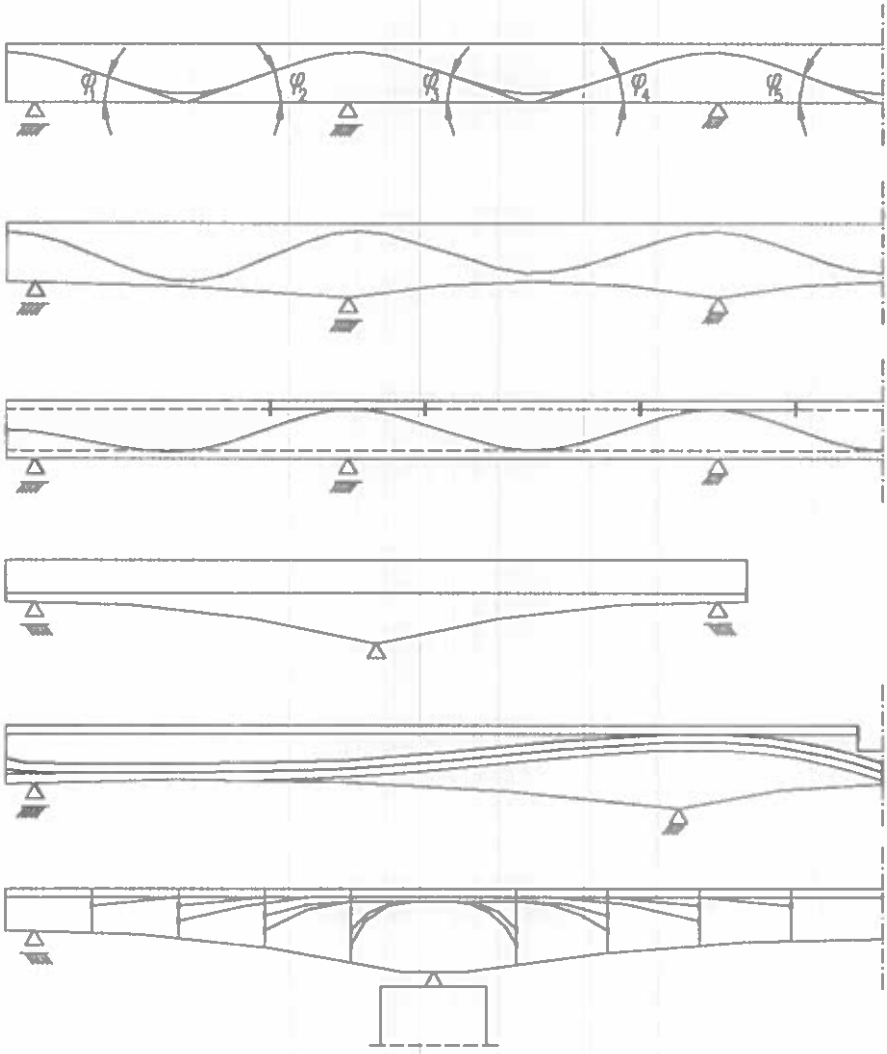


Fig. 5.14. Schema de armare a grinzilor continue şi cu console din beton precomprimat

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 45º 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

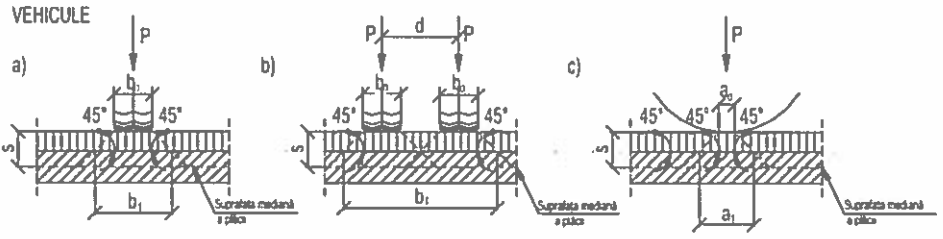


Fig. 5.15. Schema de repartizare a încărcărilor concentrate

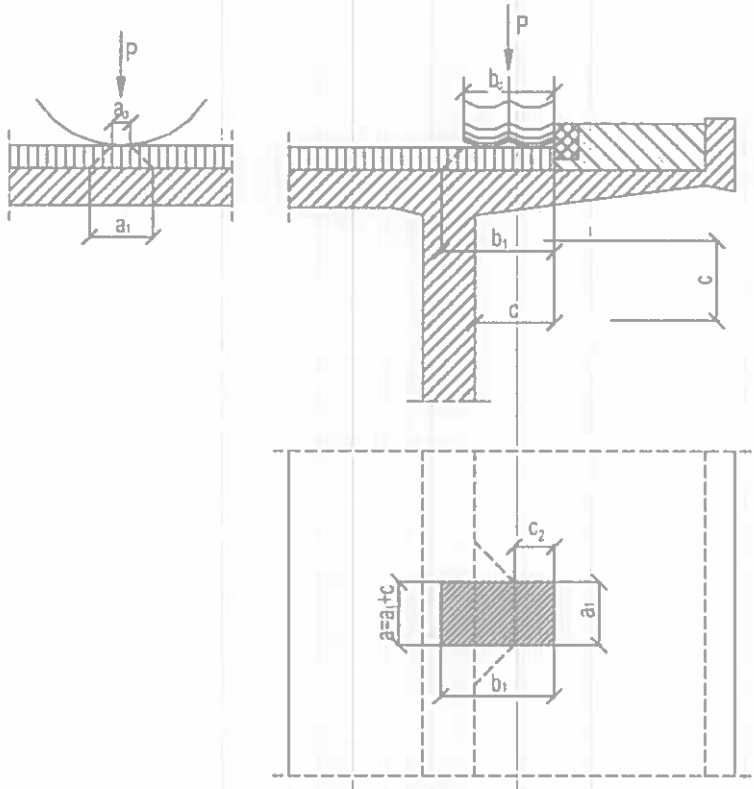


Fig. 5.16. Lăţimea de calcul a plăcilor în consolă

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.

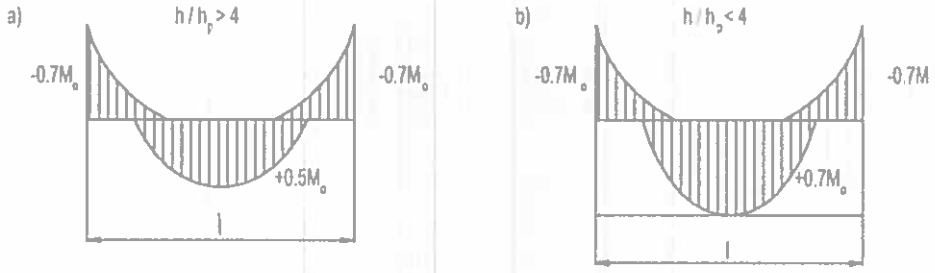


Fig. 5.17. Schema convenţională pentru calculul momentelor la plăci armate pe o singură direcţie

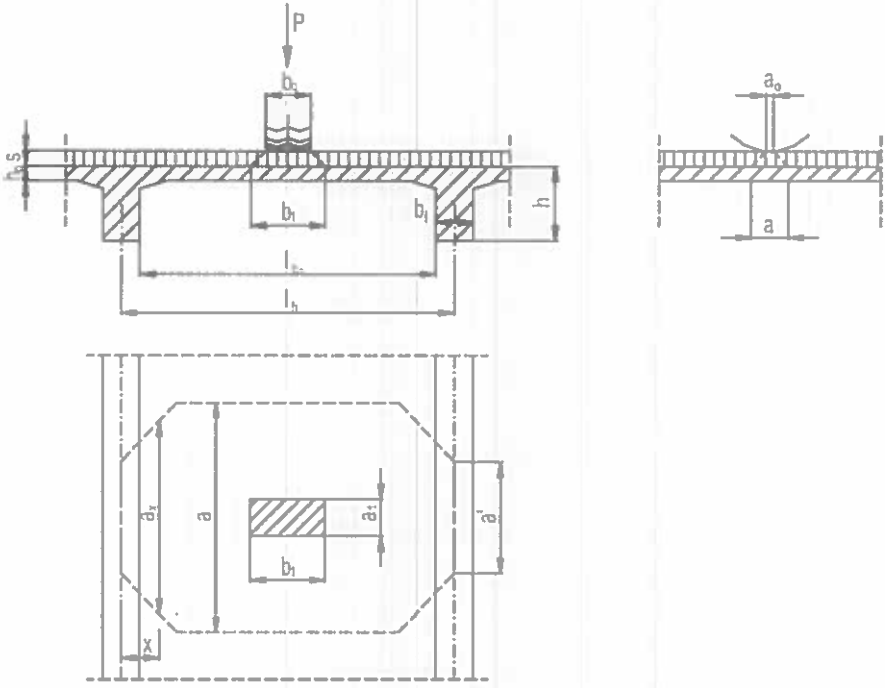


Fig. 5.18. Schema determinării deschiderii de calcul a plăcii şi a lăţimii de conlucrare

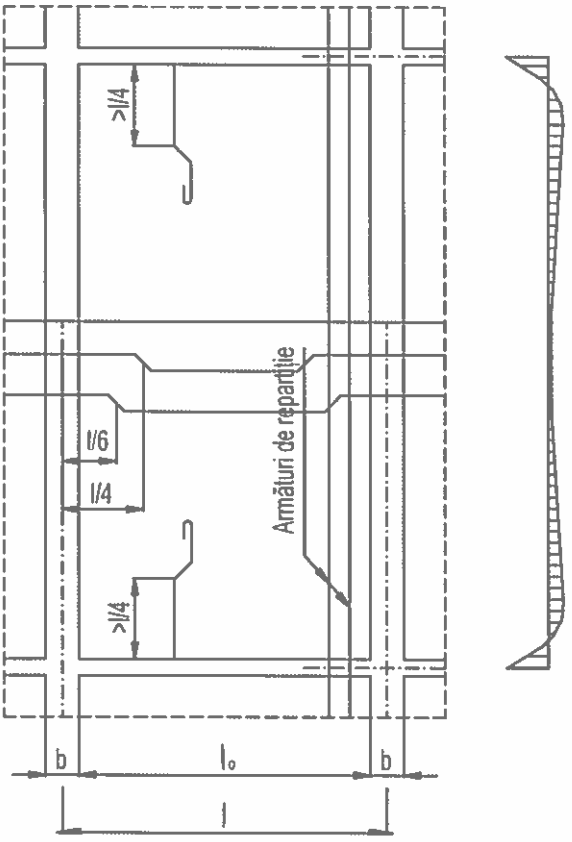


Fig. 5.19. Schema solicitărilor şi a dispunerii armăturilor la plăci armate pe o singură direcţie

c) Determinarea solicitărilor la plăcile armate pe două direcţii

Prin plăci armate pe două direcţii se înteleg 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 ŞI 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

$$I_a / I_g = \infty$$

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).

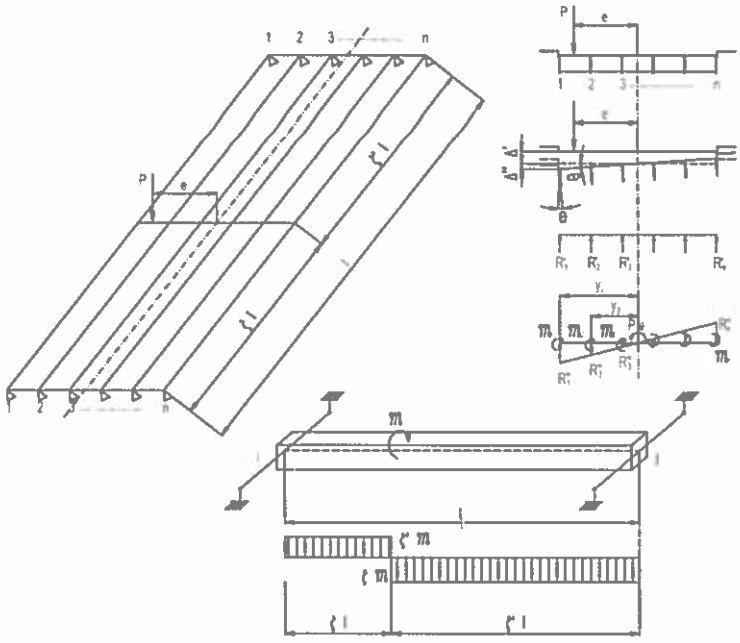


Fig. 5.20. Repartiţia transversală după metoda antretoazei infinit rigide

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:

$$\sum_{i}^{n} R_i = P$$

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 (ϕ) 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:

$$P_e = \sum_{i}^{n} M_i + \sum_{i}^{n} R_i^{"} y_i \qquad (5.1)$$

$$P = \sum_{i}^{n} R_i^{'} \qquad (5.2)$$

$$R_i = R'_i \pm R"_i \qquad (5.3)$$

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".

$$R_k = R'_k + R''_k = P\left[\left(\frac{I_k}{\sum I_i} \pm \frac{e \cdot y_k}{\sum \frac{G.T_i}{I.\xi\xi'} \cdot \frac{l^3}{m_i E I_k} + \sum \frac{I_k}{I_i} y_i^2}\right)\right] \qquad (5.4)$$

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 :

$$Rk = P \cdot \left(\frac{1}{n} \pm \frac{e \cdot y_k}{\frac{nl^2}{m\xi\xi'} \cdot \frac{G \cdot T}{E \cdot I} + \sum y_i^2}\right) \qquad (5.5)$$

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:

$$P_e = \sum_{i=1}^{n} R_i \cdot y \qquad (5.6)$$

iar relaţiile (5.2) şi (5.3) rămân valabile.

Rezultă următoarea relaţie generală pentru determinarea reacţiunii în dreptul grinzii „K".

$$R_i = R'_i + R''_i = P \cdot \left[\frac{I_i}{\sum_{i=1}^{n} I_i} \pm \frac{e \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} \right] \qquad (5.7)$$

Pentru grinzi simplu rezemate având momentele de inerţie la încovoiere şi respectiv torsiune egale, relaţia (5.7) devine

$$R_i = P \cdot \left[\frac{1}{n} \pm \frac{e \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} \right] \qquad (5.8)$$

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":

$$\eta_{ki} = \frac{1}{n} \pm \frac{\lambda_1 \cdot \lambda_i}{2 \cdot \sum_{i=1}^{n} \lambda_i^2}$$

în care:

η_{ki} = ordonata liniei de influenţă a încărcării P = 1 în secţiunea „i" pe grinda „K"

n = numărul grinzilor principale

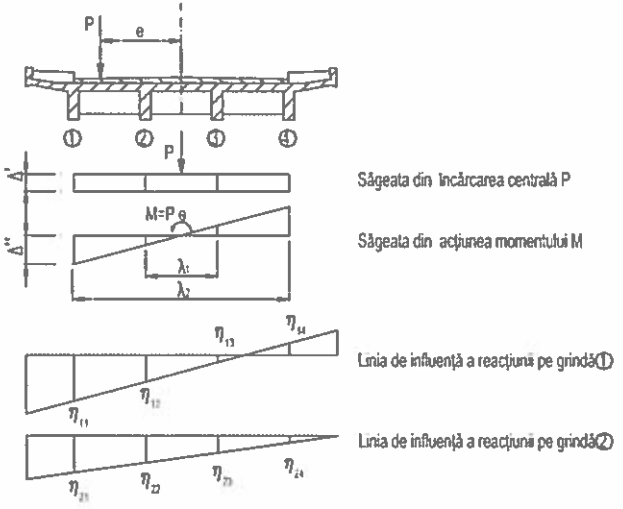


Fig. 5.21. Repartiţia transversală după principiul compresiunii excentrice

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.

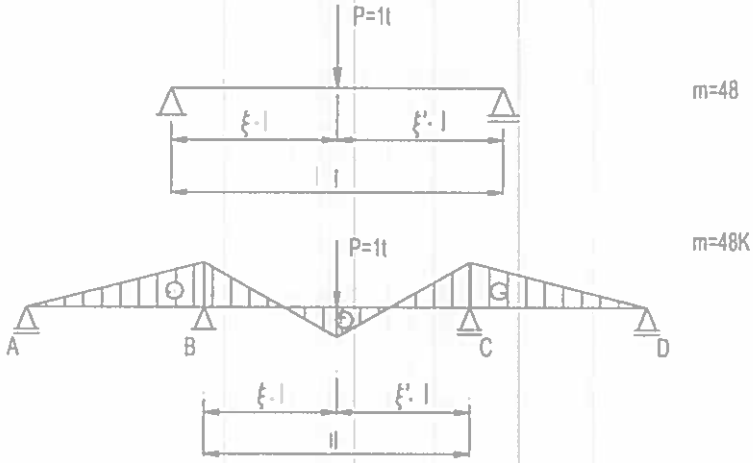


Fig. 5.22. Repartiţia transversală a încărcărilor utile la suprastructurile cu două grinzi şi o antretoază elastică

Coeficientul K are următoarea expresie (fig. 5.22)

$$K = \frac{1}{1-\frac{3}{l}\left(M'+M''\right)} \qquad (5.11)$$

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

l = 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)

$$T = 1/3\left(h'\cdot b^3 + h_r^3\cdot b_r\right)$$

Pentru secţiunea I (fig. 5.23 b)

$$T = 1/3\left(h'\cdot b^3 + h_p^3\cdot b_r + h_r^3\cdot b_r\right)$$

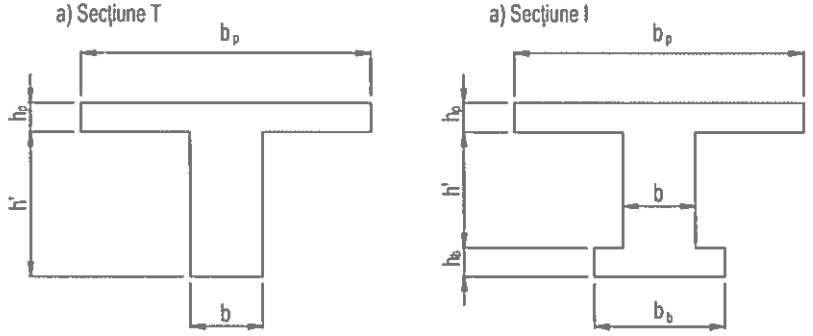


Fig. 5.23. Notaţii utilizate pentru calculul momentului de inerţie la torsiune al grinzilor

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:

$$j = I_m / I,$$

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.

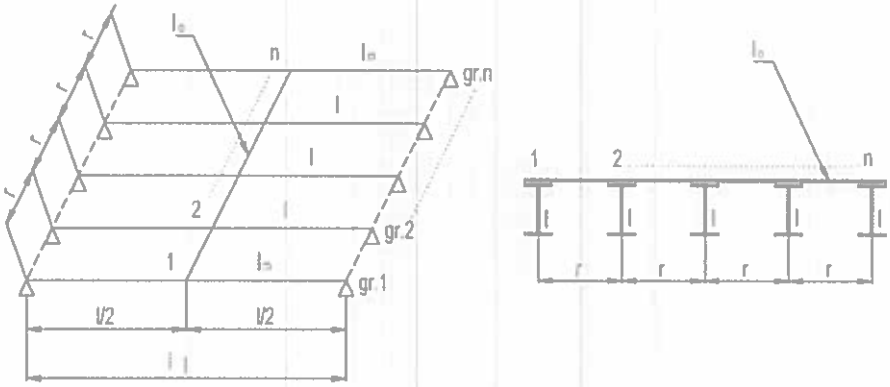


Fig. 5.24.

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 $\alpha = \alpha' = l / 2$ 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 $\alpha = \alpha' = l / 2$, 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:

$$I' = \frac{l^3}{48\int \frac{M_x^2}{I_x}\,d_x} \qquad (5.16)$$

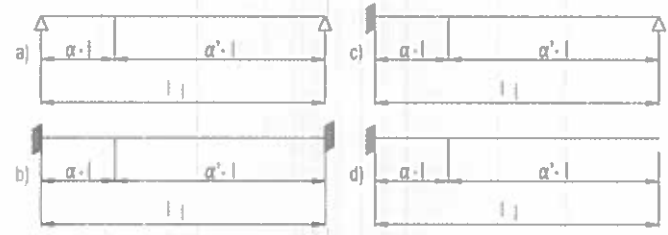


Fig. 5.25.

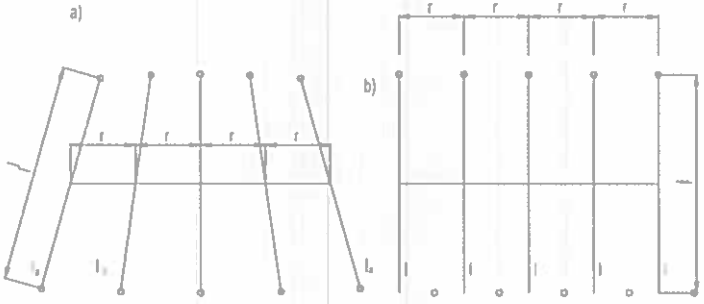


Fig. 5.26.

Fig. 5.27. Coeficienţi de influenţă transversală

Rețea 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

Rețea 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

Rețea 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 lăţime variabilă sau podul este amplasat în curbă, axele longitudinale ale grinzilor pot să nu fie paralele între ele.

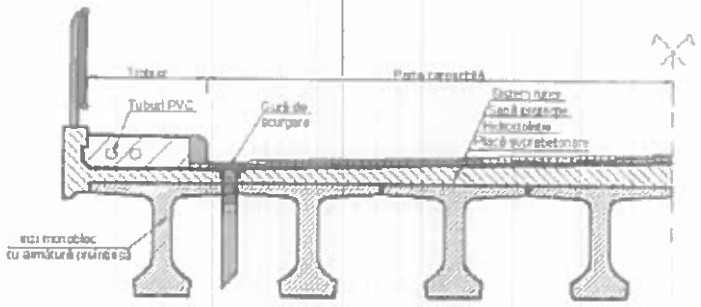


Fig.5.28 Secţiune transversală printr-un tablier din beton armat cu grinzi prefabricate joantive şi placă de suprabetonare

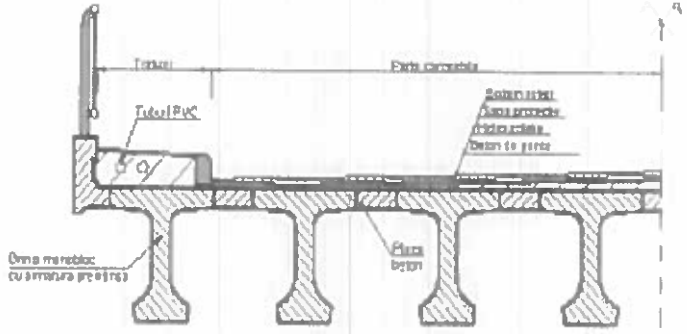


Fig.5.29 Secţiune transversală printr-un tablier din beton armat cu grinzi prefabricate juxtapuse şi placă de suprabetonare

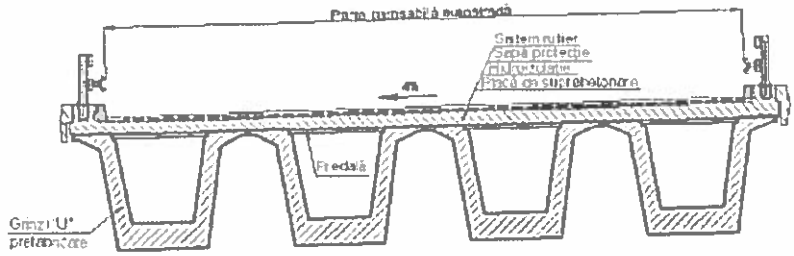


Fig.5.30. Secţiune transversală printr-un tablier din beton armat cu grinzi prefabricate U joantive şi placă de suprabetonare

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.

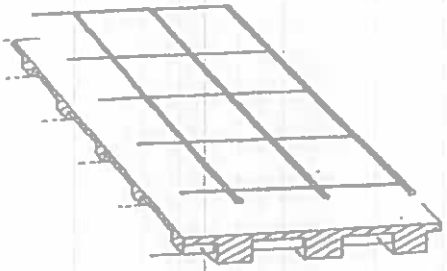


Fig.5.31. Modelarea unui tablier alcătuit din grinzi, antretoaze şi placă de suprabetonare utilizând metoda reţelei plane de grinzi

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.

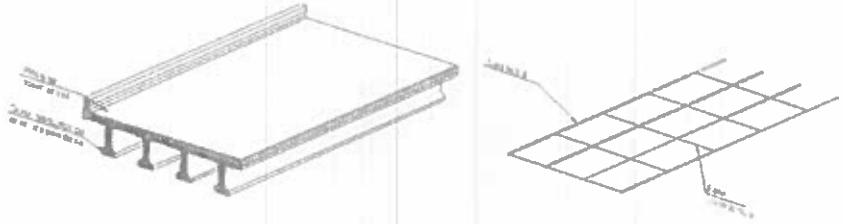


Fig.5.32. Modelarea unui tablier alcătuit din grinzi şi placă de suprabetonare utilizând metoda reţelei plane de grinzi

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.

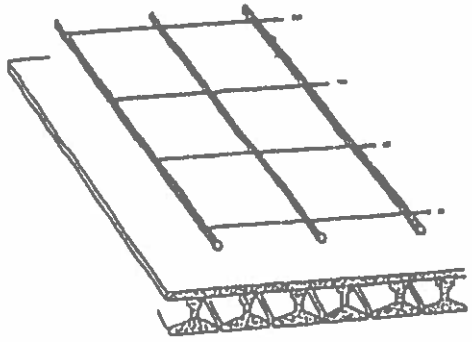


Fig.5.33. Modelarea unui tablier alcătuit din grinzi T întors şi placă de suprabetonare utilizând metoda reţelei plane de grinzi

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.

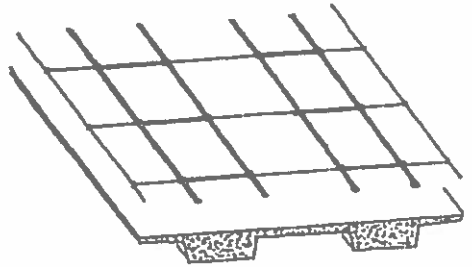


Fig.5.34. Modelarea unui tablier alcătuit cu grinzi late

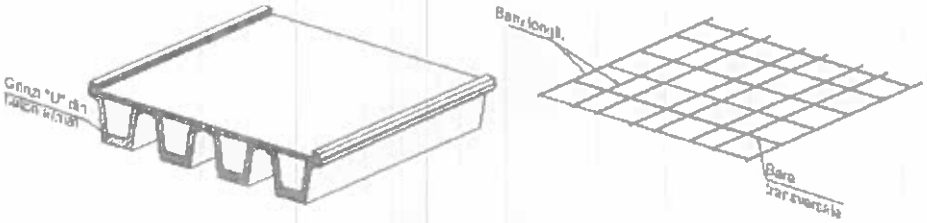


Fig.5.35. Modelarea unui tablier alcătuit cu grinzi U şi placă de suprabetonare

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.

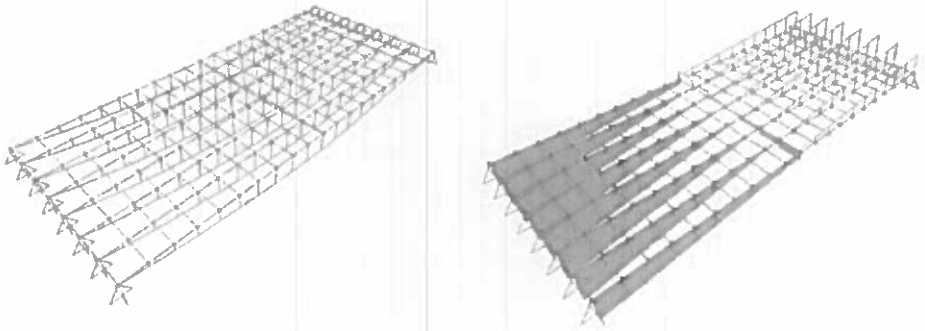


Fig.5.36 Diagrame de momente încovoietoare şi forţe tăietoare în elementele reţelei din acţiuni permanente

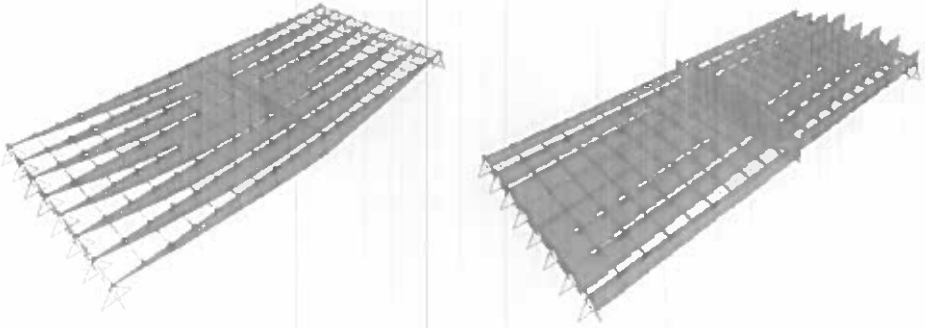


Fig.5.37 Diagrame de momente încovoietoare şi forţe tăietoare în elementele reţelei din acţiunea modelului de încărcare LM1 (SR EN 1991-2:2005)

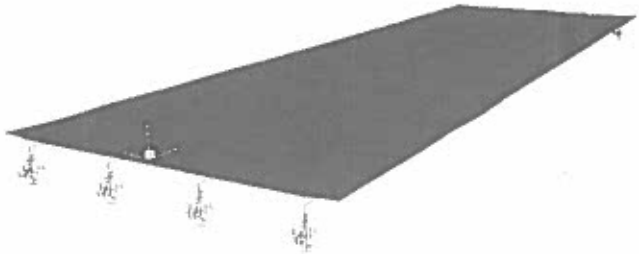


Fig.5.38 Model cu elemente finite: grinzile modelate cu elemente finite tip bară, iar placa de suprabetonare cu elemente finite bidimensionale (cu comportare de placă şi membrană)

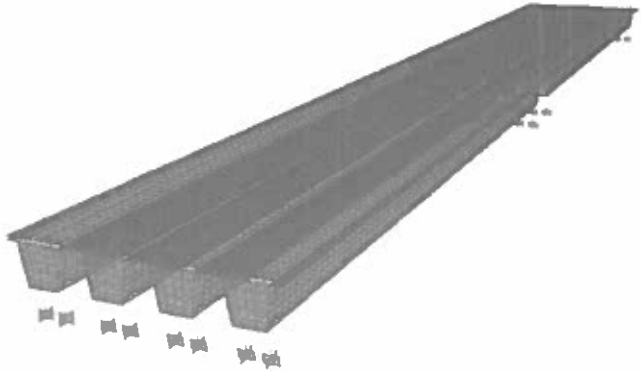


Fig.39 Model cu elemente finite: grinzile U şi placa de suprabetonare modelate cu elemente finite bidimensionale (cu comportare de placă şi membrană)

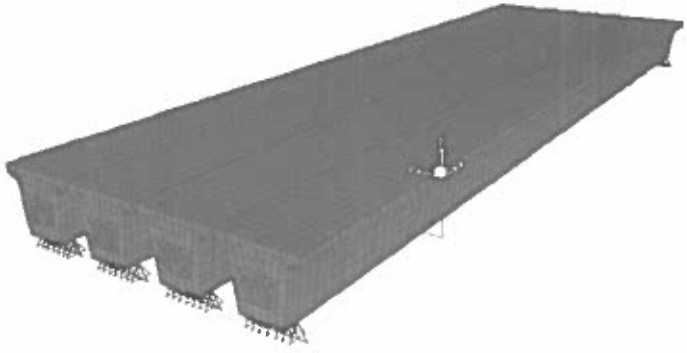


Fig.5.40 Model cu elemente finite: grinzile U şi placa de suprabetonare modelate cu elemente finite de volum

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 45º (fig. 5.40). Mărimea suprafeţei care se consideră că transmite încărcările la antretoaza este:

$$S = S = l_1(\lambda - l_1/2) \tag{5.20}$$

Încărcările g_0 şi g_1 se echivalează cu încărcări uniform distribuite astfel:

$$g'_2 = \frac{g_2 S}{\lambda}$$

$$g'_1 = \frac{g_1 S}{\lambda} \tag{5.21}$$

Încărcarea uniform distribuită totală va fi:

$$g = g_0 + g'_1 + g'_2 \tag{5.22}$$

Valorile încărcărilor de calcul sunt:

$$g_{max} = 1{,}1\,(g_0 + g'_1) + 1{,}5\,g'_2$$

$$g_{min} = 0{,}9\,(g_0 + g'_1) + 0{,}7\,g'_2 \tag{5.23}$$

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

$$P'_u = 0{,}5 \cdot \sum_i P_i \cdot y_{Pi} \qquad (5.26)$$

- 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

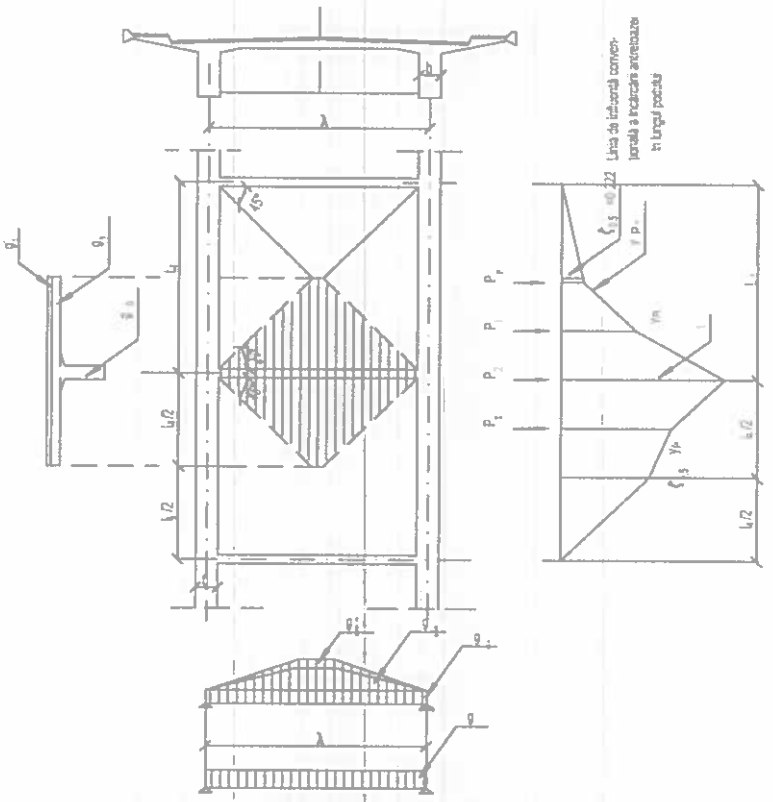


Fig. 5.41. Transmiterea sarcinilor locale la antretoaze

Ecuaţiile săgeţilor din sarcina unitară la grinzi cu diferite rezemări ale capetelor

Tabel V.3

Schema grinzii	Ecuaţia săgeţii secţiunii 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.

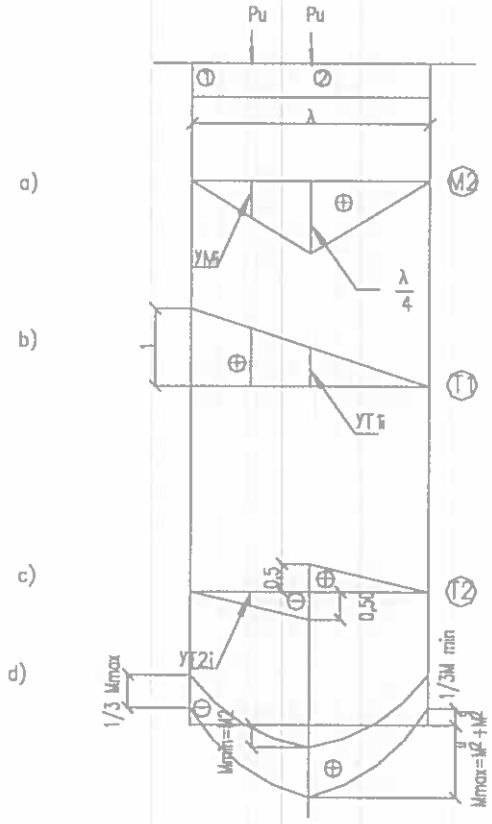


Fig. 5.42. Determinarea solicitărilor în antretoaza cu o singură deschidere

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.

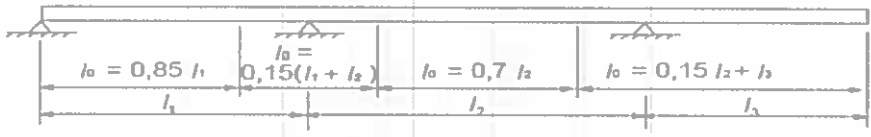


Figura 5.43 - Definirea lui l_0 pentru calculul lăţimii active de placă

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.

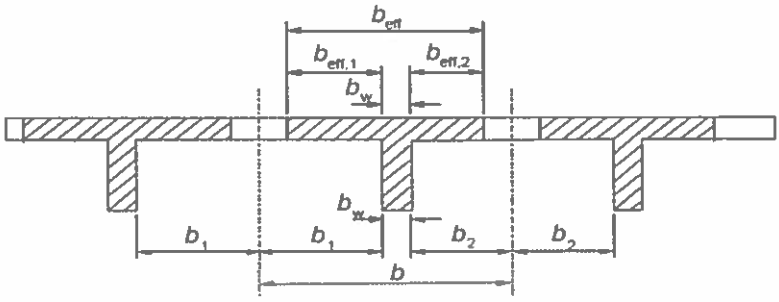


Figura 5.44 - Parametrii ce determină lăţimea activă

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

C.N.A.D.N.R.: Bd. Dinicu Golescu nr. 38, sector 1, Bucureşti
Tel.: 021/264 34 11; Fax: 021/264 33 30



COMPANIA NAȚIONALĂ DE AUTOSTRĂZI
ȘI DRUMURI NAȚIONALE DIN ROMÂNIA

BULETIN TEHNIC RUTIER

ISSN: 1583-820X

Publicație lunară editată de C.N.A.D.N.R.
Anul IX, nr. 5/2013

BULETIN TEHNIC RUTIER

ISSN: 1583-820X

Publicaţie lunară editată de C.N.A.D.N.R.
Anul IX, nr. 5 / 2013

SUMAR

Normativ privind alcătuirea şi calculul structurilor de poduri
şi podeţe de şosea cu suprastructuri monolit şi prefabricate-PD 165
(*continuare din numărul anterior*).....pag. 10 - 118

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

CUPRINS

(continuare din numărul anterior)

CAPITOLUL VI PODURI PE ARCE ŞI BOLŢI.....10
VI.1 NOŢIUNI GENERALE..... 10
VI.2 ALEGEREA DIMENSIUNILOR DE BAZĂ ALE ARCELOR ŞI BOLŢILOR.....10
VI.3 ALEGEREA AXEI ARCELOR.....14
VI.4 CONLUCRAREA DINTRE BOLTĂ SAU ARC ŞI GRINDA TABLIERULUI....16
VI.5 ALCĂTUIREA INFRASTRUCTURILOR LA PODURILE ÎN ARC..... 17

CAPITOLUL VII INFRASTRUCTURILE PODURILOR ŞI PODEŢELOR..... 19
VII.1 NOŢIUNI GENERALE.....19
VII.2 TIPURI DE INFRASTRUCTURI.....40
VII.3 PRESCRIPŢII DE CALCUL A INFRASTRUCTURILOR.....42
VII.4 INFRASTRUCTURI CU FUNDAŢII DIRECTE.....47
VII.5 FUNDAŢII PE PILOŢI.....62

CAPITOLUL VIII APARATE DE REAZEM.....89
VIII.1 GENERALITĂŢI, CLASIFICĂRI.....89
VIII.2 PRINCIPII DE PROIECTARE.....91
VIII.3 APARATE DE REAZEM DIN ELASTOMERI (NEOPREN FRETAT).....93

CAPITOLUL IX ALCĂTUIREA CĂII.....97
IX.1 PARTEA CAROSABILĂ.....98
IX.2 TROTUARE.....99
IX.3 PARAPETE.....101
IX.4 SCURGEREA APELOR ŞI EVACUAREA LOR.....102
IX.5 HIDROIZOLAŢII.....104
IX.6 ROSTURI DE DILATAŢIE.....105

CAPITOLUL X NORME DE SECURITATE ŞI SĂNĂTATE ÎN MUNCĂ 114
X.1 SECURITATEA ŞI SĂNĂTATEA ÎN MUNCĂ 114
X.2 PROTECŢIA CIVILĂ, SITUAŢII DE URGENŢĂ
ŞI APĂRAREA ÎMPOTRIVA INCENDIILOR 115
X.3 PROTECŢIA MEDIULUI 116

CAPITOLUL VI
PODURI PE ARCE ŞI BOLŢI

VI.1 NOŢIUNI GENERALE

Podurile în arc (bolţi) se construiesc în general din beton armat. Piatra se foloseşte pe scară limitată din cauza costului ridicat al construcţiei şi fineţei cerute de execuţie, iar betonul simplu îşi găseşte aplicaţie îndeosebi la bolţile mici cu deschideri până la 15 m

Arcele şi bolţile din beton armat conferă avantajul utilizării unui material care poate prelua şi eforturile unitare de întindere. Aceasta duce la micşorarea secţiunilor structurii şi în consecinţă, a greutăţii proprii a structurii.

VI.2 ALEGEREA DIMENSIUNILOR DE BAZĂ ALE ARCELOR ŞI BOLŢILOR

Elementele geometrice ale arcului sau bolţii - deschidere, săgeată, grosime, etc., se aleg pe baza indicaţiilor din literatura de specialitate şi a experienţei acumulate în proiectarea structurilor. Pentru verificarea valorilor alese se fac calcule aproximative care confirmă sau infirmă justeţea alegerii acestor elemente.

În momentul stabilirii soluţiei definitive şi a elementelor caracteristice se alege axa iniţială a arcului şi legea de variaţie a secţiunilor în lungul acestuia. Odată stabilite aceste elemente, se poate trece la calculul exact al structurii folosind metodele furnizate de teoria mecanicii construcţiilor.

a) Determinarea elementelor caracteristice, deschidere, săgeată şi dimensiunile secţiunilor arcelor şi bolţilor.

La poduri peste cursuri de râuri navigabile stabilirea deschiderii şi a săgeţii arcului se face având în vedere asigurarea gabaritului minim de navigaţie (conf. Normativ departamental privind proiectarea hidraulică a podurilor Indicativ PD 95 - 77).

La arcele articulate la naşteri se recomandă respectarea condiţiei ca nivelul apelor extraordinare să nu depăşească linia naşterilor cu minimum 0,75 m, dacă nu se iau măsuri speciale de protecţie.

În cazul viaductelor, existând posibilitatea analizării mai multor variante, de obicei stabilirea raportului f/l se face pe criteriu economic.

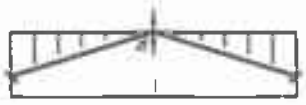
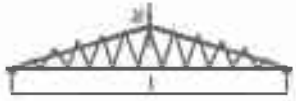
Întocmind un grafic care să arate variaţia volumului total de beton armat pentru diferite valori ale raportului f/l se obţine soluţia al cărei raport f/l poate conduce la un consum total minim de beton armat.

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

Având stabilite elementele generale ale podului, respectiv l şi f, se aleg dimensiunile secţiunii transversale ale arcelor şi bolţilor. Alegerea acestor dimensiuni depinde de mai mulţi factori ca: mărimea încărcărilor, marca betonului, raportul f/l, procentul de armare, modul de realizare a tablierului respectiv rigiditatea acestuia etc.

Cu aproximaţie pentru cazurile curente se pot adopta valorile cuprinse între limitele indicate în tabelul VI.1.

Tabel VI.1

Nr. crt.	SCHEMA PODULUI	DIMENSIUNI ALE SECŢIUNILOR	RAPORT f/l RECOM.	DESCHIDERI CURENTE
1		$h_c=(\frac{1}{60}\div\frac{1}{80})l$	$\frac{1}{3}\div\frac{1}{10}$	(30 – 200 m)
2		$h_c=(\frac{1}{45}\div\frac{1}{50})l$	$\frac{1}{4}\div\frac{1}{7}$	(50 ÷ 150 m)
3	 BOLTA FLEXIBILA CU TABLIER RIGID	$h_a=(\frac{1}{100}\div\frac{1}{120})l$ $h_t=(\frac{1}{25}\div\frac{1}{35})l$	$\frac{1}{6}\div\frac{1}{7}$	Până la 120 m
4	 SISTEM LANGER	$h_a=(\frac{1}{100}\div\frac{1}{140})l$; chiar $\frac{1}{160}l$ $h_t=(\frac{1}{25}\div\frac{1}{35})l$	$\frac{1}{6}\div\frac{1}{7}$	Până la 100 m
5	 ARCE CU TIRANT	$h_c=(\frac{1}{30}\div\frac{1}{50})l$	$\frac{1}{4}\div\frac{1}{5}$	(25 – 90 m)
6	 ARCE CU TIRANTI INCLINATI	$h_c=(\frac{1}{60}\div\frac{1}{100})l$	$\frac{1}{4}\div\frac{1}{6}$	(30 – 90 m)

b) Legea de variaţie a secţiunilor transversale ale arcului în lungul deschiderii

De felul cum variază secţiunile transversale ale arcului în lungul deschiderii depinde modul de distribuire a solicitărilor construcţiei în diferitele secţiuni ale acestuia

În orice secţiune a arcului, eforturile unitare provenind din forţă axială N şi momentul încovoietor M se exprimă prin relaţia:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = (N / A) \pm (M / I) y$$

În diferitele secţiuni ale arcului, aportul forţelor axiale la valoarea totală a eforturilor unitare pe secţiune (σ), este aproape constantă variind lin de la cheie spre naşteri. Din punct de vedere al efortului σ_N, am avea o utilizare corespunzătoare a materialului ce intră în alcătuirea arcului, dacă secţiunile acestuia ar creşte uşor spre naşteri, obţinând astfel constanta mărimii efortului unitar σ_N, în lungul deschiderii.

σ_M are o variaţie complexă care nu se poate controla cu uşurinţă din cauza diversităţilor ipotezelor de încărcare a podului, ipoteze pe baza cărora se calculează înfăşuratoarea de momente încovoietoare a arcului. Curbele după care variază înfăşuratoarea de momente încovoietoare ale arcului depind de sistemul static dar şi de legea de variaţie a momentelor de inerţie în lungul arcului.

Materialul va fi cu atât mai bine utilizat cu cât valoarea efortului unitar σ_M provenit din încovoiere va fi mai mică. În mod curent se adoptă o lege de variaţie a secţunilor care să conducă la o apropiere cât mai mare de soluţia optimă şi utilizarea completă a rezistenţei materialului din arc, numai în anumite secţiuni caracteristice ale acestuia: cheie, naşteri şi sferturile deschiderii. Se are în vedere ca alegerea legii de variaţie a secţiunilor arcului să fie realizată prin intermediul unei funcţii analitice care să nu îngreuneze calculul static al structurii de rezistenţă. În fig. 6.1. se prezintă modul de variaţie al înfăşurătorii momentelor încovoietoare pentru diferite tipuri de rezemări ale arcului şi diferite legi de variaţie ale momentelor de inerţie ale secţiunilor pentru un pod de deschidere l = 126,0m.

Se observă că în cazul soluţiei cu arce încastrate la care momentele de inerţie cresc mult spre naşteri, momentele încovoietoare cresc de asemenea rapid de la cheia arcului spre naşterile acestuia (curba 1 fig. 6.1).

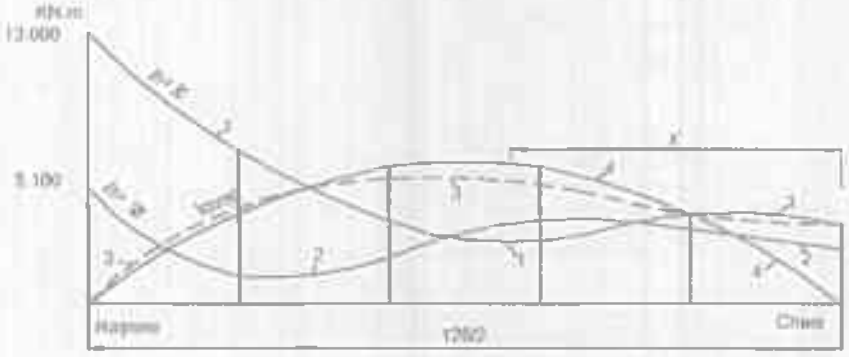


Fig. 6.1 Variaţia momentelor încovoietoare pentru un arc cu deschiderea de 126 m

1 - arc dublu încastrat cu moment de inerţie crescând spre naştere;
2 - arc dublu încastrat cu moment de inerţie crescând spre cheie;
3 - arc dublu articulat;
4 - arc cu trei articulaţii;

Legea de variaţie a momentelor de inerţie, în mod curent este dată prin relaţia:

$$I_C / (I_X \cdot \cos\varphi_X) = 1 - (1 - n) \cdot 2x / L$$

unde:
- I_C = momentul de inerţie al secţiunii de la cheie;
- x = abscisa secţiunii, măsurată de la cheie spre naştere;
- I_x = momentul de inerţie al unei secţiuni curente având abscisa x ;
- φ_x = unghiul dintre tangentă la axa arcului în secţiunea x şi orizontală;
- L = deschiderea arcului;
- I_n = momentul de inerţie al secţiunii de la naştere;
- $n = I_c / (I_n \cos\varphi_n)$ = coeficientul secţiunii (coeficientul de construcţie) care depinde de raportul dintre sarcina permanentă şi cea utilă; pentru podurile de şosea se ia egal cu 0,30 ÷ 0,40.

Arcele încastrate la care momentele de inerţie ale secţiunilor descresc spre naşteri, prezintă reduceri considerabile ale valorilor momentelor încovoietoare spre naşterile arcului, obţinându-se chiar egalitatea momentelor încovoietoare de la naşteri şi cheie, pentru anumite valori ale raportului dintre momentele de inerţie ale secţiunilor de la cheie şi naştere (vezi curba 2 fig. 6.1).

În afară de tipurile de variaţie a secţiunilor arcului amintite mai înainte, în literatura de specialitate se mai întâlnesc şi alte legi de variaţie:

• Legea de variaţie Strassner:

$$I_c / (I_x \cdot \cos\varphi_x) = 1 - cx$$

• Legea de variaţie M. Ritter:

$$I_c / (I_x \cdot \cos\varphi_x) = 1 - cx^2$$

• Legea de variaţie Magnat:

$$I_x = I_C / [1 + 3x^2 / (a^2)]$$

• Legea de variaţie M. Chalos:

$$I_x = I_C / [(1 - 4x^2 / 5a^2) \cdot \cos\varphi_x]$$

• Legea de variaţie T. Vallette:

$$I_x = I_c / [1 + (x^2 / a^2)]$$; din care rezultă $I_n = I_c / 2$;a = *l* = L/2

Domeniul de utilizare al unor asemenea arce îl constituie podurile cu deschideri mari (peste 80,00m) şi cu săgeţi mai mici $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{4} \div \frac{1}{5}\right)$

Aceste legi de variaţie ale momentelor de inerţie în lungul deschiderii podurilor pe arce şi bolţi pot fi grupate într-o relaţie generală de forma:

$I_c / I_x = 1 - (1 - n)\xi^{\nu}$, unde $n = I_c / I_x \cos\varphi_x$; $\xi = x / \frac{L}{2}$;

După diverşi autori, coeficienţii de mai sus variază conform tabel VI.2.

Tabel VI.2

Autorul	n	v	I_c / I_x
Neumann - Strassner	0,2	1	$1 - 0,8\ \xi$
Neumann - Strassner	0,3	1	$1 - 0,7\ \xi$
Max Ritter	0,2	2	$1 - 0,8\ \xi^2$
B. Enyedi	0,3	3	$1 - 0,7\ \xi^3$
A. Caquot	0,3	4	$1 - 0,7\ \xi^4$
Magnat	4	2	$1 + 3\ \xi^2$
Vallette	3	2	$1 + \xi^2$

Alegerea judicioasă a legii de variaţie a secţiunilor arcului poate conduce la importante economii de beton

VI.3 ALEGEREA AXEI ARCELOR

În secţiunile arcelor, din cauza acţiunii încărcărilor, apar eforturile N, T, M. Aportul forţelor tăietoare T se neglijează. Eforturile unitare care au valori maxime la extremităţile secţiunii considerate se calculează cu formula:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = N / A \pm M / W_Z$$

Arcul este solicitat cu atât mai avantajos, cu cât ponderea efortului unitar σ_N - în valoarea totală a eforturilor unitare pe secţiune, σ, este mai mare. Materialul va fi cu atât mai bine utilizat, cu cât valoarea efortului unitar σ_M, provenit din încovoiere, va fi mai mică.

Pentru încărcări permanente, se poate alege axa arcului presupus cu trei articulaţii, astfel încât să coincidă cu poligonul funicular al încărcărilor, obţinând în final momente încovoietoare nule în orice secţiune. Eforturile unitare σ pe secţiune vor fi date de relaţia:

$$\sigma = \sigma_N = N / A$$

În acest caz, axa arcului se numeşte axa de coincidenţă, pentru încărcările permanente.

Pentru o anumită încărcare continuă, distribuită după o anumită lege, acţionând pe un arc cu elemente geometrice date, există o singură curbă de presiune

Astfel, pentru o încărcare uniform distribuită, curba de presiune este o parabolă.

La arce şi bolţi, încărcarea permanentă, în general, nu este uniform distribuită, ea variază după caracteristicile geometrice, având valoarea minimă la cheie şi maximă la naştere.

Încărcarea este continuă numai pentru bolţile cu timpane şi umpluturi. În cazul arcelor cu tablier şi stâlpi la distanţă mică între ei, se poate asimila şi această încărcare cu o încărcare continuă.

Pentru aceste cazuri se pot utiliza tabelele „Strassner", care dau pentru raportul $m = g_n / g_c$, ordonatele curbei de presiune în 12 puncte echidistante ale unui semicerc (fig. 6.2.).

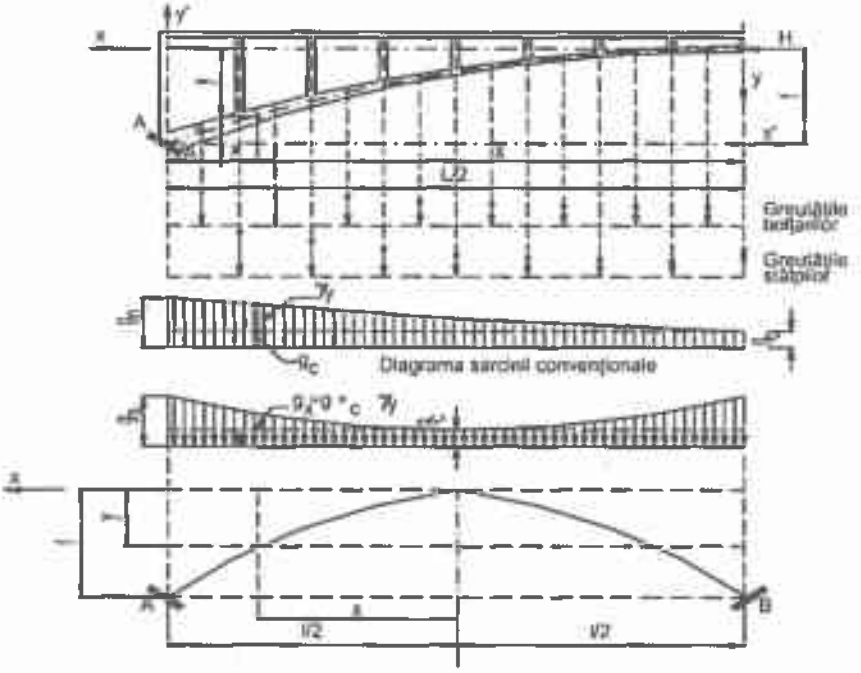


Fig. 6.2

Cu aceste ordonate se face o primă trasare a arcului. Se urmăreşte ca pentru încărcarea reală, ordonatele curbei de presiune să coincidă cu ordonatele axei, prin 1 - 2 încercări.

Mersul calculului la un arc este în principiu următorul:

1. Se aleg elementele geometrice şi curba iniţială (f, k, h_c, h_n);
2. Se stabileşte legea de variaţie a momentului de inerţie;
3. Se calculează ordonatele curbei de presiune pentru încărcările permanente, şi se modifică curba axei arcului, până se obţine coincidenţa;
4. Se calculează eforturile în diferite secţiuni ale arcului după metodele Staticii Construcţiilor;
5. Se verifică starea de eforturi unitare şi se armează arcul;
6. Se stabileşte procesul tehnologic de execuţie urmărindu-se respectarea ipotezelor de calcul.

VI.4 CONLUCRAREA DINTRE BOLTĂ SAU ARC ŞI GRINDA TABLIERULUI

VI.4.1. Consideraţii generale de calcul

Calculul podurilor alcătuite din bolţi sau arce şi tablierul care susţine partea carosabilă trebuie să se facă în anumite cazuri cu luarea în considerare a conlucrării dintre aceste două elemente principale de rezistentă.

În cadrul prezentului paragraf se vor preciza ipotezele simplificatoare ale calculului static şi se vor prezenta unele concluzii asupra oportunităţii acestui calcul şi avantajele pe care le aduce asupra utilizării raţionale a materialului în structura de rezistenţă.

Deformările arcului şi tablierului ca elemente componente ale aceluiaşi ansamblu structural se influenţează reciproc, cele două elemente neputând fi calculate independent, fiind necesară luarea în considerare a fenomenului de conlucrare. Calculul structurii de rezistenţă a podului cu luarea în considerare a conlucrării îngreunează calculul, deoarece structurile de acest tip au un grad mare de nedeterminare statică. Utilizând însă sisteme de bază judicios alese se pot obţine simplificări substanţiale ale calculului.

VI.4.2. Tratarea aproximativă a problemei

În faza de anteproiect, în vederea stabilirii elementelor caracteristice ale bolţilor sau arcelor se pot face calcule simplificate în care să nu se ia în considerare efectul conlucrării. Aceste metode se aplică în general în cazul lucrărilor de importanţă redusă.

Pentru lucrările importante, încă din faza de anteproiect pentru determinarea elementelor caracteristice ale structurii de rezistenţă se poate utiliza o metodă aproximativă care poate conduce la stabilirea unei imagini suficient de concludente asupra modului de distribuire a solicitărilor între arc şi tablier.

Pentru calculul aproximativ al structurilor alcătuite din bolţi sau arce şi tablier, se găsesc în literatura de specialitate un număr mare de metode care depind de alcătuirea structurilor, gradul de rigiditate al elementelor principale şi desigur de gradul de aproximare faţă de calculul exact

În cele ce urmează se vor trata pe scurt unele metode aproximative de calcul.

Metodele de calcul aproximative sunt valabile în următoarele ipoteze.

- numărul de panouri este mare, adică distanţa dintre stâlpii ce susţin tablierul pe boltă este relativ mică;
- deformaţiile axiale ale stâlpilor sunt neglijabile comparativ cu săgeţile arcului sau tablierului;
- momentul de inerţie al tablierului variază după aceeaşi lege ca şi momentul de inerţie al arcului;
- tablierul şi arcul au aceleaşi condiţii de rezemare fiind asimilate cu două elemente liniare de rigiditate diferită.

În aceste condiţii, într-o secţiune oarecare săgeţile arcului vor fi egale cu cele ale tablierului, egalitate ce poate fi extinsă şi asupra curburii celor două elemente.

$$1/\rho = -M_a/(E \cdot I_a) = -M_b/(E_b \cdot I_b \cos\varphi)$$

Încărcările la care se proiectează structura de rezistenţă ad că sistemul boltă - tablier - se distribuie la cele două elemente componente producând solicitări deocamdată de valori necunoscute.

$M = M_a + M_t$

Rigiditatea întregului sistem este:

$$E_t \cdot I_t + E_a \cdot I_a \cdot \cos\varphi = E \cdot I$$

Conform acestor ipoteze şi utilizând relaţiile anterioare se deduce că:

$$M_t = E_t \cdot I_t \cdot M / E \cdot I; \qquad M_a = E_a \cdot I_a \cos\varphi \cdot M / E \cdot I$$

Relaţiile de mai sus, departe de a fi valabile pentru orice variaţie a momentelor de inerţie în arc şi tablier şi orice mod de rezemare, oferă totuşi o cale aproximativă şi simplă pentru deducerea rapidă a distribuţiei solicitărilor în cele două elemente ale structurii.

Evident datele obţinute sunt destul de aproximative şi acoperitoare însă în contextul utilizării lor în faza de anteproiectare sunt justificabile şi foarte utile.

VI.5 ALCĂTUIREA INFRASTRUCTURILOR LA PODURILE ÎN ARC:

Factorii principali care determină alcătuirea infrastructurilor podurilor în arc sunt:
- raportul dintre valorile reacţiunilor de reazem verticale şi orizontale;
- raportul dintre încărcarea permanentă şi utilă;
- înălţimea naşterilor arcelor şi bolţilor deasupra rostului elevaţie – fundaţie;
- natura terenului de fundare;
- considerente arhitecturale.

Fundaţiile pilelor şi arcelor pot fi directe, pe piloţi, chesoane etc.

În îndrumător se dau unele date asupra infrastructurilor fundate direct.

În funcţie de forma lor, pilele pot fi cu partea superioară de tip uşor (fig.6.3.a) sau cu partea superioară masivă (fig.6.3.b).

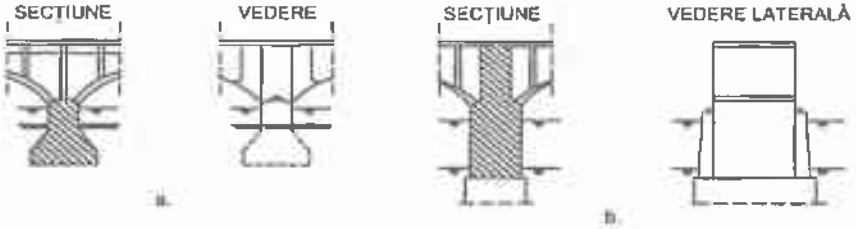


Fig. 6.3
a) Cu partea superioară de tip uşor b) Cu partea superioară masivă

Primul tip se adoptă când înălţimea elevaţiei este mare, iar terenul are rezistenţă medie.

Pilele masive se folosesc în special la poduri cu arce pleoştite sau cu deschideri neegale, în general în terenuri cu presiuni admisibile mari.

Lăţimea pilelor, la nivelul naşterilor, variază între 1/9 şi 1/13 din deschidere.

Înclinarea feţelor laterale ale elevaţiilor se ia de aproximativ 1/10 - 1/40 din înălţime.

Culeile podurilor în arc ţin seama de conturul curbei de presiune.

Culeile pot fi uşoare sau masive în funcţie de natura terenului şi de solicitări.

Tălpile culeilor pot fi orizontale sau înclinate pentru sporirea siguranţei la alunecare fig.6.4 a).

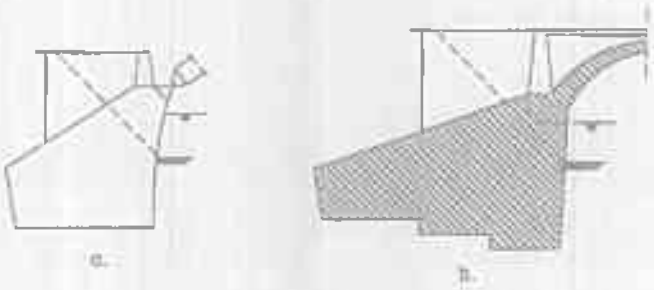


Fig. 6.4

a) Cu talpa fundaţiei orizontală **b) Cu talpa fundaţiei în trepte**

În teren compact (stâncă, marnă) talpa fundaţiei poate fi prevazută în trepte (fig. 6.4 b).

Se recomanda ca intreaga componentă orizontală a reacţiunii pe culee să fie preluată de frecarea pe talpă.

Numai în cazul fundării în teren stâncos se admite transmiterea forţei orizontale pe latura din spate a fundaţiei.

Culeile masive se prevăd în general cu timpane (fig.6.5).

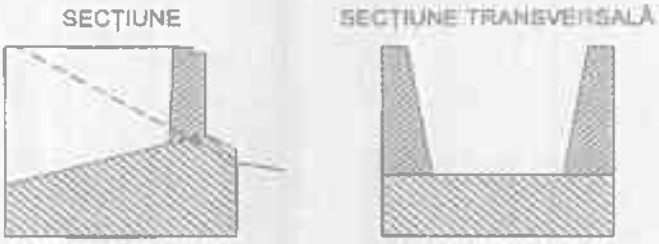


Fig. 6.5 Culee cu elevaţie masivă

Lungimea culeilor masive pentru antecalcule poate fi luată astfel:
Pentru culei fundate în terenuri slabe .....1/3 - 1/5 din deschidere.
Pentru culei fundate în terenuri compacte.....1/6 - 1/7 din deschidere

CAPITOLUL VII
INFRASTRUCTURILE PODURILOR ŞI PODEŢELOR

VII.1 NOŢIUNI GENERALE
VII.1.1. Terenul de fundare

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

Terenul de fundare poate fi alcătuit din:

- roci compacte.
- pământuri.

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 pământurile 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

VII.1.2. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ PRIN CALCUL
VII.1.2.1. Cerinţe de proiectare

Pentru fiecare situaţie de proiectare geotehnică, trebuie să se verifice faptul că nu este atinsă nici o stare limită pertinentă, în sensul standardului EN 1990:2002.

Atunci când se definesc situaţiile de proiectare şi stările limită, este indicat să se ia în considerare următorii factori:

- condiţiile de amplasament cu privire la stabilitatea generală şi la mişcările

terenului;

- natura şi mărimea structurii şi elementelor ei, inclusiv orice cerinţe speciale, ca de exemplu durata de viaţă;
- condiţiile referitoare la vecinătăţile lucrării (construcţii învecinate, trafic, diverse reţele, vegetaţie produse chimice periculoase);
- condiţiile de teren; situaţia apei subterane; seismicitatea regională,
- influenţa mediului (hidrologie, ape de suprafaţă, variaţii sezoniere de temperatură şi umiditate)

Stările limită pot apărea separat în teren sau în structură sau simultan în teren şi structură.

Este indicat să se verifice stările limită prin una din metodele următoare sau printr-o combinaţie între acestea:

- utilizarea calculelor conform articolului VII.1.2.3.
- adoptarea de măsuri prescriptive conform articolului VII.1.2.4.
- modele experimentale sau încărcări de probă conform articolului VII.1.2.5.
- metoda observaţională conform articolului VII.1.2.6.

Ori de câte ori este posibil, este indicat să se verifice rezultatele calculului prin raport cu experienţa comparabilă.

În vederea stabilirii cerinţelor minime privind volumul şi conţinutul cercetării terenului, al calculelor şi al verificărilor de control, trebuie identificată complexitatea fiecărei proiectări geotehnice precum şi riscurile asociate.

Pentru a stabili cerinţele proiectării geotehnice, pot fi introduse trei categorii geotehnice (1,2, 3).

În mod normal, este necesar să se facă o clasificare preliminară a unei structuri într-una din categoriile geotehnice înainte de cercetarea terenului de fundare.

Este bine de a verifica şi, dacă este cazul, de a schimba categoria geotehnică la fiecare etapă a procesului de proiectare şi de execuţie.

Categoria geotehnică 1 este indicat să includă doar lucrări mici şi relativ simple

- pentru care se poate admite că cerinţele fundamentale sunt satisfăcute pe baza experienţei şi a unor investigaţii geotehnice calitative;
- cu un risc neglijabil;

Categoria geotehnică 2 este indicat să cuprindă tipurile clasice de lucrări şi de fundaţii care nu prezintă un risc excepţional sau condiţii dificile de teren şi de încărcare.

Este indicat ca proiectarea structurilor din categoria geotehnică 2 să se bazeze pe date geotehnice cantitative şi pe calcule care să asigure că cerinţele fundamentale sunt satisfăcute.

În cadrul categoriei geotehnice 2 pot fi utilizate proceduri de rutină pentru încercările pe teren şi în laborator şi pentru proiectarea şi execuţia lucrărilor.

Exemple de lucrări sau părţi de lucrări care concordă cu categoria geotehnică 2:

- fundaţii de suprafaţă;
- fundaţii pe radier;
- fundaţii pe piloţi;
- ziduri de sprijin sau alte construcţii care susţin pământ sau apă;
- excavaţii,
- pile şi culee de poduri;
- rambleuri şi terasamente;

Categoria geotehnică 3 este indicat să includă părţi de structuri care nu se încadrează în categoriile geotehnice 1 şi 2

În mod normal, este indicat ca la categoria geotehnică 3 să se recurgă la prevederi şi reguli alternative faţă de cele din acest standard.

NOTA: În categoria geotehnică 3 se includ, de exemplu:

- lucrări foarte mari sau ieşite din comun;
- lucrări care implică riscuri anormale sau condiţii de teren sau încărcare neobişnuite sau excepţional de dificile;
- structuri în zone de seismicitate ridicată;
- structuri situate pe amplasamente susceptibile de a-şi pierde stabilitatea sau cu mişcări de teren permanente, care necesită investigaţii separate sau măsuri speciale.

VII.1.2.2. Situaţii de proiectare

Trebuie luate în considerare situaţiile de proiectare pe termen scurt şi pe termen lung.

În proiectarea geotehnică este indicat ca prezentarea de detaliu a situaţiilor de proiectare să includă, după caz:

- acţiunile, grupările lor şi ipotezele de încărcare;
- acceptabilitatea generală a terenului pe care este amplasată structura, în termeni de stabilitate generală şi de mişcări ale terenului;
- dispunerea şi clasificarea diferitelor zone de pământ şi rocă sau elemente ale lucrării care intervin în modelul de calcul;
- planurile de stratificaţie înclinate;

Mediul în care se înscrie lucrarea, incluzând următoarele:

- efectele afluierilor, eroziunii şi excavaţiilor care conduc la modificări ale geometriei suprafeţei terenului;
- efectele coroziunii chimice;
- efectele îngheţului;
- variaţiile în nivelurile apelor subterane, incluzând de exemplu cele datorate coborârii generale a nivelurilor apei, eventualelor inundaţii, disfuncţionalităţilor sistemelor de drenare, exploatării apei;
- cutremure;
- sensibilitatea la deformaţii a structurilor.

VII.1.2.3. Proiectare geotehnică prin calcul

VII.1.2.3.1. Generalităţi

Proiectarea prin calcul trebuie efectuată în conformitate cu cerinţele fundamentale ale standardului EN 1990:2002 şi cu prevederile specifice ale acestui standard.

La proiectarea prin calcul intervin:

- acţiuni, care pot fi fie încărcări impuse fie deplasări impuse, de exemplu datorate mişcărilor terenului;
- proprietăţile pământurilor, rocilor sau altor materiale;
- date geometrice;
- valori limită ale deformaţiilor, deschiderii fisurilor, vibraţiilor etc.;
- modele de calcul;

Modelul de calcul trebuie să descrie comportarea presupusă a terenului pentru starea limită considerată.

Modelul de calcul poate fi:
- un model analitic,
- un model semi-empiric;
- un model numeric;

Orice model trebuie fie să fie exact, fie să conducă la rezultate de partea siguranţei.

Un model de calcul poate include simplificări.

Dacă este necesar, rezultatele modelului pot fi modificate pentru a se asigura că proiectarea prin calcul este fie exactă fie de partea siguranţei

Dacă în calcul se utilizează o relaţie empirică, trebuie stabilit cu claritate că aceasta este relevantă pentru condiţiile de teren prevalente pe amplasament.

Metodele numerice pot fi adecvate dacă sunt luate în considerare la starea limită compatibilitatea deformaţiilor sau interacţiunea teren-structură.

Este indicat să se ţină seama de compatibilitatea deformaţiilor la starea limită.

O analiză detaliată, care să ţină seama de rigiditatea relativă a structurii şi a terenului, poate fi necesară în cazurile în care s-ar putea produce o cedare combinată a elementelor structurii şi a terenului. Drept exemple se pot da fundaţiile pe radier, piloţii sub sarcini laterale şi pereţii de susţinere flexibili.

Este indicat să se acorde o atenţie particulară compatibilităţii deformaţiilor materialelor casante.

VII.1.2.3.2. Acţiuni

Definiţia acţiunilor trebuie luată din standardul EN 1990:2002. Când se justifică, valorile acţiunilor trebuie luate din standardul EN 1991.

Valorile acţiunilor geotehnice de utilizat trebuie alese. Acestea se determină înainte de a se face calculul, dar pot fi modificate pe parcursul calculului.

Orice interacţiune teren-structură trebuie luată în considerare atunci când se determină acţiunile care se adoptă pentru proiectare.

În proiectarea geotehnică, este necesară includerea ca acţiuni a următoarelor forţe, presiuni sau deplasări:
- greutăţile pământurilor, rocilor şi apei;
- eforturile din teren;
- presiunea pământului şi presiunile apei subterane;
- presiunea apei libere, inclusiv presiunile valurilor;
- presiunea apei din pori;
- forţe hidrodinamice;
- încărcări permanente şi încărcări transmise de construcţii;
- suprasarcini;
- încărcările din trafic;
- mişcări datorate curgerii sau alunecării sau tasării masivelor de pământ;
- mişcări datorate acceleraţiilor produse de cutremure;
- efectele produse de temperatură, inclusiv acţiunea îngheţului;
- eforturi de precomprimare în ancoraje sau şpraiţuri;
- frecarea negativă;

Trebuie să se ţină seama de posibilitatea ca anumite acţiuni variabile să acţioneze atât împreună cât şi separat.

Trebuie luată în considerare durata acţiunilor pentru a ţine seama de efectele

timpului asupra proprietăţilor pământului, în special asupra caracteristicilor de drenare şi compresibilitate ale pământurilor cu particule fine.

Trebuie identificate acţiunile care se aplică repetat şi acţiunile de intensitate variabilă pentru a le avea în vedere în legatură cu mişcările continue, cu lichefierea pământurilor, cu modificarea rigidităţii şi rezistenţei pământurilor.

Trebuie identificate spre a li se da o atenţie specială, acţiunile care produc un răspuns dinamic în structură şi în teren.

VII.1.2.3.3. Valori caracteristice

VII.1.2.3.3.1. Valori caracteristice şi valori reprezentative ale acţiunilor

Valorile caracteristice şi valorile reprezentative ale acţiunilor trebuie stabilite în conformitate cu standardul EN 1990:2002 şi cu diferitele părţi ale standardului SR EN 1991.

VII.1.2.3.3.2. Valori caracteristice ale parametrilor geotehnici

Alegerea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici trebuie să se bazeze pe rezultatele măsurate şi pe valorile derivate din încercările pe teren şi în laborator, completate prin experienţa comparabilă.

Valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic trebuie stabilită ca o estimare prudentă a valorii care influenţează apariţia stării limită.

Atunci când se estimează valorile lui c' şi φ', trebuie avută în vedere răspândirea mai mare a valorilor lui c' în comparaţie cu tan φ'.

La alegerea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici trebuie avute în vedere punctele următoare:

- existenţa unor informaţii prealabile privitoare la geologie sau a altor informaţii, ca de exemplu date din proiecte anterioare;
- volumul investigaţiilor întreprinse pe teren şi în laborator;
- tipul şi numărul de probe;
- extinderea zonei din teren care guvernează, pentru starea limită considerată, comportarea structurii geotehnice.

Valorile caracteristice pot fi valori inferioare, care sunt mai mici decât valorile cele mai probabile, sau valori superioare, care sunt mai mari.

Pentru fiecare calcul trebuie utilizată gruparea cea mai defavorabilă a valorilor inferioare şi superioare ale parametrilor independenţi.

Zona din teren care guvernează comportarea structurii geotehnice la o stare limită este de obicei mult mai mare decât o probă de laborator sau zona din teren afectată de o încercare in situ. În consecinţă, valoarea parametrului care guvernează starea limită este deseori valoarea medie a unui şir de valori care acoperă o suprafaţă sau un volum mai mare de teren. Este indicat ca valoarea caracteristică să fie o estimare prudentă a acestei valori medii.

Atunci când se utilizează valori intabelate în standarde ale unor valori caracteristice corelate cu parametrii de recunoaştere a pământurilor, valoarea caracteristică trebuie aleasă ca o estimare foarte prudentă.

VII.1.2.3.4. Valori de calcul
VII.1.2.3.4.1. Valori de calcul ale acţiunilor

Valoarea de calcul a unei acţiuni trebuie determinată în conformitate cu standardul SR EN 1990:2004.

Valoarea de calcul a unei acţiuni (Fd) trebuie să fie estimată direct sau dedusă pe baza valorii reprezentative a acţiunii, folosindu-se următoarea relaţie:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad \text{cu} \qquad (7.1a)$$

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \qquad (7.1\,b)$$

* Valorile lui ψ trebuie luate şi SR EN 1990:2004 (ψ = 1,00 sau ψ_0, ψ_1, ψ_2).

În relaţia (7.1 a) trebuie utilizat coeficientul parţial γ_F pentru situaţiile permanente sau variabile, definite în anexa A a SR EN 1997-1:2004.

Atunci când se consideră presiunile apei din pori pentru stările limită ale căror consecinţe sunt severe (în general stările limită ultime), valorile de calcul trebuie să reprezinte valorile cele mai defavorabile care pot apărea pe durata de viaţă a construcţiei. Pentru stările limită cu consecinţe mai puţin severe (în general stări limită de exploatare normală) valorile de calcul trebuie să prezinte valorile cele mai defavorabile care pot apărea în condiţii normale.

VII.1.2.3.4.2. Valorile calcul ale parametrilor geotehnici

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici (X_d), trebuie stabilite, fie pe baza valorilor caracteristice, cu relaţia următoare:

$$X_d = X_k / \gamma_M \qquad (7.2)$$

fie prin determinare directă.

În relaţia (7.2) trebuie folosit coeficientul de siguranţă parţial γ_M pentru situaţii permanente sau tranzitorii, definit în anexa A a SR EN 1997-1 2004.

VII.1.2.3.4.3. Valorile de calcul ale proprietăţilor materialelor structurilor

Valorile de calcul ale rezistentelor materialelor structurilor şi rezistenţele de calcul ale elementelor de structură trebuie calculate în conformitate cu prevederile standardelor de la SR EN 1992 până la SR EN 1996 .

VII.1.2.3.5. Stări limită ultime
VII.1.2.3.5.1. Generalităţi

Trebuie să se verifice faptul că nu sunt depăşite următoarele stări limită atunci când sunt pertinente:

- pierderea echilibrului structurii sau terenului, considerat ca un corp solid, în care rezistenţele materialelor structurii şi ale terenului nu aduc o contribuţie importantă la asigurarea rezistenţei (EQU);
- cedarea internă sau deformaţia excesivă a structurii sau elementelor de structură, cum sunt de exemplu tălpile de fundaţie, piloţii sau pereţii de subsol, în care rezistenţa materialelor structurii contribuie semnificativ la asigurarea rezistenţei (STR);

- cedarea sau deformaţia excesivă a terenului, în care rezistenţa pământurilor sau a rocilor contribuie în mod semnificativ la asigurarea rezistenţei (GEO);

- pierderea echilibrului structurii sau terenului provocată de subpresiunea apei (presiunea arhimedică), sau de alte acţiuni verticale(UPL);

- cedarea hidraulică a terenului, eroziunea internă şi eroziunea regresivă în teren, sub efectul gradienţilor hidraulici (HYD);

În cazurile unui risc anormal sau ale unor condiţii de teren şi de încărcare excepţional de dificile, este indicat să se utilizeze valori mai severe decât cele recomandate în anexa A a SR EN 1997-1:2004.

Se pot utiliza valori mai puţin severe decât cele recomandate în anexa A pentru lucrări temporare sau pentru situaţii de proiectare tranzitorii, în cazul în care consecinţele posibile o justifică.

Pentru determinarea valorii de calcul a rezistenţei, (R_d), sau a valorii de calcul a efectului acţiunilor, (E_d), pot fi introduşi coeficienţi ai modelelor, ($\gamma_{R;\,d}$) şi respectiv ($\gamma_{S;d}$), pentru a se asigura că rezultatele modelului de calcul sunt fie exacte fie se situează de partea siguranţei.

VII.1.2.3.5.2. Verificarea echilibrului static

Atunci când se consideră stări limită ale echilibrului static sau ale deplasării globale a structurii sau terenului (EQU), trebuie să se verifice îndeplinirea condiţiei:

$$E_{dstb} \leq E_{dst} + T_d \qquad (7.3)$$

în care:

$$E_{dstb} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dstb} \qquad (7.3a)$$

şi

$$E_{dst} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \qquad (7.3b)$$

În relaţia (7.3) trebuie utilizaţi coeficienţii parţiali pentru situaţiile permanente şi tranzitorii definite la articolele A.2(1) şi A.2(2) ale anexei A.

VII. 1.2.3.5.3. Verificarea rezistenţei pentru stările limită ale structurii şi ale terenului în situaţiile permanente şi tranzitorii

VII.1.2.3.5.3.1. Generalităţi

Pentru stările limită de cedare sau de deformaţie excesivă ale unui element de structură sau ale terenului (STR şi GEO), trebuie să se verifice îndeplinirea condiţiei:

$$E_d \leq R_d \qquad (7.4)$$

VII.1.2.3.5.3.2. Valorile de calcul ale efectelor acţiunilor

Coeficienţii parţiali ai acţiunilor pot fi aplicaţi fie asupra acţiunilor lor (F_{rep}), fie asupra efectelor acţiunilor lor (E):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \qquad (7.5a)$$

sau

$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}$ (7.5b)

În unele situaţii de proiectare, aplicarea coeficienţilor parţiali asupra acţiunilor generate de pământ sau transmise prin pământ (cum sunt presiunile pământului sau ale apei) pot conduce la valori de calcul nerezonabile sau chiar imposibile din punct de vedere fizic. În asemenea situaţii, coeficienţii parţiali pot fi aplicaţi direct asupra efectelor acţiunilor stabilite pe baza valorilor reprezentative ale acţiunilor.

În relaţiile (7.5a) şi (2.6b) trebuie utilizaţi coeficienţii parţiali definiţi în articolele A.3.1(1) şi A.3.2(1) ale anexei A a SR EN 1997-1:2004.

NOTĂ - Valorile coeficienţilor parţiali pot fi stabiliţi în anexa naţională. Tabelele A.3 şi A.4 furnizează valori recomandate.

VII.1.2.3.5.3.3. Valorile de calcul ale rezistenţelor

Coeficienţii parţiali pot fi aplicaţi fie proprietăţilor terenului (X_i) fie rezistenţelor (R) fie la ambele simultan, după cum se arată în cele ce urmează

$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}$ (7.6a)

sau

$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R$ (7.6b)

sau

$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R$ (7.6c)

Coeficienţii parţiali definiţi în articolele A.3.3.1(1), A.3.3.2(1), A.3.3.4(1), A.3.3.5(1) şi A.3.3.6(1) ale anexei A a SR EN 1997-1:2004 trebuie utilizaţi în relaţiile (7.6a, b, şi c).

NOTĂ - Valorile coeficienţilor parţiali sunt stabilite în anexa naţională. Tabelele A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 şi A.14 furnizează valorile recomandate.

VII.1.2.3.5.3.4. Abordări de calcul

VII.1.2.3.5.3.4.1. Generalităţi

Modul în care sunt utilizate relaţiile (7.5) şi (7.6) trebuie determinat prin alegerea uneia din cele trei abordări de calcul definite în cele ce urmează.

NOTA 1 - Modalitatea în care sunt utilizate relaţiile (7.5) şi (7.6) şi alegerea abordării de calcul de aplicat pot fi stabilite prin anexa naţională.

NOTA 2 - În anexa B SR EN 1997-1:2004 sunt prezentate explicaţii suplimentare asupra abordărilor de calcul.

VII.1.2.3.5.3.4.2. Abordarea de calcul 1

Cu excepţia calculului piloţilor solicitaţi axial şi al ancorajelor, trebuie să se verifice faptul că nu se atinge nici o stare limită de rupere sau de deformaţie excesivă sub nici una dintre următoarele două grupări ale unor seturi de coeficienţi parţiali:

Gruparea 1: *A1* "+" *M1* "+" *R1*
Gruparea 2: *A2* "+" *M2* "+" *R1*

unde "+" înseamnă: "de grupat cu".

NOTĂ - În grupările 1 şi 2, coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra acţiunilor şi parametrilor de rezistenţă ai terenului.

Pentru calculul piloţilor solicitaţi axial şi al ancorajelor, trebuie verificat faptul că nu se atinge nici o stare limită de rupere sau de deformaţie excesivă sub nici una dintre următoarele grupări de seturi de coeficienţi parţiali:

Gruparea 1: *A1* "+" *M1* "+" *R1*
Gruparea 2: *A2* "+" (*M1* sau *M2*) "+" *R4*

NOTA 1 - În gruparea 1, coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra acţiunilor şi asupra parametrilor de rezistenţă ai terenului. În gruparea 2, coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra acţiunilor, asupra rezistenţelor terenului şi uneori, asupra parametrilor de rezistenţă ai terenului.

NOTA 2 - În gruparea 2, setul de coeficienţi parţiali *M1* este utilizat pentru a calcula rezistenţele piloţilor şi ancorajelor iar setul *M2* este utilizat pentru a calcula acţiunile defavorabile asupra piloţilor datorate, de exemplu, frecării negative sau încărcărilor transversale.

VII.1.2.5.3.4.3 Abordarea de calcul 2

Trebuie să se verifice faptul că nu se atinge nici o stare limită de rupere sau de deformaţie excesivă sub următoarea grupare între seturile de coeficienţi parţiali:

Gruparea: *A1* "+" *M1* "+" *R2*

NOTA 1 - În această abordare de calcul, coeficienţii parţiali sunt aplicaţi acţiunilor şi asupra rezistenţelor terenului.

NOTA 2 - Atunci când această abordare se utilizează la calculul stabilităţii taluzurilor sau al stabilităţii generale, efectul rezultant al acţiunilor pe suprafaţă de cedare este multiplicat cu γ_E, iar capacitatea de rezistenţă la forfecare pe suprafaţă de cedare este împărţită cu $\gamma_{R;e}$.

VII.1.2.5.3.4.4. Abordarea de calcul 3

Trebuie să se verifice faptul că nu se atinge nici o stare limită de rupere sau deformaţie excesivă, sub următoarea grupare între seturile de coeficienţi parţiali:

Gruparea: (*A1** sau *A2*+) "+" *M2* "+" *R3*

* asupra acţiunilor provenind de la structură
+ asupra acţiunilor geotehnice.

NOTA 1 - În această variantă de calcul, coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra acţiunilor sau efectelor acţiunilor şi asupra parametrilor de rezistenţă ai terenului.

NOTA 2 - La calculul stabilităţii taluzurilor sau al stabilităţii generale, acţiunile aplicate asupra terenului (de exemplu acţiunile provenind de la structură, încărcările date de trafic) sunt tratate drept acţiuni geotehnice, folosindu-se setul A2 de coeficienţi parţiali.

VII.1.2.3.6. Starea limită de exploatare normală

Verificarea pentru stările limită de exploatare normală în teren sau într-o secţiune, element sau îmbinare a structurii, trebuie fie să urmărească îndeplinirea condiţiei:

$$E_d \leq C_d \qquad (7.6\ d)$$

În mod normal este indicat să se dea valoarea 1.0 coeficienţilor parţiali pentru stările limită ale exploatării normale.

Se poate verifica mobilizarea unei fracţiuni suficient de reduse din rezistenţa terenului, pentru menţinerea deformaţiilor în limite acceptabile pentru exploatarea structurii, cu condiţia ca această abordare simplificată să fie limitată la situaţii de calcul în care:

- nu se cere o valoare a deformaţiei pentru a verifica stările limită de exploatare normală;
- există o experienţă comparabilă, confirmată pentru condiţii similare de teren, de structură şi de metodă de construcţie;

O valoare limită a unei anumite deformaţii este acea valoare pentru care se consideră atinsă în structură o stare limită de exploatare normală, ca de exemplu prin fisuri inacceptabile sau prin blocarea funcţionării uşilor. Asupra acestei valori limită trebuie să se convină la proiectarea structurii suportate de teren.

VII.1.2.3.7. Valori limită ale deplasărilor fundaţiilor

Pentru proiectarea fundaţiilor, trebuie stabilite valori limită a e deplasărilor fundaţiilor.

NOTĂ - Deplasările admisibile ale fundaţiilor pot fi stabilite în anexa naţională

Orice tasare diferenţială a fundaţiilor care provoacă deformaţii în structură, trebuie limitată pentru a se asigura că nu conduce la o stare limită în structura suportată de teren.

Alegerea valorilor de calcul pentru deplasările limită trebuie să ţină seama de următoarele:

- încrederea cu care poate fi definită valoarea acceptabilă a deplasării;
- apariţia şi evoluţia în timp a mişcărilor terenului;
- tipul lucrării;
- tipul fundaţiei;
- tipul materialului de construcţie;
- tipul terenului;
- modul de deformare;
- destinaţia construcţiei;
- necesitatea de a asigura că reţelele de tot felul care pătrund în structură nu au problemă.

(4) La calculul tasărilor diferenţiale trebuie luaţi în considerare următorii factori:

- apariţia şi viteza tasărilor şi mişcărilor terenului;
- variaţii aleatoare şi sistematică ale proprietăţilor pământurilor;
- distribuţia încărcărilor;
- metoda de construcţie (inclusiv secvenţele de încărcare);
- rigiditatea structurii în timpul şi după terminarea execuţiei.

NOTĂ - În absenţa valorilor limită specificate pentru deformaţiile structurii se

pot utiliza valorile deformaţiilor structurii de rezistenţă a construcţiilor şi ale deplasărilor fundaţiilor, indicate în anexa H din SR EN 1997-1:2004.

VII.1.2.4. Proiectarea pe bază de măsuri prescriptive

În situaţile de proiectare în care modelele de calcul nu sunt disponibile sau nu sunt necesare, stările limită pot fi evitate prin utilizarea unor măsuri prescriptive. Acestea implică alegerea în proiectare a unor soluţii clasice şi în general conservatoare, precum şi acordarea unei atenţii speciale pentru specificarea şi controlul materialelor, controlul calităţii execuţiei, metodelor de protecţie şi de întreţinere.

NOTĂ - În anexa naţională se poate face referire la asemenea metode convenţionale şi în general conservatoare.

Proiectarea pe bază de măsuri prescriptive poate fi utilizată atunci când o experienţă comparabilă, elimină necesitatea unor calcule de dimensionare.

Poate fi de asemenea utilizată pentru a se asigura durabilitatea faţă de acţiunea îngheţului şi atacurilor chimice sau biologice, pentru care calculele directe nu sunt în general adecvate.

VII. 1.2.5. Încărcări de probă şi încercări pe modele experimentale

Rezultatele încărcărilor de probă sau încercărilor asupra unor modele experimentale pot fi utilizate pentru a justifica proiectarea unei lucrări, cu condiţia să fie luate în considerare următoarele aspecte:

- diferenţele între încercare şi construcţia reală din punctul de vedere al condiţiilor de teren;
- efectele de timp, în special dacă durata testului este mult mai mică decât durata încărcării construcţiei reale;
- efectele de scară, în special când se utilizează modele mici. Trebuie luat în considerare efectul nivelurilor de efort precum şi efectul mărimii particulelor de pământ.

Încercările se pot efectua asupra unui tronson din lucrarea reală sau asupra unor modele la scară naturală sau redusă.

VII.1.2.6. Metoda observaţională

Atunci când prognozarea comportării geotehnice a unei lucrări este dificilă, poate fi potrivit să se adopte metoda cunoscută sub numele de „metoda observaţională", în care proiectul este revizuit pe parcursul execuţiei.

Trebuie îndeplinite următoarele cerinţe înainte de a începe execuţia:

- trebuie stabilite limitele în care comportarea se consideră acceptabilă;
- trebuie estimat domeniul de comportări posibile;
- trebuie să se arate că există o probabilitate acceptabilă pentru comportarea reală de a se situa în limite admisibile;
- trebuie elaborat un plan de monitorizare care să evidenţieze măsura în care comportarea reală se situează în limite acceptabile. Monitorizarea trebuie să detecteze acest lucru cu claritate la un stadiu suficient de timpuriu al lucrărilor iar frecvenţa observaţiilor trebuie să fie suficient de mare astfel încât să se poată lua cu succes măsurile de intervenţie;
- timpii de răspuns ai instrumentelor şi metodele de interpretare a rezultatelor

trebuie să fie suficient de rapide prin raport cu evoluţia posibilă a sistemului;

- trebuie elaborat un plan de măsuri de intervenţie care să fie adoptate dacă monitorizarea evidenţiază o comportare în afara limitelor acceptabile.

Pe parcursul execuţiei, monitorizarea trebuie întreprinsă conform planului.

Deoarece acest subcapitol sintetizează secţiunea 2 este necesar ca în cursul procesului de proiectare să se consulte în integralitatea sa SR EN 1997 - 1 : 2004.

VII.1.3. Împingerea pământului

VII.1.3.1. Moduri de manifestare a acţiunii pământurilor asupra lucrărilor de susţinere

Determinarea forţelor pe care pământurile le exercită asupra structurilor cu care vin în contact, este esenţială pentru calculele de dimensionare şi de asigurare a stabilităţii acestora

Natura şi intensitatea acestor forţe depind de natura şi caracteristicile geotehnice ale pământului, dar şi de posibilităţile de deplasare şi de deformare ale structurii.

Cele mai frecvente tipuri de structuri care vin în contact cu pământul sunt infrastructurile podurilor, zidurile de sprijin, lucrările de susţinere a pereţilor săpăturilor, etc.

După mărimea şi sensul deplasării şi/sau deformării ($\pm\Delta$) se deosebesc trei situaţii distincte de interacţiune structură – masivul de pământ.

Structură de susţinere absolut rigidă care nu se deplasează şi nu se roteşte sub acţiunea pământului

Acesta poate fi cazul pereţilor unui podeţ tubular, cu secţiune de tip cadru închis sau a altor structuri similare

Acţiunea pe care o exercită, în această situaţie, pământul asupra unui perete nedeplasabil şi/sau nedeformabil, este definită ca împingerea în stare de repaus.

În literatura de specialitate în cazul unui semiplan liniar deformabil, pentru starea plană de deformaţie, starea de tensiuni primară din greutatea proprie, într-un punct situat la adâncimea z este $\sigma_{gz} = \gamma \times z$ unde σ_{gz} este presiunea verticală produsă de coloana de pământ cu înălţimea z, aflată deasupra.

Deformarea în direcţie orizontală, sub efectul acestei presiuni, este împiedicată de prezenţa peretelui rigid, astfel încât se dezvoltă pe direcţie orizontală o presiune σ_{gx}.

Între σ_{gz} şi σ_{gx} există relaţia: $\sigma_{gx} = K_0 \times \sigma_{gz}$ unde $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ este coeficientul de

împingere laterală în stare de repaus având, în mod obişnuit, valori cuprinse între 0,4 şi 0,7 (în funcţie de natura pământului, şi/sau gradul de compactare) şi unde ν este coeficientul lui Poisson, cu valorile orientative din tabelul de mai jos:

Denumirea pământurilor	ν
Bolovăniş şi pietrişuri	0,27
Nisipuri (inclusiv nisipurile prăfoase şi nisipurile argiloase	0,30
Praf, praf argilos, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	0,35
Argilă, argilă grasă	0,42

Dacă se ţine seama că $\sigma_{zz} = \gamma \times z$, relaţia de mai sus devine:

$$\sigma_{gx} = K_0 \times \gamma \times z$$

astfel încât se poate construi diagrama împingerii pământului în stare de repaus (P_0) pe pereţii construcţiei, calculând tensiunile σ_{gx} la nivelul superior şi inferior al acestora.

Structura de susţinere se poate deplasa în sensul îndepărtării de masivul de pământ.

Prin translaţia sau rotirea structurii de susţinere, masivul de pământ aflat în spatele acesteia se destinde, iar împingerea pe care o exercită se micşorează faţă de cea corespunzătoare stării de repaus.

Dacă deplasarea structurii continuă să se dezvolte, la un anumit moment, pentru o valoare Δ a deplasării, se produce desprinderea unei părţi din masivul de pământ de restul masivului după o anumită suprafaţă de lunecare, în lungul căreia rezistenţa la forfecare a pământului este integral mobilizată, iar forţa exercitată asupra structurii scade la o valoare minimă. Forţa minimă pe care masivul de pământ care alunecă o exercită asupra structurii de sprijin deplasabile, este definită ca împingerea activă a pământului (P_a).

Structura de susţinere se deplasează spre masivul de pământ şi exercită o presiune asupra pământului, determinând comprimarea acestuia.

Dacă deplasarea structurii către masivul de pământ continuă să se dezvolte, se produce în acelaşi timp o creştere a forţei opuse de masiv până la o valoare maximă, căreia îi corespunde tendinţa de dislocare a unei părţi din masivul de pământ după o suprafaţă de alunecare pe care se mobilizează integral rezistenţa la forfecare a pământului.

Forţa maximă pe care o masă de pământ o poate opune unei structuri de susţinere, care comprimă pământul, este denumită rezistenţa pasivă a pământului, P_p.

Rezistenţa pasivă a pământului poate fi mobilizată în cazul culeelor şi fundaţiilor structurilor de tip boltă sau arc, sau în cazul fundaţiilor directe.

VII.1.3.2. Problema împingerii pământului în standardele europene

Evaluarea împingerii pământului asupra infrastructurilor podurilor, asupra podeţelor sau lucrărilor de susţinere, ca parte a interacţiunii construcţiilor cu terenul înconjurător, este reglementată de SREN 1997-1. Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale, în cazul presiunii în regim static şi de Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur SREN 1998-5. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice, în cazul presiunii în regim dinamic, sub acţiunea seismului.

Împingerea pământului în regim static.

În Secţiunea 9 a SREN 1997-1 sunt făcute câteva consideraţii privind valorile presiunii pământului în stare de repaus.

Se consideră că se poate admite existenţa condiţiilor de repaus pentru un pământ normal consolidat, aflat în spatele unei infrastructuri sau lucrare de susţinere, atunci când mişcarea construcţiei este mai mică de $5 \times 10^{-4} \times h$, unde h este înălţimea lucrării (vezi 9.5.2.(2)).

Pentru un teren cu suprafaţa orizontală, este indicat să se determine coeficientul de presiune a pământului în stare de repaus, K_0, cu relaţia:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \times \sqrt{OCR}$$

unde φ este unghiul de frecare internă a pământului din spatele construcției.

OCR (Over Consolidation Ratio) este acronimul în engleză al raportului de supraconsolidare.

În SREN 1997-1 se menționează că nu este indicat să se utilizeze relația pentru valori foarte mari ale OCR.

În STAS 8942/1 se indică valorile raportului de supraconsolidare RSC (OCR) corespunzător stării de consolidare a pământurilor.

Starea de consolidare a pământurilor	Raport de supraconsolidare RSC
Subconsolidate	<1
Normal consolidate	1
Ușor consolidate	1,1 2
Moderat consolidate	2,1 4
Puternic consolidate	>4

Valori limită ale presiunii pământului

Anexa C a SREN 1997-1: 2004 prezintă exemple de proceduri pentru determinarea valorilor limită ale presiunii pământurilor asupra pereților verticali.

Astfel se indică că valorile limită ale presiunii pământului asupra unui perete vertical sub efectul greutății volumice a pământului (γ), al suprasarcinii uniforme verticale (q) și a coeziunii pământului (c) să se calculeze cu relațiile de mai jos:

- stare limită activă:

$$\sigma_a(z) = K_a\left[\gamma \cdot z + q\right] - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\tau_a(z) = \sigma_a \tan\delta + a \quad \text{(pozitivă pentru deplasarea pământului în jos)}$$

- stare limită pasivă:

$$\sigma_p(z) = K_p\left[\gamma \cdot z + q\right] + 2c\sqrt{K_p}$$

$$\tau_p(z) = \sigma_p \tan\delta + a \quad \text{(pozitivă pentru deplasarea pământului în sus)}$$

în care:

a – este aderența între teren și perete

c – coeziunea pământului

$\mathbf{K_a}$ – coeficient al presiunii active orizontale

$\mathbf{K_p}$ – coeficient al presiunii pasive orizontale

q – suprasarcina verticală la suprafața terenului

z – distanța pe verticală (în jos) în lungul suprafeței peretelui

β – unghiul de înclinare față de orizontală a terenului din spatele peretelui (pozitiv în sus)

δ – unghiul de frecare dintre teren și perete

γ – greutatea volumică a pământului susținut

$\sigma_a(z)$ - presiunea pământului normală pe perete la adâncimea z (starea limită activă)

$\sigma_p(z)$ - presiunea pământului normală pe perete la adâncimea z (starea limită pasivă)

$\tau_a(z)$ - efortul tangenţial pe perete la adâncimea z (starea limită activă)

$\tau_p(z)$ - efortul tangenţial pe perete la adâncimea z (starea limită pasivă)

Valorile coeficienţilor presiunilor active sau pasive sunt date în Anexa C, sub formă grafică, în funcţie de unghiul de frecare internă (φ') a masivului de pământ susţinut de lucrare şi de raportul δ/φ', unde δ este unghiul de frecare pământ-perete, iar β este unghiul de înclinare al suprafeţei terenului, din spatele peretelui, faţă de orizontală.

De asemenea, în Anexa C, în tabelele C.1 şi C.2, se indică ordinul de mărime al deplasării peretelui în raport cu înălţimea acestuia corespuzător mobilizării presiunilor limită active, respectiv pasive, ale pământurilor necoezive.

Prevederi în SREN 1998-5:2004 „Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice", privind calculul simplificat a presiunii pământului şi a presiunii apei în condiţii seismice.

Forţa totală de calcul, considerată ca rezultantă a presiunilor statice şi dinamice ale terenului care acţionează asupra unei lucrări de susţinere, pe partea masivului de pământ, în condiţii seismice, poate fi evaluată conform anexei E (normativă):

$E_d = ½\ \gamma^*(1 \pm K_v)\ K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$, în care:

H – înălţimea zidului;
γ* = γ – greutatea volumică a pământului
K – coeficientul presiunii pământului (static+dinamic)
K_v – coeficientul seismic vertical
E_{ws} – presiunea hidrostatică
E_{wd} – presiunea hidrodinamică

Coeficientul presiunii pământului poate fi calculat pornind de la formula Mononobe – Okabe:

Pentru starea activă:

- dacă $\beta \le \phi_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi_d' - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_d + \delta_d)\sin(\phi_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d)\sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

- dacă $\beta > \phi_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi_d' - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

Pentru starea pasivă (fără frecare între pământ şi zid δd = 0)

$$K = \frac{\sin^2(\psi+\phi_d'-\theta)}{\cos\theta\sin^2\psi\sin(\psi+\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin\phi_d'\sin(\phi_d'+\beta-\theta)}{\sin(\psi+\beta)\sin(\psi+\theta)}}\right]^2}$$

În expresiile precedente s au folosit următoarele notaţii

ϕ_d este valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a pământului având expresia:

$$\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_\phi}\right)$$, unde

ϕ' este unghiul de frecare interioară în termeni de eforturi efective

γ_ϕ, factorul parţial pentru unghiul de frecare interioară

ψ este unghiul de înclinare al paramentului posterior al zidului faţă de orizontală

β este unghiul de înclinare faţă de orizontală al suprafeţei terenului din spatele zidului

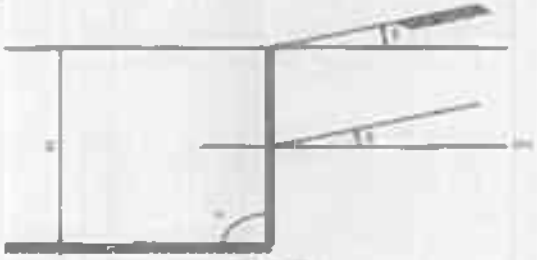


Fig.7.1.

δ_d este valoarea de calcul a unghiului de frecare dintre pământ şi zid şi are expresia:

$$\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\delta}{\gamma_\phi}\right),$$

unde: γ_ϕ = 1,25,

δ este unghiul de frecare dintre pământ şi zid şi reprezintă totodată unghiul presiunilor datorate acţiunilor statice şi dinamice în raport cu normala (n) la paramentul zidului (vezi figura 7.1).

SREN 1998-5: 2004 specifică ca $\delta \le (2/3)\,\phi'$ pentru starea presiunii active şi δ = 0 pentru starea presiunii pasive.

θ este unghiul definit de expresia:

$\tan\theta = \frac{K_h}{1 \mp K_v}$ cu condiţia ca nivelul apei subterane să fie situat sub nivelul fundaţiei zidului de sprijin.

$K_h = \alpha \cdot S/r$ este coeficientul seismic orizontal, unde:

$\alpha = \frac{a_g}{g}$, unde $a_g = \gamma 1 \cdot a_{gR}$ este valoarea de calcul a acceleraţiei pământului pentru un tip de pământ de clasă A, iar g este acceleraţia gravitaţională;

a_{gR} este valoarea de vârf a acceleraţiei de referinţă a tipului de pământ de clasă A;

$\gamma 1 = 1,0$

S este un parametru caracteristic al tipului de pământ, definit în SREN 1998-1: 2004, 3.2.2.2., şi face parte din grupa de parametri care descriu forma spectrului de răspuns elastic în funcţie de clasa de teren.

r este un factor care ia în calcul tipul lucrării de susţinere şi are valorile din tabelul 7.1 (SREN 1998-5: 2004, 7.3.2.2 şi E2):

Tipul structurii de susţinere	r
Ziduri de greutate libere care pot accepta o deplasare până la $d_r = 300\ \alpha \cdot S$ (mm)	2
Ziduri de greutate libere care pot accepta o deplasare până la $d_r = 200\ \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Ziduri din beton armat, ziduri ancorate sau contravântuite, ziduri din beton armat fundate pe piloţi verticali, ziduri de infrastructură încastrate şi culee de poduri	1

Pentru ziduri a căror înălţime nu depăşeşte 10 m, coeficientul seismic trebuie luat constant pe toată înălţimea. Pentru structurile de susţinere cu înălţimi mai mari de 10 m se va consulta Anexa E din SREN 1998-5: 2004.

K_v este coeficientul seismic vertical şi are expresiile:

$K_v = \pm 0,5\ K_h$ dacă a_{vg}/a_g este superior valorii de 0,6

$K_v = \pm 0,33\ K_h$ în celelalte cazuri

iar a_{vg} este valoarea de calcul a acceleraţiei pământului în direcţie verticală.

În SREN 1998-5: 2004, E6 şi E7, se dau expresiile greutaţii volumice a pământului din spatele lucrării de susţinere γ^*, a unghiului θ pentru calculul coeficientului presiunii pământului şi a presiunii hidrodinamice E_{wd} în următoarele două situaţii:

Pământ impermeabil situat sub nivelul apei în condiţii dinamice. Coeficientul presiunii pământului.

Se utilizează următorii parametri:

$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$

$$\tan\theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{K_h}{1 \mp K_v}$$

$E_{wd} = 0$, în care:

γ greutatea volumică (aparentă) a pământului saturat;

γ_w greutatea volumică a apei

Pământ (foarte) permeabil situat sub nivelul apei în condiţii dinamice. Coeficientul presiunii pământului.

Se utilizează următorii parametri:

$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$

$$\tan\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{K_h}{1 \mp K_v}$$

$E_{wd} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$, în care:

γ_d este greutatea volumică a pământului în stare uscată;
H' este înălțimea nivelului apei subterane în raport cu baza zidului

Presiunea hidrodinamică pe față exterioară a zidului
SREN 1998-5. 2004, E8 dă expresia pentru evaluarea presiunii unitare q(z):

$q(z) = \pm \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \sqrt{h \cdot z}$, în care:

K_h este coeficientul seismic orizontal, cu r = 1;
h este înălțimea nevelului apei libere
z adâncimea pe verticală măsurată cu originea la suprafața apei.

Presiunea pământului la structurile rigide
În SREN 1998-5: 2004 pentru structurile rigide, care nu au deplasări relative în raport cu terenul, astfel încât nu se poate mobiliza o presiune activă în pământ, când peretele este vertical, iar suprafața radierului este orizontală, se dă următoarea expresie a efortului dinamic datorat creșterii presiunii pământului:

$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$,

unde α, S, γ au semnificațiile menționate anterior, iar H este înălțimea lucrării de susținere. Punctul de aplicare poate fi luat la jumătatea înălțimii lucrării.

Relații pentru determinarea împingerii seismice. O abordare practică.
Un aspect esențial al manifestării interacțiunii dezvoltate pe durata unui cutremur, între pământul sprijinit și construcția de sprijin, este că efectul oscilațiilor seismice nu se manifestă prin amplificarea simplă a împingerilor statice.
Testele pe modele și în natură arată că distribuția împingerilor nu mai este liniară, crescătoare cu adâncimea, ci are o distribuție care se poate accepta constantă pe înălțimea sprijinirii. Din acest motiv împingerea seismică totală (E^t_{as}, E^t_{ps}) provenită numai din depozitul sprijinit, se împarte în două componente:
- împingerea în condiții de solicitare statică (E_a, E_p), aplicată la H/3 de la bază;
- împingerea seismică suplimentară, datorată, deci, numai acțiunii seismice (E_{as}, E_{ps}) aplicată la H/2 de la bază.
Aceste componente au expresiile:

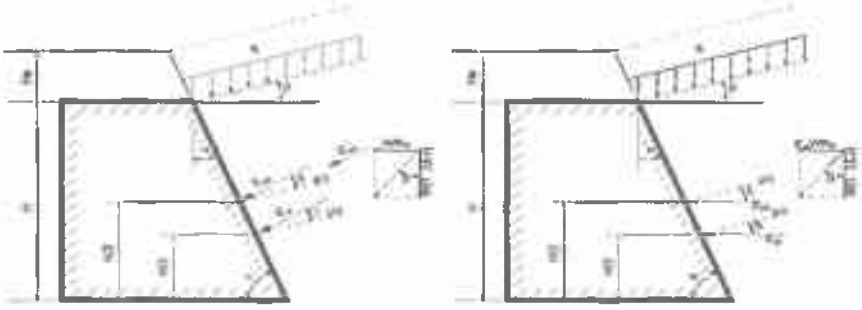
$E^t_{as} = E_a + E_{as} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2 \cdot K_a + E_{as}$

$E^t_{ps} = E_p + E_{ps} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2 \cdot K_p + E_{ps}$

unde coeficienții împingerilor statice (K_a, K_p) sunt cei cunoscuți din geotehnică. Într-o abordare simplificată pseudo statică, utilizând coeficienții seismici pe

baza studiilor făcute de Mononobe-Okabe ca o extindere a teoriei lui Coulomb, luând în considerare şi forţele inerţiale F_H şi F_V, componente ale acţiunii seismice, acţionând în centrul de greutate al prismului de cedare, rezultă expresiile împingerilor seismice totale exprimate prin coeficienţii împingerilor (K_{as}, K_{ps}) specifici acţiunilor seismice.

Cu notaţiile din figura de mai jos, expresiile împingerilor sunt:



a) presiunea activă b) presiunea pasivă

Fig. 7.2.

- pentru materiale necoezive (c = 0):

$$E'_a = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2(1 \pm k_v)K_a + \gamma_w H \cdot H_e(1 \pm k_v)K_a$$

$$E'_{ps} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2(1 \pm k_v)K_{as} + \gamma_w H \cdot H_e(1 \pm k_v)K_{ps}$$

- pentru materiale coezive (c≠0) expresia împingerii active/rezistenţei pasive, după Rankine (α=0, δ=0, β=0), devine:

$$E'_a = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2(1 \pm k_v)K_a - 2c \cdot H\sqrt{K_a} + q(1 \pm k_v)K_a$$

$$E'_{ps} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2(1 \pm k_v)K_{ps} + 2c \cdot H\sqrt{K_{ps}} + q(1 \pm k_v)K_{ps}$$

în care:

E'_a - împingerea activă seismică totală

E'_{ps} - rezistenţa pasivă seismică totală

cu notaţiile:

E_a – împingerea activă statică

E_{as} – împingerea activă seismică suplimentară

E_p – rezistenţa pasivă statică

E_{ps} – rezistenţa pasivă seismică suplimentară

γ_w – greutatea volumică a pământului la umiditatea efectivă

c – coeziunea pământului la umiditatea şi îndesarea efectivă
φ – unghiul de frecare internă a pământului la umiditatea efectivă
q – supraîncărcarea pe suprafaţa terenului sprijinit
α – unghiul paramentului sprijinirii cu verticala
ψ – unghiul paramentului sprijinirii cu orizontala
β – unghiul de înclinare a suprafeţei terenului în raport cu orizontala
δ – unghiul de frecare între masivul de pământ sprijinit şi lucrarea de susţinere
$F_H = WK_h$ – Forţa de inerţie seismică orizontală (vezi fig. 7.2)
$F_v = WK_v$ - Forţa de inerţie seismică verticală (vezi fig. 7.2)
W – greutatea masei de pământ care alunecă
K_H – coeficientul seismic orizontal (vezi definiţia de mai sus)
K_v – coeficient seismic vertical (vezi definiţia de mai sus)

Înălţimea echivalentă de pământ He corespunzătoare suprasarcinii q, are expresia:

$$He = \frac{q}{\gamma_w}\frac{\sin\psi}{\sin(\psi+\beta)} \text{ , sau}$$

$$He = \frac{q}{\gamma_w}\frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}$$

Expresiile coeficienţilor pentru presiunea activă seismică (K_{as}), respectiv pentru rezistenţa pasivă (K_{ps}), sunt:

dacă $\beta \le \varphi - \theta$:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\sin(\psi-\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\sin(\psi-\theta-\delta)\sin(\psi+\beta)}}\right]^2}$$

dacă $\beta \ge \varphi - \theta$:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\sin(\psi-\theta-\delta)}$$

sau:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cos(\alpha+\delta+\theta)}}\right]^2}$$

$$K_{ps} = \frac{\sin^2(\psi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cdot\sin^2\psi\sin(\psi+\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi+\beta-\theta)}{\sin(\psi+\beta)\sin(\psi+\theta)}}\right]^2}$$

În relaţia de mai sus, pentru rezistenţa pasivă, s-a neglijat forţa de frecare dintre pământ şi zid (δ=0).

Expresia K_{ps} mai poate fi pusă şi sub forma ($\delta \neq 0$):

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - 0)}{\cos\theta \cdot \cos^2\alpha \cos(\delta - \alpha + 0)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \beta)\cos(\delta - \alpha + \theta)}}\right]^2}$$

în care θ este unghiul seismic inerţial stabilit cu expresia:

$$\theta = \text{arc tan}\ \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

Pentru $(\varphi - \beta - 0) < 0$ se adoptă $\sin(\varphi - \beta - 0) = 0$

Unghiurile α, ψ, δ, β din expresiile de mai sus sunt arătate în fig. 7.2. cu sensurile convenţional pozitive.

După calculul împingerii seismice totale (E^t_{as}, E^t_{ps}) şi al împingerilor statice (E_a, E_p) se calculează împingerile seismice suplimentare (E_{as}, E_{ps}) aplicate la H/2:

$$E_{as} = E^t_{as} - E_a$$

$$E_{ps} = E^t_{ps} - E_p$$

Împingerile provenite din suprasarcina q sau cele rezultate ca efect al coeziunii, având distribuţii constante în ambele situaţii (static sau seismic), nu se mai separă în componente, calculându-se valorile totale seismice.

Considerarea presiunilor seismice

Din punct de vedere al oscilaţiilor pe verticală se vor face calculele pentru ambele sensuri ale forţelor de inerţie, respectiv în sus sau în jos ($F_v = Wk_v$).

Pentru lucrări curente se poate face calculul numai la împingeri active, considerate cu acelaşi sens cu cel al forţelor seismice ale infrastructurii (sprijinirii) şi cu deplasarea acesteia, putând fi o cauză a ei. Rezistenţele pasive sunt în sens invers forţelor seismice aferente lucrării şi se opun deplasării acesteia.

Mobilizarea integrală a valorilor maxime ale rezistenţelor pasive se realizează la deplasări mari, situaţie care nu este în general posibilă, dat fiind faptul că echilibrul se stabileşte la deplasări mici, iar în cazul mişcărilor seismice are loc o modificare rapidă de sens.

În cazul podurilor ale căror culei fac corp comun cu tablierul şi oscilează în direcţie orizontală solidar cu acesta, interacţiunea cu terenul din spatele celor două culei se manifestă în mod diferit. Considerându-se oricare din cele două sensuri ale deplasării generale, la culeea din spate se manifestă împingerea activă în timp ce pe culeea din faţă se dezvoltă rezistenţa pasivă a terenului.

Dacă de adoptă un model de calcul care cuprinde întregul ansamblu, compus din tablier-pile-culei şi teren, reacţiunile pasive ale terenului rezultă din calculul de conlucrare, prin modelarea adecvată a interacţiunii culee-teren.

VII.2 TIPURI DE INFRASTRUCTURI

VII.2.1. Tipuri de fundaţii

Fundaţia reprezintă partea inferioară a construcţiei prin care se transmite şi se repartizează încărcările pe terenul de fundare. După modul în care transmit terenului de fundare încărcările, fundaţiile se clasifică în.

- fundaţii directe ;
- fundaţii indirecte.

Fundaţia directă este fundaţia la care încărcările se transmit prin intermediul bazei. Din această categorie fac parte :

- fundaţiile de suprafaţă ;
- fundaţiile pe chesoane:

Fundaţia indirectă este fundaţia la care încărcările se pot transmite atât prin baza fundaţiei cât şi prin suprafaţa laterală a acesteia.

Din această categorie fac parte:

- fundaţiile pe piloţi;
- fundaţiile pe barete (pereţi mulaţi).

VII.2.2. Tipuri de elevaţii

Elevaţiile infrastructurilor se alcătuiesc, în general, independent de tipul de fundaţie adoptat. Dacă alegerea tipului de fundaţie depinde de caracteristicile terenului de fundare, alcătuirea elevaţiei infrastructurilor depinde de mărimea încărcărilor ce se transmit de la suprastructură, de caracteristicile mecanice ale materialelor din care se alcătuieşte elevaţia, de condiţiile de rezemare ale suprastructurii, de dimensiunile gabaritului ce trebuiesc asigurate sub pod sau pasaj.

VII.2.2.1. Alcătuirea elevaţiilor pilelor

- elevaţie lamelară din beton armat cu riglă din beton armat sau beton precomprimat;
- elevaţie cu 2 stâlpi şi riglă din beton armat;
- elevaţie cu un stâlp şi riglă din beton armat;
- elevaţie dintr-un stâlp circular şi riglă din beton armat sau beton precomprimat.

La podurile situate pe cursuri de apă se recomandă utilizarea pilelor cu elevaţie masivă sau lamelară deoarece acestea se comportă mai bine în exploatare.

Celelalte tipuri de pile se aplică îndeosebi la viaducte şi pasaje. Pilele cu elevaţia dintr-un stâlp circular şi riglă din beton armat se aplică îndeosebi la podurile cu obiecte mare.

Pilele cu elevaţie masivă sau lamelară se verifică în secţiunea elevaţie-fundaţie şi pe talpa fundaţiei.

Dacă rigla pilei este prevazută cu console, acestea se verifică la acţiunea tuturor forţelor ce o solicită (greutatea proprie, reacţiunea din suprastructură şi sarcini mobile).

VII.2.2.2. Alcătuirea elevaţiilor culeilor

Elemente de alcătuire pentru unele tipuri de culei utilizate la podurile şi podeţele de şosea:

- culee masivă cu elevaţie din beton simplu şi beton armat;
- culee înecată cu elevaţie din pereţi din beton armat;
- culee rezemată pe terasamente;
- culee prefabricată pentru podeţe.

Racordarea culeilor cu terasamentele se face în general, cu sferturi de con sau cu aripi.

Legătura culeilor cu rambleul se asigură prin plăci de racordare având 3,00-5,00 m lungime, pentru eliminarea efectului defavorabil traficului produs de tasările terasamentelor la capetele culeilor.

VII.2.2.3. Dispoziţii constructive

Dimensiunile elevaţiilor vor fi stabilite astfel încât distanţele dintre extremităţile tablierelor şi zidurile de gardă ale culeilor sau distanţele dintre extremităţile tablierelor ce reazemă pe aceeaşi pilă să fie, cel puţin:

- 2 cm, în cazul tablierelor de beton armat sau beton precomprimat monolit;
- 5 cm, în cazul tablierelor de beton armat prefabricat, precomprimat prefabricat sau metalice.

Dimensiunile cuzineţilor vor fi stabilite conform STAS 10111/2, dar nu vor fi sub 40 cm înălţime.

Distanţa de la marginea cuzineţilor până la marginea aparatelor de reazem va fi de minimum 15 cm.

Cuzineţii vor fi înglobaţi într-o bancheţă de beton armat care la culee va fi executată pe întreaga ei lăţime, iar la pile pe întreaga suprafaţă a părţii ei superioare.

Marca de beton a bancheţei trebuie să fie aceeaşi cu cea a cuzineţilor.

În bancheţă se prevăd plase din oţel beton având diametrul de 8... 12 mm cu latura ochiurilor de aproximativ 20 cm, după cum urmează:

- la poduri, una la partea superioară şi alta la partea interioară;
- la podeţe, una la partea superioară.

Faţa superioară a bancheţei, în afara cuzineţilor, va avea o pantă de minimum 1:20 (pentru scurgerea apelor).

Elevaţiile alcătuite din stâlpi de beton armat pot fi folosite numai la pasaje şi la râuri unde nu există scurgeri de gheţuri.

În caz contrar aceste elevaţii se pot folosi numai deasupra nivelului maxim de scurgere a gheţurilor.

La pasajele superioare, liniile ferate alăturate pilelor vor fi prevăzute cu contraşine de ghidare.

Dacă nu se prevăd contraşine, pilele: vor fi protejate împotriva izbirii de către vehiculele deraiate, prin blocuri de apărare de 0,85 m înălţime deasupra nivelului traverselor. Aceste blocuri vor fi comune pentru toate elementele unei pile, lungimea lor depăşind cu cel puţin 0,75 m feţele laterale ale elementelor marginale ale pilei, iar lăţimea lor cu cel puţin 0,40 m pe cea a elementelor pilei, în fiecare parte a acestora.

La pasajele inferioare şi la încrucişările rutiere denivelate, pilele vor fi protejate fie prin borduri de cel puţin 0,15 m înălţime situate la distanţa de cel puţin 0,85 m de feţele elementelor elevaţiei, fie prin parapete de ghidaj de cel puţin 0,40 m înălţime, dispuse la cel puţin 0,40 m distanţă de acestea.

Elevaţiile executate în ape curgătoare se recomandă să fie prevăzute cu avantbec şi arierbec, care pot fi de formă ovoidală sau circulară.

În cazul elevaţiilor înalte, avantbecurile şi arierbecurile vor depăşi, cu cel puţin 1 m nivelul maxim al apelor corespunzător debitului de verificare.

În cazul cursurilor de apă cu îngheţuri şi flotanţi mari este recomandabil ca avantbecurile să fie prevăzute la parament cu moloane de piatră naturală dură, având rezistenţa la compresiune min. 10 N/mm² (100 daN/cm²). La podurile peste Dunăre, moloanele vor fi prevăzute pe toată suprafaţa elevaţiilor.

Moloanele vor avea coada de min. 30 cm, încastrându-se în masa betonului şi ancorându-se cu armături din oţel beton.

În cazul cursurilor de apă fără îngheţuri şi flotanţi mari se pot prevedea avantbecuri fără moloane de piatră, cu condiţia ca la avantbecurile ogivale muchia să fie consolidată cu un profil metalic încastrat în masa betonului şi ancorat cu şuruburi de scelment.

Zidurile întoarse mai lungi de 1 m ale elevaţiilor culeilor vor fi armate conform prescripţiilor tehnice legale în vigoare.

VII.3 PRESCRIPŢII DE CALCUL A INFRASTRUCTURILOR

Infrastructurile vor fi calculate la următoarele stări limită:

- stări limită ultime:
  - starea limită de rezistenţă
  - starea limită de stabilitate a poziţiei (răsturnare, lunecare)
- stări limită ale exploatării normale:
  - starea limită de fisurare
  - starea limită de deformaţie (tasare, rotire)

VII.3.1. Starea limită de rezistenţă

Pentru calculul elementelor constitutive ale infrastructurilor din beton sau beton armat este indicat să se utilizeze o metodă analitică de calcul general recunoscută.

Calculul fundaţiilor şi terenului de fundare se va face conform prevederilor subcapitolului VII 4.

VII.3.2. Starea limită de stabilitate la răsturnare

Starea limită de stabilitate la răsturnare, în rosturile elementelor de zidărie sau de beton simplu şi la talpa fundaţiei, este asigurată dacă punctul de aplicare al rezultantei încărcărilor în rostul respectiv se găseşte pe suprafaţă limitată de curbele stabilite cu relaţiile (7.7) sau (7.8), în care m, coeficientul condiţiilor de lucru, va fi introdus cu valorile din tabelul VII.1.

- pentru rosturi dreptunghiulare (fig.7.3).

$$\left(\frac{e_x}{a_x}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{a_y}\right)^2 \leq m \qquad (7.7)$$

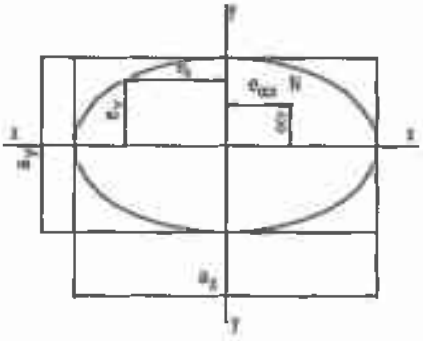


Fig.7.3

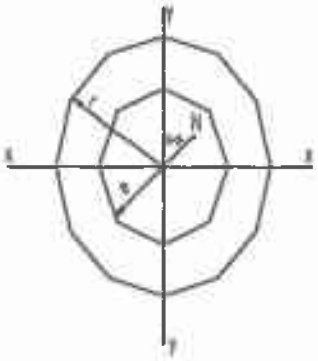


Fig.7.4

- pentru rosturi circulare (fig.7.4)

$$\frac{e}{r} \leq m \tag{7.8}$$

- pentru rosturi în formă de paralelogram, relaţia (7.7), transformând paralelogramul (fig. 7.5) în dreptunghi echivalent (fig. 7.6), cu relaţiile:

$$a_x = \sqrt{a^2_{x1} + a_{y1} \cdot a_{x1} \cdot \cos\theta} \tag{7.9}$$

$$a_y = \sqrt{a^2_{y1} + a_{x1} \cdot a_{y1} \cdot \cos\theta} \tag{7.10}$$

$$e_{\alpha x} = e_{\alpha x1} \frac{a_x}{a_{x1}} \tag{7.11}$$

$$e_{\alpha y} = e_{\alpha y1} \frac{a_y}{a_{y1}} \tag{7.12}$$

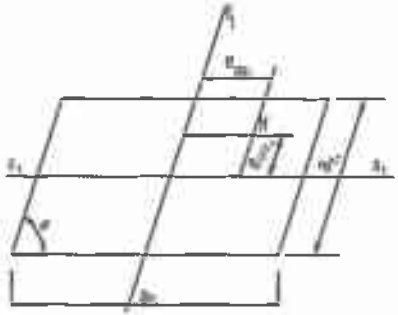


Fig. 7.5

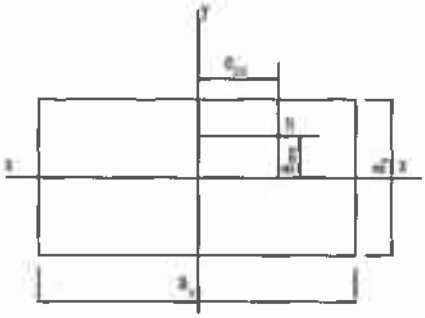


Fig. 7.6

Coeficientul condiţiilor de lucru (m) va fi introdus cu valorile din tabelul VII.1

Tabelul VII.1

Forma rosturilor	m	
	La rosturi intermediare şi la tălpile fundaţiilor aşezate în terenuri stâncoase	La tălpile fundaţiilor aşezate în terenuri nestâncoase
Rosturi dreptunghiulare	0,18	0,12
Rosturi circulare	0,72	0,62
Rosturi în formă de paralelogram	0,14	0,10

Pentru rosturi cu alte forme (triunghi, trapez, poligon, elipsă, etc) stabilitatea se poate considera că este asigurată dacă punctul de aplicare al rezultantei încărcărilor se găseşte pe suprafaţa asemenea cu suprafaţa sâmburelui central (fig. 7.7.) ale cărei laturi se obţin multiplicând distanţa de la centrul de greutate al secţiunii rostului până la limita sâmburelui central, cu coeficienţii:

2,4 la rosturile intermediare ale infrastructurilor şi la tălpile fundaţiilor aşezate pe stâncă

2,1 la tălpile fundaţiilor aşezate pe terenuri nestâncoase

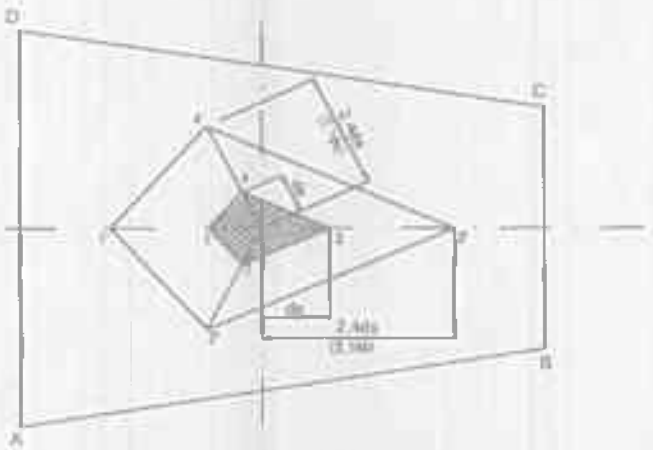


Fig.7.7

Conform SR EN 1997 – 1 : 2004, Secţiunea 6, art. 6.5.4. (1)P, trebuie luate măsuri speciale de precauţie atunci când excentricitatea încărcării depăşeşte 1/3 din lăţimea fundaţiei dreptunghiulare sau 0,6 din raza unei fundaţii circulare

VII.3.3. Starea limită de stabilitate la lunecare

În principiu starea limită de stabilitate la lunecare în rosturile elementelor de zidprie sau de beton simplu şi la talpa fundaţiei va fi verificată cu relaţia:

$$\frac{\Sigma H_i}{\Sigma N_i \cdot f} \le \gamma_{Rd} \qquad (7.13)$$

în care: *Hi* forţele componente tangenţiale care acţionează pe secţiunea considerată

Ni forţele componente normale pe secţiunea considerată

f coeficientul de frecare pe teren, conform tabelului VII.2

γ_{Rd} coeficientul parţial de siguranţă conform SR EN 1997 – 1 : 2004

Tabelul VII.2

Natura terenului	f
Argile terenuri stâncoase cu suprafeţe saponificabile -în stare umedă -în stare uscată	 0,25 0,30
Argile nisipoase şi nisipuri argiloase	0,30
Nisipuri	0,40
Pietrişuri şi bolovănişuri	0,50
Stâncă sau la rosturi intermediare	0,60

Elementele infrastructurilor supuse la împingerea pământului vor fi verificate şi la lunecare pe suprafeţele cilindrice ce se pot forma sub talpa fundaţiei.

La verificări trebuie să se ţină seama de caracteristicile terenului stabilite prin cercetări geotehnice.

VII.3.4. Starea limită de fisurare

La elementele de beton simplu sau de zidărie de piatră, condiţiile de fisurare sunt îndeplinite prin limitarea excentricităţii rezultantei, iar la elementele din beton armat prin limitarea deschiderii fisurilor. La zidăriile de piatră sau din blocuri de beton prefabricate, nu se admite depăşirea valorilor limită ale excentricităţii rezultantei.

În zona variabilă a nivelului apelor şi sub nivelul apelor, la elementele din beton armat fisurile nu trebuie să depăşească deschiderea de 0,1 mm.

VII.3.5. Starea limită de deformaţie

La toate structurile de poduri, tasările şi rotirile infrastructurilor vor fi limitate, avându-se în vedere şi următoarele:

- evitarea deschiderii unor fisuri peste limitele admise în structura de rezistenţă;
- respectarea gabaritului, la pasaje şi poduri de încrucişare;
- evitarea deteriorării hidroizolaţiilor la racordarea infrastructurilor;
- evitarea formării de denivelări în cale peste limitele admise la racordarea podurilor cu terasamentele, precum şi în dreptul pilelor şi culeelor;
- alte situaţii speciale

În toate cazurile, indiferent de structura de rezistenţă a podului, deformaţiile vor fi limitate după cum urmează:

- tasarea totală uniformă a unei infrastructuri, în cm: $1,5\sqrt{l}$
- diferenţa tasărilor totale uniforme ale infrastructurilor alăturate, în cm: $0,75\sqrt{l}$
- deplasarea orizontală a părţii superioare a infrastructurii produsă de tasarea neuniformă şi de deformaţia elastică a elementelor infrastructurii, în cm: $0,5\sqrt{l}$, în care l este deschiderea minimă alaturată infrastructurii respective, exprimată în *m*, dar nu mai mică de 25 m.

La podurile fundate în terenuri stâncoase nu este necesară verificarea deformaţiilor produse de tasarea fundaţiilor.

La podurile cu structuri exterior static determinate, cu deschideri până la 50 m, se poate renunţa la verificarea deformaţiilor dacă infrastructurile sunt fundate pe terenuri puţin compresibile (grohotişuri, pietrişuri, etc, îndesate).

La culeile şi pilele fundate pe terenuri nestâncoase, se recomandă că rezultanta încărcărilor cu valori de exploatare, la rostul dintre fundaţie şi teren, să satisfacă următoarele condiţii (pentru evitarea tasărilor inegale care conduc la deplasări orizontale la partea superioară a infrastructurilor):

- în terenuri argiloase, rezultanta să acţioneze aproximativ centric;
- în celelalte terenuri, punctul de aplicare al rezultantei trebuie să rămână în interiorul suprafeţei delimitate de curbele date de relaţiile (7.7) şi (7.8) în funcţie de forma tălpii fundaţiei după cum urmează:
  - la forma dreptunghiulară, relaţia (7.7), în care m = 0,016
  - la forma circulară, relaţia (7.8), în care m = 0,165
  - la forma de paralelogram, folosind dreptunghiu transformat echivalent relaţia (7.7), în care m = 0,014
  - la alte forme (triunghi, trapez, poligon, elipsă etc) punctul de aplicare al rezultantei trebuie să se găsească în interiorul sâmburelui central la o distanţă de 0,75 d_s, în care d_s este distanţa de la centrul de greutate al secţiunii până la limita sâmburelui central, măsurată pe dreapta ce trece prin centrul de greutate şi punctul de aplicare al rezultantei.

VII.3.6. Alte precizari

Calculele la stări limită vor fi efectuate cel puţin în dreptul rosturilor dintre elevaţie şi fundaţie şi dintre fundaţie şi teren, precum şi în dreptul schimbărilor de secţiuni. La rostul dintre fundaţie şi teren vor fi efectuate şi verificări în legătură cu terenul de fundare şi sistemul de fundare adoptat (fundaţii directe, fundaţii pe piloţi etc.).

La culei cu stâlpi izolaţi sau cu elemente cu lăţime redusă împingerea pământului va fi luată în considerare pentru fiecare stâlp sau element pe o lăţime dublă, dacă distanţa între stâlpi sau elemente este mai mare decât triplul grosimii stâlpilor (elementelor).

În caz contrar, împingerea pământului va fi luată pe întreaga lăţime a culeii între feţele exterioare ale stâlpilor (elementelor) marginale.

La podurile cu o singură deschidere de max. 20 m, cu suprastructura din grinzi sau dale din beton armat, culeile vor putea fi calculate în ipoteza că suprastructura constituie un element de legătură între ele. În acest scop se prevăd reazeme corespunzătoare, capabile să transmită la suprastructură solicitările produse de forţele ce acţionează asupra culeilor.

VII.4 INFRASTRUCTURI CU FUNDAŢII DIRECTE

VII.4.1. Fundaţii directe de suprafaţă

VII.4.1.1. Generalităţi

Prevederile din această secţiune se aplică fundaţiilor de suprafaţă, incluzând fundaţii izolate, tălpi continue şi radiere.

Unele din aceste prevederi se pot aplica unor fundaţii de adâncime, precum chesoanele.

VII.4.1.2. Stări limită

Trebuie luate în considerare următoarele stări limită şi trebuie întocmită lista corespunzătoare:

- pierderea stabilităţii generale;
- epuizarea capacităţii portante, cedarea prin poansonare;
- cedarea prin alunecare;
- cedarea combinată în teren şi în structură;
- cedarea structurală datorată mişcărilor fundaţiei;
- tasări excesive;
- ridicarea excesivă a terenului datorită umflării, îngheţului şi altor cauze;
- vibraţii inacceptabile;

VII.4.1.3. Acţiuni şi situaţii de proiectare

Situaţiile de proiectare trebuie alese în concordanţă cu principiile enunţate în II.4.3.

Este indicat ca la alegerea acţiunilor pentru calculele de stări limită, să fie luate în considerare acţiunile enumerate la VII.1.2.3.2.

Atunci când rigiditatea structurii este importantă, este indicat să se efectueze un calcul al interacţiunii între structura şi teren pentru a se determina repartizarea acţiunilor.

VII.4.1.4. Consideraţii referitoare la proiectare şi execuţie

Atunci când se alege adâncimea de fundare a unei fundaţii de suprafaţă, trebuie luate în considerare următoarele aspecte:

- atingerea unui strat cu capacitate portantă adecvată;
- adâncimea deasupra căreia contracţia şi umflarea pământurilor argiloase datorate variaţiilor climatice sezoniere sau copacilor şi arbuştilor pot produce mişcări apreciabile;
- adâncimea până la care se pot produce degradări prin îngheţ;
- nivelul apei subterane în teren şi problemele care ar putea apărea dacă săpăturile pentru fundaţie trebuie să coboare sub acest nivel;
- eventuale afuieri,

Nu se produc degradări datorate îngheţului, dacă
- pământul nu este sensibil la îngheţ;
- cota de fundare se află sub adâncimea de îngheţ;

La proiectarea fundaţiei de suprafaţă, trebuie utilizată una din metodele următoare:
- o metodă directă, în care se efectuează calcule separate pentru fiecare stare limită. La verificarea la o anumită stare limită, calculul trebuie să modeleze cât mai bine cu putinţă mecanismul de cedare prevăzut. Pentru verificarea la o stare limită de exploatare normală, trebuie efectuat un calcul de tasări,
- o metodă indirectă bazată pe experienţe comparabile şi pe rezultatele încercărilor pe teren sau în laborator sau pe observaţii, aleasă în corelare cu încărcările la starea limită de exploatare normală, astfel încât să fie satisfăcute cerinţele pentru toate stările limită pertinente;
- o metodă prescriptivă, cu utilizarea unei valori de referinţă a unei presiuni acceptate (a se vedea articolul VII 1.2.4).

VII.4.1.5. Proiectarea la starea limită ultimă
VII.4.1.5.1 Stabilitate generala

Stabilitatea generală, cu sau fără fundaţii, trebuie verificată în particular în următoarele situaţii:
- în apropiere sau pe un taluz, natural sau artificial;
- în apropierea unei excavaţii sau a unei lucrări de susţinere;
- în apropiere de un râu, canal, lac, rezervor sau de malul mării;
- în apropierea unor exploatări miniere sau a unor lucrări îngropate

VII.4.1.5.2. Capacitate portantă
VII.4.1.5.2.1. Generalităţi

Trebuie satisfacută următoarea inegalitate pentru toate stările limită:

$$V_d \leq R_d \qquad (7.13)$$

R_d trebuie calculat conform cu VII.1.2.3.2.

V_d trebuie să includă greutatea proprie a fundaţiei greutatea oricărui material de umplutură şi toate presiunile pământului, fie favorabile, fie nefavorabile. Presiunile apei care nu se datorează încărcărilor transmise terenului de fundaţie, trebuie incluse ca acţiuni.

VII.4.1.5.2.2. Metoda analitică

Este indicat să se utilizeze o metodă analitică de calcul general recunoscută.

NOTĂ - Poate fi utilizată metoda de calcul a capacităţii portante indicata cu titlu de exemplu în anexa D din SR EN 1997 - 1 : 2004.

Evaluarea pe cale analitică a valorilor pe termen scurt şi pe termen lung ale lui R_d trebuie luată în considerare, cu precădere în pământurile fine.

Atunci când masivul de pământ sau rocă de sub o fundaţie prezintă o structură stratificată sau discontinuă bine definită, mecanismul de cedare presupus şi parametrii de rezistenţă la forfecare şi de deformabilitate aleşi trebuie să ţină seama de caracteristicile structurale ale terenului.

La determinarea capacităţii portante de calcul a unei fundaţii aşezate pe un depozit puternic stratificat, ale căror proprietăţi diferă foarte mult de la un strat la altul, trebuie determinate valorile de calcul ale parametrilor terenului pentru fiecare strat.

În cazul în care o formaţiune tare se află sub o formaţiune mai slabă, capacitatea de calcul poate fi calculată cu utilizarea parametrilor de forfecare ai formaţiunii mai puţin rezistente. Pentru situaţia inversă, este indicat să se verifice cedarea prin poansonare.

VII.4.1.5.2.3. Metoda semiempirică

Este indicat să se utilizeze o metodă semi-empirică general recunoscută.

NOTĂ - Este recomandată metoda semi-empirică de determinare a capacităţii portante prin utilizarea rezultatelor încercărilor cu presiometrul, indicată cu titlu de exemplu în anexa E a SR EN 1997-1:2004.

VII.4.1.5.2.4. Metoda prescriptivă cu utilizarea valorilor de presiuni acceptabile

Este indicat să se utilizeze o metodă prescriptivă recunoscută bazată pe valori ale unor presiuni acceptabile.

NOTĂ - Este recomandată folosirea metodei indicată cu titlu de exemplu în anexa G din SR EN 1997 - 1 : 2004 pentru stabilirea unor presiuni acceptabile la fundarea pe roci. Atunci când se utilizează o asemenea metodă, este indicat ca evaluarea rezultatului calculului să se bazeze pe experienţa comparabilă.

VII.4.1.5.3. Rezistenţa la lunecare

Atunci când încărcarea nu este normală pe talpa fundaţiei, fundaţiile trebuie verificate faţă de cedarea prin lunecarea pe talpă.

Trebuie satisfacută inegalitatea următoare:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \qquad (7.14)$$

H_d trebuie să includă valoarea de calcul a oricărei presiuni active a pământului asupra fundaţiei.

R_d trebuie calculat conform cu

Este indicat ca valorile pentru R_d şi $R_{p;d}$ să fie corelate cu ordinul de mărime a mişcării anticipate pentru starea limită de încărcare considerată. La deplasări mari trebuie avută în vedere posibila influenţă a comportării dincolo de deplasarea de vârf. Este

indicat ca valoarea aleasă a lui $R_{p;d}$ să reflecte durata de viaţă estimată a structurii.

În cazul fundaţiilor pe pământuri argiloase aflate în zona mişcărilor sezoniere, trebuie să se ia în calcul posibilitatea ca argila să se desprindă, prin contracţie, de feţele verticale ale fundaţiilor.

Trebuie să se ia în calcul posibilitatea ca pământul în faţa fundaţiei să fie îndepărtat prin eroziune sau prin activităţi umane.

În condiţii drenate, rezistenţa de calcul la lunecare, R_d, trebuie calculată cu aplicarea coeficienţilor parţiali fie asupra proprietăţilor pământului, fie asupra rezistenţelor terenului, după cum urmează

$$R_d = V'_d \tan \delta_d. \qquad (7.15a)$$

sau

$$R_d = (V'_d \tan \delta_k)/ \gamma_{R;h} \qquad (7.15b)$$

NOTĂ – În metodele de calcul în care se folosesc coeficienţi parţiali pentru efectele acţiunilor, în relaţia (7.15b) coeficientul parţial pentru acţiuni (γ_F) se ia 1,0 iar $V'_d = V'_k$.

La stabilirea lui V'_d trebuie să se ţină seama dacă H_d şi V'_d sunt acţiuni dependente sau independente.

Unghiul de frecare de calcul δ_d poate fi admis egal cu valoarea de calcul a unghiului efectiv de frecare internă la starea critică, $\varphi'_{cv;d}$, la fundaţiile de beton turnate pe loc, şi egal cu 2/3 $\varphi'_{cv;d}$ la fundaţii prefabricate lise. Este indicat să se neglijeze coeziunea efectivă c'.

În condiţii nedrenate rezistenţa de calcul la lunecare, R_d, trebuie calculată fie cu aplicarea coeficienţilor parţiali asupra proprietăţilor pământului, fie asupra rezistenţelor pământului, după cum urmează:

$$R_d = A_c c_{ud} \qquad (7.16a)$$

sau

$$R_d = (A_c c_{uk}) / \gamma_{R;v} \qquad (7.16b)$$

Dacă este posibil ca apa sau aerul să atingă interfaţa dintre fundaţie şi un strat argilos nedrenat, trebuie efectuată verificarea următoare

$$R_d \leq 0{,}4\ V_d \qquad (7.17)$$

Condiţia (7.17) poate fi ignorată doar dacă formarea unui gol între fundaţie şi teren este prevenită prin suctiune în zonele unde nu se manifestă presiune de contact pozitivă.

VII.4.1.5.4. Încărcări cu excentricităţi mari

Trebuie luate măsuri speciale de precauţie atunci când excentricitatea încărcării depăşeşte 1/3 din lăţimea fundaţiei dreptunghiulare sau 0.6 din raza unei fundaţii circulare.

Asemenea măsuri de precauţie includ:

- o verificare detaliată a valorilor de calcul ale acţiunilor în concordanţă cu;
- stabilirea poziţiei muchiei fundaţiei cu luarea în considerare a eventualelor abateri pe parcursul execuţiei lucrărilor.

VII.4.1.5.5. Cedare structurală datorită deplasării fundaţiei

Trebuie luate în considerare deplasările diferenţiale verticale şi orizontale ale fundaţiilor pentru a se asigura că acestea nu conduc la o stare limită ultimă în structură.

Se poate adopta o presiune acceptabilă cu condiţia ca deplasările să nu conducă la o stare limită ultimă în structură.

VII.4.1.6. Proiectarea la starea limită de exploatare normală

VII.4.1.6.1. Generalităţi

Trebuie luate în considerare deplasările produse de acţiunile asupra fundaţiei.

La aprecierea mărimii deplasărilor fundaţiei, trebuie să se ţină seama de experienţa comparabilă. Dacă este necesar, trebuie efectuate de asemenea calcule privind deplasările fundaţiei.

În cazul fundaţiilor de suprafaţă pe argile plastic-consistente şi plastic-vârtoase în categoriile geotehnice 2 şi 3, este indicat în mod normal să se efectueze calculele deplasărilor verticale (tasărilor). Metodele care pot fi utilizate pentru calculul tasărilor sub încărcările fundaţiilor sunt date în VII.4.1.6.2.

Încărcările de calcul pentru starea limită de exploatare normală trebuie utilizate în calculul deplasărilor fundaţiei care să fie comparate cu criteriile de exploatare.

Este indicat să nu se considere drept precise calculele tasărilor. Acestea dau mai degrabă o indicaţie aproximativă.

Deplasările fundaţiilor trebuie considerate atât în termenii deplasărilor de ansamblu ale fundaţiei cât şi în termenii deplasărilor diferenţiale ale unor părţi ale fundaţiei.

Efectul fundaţiei şi umpluturilor vecine trebuie luate în considerare când se calculează creşterea eforturilor în teren şi influenţa acesteia asupra deformării terenului.

VII.4.1.6.2. Tasări

Calculele tasărilor trebuie să se refere atât la tasarea imediată cât şi la tasarea pe termen lung.

La calculul tasărilor în pământuri saturate parţial sau total, este indicat să se considere trei componente ale tasării după cum urmează:

- s_0 : tasarea imediată; pentru pământurile saturate, datorită deformaţiei de lunecare sub volum constant şi pentru pământurile parţial saturate datorită atât deformaţiilor de lunecare cât şi reducerii de volum;
- s_1: tasarea datorată consolidării;
- s_2: tasarea datorată curgerii lente.

(3) Pentru evaluarea tasărilor este indicat să se utilizeze metode general recunoscute.

NOTĂ - Pentru evaluarea tasărilor s_0 şi s_1, pot fi aplicate metodele indicate ca exemplu în anexa F din SR EN 1997 – 1 : 2004.

Este indicat ca adâncimea până la care să fie luate în considerare straturile compresibile de pământ să depindă de adâncimea şi forma fundaţiei, de variaţia în funcţie de adâncime a modulului de deformaţie şi de distanţele dintre fundaţii.

În mod normal, această adâncime este indicat să fie aleasă ca fiind adâncimea la care efortul efectiv vertical, datorat încărcărilor fundaţiei, devine egal cu 20 % din presiunea geologică efectivă.

În multe cazuri, această adâncime poate fi de asemenea estimată aproximativ ca fiind egală cu 1 la 2 ori lățimea fundației, dar poate fi redusă pentru radierele mai late, cu încărcări reduse.

NOTĂ - Această abordare nu se aplică în cazul pământurilor foarte moi.

Trebuie estimată orice tasare suplimentară produsă prin auto-compactarea pământului.

La estimarea tasărilor diferențiale și rotirilor relative, trebuie luate în considerare atât distribuția încărcărilor cât și variabilitatea posibilă a terenului, pentru a se asigura că nu se atinge o stare limită de exploatare normală.

Tasările diferențiale calculate fără luarea în considerare a rigidității structurii tind să fie supraevaluate. Se poate utiliza un calcul bazat pe interacțiunea teren-structură pentru a justifica valori reduse ale tasărilor diferențiale.

Înclinarea unei fundații încărcate excentric este indicat să fie estimată pe baza unei distribuții liniare a presiunii și apoi calculată tasarea la colțurile fundației, cu utilizarea distribuției presiunii verticale în teren, sub fiecare colț, și a metodelor de calcul ale tasărilor, descrise mai înainte.

VII.4.1.7. Fundații pe roci; considerații complementare pentru proiectare

La proiectarea fundațiilor de suprafață așezate pe roci, trebuie să se țină seama de următoarele aspecte:

- deformabilitatea și rezistența masivului de rocă și tasarea admisibilă a structurii suportată de masiv;
- prezența oricăror straturi slabe sub fundație, spre exemplu a unor structuri de dizolvare, a zonelor de faliere;
- prezența rosturilor de stratificații și a altor discontinuități și caracteristicile acestora (de exemplu: umplutură, continuitate, lățime, interspații);
- starea de alterare, de descompunere și de fracturare a rocii;
- deranjarea stării naturale a rocii produsă de activitățile de construcție efectuate în apropierea fundației, ca de exemplu lucrări subterane sau excavații taluzate în apropierea fundației.

Fundațiile de suprafață pe roci pot să fie în mod normal proiectate folosind metoda presiunilor acceptabile. În cazul rocilor foarte rezistente (cum sunt: rocile eruptive intacte, gneisuri, calcare, gresii) presiunea acceptabilă este plafonată de rezistența la compresiune a fundației de beton.

NOTĂ - În anexa G din SR EN 1997 – 1 : 2004 este indicată o metodă recomandată pentru stabilirea presiunilor acceptabile pe roci, pentru fundații de suprafață.

Tasarea unei fundații poate fi estimată pe baza experiențelor comparabile în corelare cu clasificarea masivelor de rocă.

VII.4.1.8. Proiectarea structurală a fundațiilor de suprafață

Cedarea structurală a unei fundații de suprafață trebuie evitată.

În cazul fundațiilor rigide, se poate admite o distribuție liniară a presiunii de contact. Se poate utiliza un calcul mai detaliat al interacțiunii teren-structură, pentru a justifica o proiectare mai economică.

În cazul fundațiilor flexibile, distribuția presiunii de contact se poate stabili prin modelarea fundației ca grindă sau placă pe un mediu deformabil continuu sau pe o serie

de resoarte cu rezistenţe şi rigidităţi corespunzătoare.

Condiţiile de exploatare a fundaţiilor continue şi radierelor trebuie verificate admiţând o încărcare corespunzătoare stării limită de exploatare normală şi o repartiţie a presiunii de contact în concordanţă cu deformaţiile fundaţiei şi terenului.

Pentru situaţiile de proiectare în care asupra fundaţiilor continue sau radierelor acţionează forţe concentrate, forţele tăietoare şi momentele încovoietoare pot fi stabilite pe baza unui model al reacţiunii terenului, utilizând elasticitatea liniară. Modulii reacţiunii terenului pot fi evaluaţi pe baza unui calcul de tasare, cu o estimare adecvată a presiunii de contact. Modulii pot fi astfel ajustaţi încât presiunile de contact calculate să nu depăşească pe cele pentru care se poate admite o comportare liniară.

VII.4.1.9. Pregătirea terenului la nivelul tălpii fundaţiei

Terenul la nivelul tălpii fundaţiei trebuie pregătit cu o grijă deosebită. Rădăcinile, obstacolele şi pungile de pământ moale trebuie îndepărtate fără a se deranja terenul. Toate găurile care rezultă trebuie umplute cu pământ (sau cu alt material) pentru a se reproduce rigiditatea terenului netulburat.

În cazul pământurilor susceptibile la remaniere, cum sunt argilele, este indicat să se specifice succesiunea excavării pentru fundaţia de suprafaţă, în vederea reducerii la minim a remanierii. În general este suficient să se excaveze în tranşee orizontale. Dacă se urmăreşte controlul ridicării terenului, este indicat să se realizeze excavarea în tranşee alternate, cu turnarea betonului în fiecare tranşee înainte de a se face excavarea tranşeelor intermediare.

VII.4.2. Fundaţii directe de adâncime

După tehnologia de execuţie, fundaţiile directe de adâncime pot fi:
- fundaţii executate în incinta de palplanşe;
- fundaţii executate cu sprijiniri etajate din beton slab armat;
- fundaţii pe chesoane deschise;
- fundaţii pe chesoane cu aer comprimat.

VII.4.2.1. Fundaţii directe pe chesoane deschise. Domeniu de aplicare

Sistemul de fundare cu chesoane deschise se aplică la fundaţiile de 4,00 - 7,00 m adâncime, în următoarele condiţii de teren:
- terenuri acvifere necoezive sau plastic moi;
- infrastructuri în apă;
- fundaţii directe adânci în terenuri uscate sau cu slabe infiltraţii dacă fundarea cu sprijiniri cere un consum mare de lemnărie sau laminate.

Nu se recomandă folosirea chesoanelor deschise în terenuri acvifere necoezive, în vecinătatea unor construcţii existente care au talpa mai sus sau la acelaşi nivel cu fundaţia nouă, deoarece există posibilitatea antrenării pământului de sub fundaţia existentă.

La poduri pentru executarea pilelor din apă, este necesar să se înalţe chesonul până deasupra apelor medii. Aceasta se face cu un guler metalic de inventar montat pe ultimul tronson al chesonului sau cu guler din beton armat care se demolează după executarea elevaţiei.

Chesoanele deschise se prevăd cu secţiune circulară, dreptunghiulară sau mixtă (vezi fig. 7.8).

Calculul chesoanelor

a) Încărcări

- greutatea proprie a chesonului şi a instalaţiilor aferente care sunt fixate pe cheson (instalaţii de epuizarea apelor, supraîncărcările pentru coborârea chesonului) G_c;
- greutatea pământului şi a apei (G_p şi G_a) în care este scufundat chesonul şi care încarcă vufele acestuia ;
- presiunea laterală a apei şi împingerea activă a pământului P_a şi P_p;
- frecarea şi adeziunea pământului (F) pe suprafaţa laterală a chesonului. Forţele de frecare se pot reduce prin spălare cu apă sub presiune sau prin intercalarea unui strat de bentonită de 5 -15 cm între peretele chesonului şi pământul din jurul acestuia,
- componentele R_h şi R_v a reacţiunii pe baza chesonului.

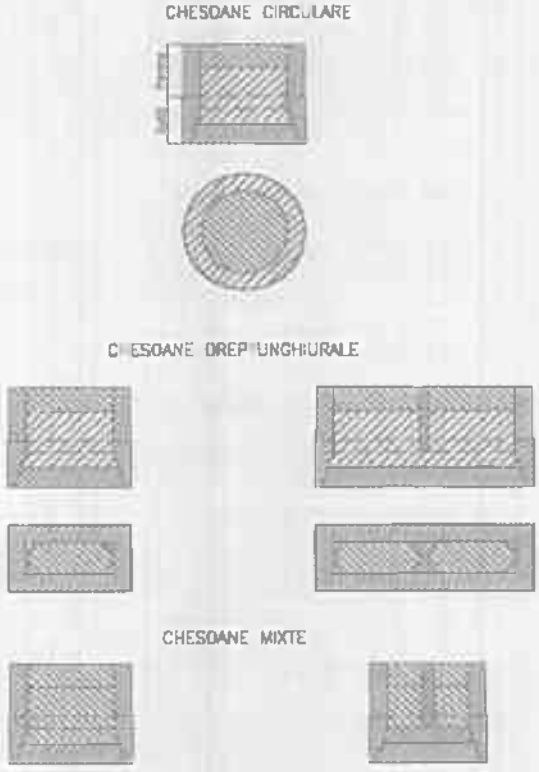


Fig. 7.8

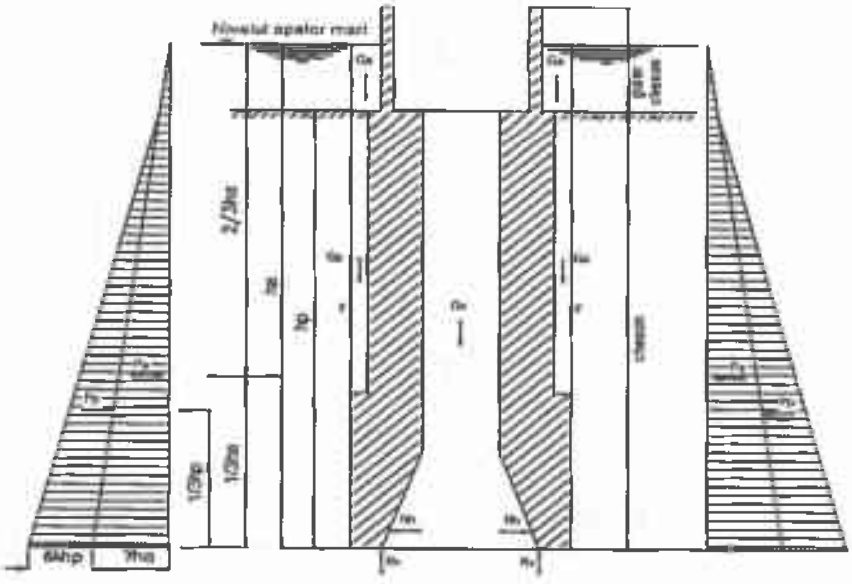


Fig. 7.9

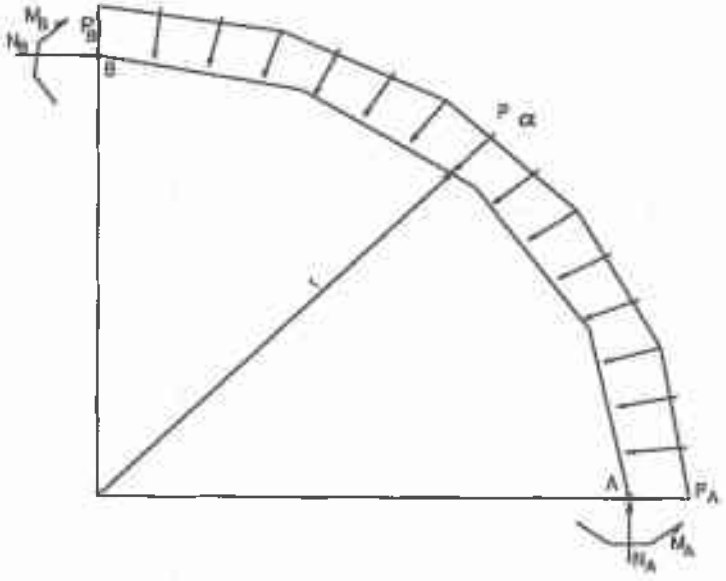


Fig. 7.10

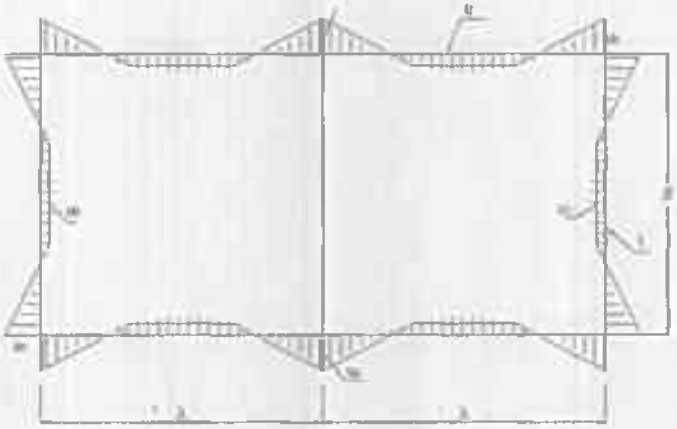


Fig. 7.11

b) Principiul de calcul

Pentru a se asigura coborârea chesonului, este necesar să se verifice dacă greutatea chesonului şi a celorlalte încărcări verticale, gravitaţionale sunt mai mari decât forţele de frecare şi adeziune care acţionează pe suprafaţa laterală

Se pune condiţia: $V/F > 1,2$

în care:

V - suma încărcărilor verticale;

F - suma frecărilor şi adeziunilor pe suprafaţa laterală

Dacă săpăturile se execută sub apă (fără epuismente) forţele de frecare vor fi cumulate cu subpresiunea apei.

Calculul unui cheson deschis se face considerând că este alcătuit din fâşii orizontale.

La chesoane circulare, fâşiile orizontale formează inele acţionate radial cu presiunile exterioare date de pământ şi apă. Se consideră că presiunea pământului are o repartiţie uniformă în lungul perimetrului (fig. 7.10)

La chesoanele, dreptunghiulare, fâşiile orizontale formează cadre închise asupra cărora acţionează presiunea pământului şi a apei.

Diagrama de moment pentru o fâşie orizontală este prezentată în fig. 7.11.

La acţiunea forţelor orizontale, într-un calcul aproximativ, porţiunea teşită de la partea inferioară a pereţilor, se consideră o consolă încastrată în fâşia orizontală vecină, lungimea de calcul a consolei considerându-se egală cu înălţimea teşiturii.

VII.4.3. *Sprijinirea săpăturii de fundaţie*

VII.4.3.1. Noţiuni generale

Sprijinirea pereţilor verticali la săpături pentru fundaţii se impune pentru adâncimi mai mari de 0,50 m în teren necoeziv.

Când se execută o săpătură sub nivelul apelor subterane se va căuta reducerea pe cât posibil a volumului gropii de fundaţie, pentru a nu avea epuismente prea mari.

La poduri, se practică săpături cu pereți verticali, a căror stabilitate se asigură cu ajutorul sprijinirilor.

Sprijinirile se pot clasifica astfel:

- sprijiniri cu dulapi;
- sprijiniri cu palplanșe;
- sprijiniri etajate din beton armat.

VII.4.3.2. Sprijiniri cu dulapi

După modul de execuție, sprijinirile obișnuite se împart în:

- sprijiniri orizontale;
- sprijiniri verticale.

Sprijinirile orizontale se folosesc în cazul pământurilor argiloase suficient de consistente, al pietrișurilor și al nisipurilor îndesate, în care săpătura se poate menține un timp scurt nesprijinită pe o înălțime cel puțin egală cu lățimea dulapilor utilizați.

Dulapii orizontali sunt sprijiniți prin rigle sau dulapi verticali, a căror susținere este asigurată de șpraițuri (fig. 7.12., 7.13.).

La lucrările de fundații pentru poduri se folosesc în general sprijiniri cu dulapi joantivi verticali care sunt introduși treptat în teren prin batere, pe măsura avansării în adâncire a săpăturii. Pentru ca pământul să nu se prăbușească cu ocazia adâncirii gropii de fundație, dulapii se bat înainte de a efectua săpătura pe o adâncime de 50-60 cm.



Fig. 7.12

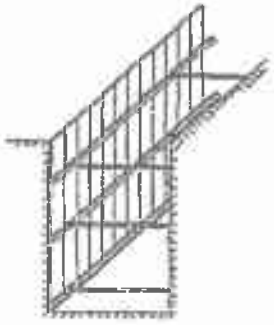


Fig. 7.13

VII.4.3.3. Calculul sprijinirilor

Solicitarea principală a unei sprijiniri este dată de împingerea pământului și eventual a apei. În cazul sprijinirilor, variația presiunii din împingerea pământului nu mai are formă triunghiulară, așa cum apare la culee, ci diferite forme trapezoidale în funcție de natura terenului (vezi fig. 7.14).

Pentru calcul, sprijinirile se descompun în elemente simple, solicitate fiecare cu o parte din împingerea pământului. Atât dulapii orizontali și verticali, cât și riglele cadrelor orizontale se calculează la încovoiere, considerându-se grinzi simplu rezemate între două puncte succesive. Șpraițurile se consideră solicitate axial la compresiune.

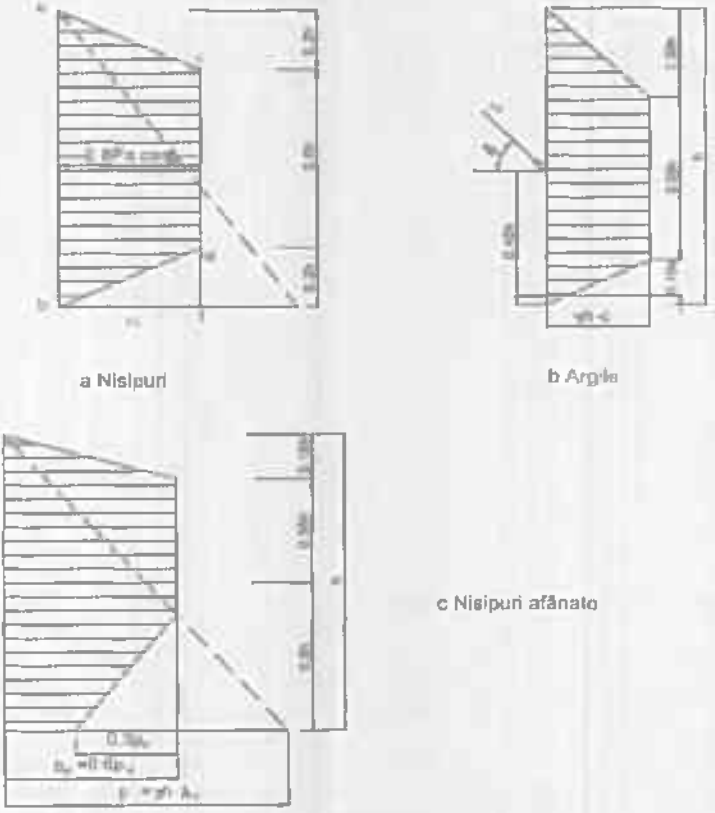
VII.4.3.4. Sprijiniri cu palplanşe metalice

Palplanşele sunt elemente speciale de sprijinire care se folosesc în cazul unor săpături cu pereţi vertical, adânci a căror cotă coboară în general sub nivelul pânzei freatice.

VII.4.3.5. Calculul palplanşelor

Pentru calculul static şi de dimensionare al palplanşelor trebuie să se cunoască
- forţele exterioare care acţionează asupra pereţilor de palplanşe;
- condiţiile de rezemare
- caracteristicile fizice şi mecanice ale straturilor de pământ în care sunt bătute palplanşele.

Forţele care acţionează asupra palplanşelor provin din presiunea activă şi pasivă a pământului şi presiunea apei.



a Nisipuri

b Argile

c Nisipuri afânate

Fig. 7.14

Cazurile curente de rezemare a palplanşelor sunt:

a) palplanşe neancorate la partea superioară şi încastrate la partea inferioară în teren.

b) palplanşe ancorate la partea superioară şi încastrate la partea inferioară în teren.

Calculul static şi de dimensionare al palplanşelor constă în stabilirea adâncimii de batere, precum şi în verificarea secţiunii la încovoiere. La pereţii ancoraţi se impune şi verificarea ancorajului, iar la cei sprijiniţi dimensionarea cadrelor orizontale.

a) Palplanşe neancorate

Analizând diagrama simplificată din fig. 7.15 se observă că sub acţiunea forţei P, palplanşa fiind considerată rigidă, suferă o deformaţie prin rotire în jurul unui punct D. Acest lucru face ca terenul, pe adâncimea de batere t, să reacţioneze cu diferenţa dintre rezistenţa pasivă şi împingerea activă.

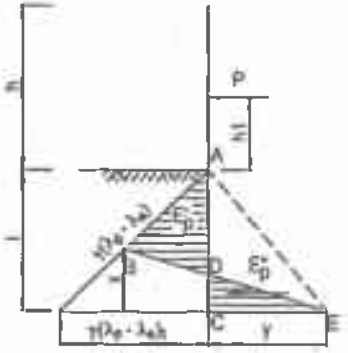


Fig. 7.15

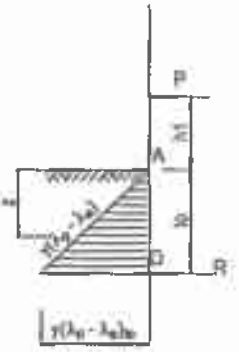


Fig. 7.16

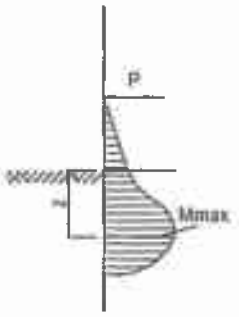


Fig. 7.17

Pentru aflarea adâncimii t_0 care să asigure stabilitatea se pot folosi două metode:

O metodă pleacă de la diagrama din fig. 7.15 având ca necunoscute t, x, y pentru aflarea cărora se scriu două ecuaţii de echilibru:

$\Sigma x = 0$ (ecuaţia de proiecţie a forţelor pe orizontală)

$Mc = 0$ (7.18)

Valoarea y trebuie să satisfacă condiţia:

$$y \leq \frac{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)}{n_s} \qquad (7.19)$$

unde:

$n_s = 1{,}5...2$ coeficient de siguranţă

$\lambda_p = tg^2 (45^o + \Phi/2)$ (7.20)

$\lambda_a = tg^2 (45^o - \Phi/2)$

b) Palplanşe ancorate

Când peretele liber, lucrând ca o consolă, nu poate prelua solicitările ce apar, sau când natura terenului împiedică obţinerea fişei necesare pentru încastrare, atunci peretele se sprijină la partea superioară în unul sau mai multe puncte. Această sprijinire poate fi o ancorare în terenul din spate, sau o sprăiţuire spre interiorul incintei.

Palplanşele astfel sprijinite pot fi executate în două feluri:

- palplanşa este rezemată în teren (se înfige în teren atât cât este necesar ca reacţiunea de rezemare să nu depăşească rezistenţa pasivă a terenului)
- palplanşa se încastrează în teren.

Diagramele simplificate de presiuni sunt conform fig. 7.18, respectiv fig. 7.19



Fig. 7.18

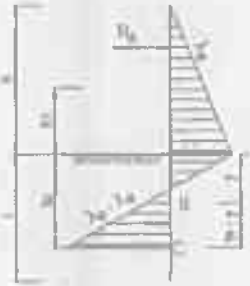


Fig. 7.19

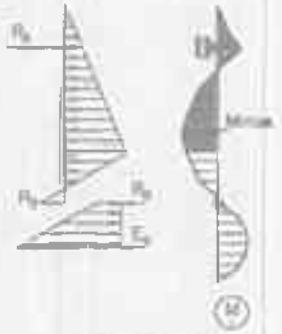


Fig. 7.20

În cazul palplanşelor rezemate în teren schema de calcul este static determinată şi problema constă în determinarea reacţiunii R_A şi a fişei t. Aceasta este posibil punând condiţiile:

$\Sigma H = 0$ şi $M_A = 0$

Rezultă o ecuaţie de forma:

$$\alpha_1 t^3 + \alpha_2 t^2 + \alpha_3 t + \alpha_4 = 0 \qquad (7.21)$$

în care:

$$\alpha_1 = \lambda_a - \frac{\lambda_p}{3n_1} \qquad (7.22)$$

$$\alpha_2 = 3\lambda_a (h - h_1) - \lambda p \frac{h + h_1}{n_1} \qquad (7.23)$$

$$\alpha_3 = \lambda_a (3h^2 - 2h \cdot h_1) \qquad (7.24)$$

$$\alpha_4 = \lambda_a (h_3 + h_1 h^2) \qquad (7.25)$$

Adâncimea reală de batere se stabileşte cu 20% mai mare decât cea rezultată din calcul.

În cazul palplanşelor încastrate în teren se poate adopta o schemă de calcul simplificată numită metoda grinzii înlocuitoare.

Se admite cunoscută adâncimea y a punctului de inflexiune a fibrei deformate a peretelui (punctul de moment nul).

În funcţie de unghiul de frecare internă această adâncime se ia după cum urmează:

Tabel VII.3

Φ	20°	30°	40°
y	0,25 h	0,08 h	0,007 h

Considerând punctul de inflexiune drept articulaţie, peretele se împarte în două grinzi simplu rezemate. (fig. 7.20).

Din condiţiile de echilibru ale grinzii superioare se determină reacţiunea în ancoraj R_A şi reacţiunea R_B.

Din condiţiile de echilibru ale grinzii inferioare $(M_C = 0)$ rezultă t_0 notând:

$$z = t_0 - y \qquad \text{şi} \qquad m = \frac{\lambda_a \cdot h}{\lambda_p - \lambda_a} \tag{7.26}$$

din ecuaţia:

$$z^2 + 3\,(y - m)\,z - \frac{6R_a}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)} = 0 \tag{7.27}$$

rezultă z şi implicit $t_0 = z + y$ Fişa de batere se va da cu 20% mai mare: $T = (1{,}20 \ldots 1{,}25)\ t_0$.

VII.4.3.6. Sprijiniri etajate din beton armat

Această metodă de sprijinire constă în executarea săpăturilor folosind sprijiniri etajate din beton slab armat, realizate pe măsura avansării săpăturilor.

După realizarea săpăturii pe cca 1,00m adâncime, se realizează primul inel din beton slab armat.

Continuând astfel în etape succesive de 1.00m adâncime se ajunge la cota de fundare prevazută în proiect.

Urmează operaţia de betonare a fundaţiei ca şi la chesoanele deschise.

Această soluţie este aplicabilă în terenuri uscate sau cu infiltraţii reduse de apă fiind condiţionată în plus de capacitatea terenului de a se menţine în săpătura deschisă până la betonarea inelului.

Dimensionarea sprijinirii etajate din beton slab armat se face la fel ca în cazul chesoanelor deschise.

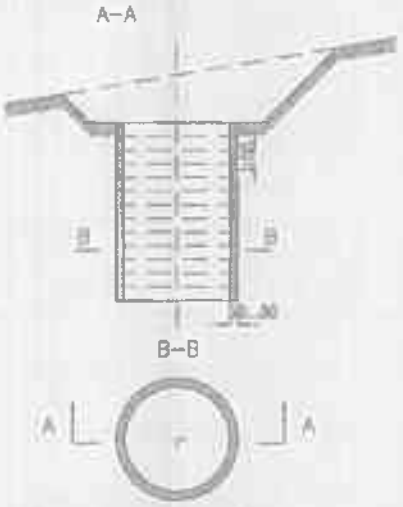


Fig. 7.21. Sprijinire etajată din beton armat

VII.5 FUNDAŢII PE PILOŢI

VII.5.1. Generalităţi

Prevederile acestei secţiuni se aplică la proiectarea fundaţiilor pe piloţi, cu respectarea condiţiei ca latura sau diametrul secţiunii transversale curente a pilotului, d, să se situeze în intervalul: 0,30 m < d ≤ 3,00 m.

Aceste prevederi de proiectare a piloţilor sunt în concordanţă cu principiile expuse în Secţiunea 7 a SR EN 1997-1:2004 şi SR EN 1997-1:2004/NB:2007, precum şi cu prescripţiile generale de proiectare a piloţilor utilizaţi la fundaţiile pe piloţi din „Normativul privind proiectarea geotehnică a fundaţiilor pe piloţi, indicativ NP 123:2010".

Aplicarea prezentului normativ se face în corelare şi cu prevederile din alte acte normative:

SR EN 1997-1:2004
Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale.
SR EN 1997-1:2004/AC:2009
Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale.
SR EN 1997-1:2004/NB:2007
Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa Naţională
SR EN 1997-2:2007
Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului
SR EN 1997-2:2007/NB:2009
Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului. Anexa Naţională

SR EN 1998-5:2004
Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice.
SR EN 1998-5:2004/NA:2007
Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice. Anexa Naţională.
SR EN 12699/2004
Execuţia lucrărilor geotehnice speciale. Piloţi de îndesare.
SR EN ISO 14688-1:2004
Cercetări şi încercări geotehnice. Identificarea şi clasificarea pământurilor. Partea 1: Identificare şi descriere.
SR EN ISO 14688-1:2004/AC:2006
Cercetări şi încercări geotehnice. Identificarea şi clasificarea pământurilor. Partea 1: Identificare şi descriere.
SR EN ISO 14688-2:2005
Cercetări şi încercări geotehnice. Identificarea şi clasificarea pământurilor. Partea 2: Principii pentru o clasificare.
SR EN ISO 14688-2:2005/C91:2007
Cercetări şi încercări geotehnice. Identificarea şi clasificarea pământurilor. Partea 2: Principii pentru o clasificare.
SR EN 1536:2004
Execuţia lucrărilor geotehnice speciale. Piloţi foraţi.
STAS 10100/0-75
Principii de verificare a siguranţei construcţiilor.

Prezentul normativ se aplică la proiectarea piloţilor supuşi la următoarele tipuri de încărcări:

- axiale:
  - compresiune
  - smulgere
- transversale;
- provenite din mişcările pământului adiacent
  - frecarea negativă
  - umflarea (ridicarea) terenului

Piloţii se clasifică în funcţie de următoarele criterii:
- materialul din care sunt executaţi;
- efectul pe care procedeul de punere în operă a pilotului îl are asupra terenului din jur;
- modul de execuţie;
- după mărimea diametrului;
- după modul de susţinere a pereţilor găurilor;
- direcţia solicitării faţă de axa longitudinală;
- modul de transmitere a încărcărilor axiale la teren;
- poziţia axei longitudinale

După materialul din care sunt executaţi, piloţii pot fi:
- din lemn;
- din metal;
- din beton simplu;

- din beton armat sau beton precomprimat;
- compuşi

După efectul pe care procedeul de punere în operă a pilotului îl are asupra terenului din jur, piloţii pot fi:

- de dislocuire;
- de îndesare

După modul de execuţie, piloţii pot fi:

- prefabricaţi;
- executaţi pe loc.

Piloţii prefabricaţi se instalează în teren prin:

- batere;
- vibrare;
- presare;
- înşurubare.

Piloţii executaţi pe loc se realizează prin următoarele tipuri principale de tehnologii:

- forare;
- batere,
- vibrare.

După mărimea diametrului, piloţii executaţi pe loc pot fi.

- cu diametrul mic (cu diametrul mai mic de 600 mm);
- cu diametrul mare (cu diametrul de 600 de mm sau mai mare).

După modul de susţinere a pereţilor găurilor, piloţii executaţi pe loc prin forare pot fi:

- foraţi în uscat şi netubaţi,
- foraţi sub noroi;
- foraţi cu tubaj recuperabil;
- foraţi cu tubaj nerecuperabil;
- foraţi cu burghiu continuu.

După modul de susţinere a pereţilor găurilor, piloţii executaţi pe loc prin batere pot fi:

- netubaţi;
- cu tubaj recuperabil;
- cu tubaj nerecuperabil.

După direcţia solicitării faţă de axa longitudinală, piloţii pot fi supuşi la:

- solicitări axiale de compresiune sau de smulgere;
- solicitări transversale;
- solicitări axiale şi transversale aplicate simultan.

După modul de transmitere a încărcărilor axiale la teren, piloţii pot fi:

- purtători pe vârf;
- flotanţi.

După poziţia axei longitudinale, piloţii pot fi:

- verticali;
- înclinaţi

VII.5.2. Stări limită

Trebuie avute în vedere următoarele stări limită, dintre care trebuie întocmită o listă a celor pertinente:

- pierderea stabilităţii generale;

- epuizarea capacității portante a fundației pe piloți;
- ridicarea sau rezistența la tracțiune insuficientă a fundației pe piloți;
- cedarea terenului datorită încărcării transversale a fundației pe piloți;
- cedarea structurală a pilotului la compresiune, întindere, încovoiere, flambaj sau forța tăietoare;
- cedarea combinată în teren și în fundația pe piloți;
- cedarea combinată în teren și în structură;
- tasare excesivă;
- ridicare excesivă;
- deplasare laterală excesivă;
- vibrații inacceptabile.

VII.5.3. Acțiuni și situații de proiectare
VII.5.3.1 Generalități

Pentru calculul la stări limită, trebuie luate în considerare acțiunile enumerate la VII.1.2.3.2.

Piloții pot fi încărcați axial și/sau transversal.

Situațiile de proiectare trebuie stabilite în concordanță cu principiile enunțate la VII.1.2.2.

O analiză a interacțiunii între structură, fundația pe piloți și teren poate fi necesară pentru a se demonstra că cerințele referitoare la stările limită sunt satisfăcute.

VII.5.3.2 Acțiuni datorate deplasării terenului
VII.5.3.2.1. Generalități

Terenul în care sunt situați piloții poate fi supus unor deplasări produse de consolidare, de ridicare, de încărcări adiacente, curgerea lentă a pământului, de alunecări de teren sau de cutremure. Trebuie luate în considerare aceste fenomene, întrucât pot afecta piloții prin inducerea coborârii lor (frecare negativă), prin ridicarea lor, prin solicitări de întindere, încărcare transversală și deplasare.

Pentru asemenea situații, este indicat ca valorile de calcul ale rezistenței și rigidității pământului în mișcare să fie valorile superioare.

În proiectare trebuie să se adopte unul din următoarele moduri de abordare:

- deplasarea terenului este tratată ca o acțiune. Se efectuează apoi un calcul de interacțiune pentru a determina forțele, deplasările și deformațiile în pilot;
- se introduce ca acțiune de calcul o limită superioară a forței pe care terenul ar putea-o transmite pilotului. Estimarea acestei forțe trebuie să ia în considerare rezistența pământului și originea încărcării, reprezentată de greutatea sau comprimarea pământului în mișcare sau prin intensitatea acțiunilor care produc această perturbare.

VII.5.3.2.2 Forța de antrenare negativă

Atunci când se efectuează calcule la starea limită ultimă cu considerarea forței de penetrare datorată frecării negative ca o forță, valoarea ei trebuie să fie valoarea maximă care ar putea fi generată de o tasare mare a pământului prin raport cu pilotul.

La calculul forțelor maxime de frecare negativă este indicat să se țină seama de rezistența la forfecare a pământului în lungul suprafeței laterale a pilotului și de mișca-

rea în jos a pământului datorată comprimării sub greutatea proprie şi oricărei suprasarcini în jurul pilotului.

Pentru o grupă de piloţi o limită superioară a forţei de penetrare datorată frecării negative poate fi calculată pe baza greutăţii suprasarcini care produce tasarea, cu luarea în considerare a oricăror modificări în presiunea apei din pori datorate coborârii nivelului apei subterane, consolidării sau a baterii piloţilor .

La calculele de interacţiune este indicat să se ţină seama de deplasarea pilotului prin raport cu terenul înconjurător care se tasează, de rezistenţa la forfecare a pământului în lungul suprafeţei laterale a pilotului, de greutatea pământului şi de suprasarcina prevazută în jurul fiecărui pilot, care sunt cauzele frecării negative.

VII.5.3.2.3 Ridicarea

La analiza efectului ridicării sau al forţelor dirijate în sus, care pot fi generate în lungul suprafeţei laterale a pilotului, mişcarea terenului trebuie în general tratată drept o acţiune.

NOTA 1 - Ridicarea terenului poate rezulta dintr-o descărcare, excavare, din acţiunea îngheţului sau din baterea piloţilor învecinaţi.

NOTA 2 - Ridicarea se poate produce în cursul execuţiei, înainte de încărcarea piloţilor de către lucrare şi poate produce o deplasare inacceptabilă sau o cedare structurală a piloţilor.

VII.5.3.2.4. Încărcare transversală

Acţiunile transversale produse de mişcările terenului din jurul pilotului trebuie luate în considerare

Este indicat să se ia în considerare următoarea listă a situaţiilor de proiectare în care pot apărea încărcări transversale asupra unui pilot:

- suprasarcini de intensităţi diferite pe laturile unei fundaţii pe piloţi (de exemplu într-un rambleu sau aproape de un rambleu);
- niveluri de excavare diferite pe laturile unei fundaţii pe piloţi (de exemplu într-o excavaţie sau în apropierea unei excavaţii);
- fundaţie pe piloţi realizată într-un taluz aflat în mişcare;
- piloţi înclinaţi într-un teren care se tasează
- piloţi într-o zonă seismică.

VII.5.4. Metode de proiectare şi consideraţii privind proiectarea
VII.5.4.1 Metode de proiectare

Proiectarea trebuie să se bazeze pe unul din următoarele moduri de abordare :

- rezultatele unor încercări sub sarcini statice, despre care s-a demonstrat, prin calcul sau pe altă cale, că sunt compatibile cu experienţa dobândită în situaţii comparabile;
- metode de calcul empirice sau teoretice a căror validitate a fost confirmată de încercări sub sarcini statice în situaţii comparabile;
- comportarea observată a unei fundaţii pe piloţi, comparabile cu condiţia ca acest mod de abordare să fie susţinut de rezultatele investigaţiilor pe amplasament şi ale încercărilor asupra terenului.

Încercările sub sarcini statice pot fi întreprinse asupra unor piloţi de probă, care

sunt puşi în operă pentru încercări înainte de finalizarea proiectului, sau asupra unor piloţi care rămân în fundaţie.

VII.5.4.2 Consideraţii privind proiectarea

Trebuie luate în considerare comportarea piloţilor individuali şi a grupelor de piloţi, rigiditatea şi rezistenţa structurii care solidarizează piloţii.

La alegerea metodelor de calcul, a valorilor parametrilor şi la utilizarea rezultatelor încărcărilor de probă trebuie luate în considerare durata şi variaţia în timp a încărcării.

Trebuie luate în considerare, atât în calcule cât şi la interpretarea rezultatelor încărcărilor de probă, suprasarcinile sau excavaţiile prevăzute a se produce în viitor sau modificările potenţiale în regimul apei subterane.

Alegerea tipului de pilot, inclusiv calitatea materialului pilotului şi metoda de punere în operă, trebuie să ţină seama de:

- condiţiile de teren pe amplasament, inclusiv prezenţa efectivă sau posibilă a unor obstacole în teren;
- eforturile generate în piloţi în cursul punerii în operă;
- efectul metodei şi secvenţelor de punere în operă a piloţilor, asupra piloţilor care au fost deja instalaţi şi asupra lucrărilor sau reţelelor învecinate;
- efecte dăunătoare ale substanţelor chimice din teren;
- posibilitatea de comunicare între diferite pânze de apă subterană;
- efectele punerii în operă a piloţilor asupra structurilor învecinate.

La luarea în consideraţie a aspectelor enumerate mai sus, este indicat să se dea atenţie următorilor factori :

- interdistanţa între piloţi în cadrul grupei de piloţi;
- la acele tipuri de piloţi foraţi la care se foloseşte un fluid în interiorul găurii forate, necesitatea de a menţine presiunea fluidului la un nivel care să asigure că gaura nu se prăbuşeşte şi că nu se produce cedarea hidraulică a bazei;
- instabilitatea locală a găurii forate în cursul betonării, care poate produce o incluziune de pământ în corpul pilotului;
- pătrunderea pământului sau apei în corpul piloţilor executaţi pe loc şi eventuala degradare a betonului proaspăt datorată curgerii apei prin beton;
- efectul straturilor de nisip nesaturate din jurul pilotului, care extrag apa din beton;
- deranjarea pământului datorată forării găurii la piloţii foraţi.

VII.5.5. Încărcări de probă pe piloţi
VII.5.5.1 Generalităţi

Încărcările de probă pe piloţi trebuie întreprinse în situaţiile următoare:

- atunci când se utilizează un tip de pilot sau o metodă de punere în operă pentru care nu se dispune de experienţe comparabile;
- atunci când piloţii nu au făcut obiectul unor încercări în condiţii de teren şi de încărcare comparabile;
- atunci când piloţii sunt supuşi la o încărcare pentru care teoria şi experienţa nu dau o încredere suficientă în proiectul întocmit. În acest caz încărcarea de probă trebuie să asigure o încărcare similară cu cea anticipată;
- atunci când observaţiile efectuate pe parcursul punerii în operă arată o comportare a pilotului care deviază puternic şi nefavorabil faţă de comportarea anticipată pe

baza cercetării terenului sau a experienţei şi atunci când cercetarea suplimentară a terenului nu explică raţiunile acestei devieri.

Încărcările de probă pe piloţi pot fi utilizate pentru :

- evaluarea oportunităţii folosirii metodei de execuţie;
- determinarea răspunsului sub încărcare a unui pilot reprezentativ şi a pământului din jur, atât în privinţa tasărilor cât şi în cea a încărcării limită ;
- formularea unei aprecieri asupra întregii fundaţii pe piloţi .

Dacă se efectuează o singură încărcare de probă pe piloţi aceasta trebuie să fie în mod normal amplasată în zona unde se consideră că apar cele mai nefavorabile condiţii de teren. Dacă nu este posibil, de acest lucru trebuie să se ţină seama când se stabileşte valoarea caracteristică a capacităţii portante.

Dacă încărcările de probă se efectuează asupra a doi sau mai mulţi piloţi, amplasamentele încărcărilor trebuie să fie reprezentative pentru amplasamentul fundaţiei pe piloţi iar unul din piloţii de probă trebuie amplasat acolo unde se consideră că apar cele mai nefavorabile condiţii de teren.

VII.5.5.2. Încărcări statice de probă

VII.5.5.2.1. Metoda de încărcare

Metoda de încărcare a pilotului îndeosebi în privinţa numărului treptelor de încărcare, a duratei acestor trepte şi a aplicării ciclurilor de încărcare trebuie să fie astfel stabilită încât să se poată trage concluzii asupra deformaţiei, curgerii lente şi revenirii fundaţiei pe piloţi pe baza măsurărilor efectuate asupra pilotului. La piloţii de probă, încărcarea trebuie să fie astfel condusă încât să se tragă, de asemenea, concluzii asupra încărcării ultime de cedare (NP 045 – 2000).

VII.5.5.2.2. Piloţii de probă

Numărul de piloţi de probă necesar pentru verificarea proiectului trebuie ales pe baza următoarelor aspecte:

- condiţiile de teren şi variabilitatea acestora în cuprinsul amplasamentului,
- exemplele anterioare documentate asupra performanţelor aceluiaşi tip de pilot în condiţii de teren similare,
- numărul total şi tipurile de piloţi în proiectul fundaţiei

Condiţiile de teren pe amplasamentul încercării trebuie cercetate în amănunţime. Adâncimea forajelor sau a încercărilor „in situ" trebuie să fie suficientă pentru a cunoaşte natura terenului atât în jurul pilotului cât şi sub vârful acestuia.

Ea trebuie să includă toate straturile susceptibile de a influenţa în mod semnificativ comportarea pilotului.

Metoda utilizată pentru instalarea piloţilor de probă trebuie să facă obiectul unui raport detaliat.

VII.5.5.2.3. Piloţii care rămân în lucrare

Trebuie specificat că numărul încercărilor efectuate pe piloţi care rămân în lucrare trebuie ales pe baza observaţiilor făcute pe parcursul execuţiei piloţilor.

Încărcarea aplicată asupra piloţilor de probă care rămân în lucrare trebuie să fie egală cel puţin cu încărcarea de calcul din proiectul fundaţiei

VII.5.6. Piloţi supuşi la solicitări axiale
VII.6.6.1. Generalităţi
VII.5.6.1.1. Calcul la stări limită

Proiectul trebuie să demonstreze că următoarele tipuri de stări limită sunt suficient de improbabile:

- stări limită ultime de cedare prin epuizarea capacităţii portante la compresiune sau tracţiune a pilotului izolat;
- stări limită ultime de cedare prin epuizarea capacităţii portante la compresiune sau tracţiune a fundaţiei pe piloţi ca un întreg;
- stări limită ultime de cedare sau degradare severă a structurii produse de deplasări absolute sau diferenţiale excesive ale fundaţei pe piloţi;
- stări limită de exploatare normală ale structurii produse de deplasarea piloţilor.

În mod normal, este indicat ca în proiectare să se considere o marjă de siguranţă prin raport cu rezistenţa la epuizarea capacităţii portante, cedarea prin compresiune sau tracţiune, care reprezintă starea la care piloţii se deplasează nelimitat în teren, în jos sau în sus, cu o creştere sau descreştere neglijabilă a rezistenţei.

În cazul piloţilor supuşi la compresiune, este deseori dificil să se definească starea limită ultimă pe diagrama „încărcare-tasare" care prezintă o curbură continuă. În aceste cazuri, este indicat să se adopte drept criteriu de „cedare" o tasare a capului pilotului egală cu 10% din diametrul bazei pilotului.

În cazul piloţilor care suferă tasări mari, stările limită ultime pot apărea în structurile pe care le suportă piloţii înainte de mobilizarea integrală a rezistenţei piloţilor. În asemenea cazuri, trebuie să se adopte pentru dimensionarea piloţilor o estimare prudentă a amplitudinii posibile a tasărilor.

VII.5.6.1.2. Stabilitate generală

Cedarea datorită pierderii stabilităţii generale a fundaţiilor cu piloţi supuşi la compresiune trebuie examinată urmărindu-se indicaţiile de la secţiunea 1 a SR EN 1997 – 7 : 2004.

VII.5.6.2. Capacitate portantă la compresiune
VII.5.6.2.1. Generalităţi

Pentru a demonstra că fundaţia preia încărcarea de calcul cu un coeficient de siguranţă corespunzător faţă de cedarea prin epuizarea capacităţii portante la compresiune, trebuie satisfacută următoarea inegalitate pentru toate cazurile de încărcări şi grupările de încărcări aferente stării limita ultime:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \qquad (7.28)$$

unde:

$F_{c;d}$ - valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot sau asupra unui grup de piloţi corespunzătoare stării limită ultime;

$R_{c;d}$ - valoarea de calcul a lui R_c

R_c - rezistenţa la compresiune a terenului în contact cu pilotul, la starea limită ultimă.

În principiu, este indicat ca $F_{c;d}$ trebuie să cuprindă greutatea proprie a pilotu-

lui iar $R_{c\,d}$ să includă presiunea geologică a pământului la baza fundației. Totuși, aceste două mărimi pot fi neglijate dacă aproximativ se anulează reciproc. Acestea nu pot fi omise când:

- frecarea negativă este importantă;
- pământul este foarte ușor,
- pilotul se extinde deasupra suprafeței terenului

În cazul grupelor de piloți trebuie luate în considerare două mecanisme de cedare:

- cedarea prin epuizarea capacității portante la compresiune a piloților luați individual;
- cedarea prin epuizarea capacității portante la compresiune a piloților și a pământului aflat între piloți care acționează ca un bloc.

Capacitatea portantă de calcul trebuie luată drept cea mai mică dintre valorile aferente.

Capacitatea portantă la compresiune a celor două mecanisme a grupei de piloți care acționează ca un bloc poate fi calculată cu considerarea blocului ca un pilot unic de diametru mare.

Rigiditatea și rezistența radierului care solidarizează piloții grupei trebuie luată în considerare atunci când se determină valoarea de calcul a rezistenței fundației

Dacă piloții susțin o structură rigidă, se poate beneficia de capacitatea structurii de a redistribui încărcarea între piloți. Se produce o stare limită doar dacă un număr important de piloți cedează împreună: în consecință nu este necesar să se considere un mod de cedare care implică un singur pilot.

Dacă piloții susțin o structură flexibilă, este indicat să se admită că apariția unei stări limită este dictată de capacitatea portantă a celui mai slab pilot.

Este indicat să se dea o atenție specială cedării posibile a piloților de la marginea grupei datorită încărcărilor înclinate sau excentrice transmise de structura susținută de fundație.

Atunci când stratul portant în care se opresc piloții se află deasupra unui strat de pământ mai slab, este indicat să fie luat în considerare efectul stratului slab asupra capacității portante la compresiune a fundației.

Atunci când se calculează rezistența pe vârf a pilotului, trebuie luată în considerare rezistența unei zone de teren aflat deasupra și dedesubtul bazei pilotului.

NOTĂ - Această zonă se poate extinde pe câteva diametre deasupra și dedesubtul bazei pilotului. Orice pământ slab situat în această zonă are o influență relativ mare asupra rezistenței pe vârf a pilotului.

Este indicat să se ia în considerare posibilitatea unei cedări prin poansonare atunci când stratul slab se găsește la o adâncime sub baza pilotului mai mică decât de 4 ori diametrul bazei.

Atunci când diametrul bazei pilotului este mai mare decât diametrul pilotului, trebuie examinate efectele defavorabile posibile ale acestei geometrii.

VII.5.6.2.2. Capacitate portantă ultimă la compresiune stabilită pe baza încărcărilor statice de probă pe piloți

Modul în care se efectuează încărcările de probă pe pilot trebuie să fie în concordanță cu VII.5.5 și trebuie specificat în Raportul de proiectare geotehnică.

Piloţii de probă ce urmează a fi încercaţi înainte de finalizarea proiectului trebuie executaţi în acelaşi mod ca şi piloţii care alcătuiesc fundaţia şi trebuie fundaţi în acelaşi strat.

Dacă diametrul pilotului de probă diferă de cel al piloţilor din lucrare este indicat ca eventuala diferenţă în comportarea piloţilor de diametre diferite să fie avută în vedere la evaluarea capacităţii portante la compresiune ce se adoptă.

În cazul unui pilot cu diametru foarte mare, adeseori este practic imposibil să se efectueze încarcarea de proba asupra unui pilot cu dimensiunea reala. Pot fi acceptate încărcări de probă pe piloţi cu diametru mai mic dacă se îndeplinesc următoarele condiţii:

- raportul între diametrul pilotului de probă/diametrul pilotului din lucrare trebuie să fie cel puţin 0,5;
- piloţii de probă cu diametru mai mic să fie confectionaţi şi instalaţi în acelaşi mod ca şi piloţii folosiţi în fundaţie;
- pilotul de probă să fie instrumental, astfel încât rezistenţele pe baza şi pe suprafaţa laterală să poată fi stabilite separat pe baza măsurărilor întreprinse.

În cazul unei fundaţii pe piloţi supuse la frecare negativă, rezistenţa pilotului la rupere sau pentru o deplasare care să corespundă criteriului de verificare la starea limită ultimă, determinată pe baza rezultatelor încărcării de probă, trebuie corectată. Corecţia trebuie realizată prin scăderea din forţele măsurate la capul pilotului a valorii măsurate sau a valorii calculate celei mai nefavorabile pentru forţa datorată frecării pozitive în stratul compresibil şi în straturile de deasupra, unde se mobilizează frecarea negativă.

Redăm mai jos relaţiile generale de calcul a capacităţii portante ultime la compresiune, stabilite pe baza încărcărilor statice de probă pe piloţi, prezentate în Normativul privind proiectarea geotehnică a fundaţiilor pe piloţi NP 123:2010 în conformitate cu condiţiile generale specificate în SR EN 1997-1:2004, par. 7.6.2.2 şi anexa naţională asociată, SR EN 1997-1:2004/NB:2007.

Relaţia generală de calcul pentru valoarea caracteristică a capacităţii portante ultime la compresiune [7.2 SR EN 1997/1:2004] este:

$$R_{c;k} = \text{Min}\{(R_{c;m})_{med}/\xi_1 ; (R_{c;m})_{min}/\xi_2\} \qquad (7.29)$$

unde:

$R_{c;k}$	valoarea caracteristică a lui R_c
$R_{c;m}$	valoarea măsurată a lui R_c în una sau mai multe încărcări de probă pe piloţi
$(R_{c;m})_{med}$	valoarea medie a lui $R_{c;m}$
$(R_{c;m})_{min}$	valoarea minimă a lui $R_{c;m}$
ξ_1	coeficient de corelare dat în tab. A9(RO) din SR EN 1997-1:2004/NB:2007
ξ_2	coeficient de corelare dat în tab. A9(RO) din SR EN 1997-1:2004/NB:2007

Tabelul A.9(RO) – Coeficienţi de corelare (ξ) pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încărcărilor statice de probă pe piloţi (n – numărul piloţilor încercaţi)

ξ pentru n =	1	2	3	4	≥5
ξ_1	1,50	1,35	1,25	1,15	1 00
ξ_2	1,50	1,25	1 10	1 05	1 00

Capacitatea portantă de calcul la compresiune se calculează [7 4 şi 7.5 SR EN 1997-1:2004] cu:

$$R_{c,d} = (R_{c,k})/\gamma_t \qquad (7.30)$$

unde

$R_{c,d}$ valoarea de calcul a lui R_c

$R_{c,k}$ valoarea caracteristică a lui R_c

γ_t coeficient parţial pentru rezistenţa totală a unui pilot dat în tab A6(RO), A7(RO) şi A8(RO) din SR EN 1997-1:2004/NB:2007

Tabelul A.6(RO) – Coeficienţi parţiali de rezistenţă (γ_R) pentru piloţi de îndesare

Rezistenţa	Simbol	Set	
		R1	R4
Pe vârf	γ_b	1.0	1,3
Pe suprafaţa laterală (compresiune)	γ_s	1,0	1 3
Totală/combinată (compresiune)	γ_t	1 0	1 3
Pe suprafaţa laterală (tracţiune)	γ_{st}	1,25	1.6

Tabelul A.7(RO) – Coeficienţi parţiali de rezistenţă (γ_R) pentru piloţi foraţi

Rezistenţa	Simbol	Set	
		R1	R4
Pe bază	γ_b	1,25	1,6
Pe suprafaţa laterală (compresiune)	γ_s	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	γ_t	1,15	1,5
Pe suprafaţa laterală (tracţiune)	γ_{st}	1,25	1,6

Tabelul A.8(RO) – Coeficienţi parţiali de rezistenţă pentru piloţi cu burghiu continuu (CFA)

Rezistenţa	Simbol	Set	
		R1	R4
Pe bază	γ_b	1,1	1,8
Pe suprafaţa laterală (compresiune)	γ_s	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	γ_t	1,1	2,0
Pe suprafaţa laterală (tracţiune)	$\gamma_{s,t}$	1,0	2,0

sau

$$R_{c;d} = (R_{c;k})/\gamma_b + (R_{s;k})/\gamma_s \qquad (7.31)$$

unde:

$R_{c;d}$ valoarea de calcul a lui R_c

$R_{c;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului

$R_{s;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a unui pilot

γ_b coeficient parţial pentru rezistenţa pe bază a unui pilot dat în tab. A6(RO), A7(RO) şi A8(RO) din SR EN 1997-1:2004/NB:2007

γ_s coeficient parţial pentru rezistenţa prin frecare pe suprafaţa laterală a unui pilot dat în tab. A6(RO), A7(RO) şi A8(RO) din SR EN 1997-1:2004/NB:2007

VII.5.6.2.3. Capacitate portantă ultimă la compresiune stabilită pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământurilor

Metodele pentru evaluarea capacităţii portante la compresiune a unei fundaţii pe piloţi, pornind de la rezultatele încercărilor asupra pământurilor, trebuie stabilite pe baza încărcărilor de probă pe piloţi şi a experienţei comparabile în sensul definit la 1.5.2.2 al SR EN 1997-1:2004.

În Normativul privind proiectarea geotehnică a fundaţiilor pe piloţi NP123, sunt prezentate relaţiile pentru determinarea capacităţii portante de calcul la compresiune a piloţilor pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământurilor în conformitate cu condiţiile generale expuse la 7.6.2.3. din SR EN 1997-1:2004 şi anexa naţională SR EN 1997-1:2004/NB:2007.

Relaţia generală de calcul pentru valoarea caracteristică a capacităţii portante ultime la compresiune [7.6 SR EN 1997-1:2004] este:

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \text{Min}\{(R_{c;cal})_{med}/\xi_1 ; (R_{c;cal})_{min}/\xi_2\} \qquad (7.32)$$

unde:

$R_{c;k}$	valoarea caracteristică a lui R_c
$R_{b;k}$	valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului
$R_{s;k}$	valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a unui pilot
$R_{c;cal}$	valoarea calculată a lui R_c pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământului
$(R_{c;cal})_{med}$	valoarea medie a lui $R_{c;cal}$
$(R_{c;cal})_{min}$	valoarea minimă a lui $R_{c;cal}$
ξ_3	coeficient de corelare dat în tab. A10(RO) din SR EN 1997-1:2004/NB:2007
ξ_4	coeficient de corelare dat în tab. A10(RO) din SR EN 1997-1:2004/NB:2007

Tabelul A.10(RO) – Coeficienţi de corelare (ξ) pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încărcărilor statice de probă pe piloţi (*n* – numărul profilelor de încercări)

ξ pentru n=	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,60	1,50	1,45	1,40	1,38	1,32	1,28
ξ_4	1,50	1,45	1,35	1,27	1,21	1,16	1,10

Capacitatea portantă de calcul se determină cu relaţia (7.30) sau (7.31)

În cazul utilizării relaţiei (7.31), valorile caracteristice se pot obţine [7.9 SR EN 1997-1:2004] cu:

$$R_{b;k} = A_b q_{b,k} \qquad (7.33)$$

unde:

$R_{b;k}$	valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului
A_b	suprafaţa bazei pilotului
$q_{b;k}$	valoarea caracteristică a presiunii pe bază

şi

$$R_{s;k} = \sum A_{s,i}\, q_{s;i;k} \qquad (7.34)$$

unde:

$R_{s;k}$	valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a unui pilot
$A_{s;i}$	suprafaţa laterală a pilotului în stratul *i*
$q_{s;i;k}$	valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare laterală în stratul *i*

Capacitatea portantă de calcul la compresiune a piloţilor prefabricaţi introduşi prin batere se poate stabili, pe baza datelor din încercarea de penetrare statică (CPT), cu:

$$R_{c;d} = \frac{A_b q_{b;k}}{\gamma_{b;k}} + \frac{\sum F_{s;k}}{\gamma_{s;k}} \cdot \frac{U}{\gamma_{s;k}} \qquad (7.35)$$

unde:

$q_{b;k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe vârful penetrometrului

$$q_{b;k} = \frac{q_{b;k_1} + q_{b;k_2}}{2}$$

unde:

$q_{b;k1}$ media valorilor înregistrate în straturile situate de la nivelul vârfului penetrometrului până la o adâncime egală cu $4d$ sub acest nivel

$q_{b;k2}$ media valorilor înregistrate de la nivelul vârfului penetrometrului până la o înălţime egală cu βd deasupra acestui nivel

unde:

d diametrul sau dimensiunea maximă a secţiunii dreptunghiulare a pilotului (cm)

β coeficient care se ia în funcţie de stratul în care se execută penetrarea:

β=3 pământuri coezive, nisipuri cu $I_D \leq 0,35$

β=8 nisipuri cu ID = 0,36÷0,65

β=15 nisipuri şi nisipuri cu pietriş $I_D \geq 0,66$

A_b aria secţiunii transversale a pilotului

F_l forţa de frecare pe suprafaţa laterală a penetrometrului introdus la nivelul vârfului pilotului

U perimetrul secţiunii transversale a pilotului

u_p perimetrul secţiunii coloanei penetrometrului

γ_{b_1}, γ_{s_1} coeficienţi parţiali $\gamma_{b_1} = \gamma_{s_1} = 1,4$

La evaluarea validităţii unui model bazat pe rezultatele încercărilor asupra pământului, trebuie avute în vedere următoarele aspecte:

- tipul pământului, incluzând granulozitatea, mineralogia, gradul de angularitate, greutatea volumică, preconsolidarea, compresibilitatea şi permeabilitatea;
- modul de instalare a pilotului, incluzând metoda de forare sau de batere;
- lungimea, diametrul, materialul şi forma pilotului şi a bazei acestuia (de exemplu pilot cu baza mărită);
- metoda de încercare a terenului.

VII.5.6.2.4. Capacitatea portantă ultimă la compresiune stabilită prin metode prescriptive

În „Normativul privind proiectarea geotehnică a fundaţiilor pe piloţi NP123:2010" sunt prezentate relaţii de calcul şi tabele cu valori asociate pentru determinarea capacităţii portante ultime la compresiune a piloţilor pe baza prescripţiilor.

VII.5.6.2.4.1. *Piloţi purtători pe vârf*

VII.5.6.2.4.1.1. Valoarea de calcul a capacităţii portante ultime la compresiune a piloţilor purtători pe vârf se exprimă prin relaţia:

$$R_{c;d} = R_{b;d} = R_{b;k}/\gamma_b \qquad (7.36)$$

unde:

$R_{c;d}$ valoarea de calcul a lui Rc

$R_{b;d}$ valoarea de calcul a rezistenţei pe bază a pilotului

$R_{b;d} = R_{b;k} = R_{b;k}/\gamma_b$

unde

$R_{b;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului

γ_b coeficient parţial pentru rezistenţa pe bază a pilotului

VII.5.6.2.4.1.2 Valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază se obţine cu relaţia:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \qquad (7.37)$$

unde:

$R_{b;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului

A_b suprafaţa bazei pilotului:

- pentru piloţii executaţi pe loc cu secţiunea circulară constantă, cu diametrul d:

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

- pentru piloţii foraţi cu baza lărgită, când se poate controla diametrul bazei d_b:

$$A_b = 0{,}9\,\frac{\pi d_b^2}{4}$$

- pentru piloţii tubulari, A_b se ia egală cu aria totală a secţiunii circulare cu diametrul exterior d numai dacă golul a fost umplut cu beton pe o înălţime de cel puţin 3d de la nivelul vârfului; în caz contrar A_b se consideră aria netă a secţiunii inelare de beton.

$q_{b;k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe bază:

- pentru piloţii de îndesare care reazemă cu vârful pe rocă stâncoasă sau semistâncoasă, sau pe straturi necoezive macrogranulare (blocuri, bolovăniş)

$q_{b;k} = 20000$ kPa;

- pentru piloţii de îndesare care reazemă cu vârful într-un strat de pietriş conform tabelului 5;
- pentru piloţii de dislocuire care reazemă cu baza în straturi necoezive macrogranulare (blocuri, bolovăniş, pietriş) conform paragrafului VII 5.6.2 4.2.5. relaţia (7.43);
- pentru piloţii de dislocuire care reazemă cu baza pe rocă stâncoasă sau semistâncoasă:

$$q_{b;k} = \sigma_{cs}\left(\frac{l}{d} + 15\right)$$

unde:

σ_{cs} rezistenţa medie la compresiune a rocii, determinată pe epruvete în stare saturată

t adâncimea de încastrare în stâncă a bazei pilotului
d diametrul pilotului în planul bazei

OBSERVAŢII

1. În cazul existenţei în stratul portant, sub vârful pilotului, a unor orizonturi stâncoase puternic fisurate, sau a unor intercalaţii nestâncoase, este obligatorie – în toate situaţiile – verificare capacităţii portante prin încercări statice pe piloţi de probă.

2. În cazurile menţionate la observaţiile 3 şi 4 de la tabelul 6, valoarea $R_{b;d}$ se reduce cu valoarea $R_{s;d}$ corespunzătoare rezistenţei negative pe suprafaţa laterală a pilotului.

VII.5.6.2.4.2. *Piloţi flotanţi*

VII.5.6.2.4.2.1. Valoarea de calcul a capacităţii portante ultime la compresiune a piloţilor flotanţi se exprimă prin relaţia:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s \qquad (7.38)$$

unde:

$R_{c;d}$ valoarea de calcul a lui R_c

$R_{b;d}$ valoarea de calcul a rezistenţei pe bază a pilotului

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b$$

unde:

$R_{b;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului

γ_b coeficient parţial pentru rezistenţa pe bază a pilotului

$R_{s;d}$ valoarea de calcul a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a pilotului

$$R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s$$

unde:

$R_{s;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a pilotului

γ_s coeficient parţial pentru rezistenţa prin frecare pe suprafaţa laterală a pilotului

VII.5.6.2.4.2.2. Valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază se obţine cu relaţia:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \qquad (7.39)$$

unde:

$R_{b;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului

A_b suprafaţa bazei pilotului

$q_{b;k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe bază

VII.5.6.2.4.2.3. Valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a unui pilot se obţine cu relaţia:

$$R_{s;k} = \sum A_{s;i}\, q_{s;i;k} = U \sum q_{s;i;k}\, l_i \qquad (7.40)$$

unde:

$R_{s,k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a unui pilot

$A_{s,i}$ suprafaţa laterală a pilotului în stratul *i*

U perimetrul secţiunii transversale a pilotului

l_i lungimea pilotului în contact cu stratul *i*

$q_{s;i;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare laterală în stratul *i*

VII.5.6.2.4.2.4. Valoarea de calcul a capacităţii portante ultime la compresiune a piloţilor flotanţi prefabricaţi se exprimă prin relaţia:

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_{b_1}} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_{s_1}} = \frac{A_b q_{b,k}}{\gamma_{b_1}} + \frac{U \sum q_{s,i,k} l_i}{\gamma_{s_1}} \qquad (7.41)$$

unde:

$R_{b;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei pe bază a pilotului

$R_{s,k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a pilotului

γ_{b_1} coeficient parţial de rezistenţă dat în tabelul VII.4

γ_{s_1} coeficient parţial de rezistenţă dat în tabelul VII.4

A_b suprafaţa bazei pilotului

U perimetrul secţiunii transversale a pilotului

l_i lungimea pilotului în contact cu stratul *i*

$q_{b,k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe bază dată în tabelul VII.5

$q_{s;i;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare laterală în startul *i* dată în tabelul VII.6

Tabelul VII.4

Modul de introducere a pilotului prefabricat în teren		γ_{b_1}	γ_{s_1}
Piloţi introduşi prin batere		1.0	1.0
Piloţi introduşi prin batere cu subspălare în pământuri nisipoase, cu condiţia bateni pe ultimul metru fără subspălare		1.0	1.6
Piloţi introduşi prin vibrare în pământuri			
nisipoase saturate de indesare medie	mijlocii şi mari	0.8	1.0
	fine	0.9	1.0
	prăfoase	1.0	1.0
argiloase cu indicele de consistenţă $0,5<I_c\leq1$	praf nisipoase	1.1	1.1
	argile nisipoase sau prăfoase	1.2	1.1
	argile	1.4	1.1
argiloase cu indicele de consistenţă $I_c>1$		1.0	1.0

Tabelul VII.5

Adâncimea de înfigere	Pământuri necoezive					Pământuri coezive						
	Pietriș	Nisipuri			Nisip prăfos	I_c						
		mari	medii	fine		≥1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
(m)	$q_{b,k}$(kPa)											
3	7500	6500	2900	1800	1200	7000	4000	3000	2000	1200	1000	600
4	8300	6600	3000	1900	1250	8300	5100	3800	2500	1600	1200	700
5	8800	6700	3100	2000	1300	8800	6200	4000	2800	2000	1300	800
7	9700	6900	3300	2200	1400	9700	6900	4300	3300	2200	1400	850
10	10500	7300	3500	2400	1500	10500	7300	5000	3500	2400	1500	900
15	11700	7500	4000	2800	1600	11700	7500	5600	4000	2800	1600	1000
20	12600	8200	4500	3100	1700	12600	8200	6200	4500	3100	1700	1100
25	13400	8800	5000	3400	1800	13400	8800	6800	5000	3400	1800	1200
30	14200	9400	5500	3700	1900	14200	9400	7400	5500	3700	1900	1300
≥35	15000	10000	6000	4000	2000	15000	10000	8000	6000	4000	2000	1400

OBSERVAȚII

1. Adâncimea de înfigere a pilotului se măsoară de la nivelul terenului natural până la nivelul bazei pilotului, când umpluturile sau decapările prevăzute nu depășesc 3 m. Când umpluturile sau decapările prevăzute depășesc 3 m, adâncimea de înfigere se măsoară de la nivel superior, respective inferior, cu 3 m față de nivelul terenului natural.

2. Valorile $q_{b;k}$ din tabele pot fi folosite cu condiția ca pilotul să pătrundă în terenul stabil (care nu este susceptibil de afuiere sau alunecare) cel puțin 4 m în cazul infrastructurii podurilor sau construcțiilor hidrotehnice și cel puțin 3 m în cazul celorlalte construcții.

3. Valorile qb;k din tabel sunt valabile pentru pământuri cu $I_D \geq 0,35$

4. Pentru nisipuri mari și pietrișuri, valorile $q_{b;k}$ din tabele se pot folosi numai în cazul în care încastrarea relativă a vârfului pilotului în strat este $t/d \geq 15$. Pentru valori $t/d < 15$ rezistența de proiectare corectată se calculează cu:

$$q_{b,k\ cor} = q_{b;k}\ (0,7+0,02\ t/d) \qquad [kPa]$$

unde:

t adâncimea de încastrare în stratul de nisip mare sau pietriș a vârfului pilotului, în metri;

d diametrul pilotului în planul bazei, în metri

5. Pentru pământuri nisipoase (cu excepția nisipurilor prevăzute la observația 4) și pământuri coezive, valorile din tabel se pot folosi cu condiția pătrunderii vârfului pilotului pe o adâncime $t/d \geq 4$.

Pentru valori $t/d < 4$ se calculează rezistenţa normală corectată cu relaţia:

$q_{b,k\,cor} = (0{,}5+0{,}125\ t/d)$

6. Pentru valori intermediare ale adâncimilor sau consistenţei, valorile $q_{b\,k}$ se obţin prin interpolare liniară.

Tabelul VII.6

Adâncimea medie a stratului	Pământuri necoezive			Pământuri coezive					
				I_c					
	mari şi medii	fine	prăfoase	≥0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30
(m)	$q_{b,k}$ (kPa)								
1	35	23	15	35	23	15	12	5	2
2	42	30	20	42	30	20	17	7	3
3	48	35	25	48	35	25	20	8	4
4	53	38	27	53	38	27	22	9	5
5	56	40	29	56	40	29	24	10	6
7	60	43	32	60	43	32	25	11	7
10	65	46	34	65	46	34	26	12	8
15	72	51	38	72	51	38	28	14	9
20	79	56	41	79	56	41	30	16	10
25	86	61	44	86	61	44	32	18	12
30	93	66	47	93	66	47	34	20	-
≥35	100	70	50	100	71	50	36	22	-

OBSERVAŢII

1. Valorile $q_{s,k}$ se adoptă pentru adâncimi medii, corespunzătoare distanţei de la mijlocul stratului i până la suprafaţa terenului ţinând seama de obs. 2 de la tabelul VII.5.

În cazul unor straturi cu grosimi mai mari de 2 m, determinarea valorilor se face prin împărţirea în orizonturi de 2 m.

2. Pentru valori intermediare ale adâncimilor sau consistenţei valorile $q_{s,k}$ se obţin prin interpolare liniară

3. Dacă în limitele lungimii pilotului există o intercalaţie de pământ puternic compresibil, de consistenţă redusă (turbă, mâl, nămol, etc.) de cel puţin 30 cm grosime, iar suprafaţa terenului urmează a fi încărcată (în urma sistematizării sau din alte cauze), valorile $q_{s,k}$ pentru stratul puternic compresibil şi pentru cele de deasupra lui se determină astfel:

- când supraîncărcarea este până la 30kPa, pentru toate straturile situate până la limita inferioară a stratului puternic compresibil (inclusiv umpluturile) se ia $q_{s,k} = 0$;

- când supraîncărcarea este cuprinsă între 30 kPa şi 80 kPa, pentru straturile situate deasupra stratului foarte compresibil (inclusiv umpluturile) se ia $q_{s,k}$ din tabel multiplicat cu 0,4 si cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil $q_{s,k}$ = -5 kPa;

- când supraîncărcarea este mai mare de 80 kPa, pentru straturile situate deasupra stratului puternic compresibil se ia qs,k din tabel cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil $q_{s,k}$ = -5 kPa;

4. Dacă pilotul străbate umpluturi recente, straturi argiloase în curs de consolidare sau straturi macroporice sensibile la umezire, cu grosimi mai mari de 5 m, valorile $q_{s,k}$ se iau din tabel cu semn negativ.

VII.5.6.2.4.2.5. Valoarea de calcul a capacităţii portante ultime la compresiune a piloţilor flotanţi executaţi pe loc se exprimă prin:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_{b1}} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_{s2}} = \frac{A_b q_{b,k}}{\gamma_{b2}} + \frac{U \sum q_{s,i,k} l_i}{\gamma_{s2}} \qquad (7.42)$$

unde:

$R_{b;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de bază a pilotului

$R_{s;k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală a pilotului

$g_{b,2}$ coeficient parţial de siguranţă dat în tabelul VII.7

$g_{s,2}$ coeficient parţial de siguranţă dat în tabelul VII.8

A_b suprafaţa bazei pilotului

U perimetrul secţiunii transversale a pilotului

l_i lungimea pilotului în stratul i

$q_{s,i,k}$ valoarea caracteristică a rezistenţei de frecare laterală în stratul i dată în tabelul VII.6

$q_{b,k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe bază

Valoarea caracteristică a presiunii pe bază, $q_{b,k}$, se determina astfel:

i) Pentru piloţi de îndesare executaţi prin batere sau vibropresare, valorile sunt date în tabelul VII.5

ii) Pentru piloţi de dislocuire care reazemă cu baza pe pamânturi coezive, cu condiţia asigurării pătrunderii bazei pilotului în stratul respectiv pe o adâncime egală cu cel puţin diametrul pilotului sau al bulbului:

$$q_{b,k} = N_c \, c_{u;d} + g_{d;l} \, D \qquad (7.43)$$

unde:

N_c factor de capacitate portantă, $N_c = 9$;

$c_{u;d}$ valoarea de calcul a coeziunii nedrente;

$g_{d;l}$ media ponderată, prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul ale greutăţilor volumice ale straturilor străbătute de pilot;

D fişa reală a pilotului (adâncimea la care se găseşte baza pilotului, măsurată) de la nivelul terenului natural, sau, pentru infrastructurile podurilor de la nivelul fundului albiei, ţinând seama de adâncimea de afuiere)

iii) În lipsa datelor privind rezistenţa la forfecare a stratului de la baza pilotu-

lui, se admite, pentru pământurile coezive, utilizarea valorilor din tabelul VII.9.

iv) Pentru piloţi de dislocuire care reazemă pe straturi necoezive:

$$q_{b,k} = a(g_d\, d_b\, N_g + g_d\, D_c\, N_q) \qquad (7.44)$$

unde:

a coeficient determinat în funcţie de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza pilotului, dat în tabelul VII.10;

g_d valoarea de calcul a greutăţii volumice a pământului de sub baza pilotului

$g_{d,1}$ media ponderată, prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul ale greutăţilor volumice ale straturilor străbătute de pilot.

d_b diametrul piloţului la nivelul bazei;

N_g, N_q factori de capacitate portantă determinaţi în funcţie de valoare de calcul a unghiului de frecare interioară f'_d, al stratului de la baza pilotului, daţi în tabelul VII.11;

D_c fişa de calcul a pilotului:

$D_c = \beta d_b$ dacă $D \geq \beta d_b$

$D_c = D$ dacă $D < \beta d_b$

unde

β coeficient în funcţie de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza pilotului, dat în tabelul VII.10

OBSERVAŢIE

Când deasupra stratului de pământ necoeziv în care pătrunde baza pilotului se află un strat de umpluturi recentă, necompactată sau de pământ coeziv plastic moale sau plastic curgător, sau un strat de turbă, fişa D se consideră doar adâncimea pe care pătrunde pilotul în stratul portant, iar la expresia $q_{b,k}$ definită prin relaţia (7.44) se adaugă termenul $g_{d,2}\, h$ unde $g_{d,2}$ este valoarea de calcul a greutăţii volumice a stratului slab şi h este grosimea acestuia.

Tabel VII.7

Tehnologia de betonare a pilotului	Tipul pământului de la baza pilotului	
	coeziv	necoeziv
	a	
Betonare în uscat, inclusiv pentru pilot forat cu burghiu continuu (CFA)	1,20	1,20
Betonare sub apă		
-cu injecţie la bază	1.30	1,20
-fără injecţie la bază	1.45	1.30
Betonare sub noroi		
-cu injecţie la bază	1,45	1.30
-fără injecţie la bază	1.90	1,50

Tabel VII.8

Modul de execuţie al pilotului	Tipul pământului din jurul pilotului	
	coeziv	necoeziv
	$\beta_{s,i}$	
Cu tubaj introdus prin batere şi beton compactat prin batere	1,20	1,20
Cu tubaj introdus prin vibrare şi beton compactat prin vibrare	1,70	1,20
Foraj în uscat şi netubat, cu tubaj recuperabil şi cu burghiu continuu (CFA)	1,90	1,70
Foraj cu tubaj nerecuperabil	1,90	1,50
Foraj sub noroi	2,40	1,90

Tabel VII.9

Adâncimea bazei pilotului (m)	I_C						
	≥1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40
	$q_{b,k}$ (kPa)						
3	700	600	500	400	300	250	200
5	800	700	600	500	400	300	300
7	900	800	700	600	500	400	350
10	1100	950	850	750	650	550	500
12	1250	1100	1000	900	750	650	550
15	1450	1300	1200	1050	900	800	650
18	1700	1500	1350	1200	1050	900	750
20	1850	1700	1500	1300	1150	1000	850
30	2850	2400	2100	1850	1600	-	-
40	3800	3200	2800	2400	2000	-	-

Tabel VII.10

I_D	a	b
0,00...0,35	0,5	10
0,36...0,65	0,4	15
0,66...1,00	0,3	20

Tabel VII.11

	φ_k(°)							
	26	28	30	32	34	36	38	40
N_γ	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
N_q	16,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0

VII.5.6.3. Rezistenţa la tracţiune a terenului

VII.5.6.3.1. Generalităţi

Proiectarea piloţilor supuşi la tracţiune trebuie să fie în concordanţă cu regulile de proiectare date în VII.5.6.2, atunci când sunt aplicabile. În această secţiune se dau regulile de proiectare specifice pentru fundaţiile la care unii piloţi lucrează la tracţiune.

Pentru a demonstra că fundaţia preia încărcarea de calcul cu o marjă de siguranţă adecvată faţă de cedarea prin tracţiune, trebuie îndeplinită următoarea inegalitate pentru toate cazurile de încărcări sau grupări de încărcări la stări limită ultime:

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \qquad (7.45)$$

Pentru piloţii de tracţiune trebuie luate în considerare două mecanisme de cedare:

- smulgerea piloţilor din masivul de pământ;
- ridicarea unui bloc de pământ care conţine piloţii.

În cazul piloţilor izolaţi solicitaţi la tracţiune sau a grupei de piloţi solicitată la tracţiune, cedarea se poate produce prin smulgerea unui con de teren, în special în cazul piloţilor cu o bază supralargită sau ancoraţi în rocă.

Atunci când se consideră ridicarea unui bloc de pământ care include piloţii, rezistenţa la forfecare T_d pe laturile blocului poate fi adaugată la forţele de rezistenţă arătate în figura 7.1.

În mod normal, efectul de bloc dictează rezistenţa de calcul la tracţiune dacă distanţa dintre piloţi este egală sau mai mică decât rădăcina pătrată a produsului dintre diametrul pilotului şi lungimea pe care pilotul pătrunde în stratul principal de rezistenţă.

Atunci când se evaluează rezistenţa la tracţiune a unei grupe de piloţi, trebuie luat în considerare efectul de grup care poate reduce eforturile verticale efective în teren şi, în consecinţă, rezistenţa pe suprafaţa laterală a diferiţilor piloţi din cadrul grupei.

Trebuie luat în considerare efectul nefavorabil sever pe care îl au asupra rezistenţei la tracţiune încărcările ciclice şi schimbarea semnului încărcării.

Pentru a aprecia acest efect, este indicat să se utilizeze experienţa comparabilă bazată pe încărcări de probă pe piloţi.

VII.5.6.3.2 Rezistenţă ultimă la tracţiune stabilită pe baza încărcărilor de probă asupra piloţilor

Încărcările de probă pe piloţi pentru determinarea rezistenţei ultime la tracţiune, R_t, a pilotului izolat, trebuie efectuate în concordanţă cu VII.5.5.1, VII.5.5.2 şi VII.5.5.4, şi cu luarea în considerare a VII.5.6.2.2.

Rezistenţa la tracţiune de calcul, $R_{t;d}$ se stabileşte cu relaţia:

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} \qquad (7.46)$$

NOTĂ - Valorile coeficienţilor parţiali pot fi stabilite în anexa naţională. Valorile recomandate pentru situaţii permanente şi tranzitorii sunt indicate în tabelele A.6, A.7 şi A.8.

În mod normal, atunci când piloţii urmează a fi solicitaţi la tracţiune, este indicat să se efectueze încercări pe mai mult decât un pilot. În cazul unui număr mai mare de piloţi de tracţiune este indicat ca minimum 2 % să facă obiectul încercărilor.

Trebuie verificate înregistrările de la instalarea pilotului (piloţilor), iar orice abatere faţă de condiţiile normale de execuţie trebuie avută în vedere la interpretarea rezultatelor încărcărilor de probă.

Valoarea caracteristică a rezistenţei la tracţiune a pilotului trebuie determinată cu relaţia:

$$R_{t;k} = \min\left\{\frac{(R_{t;m})_{med}}{\xi_1}; \frac{(R_{t;m})_{min}}{\xi_2}\right\} \qquad (7.47)$$

unde ξ_1 şi ξ_2 sunt coeficienţi de corelare care depind de numărul, *n*, al piloţilor încercaţi şi se aplică asupra valorii medii $(R_{t;m})_{med}$ respectiv minime $(R_{t;m})_{min}$ a rezistenţei la tracţiune măsurate.

NOTĂ - Valorile coeficienţilor de corelare pot fi stabilite în anexa naţională. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.9.

VII.5.6.3.3. Rezistenţă ultimă la tracţiune stabilită pe baza încercărilor asupra pământului

Metodele pentru evaluarea rezistenţei la tracţiune a unei fundaţii pe piloţi pornind de la rezultatele încercărilor asupra pamântului trebuie să fi fost stabilite pe baza încărcărilor de probă pe piloţi şi a experienţei comparabile în sensul definit la 1.5.2.2 din SR EN 1997 – 1 : 2004.

Valoarea de calcul a rezistenţei la tracţiune a unui pilot trebuie stabilită cu relaţia:

$$R_{t;d} = R_{t;k} \, I \, Y_{s;t} \qquad (7.48)$$

în care:

$$R_{t;k} = R_{s;k} \qquad (7.49)$$

NOTĂ - Valorile coeficientului parţial pot fi stabilite în anexa naţională. Valorile recomandate pentru situaţiile permanente şi tranzitorii sunt indicate în tablele A.6, A.7 şi A.8.

Valoarea caracteristică Rt;k. trebuie determinată fie cu relaţia:

$$R_{t;k} = \min\left\{\frac{(R_{s;cal})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{s;cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad (7.50)$$

unde ξ_3 şi ξ_4 sunt coeficienţi de corelare care depind de numărul *n* al profilelor litologice şi se aplică asupra valorilor medii $(R_{s;cat})_{med}$ şi, respectiv minime ale lui $R_{s;cal}$

fie cu metoda indicată la VII.5 6 3.3(6)

NOTĂ - Valorile coeficienţilor de corelare pot fi stabilite în anexa naţională. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A 10.

Atunci când se interpretează rezistenţa la tracţiune calculată, trebuie identificate componentele sistematice şi aleatoare ale variaţiei terenului.

Valoarea caracteristică a rezistenţei la tracţiune se poate obţine pe baza relaţiei:

$$R_{t;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k} \qquad (7.51)$$

în care $q_{s;i;k}$ sunt valorile caracteristice ale frecării pe suprafaţa laterală în diferitele straturi, deduse din valorile proprietăţilor terenului.

NOTĂ - Dacă se utilizează această procedură alternativă, poate fi necesară corectarea valorii coeficientului parţial $\gamma_{s,t}$ recomandat în anexa A printr-un coeficient de model mai mare de 1,0. Valoarea coeficientului de model poate fi stabilită în anexa naţională.

VII.5.6.4. Deplasări verticale ale fundaţiilor pe piloţi (starea limită de exploatare normală pentru structura suportată de piloţi)

VII.5.6.4.1. Generalităţi

Deplasările verticale în condiţiile stării limită de exploatare normală trebuie estimate şi comparate cu cerinţele formulate la VII.1.2.3.6. şi VII.1.2.3.7.

Atunci când se calculează deplasările verticale ale unei fundaţii pe piloţi, este indicat să se ţină seama de incertitudinile asociate cu modelul de calcul şi cu determinarea proprietăţilor corespunzătoare ale terenului. Ca urmare, este indicat de a nu trece cu vederea faptul că în majoritatea cazurilor calculele nu pot furniza decât o estimare aproximativă a deplasărilor fundaţiei pe piloţi.

NOTĂ - Pentru piloţii care pătrund cu baza în pământuri de îndesare medie şi îndesate şi pentru piloţii de tracţiune, cerinţele de siguranţă ale proiectării la stările limită ultime sunt în mod normal suficiente pentru a se evita o stare limită de exploatare normală în structura suportată de piloţi.

VII.5.6.4.2. Fundaţii pe piloţi supuşi la compresiune

Apariţia în structura suportată a unei stări limită de exploatare normală ca urmare a tasărilor piloţilor trebuie verificată, cu luarea în considerare a forţei de frecare negativă, dacă aceasta este probabilă.

NOTĂ - Atunci când vârful piloţilor se află într-un strat de îndesare medie sau îndesat, aşezat peste o rocă sau un pământ foarte tare, coeficienţii parţiali pentru condiţiile stărilor limită ultime sunt în mod normal suficienţi pentru a satisface condiţiile stărilor limită de exploatare normală.

Evaluarea tasărilor trebuie să includă atât tasarea piloţilor individuali cât şi tasarea datorată efectului de grup.

VII.5.6.4.3. Fundaţii pe piloţi supuşi la tracţiune

Evaluarea deplasărilor în sus trebuie efectuată în conformitate cu prevederile de la VII.5.6.4 2.

VII.5.7. Piloţi solicitaţi transversal
VII.5.7.1 Generalităţi

Calculul piloţilor supuşi la încărcări transversale trebuie să fie în concordanţă cu regulile date la paragrafele VII.5.4. şi VII.5.5, atunci când sunt aplicabile. În cele ce urmează sunt indicate regulile de calcul specifice pentru fundaţiile pe piloţi supuse la încărcări transversale.

Pentru a se demonstra că un pilot preia încărcarea transversală de calcul cu un coeficient de siguranţă adecvată faţă de cedare, trebuie îndeplinită următoarea inegalitate pentru toate cazurile de încărcare şi grupările de încărcare la starea limită ultimă:

$$F_{tr;d} \leq R_{tr;d} \qquad (7.52)$$

Este indicat să se ia în considerare unul din următoarele mecanisme de cedare:

- în cazul piloţilor scurţi, rotirea sau translatarea ca un corp rigid;
- în cazul piloţilor lungi şi zvelţi, cedarea prin încovoiere a pilotului însoţită de o plastifiere locală şi o deplasare a pământului în apropierea capului pilotului.

Atunci când se estimează rezistenţa piloţilor încărcaţi transversal, trebuie luat în considerare efectul de grup.

Este indicat să se considere ca o încărcare transversală aplicată unei grupe de piloţi poate conduce la o combinaţie de forţe de compresiune şi tracţiune şi de forţe laterale în piloţii individuali.

VII.5.7.2. Rezistenţa la încărcare transversală pe baza încărcărilor de probă pe piloţi

Încercările pe piloţi sub încărcare transversală trebuie efectuate în concordanţă cu VII.5.5.2.

Spre deosebire de metoda de încărcare de probă descrisă la VII.5.5, încercările asupra piloţilor solicitaţi transversal nu este necesar, în mod normal, să fie duse până la starea de rupere. Este indicat ca mărimea şi nivelul la care se aplică încărcarea de probă să le simuleze pe cele din proiect.

Atunci când se alege numărul piloţilor pentru încărcare şi când se stabileşte rezistenţa transversală de calcul pe baza rezultatelor încărcărilor de probă, trebuie luată o marjă de siguranţă faţă de variabilitatea terenului, în special pe primii câţiva metri de la partea superioară a pilotului.

Este indicat să se verifice înregistrările privind instalarea pilotului (piloţilor) şi să se ţină seama de orice abatere faţă de condiţiile normale de execuţie, atunci când se interpretează rezultatele încărcărilor de probă pe piloţi izolaţi.

VII.5.7.3. Rezistenţa la încărcare transversală dedusă pe baza rezultatelor încercărilor asupra terenului şi a parametrilor de rezistenţă ai pilotului

Rezistenţa transversală a unui pilot sau a unei grupe de piloţi trebuie calculată cu utilizarea unui set compatibil de efecte ale acţiunilor asupra structurilor, de reacţiuni şi de deplasări ale terenului .

Calculul pilotului încărcat transversal trebuie să ia în considerare posibilitatea

unei cedări structurale a pilotului în teren, în conformitate cu VII.5.7.8.

Calculul rezistenţei sub încărcare transversală a unui pilot lung, svelt poate fi efectuat folosind teoria unei grinzi încărcată la o extremitate şi suportată de un mediu deformabil caracterizat printr-un coeficient al reacţiunii orizontale a terenului.

La estimarea rezistenţei transversale a piloţilor, trebuie să se ia în considerare gradul de libertate la rotire al piloţilor la legătura acestora cu structura

VII.5.7.4. Deplasare transversală

La evaluarea deplasării transversale a părţii superioare a unei fundaţii pe piloţi trebuie să se ţină seama de următoarele :

- rigiditatea terenului şi variaţia acesteia cu nivelul de deformaţii;
- rigiditatea la încovoiere a piloţilor individuali,
- momentul de încastrare al piloţilor la legătura cu structura;
- efectul de grup;
- efectul încărcărilor alternate sau ciclice

VII.5.7.8. Proiectarea structurală a piloţilor

Piloţii trebuie verificaţi faţă de cedarea structurală în concordanţă cu VII.1.2.3.4.3.

Piloţii trebuie astfel dimensionaţi din punct de vedere structural încât să se poată adapta tuturor situaţiilor la care sunt supuşi. Aceste situaţii includ:

- condiţiile de utilizare a piloţilor, de exemplu cele privitoare la coroziune;
- condiţiile de instalare, de exemplu în terenuri nefavorabile cum sunt bolovanii sau suprafeţele puternic înclinate ale rocii de bază;
- alţi factori care influenţează pătrunderea piloţilor în teren, inclusiv calitatea discontinuităţilor;

Proiectarea structurală trebuie să ţină seama de toleranţele în execuţie prescrise pentru tipul de pilot, de componentele acţiunii şi de comportarea fundaţiei.

Piloţii zvelţi care trec prin apă sau prin depozite groase de pământ foarte moale trebuie verificaţi la flambaj.

Verificarea la flambaj nu este în mod normal necesară dacă piloţii sunt instalaţi într-un pământ care are o valoare reprezentativă a coeziunii nedrenate *cu*, de peste 10 kPa.

NOTA: Normativul privind proiectarea geotehnică a fundaţiilor pe piloţi, indicative NP 123 2010, elaborat în corelare cu prevederile din sistemul de standarde europene pentru construcţii (Eurocoduri) şi din alte acte normative, conţine prescripţiile generale de proiectare pentru calculul piloţilor supuşi la solicitări axiale, la solicitări transversale, precum şi elemente privind proiectarea structurală a piloţilor, supravegherea execuţiei, precum şi controlul calităţii piloţilor.

CAPITOLUL VIII
APARATE DE REAZEM

VIII.1 GENERALITĂŢI, CLASIFICĂRI

Aparatele de reazem sunt dispozitive care transmit reacţiuni de la suprastructura la infrastructura podului, de la componentele podului la teren (de exemplu în cazul podurilor cu arce, pe cadre) sau de la un element structural la altul al podului (de exemplu în cazul podurilor cu suprastructura realizată în sistem cu console şi articulaţii – Gerber) şi permit deplasări conform schemei statice adoptate (fig. 8.1).

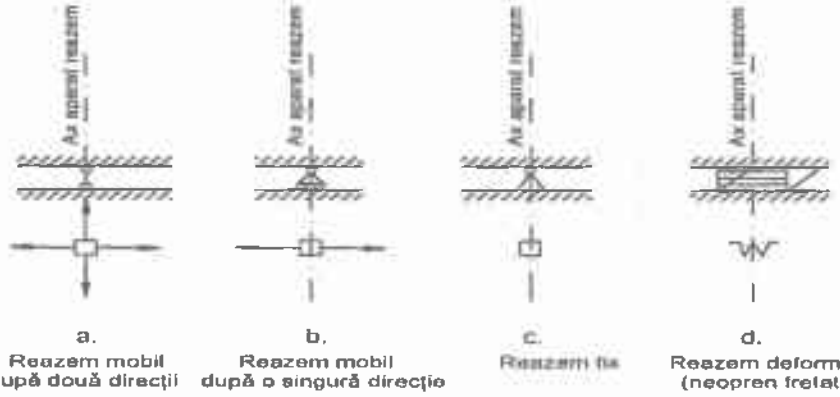


Fig. 8.1. Simbolurile diferitelor tipuri de aparate de reazem

Aparatele de reazem se clasifică în funcţie de gradele de libertate introduse în structură astfel:

- mobile după două direcţii
- mobile după o direcţie
- fixe
- deformabile (din neopren)

În cazul podurilor, în funcţie de modul de alcătuire, se utilizează următoarele tipuri de aparate de reazem:

a) aparate de reazem cu elemente cu alunecare;
b) aparate de reazem metalice fixe;
c) aparate de reazem metalice mobile după o singură direcţie cu rulouri;
e) aparate de reazem din elastomeri (cu neopren fretat);
f) aparate de reazem sferice sau cilindrice din PTFE (politetrafluoretilenă);
g) aparate de reazem tip oală;
h) aparate de reazem cu balansiere;
i) aparate de reazem cu ghidaj sau cu blocaj.

În ultimii 10 ani aparatele de reazem cu elastomeri au fost utilizate pe scară largă înlocuind aproape complet celelalte tipuri de reazeme.

La poduri pe grinzi normale şi în aliniament aparatele de reazem se dispun conform fig. 8.2, iar la podurile în curbă se recomandă aşezarea lor conform fig. 8.3.

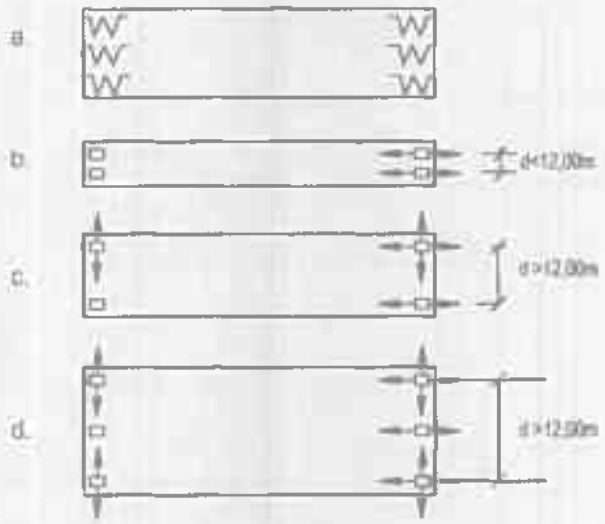


Fig. 8.2. Scheme de rezemare

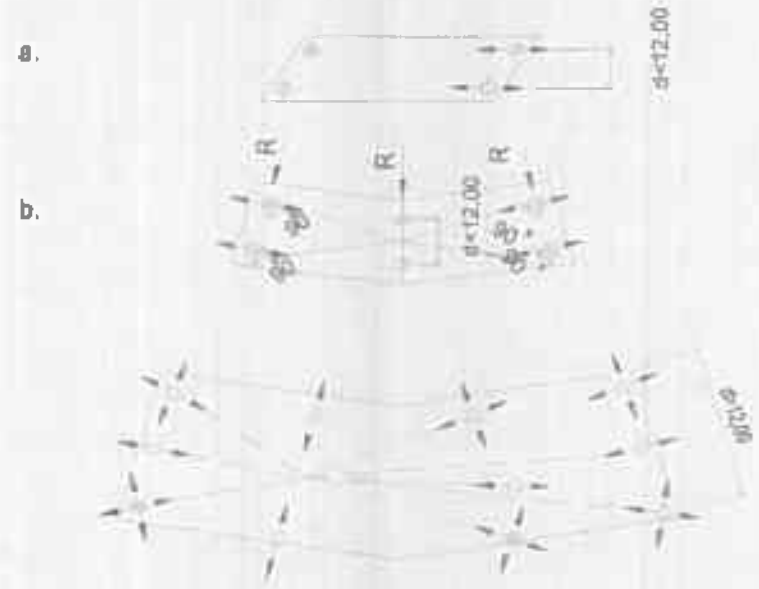


Fig. 8.3. Orientarea aparatelor de reazem mobile

La podurile dalate sau pe grinzi de cel mult 12 m lungime şi la podurile cu infrastructură integrată se admite rezemarea directă (fără aparate de reazem) prin intermediul unui strat de mortar de pozã pe elementele de infrastructură.

Standardele si normativele in vigoare privind proiectarea aparatelor de reazem sunt: - SR EN 1337 „Reazeme pentru structuri. Partea 1: Reguli generale de proiectare"

VIII.2 PRINCIPII DE PROIECTARE

Proiectarea tuturor tipurilor de aparate de reazem trebuie să se realizeze la starea limită de serviciu (de exploatare) sau la starea limită ultimă de rezistenţă în aşa fel încât să ofere gradul de siguranţă dorit.

VIII.2.1. Asigurarea împotriva alunecării în îmbinări

În cazul în care poziţia unui aparat de reazem sau a unui component al acestuia se realizează prin frecare, asigurarea împotriva alunecării trebuie verificată la starea limită ultimă astfel:

$$V_{Sd} \le V_{Rd} \qquad (1)$$

în care:

V_{Sd} este rezultanta forţelor verticale;

V_{Rd} este valoarea de proiectare a rezistenţei la forfecare stabilită cu relaţia (2) de mai jos.

$$V_{Rd} = \frac{\mu_k}{\gamma_u} N_{Sd} + V_{pd} \qquad (2)$$

cu:

N_{Sd} este forţa de proiectare acţionând perpendicular pe îmbinare asociată cu V_{Sd};

V_{pd} este rezistenţa de proiectare a oricărui dispozitiv de fixare în conformitate cu normele europene sau cu reglementările tehnice existente;

μ_k reprezintă valoarea caracteristică a coeficientului de frecare considerată 0.4 în cazul frecării oţel pe oţel şi respectiv 0.6 pentru frecarea oţel pe beton;

γ_u este factorul parţial de siguranţă pentru coeficientul de frecare cu considerat 2.0 în cazul frecării oţel pe oţel şi respectiv 1.2 pentru frecarea oţel pe beton.

În cazurile în care solicitările dinamice sunt importante şi există variaţii mari ale încărcărilor (de exemplu poduri de cale ferată solicitate de acţiunea seismică), rezistenţa la forţe orizontale nu trebuie asigurată prin frecare. În aceste cazuri μ_k trebuie considerat egal cu zero.

VIII.2.2. Rezistenţa aparatelor de reazem

Valorile ce trebuie utilizate pentru evaluarea rezistenţeidacă împotriva deplasării pentru diferite tipuri de aparate de reazem trebuie să ţină seama de neuniformitatea materialului din care sunt alcătuite aparatele de reazem, de toleranţele de execuţie şi de inexactităţile ce pot apărea la instalare. Valorile rezistenţei pot fi utilizate dacă:

a) temperatura nu are valori mai mici sau mai mari decât cele minime sau maxime precizate;

b) toleranţele specificate nu sunt depăşite;

c) există valori mai mari ale vitezelor de translaţie şi rotaţie comparartiv cu cele produse de acţiunile utile prevăzute în SR EN 1991-1;

d) sunt prezente substanţe care pot afecta materialele din care este realizat aparatul de reazem;

e) nu este asigurată întreţinerea periodică.

În toate situaţiile, valorile oricărui coeficient de siguranţă considerat trebuie să aibă efectul cel mai puţin favorabil pentru cazul de solicitare considerat.

Acolo unde aparatele de reazem sunt dispuse astfel încât reacţiunile apărute ca urmare a blocării unor grade de libertate de către unele reazeme sunt diminuate datorită reacţiunilor apărute ca urmare a blocării gradelor de libertate în alte reazeme coeficienţii de frecare μa respectiv μr trebuie apreciaţi, dacă nu se specifică altfel, în maniera următoare

$$\mu_a = 0.5\mu_{max}(1+\alpha) \qquad (3)$$

$$\mu_r = 0.5\mu_{max}(1-\alpha) \qquad (4)$$

în care:

μ_a este coeficientul de frecare considerat pentru aparatele ce preiau cea mai mare parte a solicitării;

μ_r este coeficientul de frecare pentru aparatele care diminuează valoarea reacţiunilor aparatelor ce preiau cea mai mare parte a solicitării,

μ_{max} este coeficientul maxim de frecare în funcţie de tipul aparatului de reazem utilizat;

α este un factor de depinde de tipul aparatului de reazem şi de numărul de aparate de reazem care preiau cea mai mare parte a solicitării sau al celor ce diminuează efectul primelor. Dacă nu este precizată nici o valoare pentru coeficientul α atunci el trebuie calculat în funcţie de valorile din tabelul VIII.1.

Tabelul VIII.1

n	α_0
≤4	1
4<n<10	(16-n)/12
≥10	0.5

Aparatele de reazem mobile cu un singur rulou, sau un pendul asigură deplasări relativ mici (3 – 5 cm) pe o singură direcţie.

Aparatele de reazem mobile cu două sau mai multe rulouri sunt folosite pentru deplasări de 5 – 15 cm pe o singură direcţie.

Articulaţiile metalice pentru cadre, arce şi bolţi se alcătuiesc sub formă de tole rigidizate, cunoscute sub denumirea de articulaţii blindate, articulaţii de tip „genunchi" sau articulaţii cu pivot.

Pentru micşorarea solicitărilor produse de temperatură şi contracţie, la poduri din beton precomprimat cu deschideri mari având structura alcatuită din cadre, se pot folosi semi-articulaţii care nu împiedică deplasările longitudinale, dar preiau forţe tăietoare (fig. 8.4.) Oţeluri utilizate pentru realizarea aparatelor de reazem se aleg în funcţie de tipul aparatului şi de nivelul de solicitare al acestuia astfel încât să fie asigurată funcţionarea în condiţii de siguranţă.

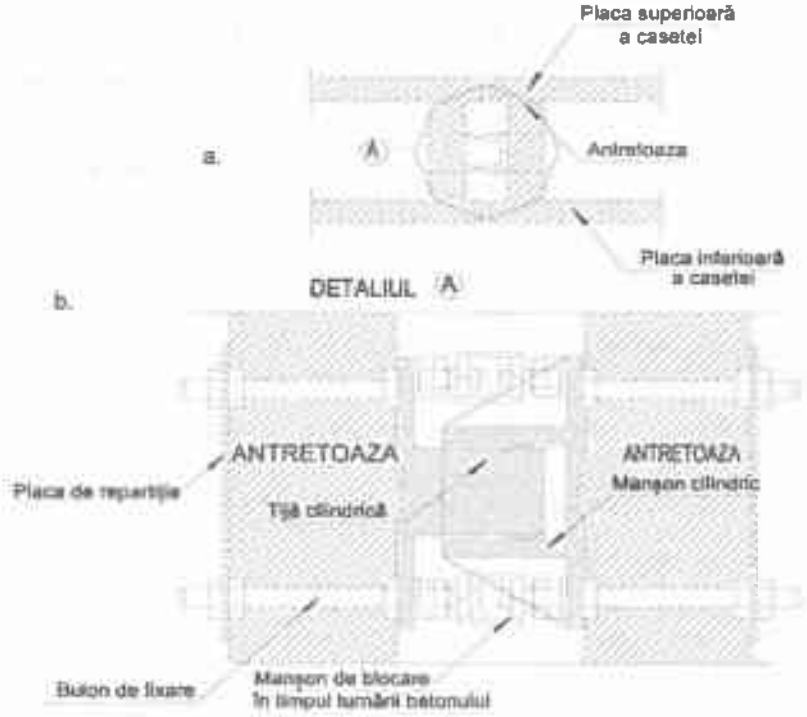


Fig. 8.4. Articulaţie centrală din metal

VIII.3 APARATE DE REAZEM DIN ELASTOMERI (NEOPREN FRETAT)

Aparatele de reazem din elastomeri au formă paralelipipedică şi sunt alcătuite din straturi de neopren de 8 – 12 mm grosime fretate cu table din oţel de 2 – 5 mm grosime (fig. 8.5) vulcanizate într-o matriţă în condiţii de temperatură şi presiune ridicată.

Aparatele de reazem din neopren pot fi folosite ca :

- reazeme mobile pe două direcţii;
- reazeme mobile pe o direcţie ;
- reazeme fixe.

Blocarea mişcării pe o direcţie sau pe două direcţii se asigură cu plăci metalice superioare şi inferioare prevăzute cu reborduri, nervuri, tacheţi sau alte dispozitive.

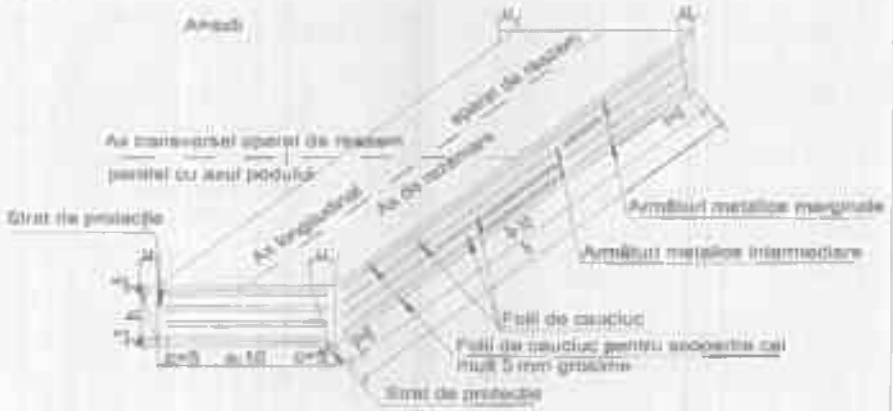


Fig. 8.5. Aparat de reazem din neopren fretat

Se permite folosirea reazemelor din neopren cu înălțime redusă ca reazeme fixe, fără plăci metalice sau alte dispozitive, cu condiția ca deformațiile admisibile să nu fie depășite.

Elementele principale necesare calculului reazemelor din neopren sunt următoarele:

- valoarea minimă a presiunii medii pe aparatul de reazem variază în funcție de tipul și dimensiunile acestuia. La pilele la care se realizează această condiție din acțiuni permanente se va asigura legătura reazemului cu infrastructura și suprastructura pentru a se împiedica lunecarea lor.
- Valorile maxime ale presiunilor medii pe aparatul de reazem sunt depinde de tipul aparatului, de geometria și de dimensiunile acestuia
- Deformația unghiulară care se limitează la valori admisibile stabilite în funcție de tipul și dimensiunile aparatului
- Rigiditatea la deplasare a unui aparat de reazem din neopren fretat, reprezentând valoarea forței care produce deplasarea unitară este :

$$K_h = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{1}{t_e} \qquad (5)$$

unde:

G reprezintă modulul de elasticitate transversală cu valori între 0.9 – 1.3 N/mm² pentru acțiuni de lungă durată, respectiv 2.0 – 2.6 N/mm² pentru acțiuni de scurtă durată;

a, b sunt dimensiunile în plan ale aparatului de reazem;

t_e reprezintă grosimea tuturor straturilor de elastomer.

Se admite așezarea alăturată a două aparate de reazem identice, cu condiția ca laturile mici să fie în contact, iar laturile mari să fie paralele cu axul de rezemare.

Aparatele de reazem simple, fără plăci metalice, se montează pe un strat de mortar de ciment proaspăt de 5 – 8 mm grosime.

Aparatele de reazem cu plăci metalice se fixează de suprastructura prin sudură sau cu ancore, iar de elementele de infrastructură cu ancore sau nervuri ale plăcii inferioare fixate pe mortar de ciment în locaşe amenajate în cuzineţi.

La aşezarea aparatelor de reazem din elastomeri se va acorda o atenţie deosebită pentru obţinerea paralelismului între planul intradosului grinzii şi suprafaţa de rezemare.

Datorită rigidităţii lor, reazemele din elastomeri folosite la poduri cu grinzi continue, sau simplu rezemate, asigură comportarea structurii ca un cadru la solicitări orizontale, cu participarea tuturor pilelor şi culeilor la preluarea acestor solicitări.

Rigiditatea unei pile de înalţime h şi moment de inerţie constant I încastrată în fundaţie, prevazută cu reazeme din elastomeri identice are expresia:

$$K = \frac{1}{\frac{t_e}{AG} + \frac{h^3}{3EI}} \qquad (6)$$

unde:

$A = n \cdot a \cdot b$

n numărul reazemelor montate pe pilă;

h este înălţimea elevaţiei pilei;

E este modulul de elasticitate al materialului din care este realizată pila;

I este momentul de inerţie al secţiunii transversale a pilei pe direcţia de solicitare.

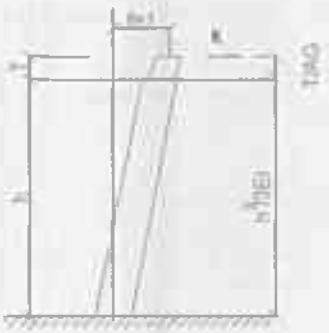
În cazul culeilor se va lua în calcul numai rigiditatea aparatelor de reazem, deoarece elevaţiile se consideră infinit rigide.

La podurile monolite cu grinzi continue sau prefabricate continuizate cu reazeme din neopren la calculul solicitărilor ce revin infrastructurii din temperatură, contracţie, curgere lentă, frânare şi cutremur, se va ţine seama de rigidităţile elevaţiilor pilelor şi aparatelor de reazem. Pentru calculul efectelor temperaturii, contracţiei şi curgerii lente, trebuie determinată poziţia centrului elastic (punctul de deplasare orizontală nulă) al structurii care se face cu formula:

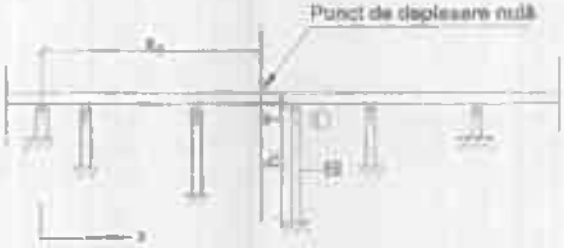
$$x_e = \frac{\Sigma X_i \cdot K_i}{\Sigma K_i} \qquad (7)$$

$$K = \frac{1}{\frac{t_e}{AG} + \frac{h^3}{3EI}} \qquad (8)$$

Notă: în cazul în care pe pilă sunt două aparate de reazem cu grosimi t_{e1} şi t_{e2}



a. Calculul rigidității unei pile încastrate



b. Determinarea punctului de deplasare nulă la o structură cu mai multe deschideri

Fig. 8.6. Scheme de calcul pentru poduri cu aparate de reazem din neopren

$$K = \frac{1}{\frac{1}{G}\left(\frac{t_{e1}}{A_1} + \frac{t_{e2}}{A_2}\right) + \frac{h^3}{3EI}} \qquad (9)$$

Deplasările și solicitările pilelor produse de variații de temperatură, contracție și curgere lentă se stabilesc în funcție de distanța dintre pila calculată și centrul elastic. Poziția centrului elastic la structurile simetrice se află în centrul geometric al suprastructurii.

La acțiunea unei forțe exterioare F orizontale (frânare, cutremur), deplasarea Δ a structurii este:

$$\Delta = \frac{F}{\Sigma K_i} \qquad (10)$$

Forța preluată de pila i rezultă:

$$F_i = \frac{\Delta}{\frac{t_{e,i}}{A \cdot G} + \frac{h_i^3}{3EI_i}} \qquad (11)$$

iar $F_i = F$

Când reazemele din elastomeri sunt de tipuri diferite, expresia rigidității revine:

$$K = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} \left[\frac{t_{e,i}}{a \cdot b \cdot G} + \frac{h_i^3}{3EI_i} \right]} \qquad (12)$$

CAPITOLUL IX
ALCĂTUIREA CĂII

Suprastructura podurilor de şosea cuprinde două părţi distincte:
- calea propriu-zisă alcătuită din partea carosabilă şi trotuare
- construcţia portantă a podului, sau structura de rezistenţă

Figura 9.1 reprezintă o secţiune transversală printr-o suprastructură de pod de şosea cu indicarea schemei de alcătuire a căii propriu-zise.

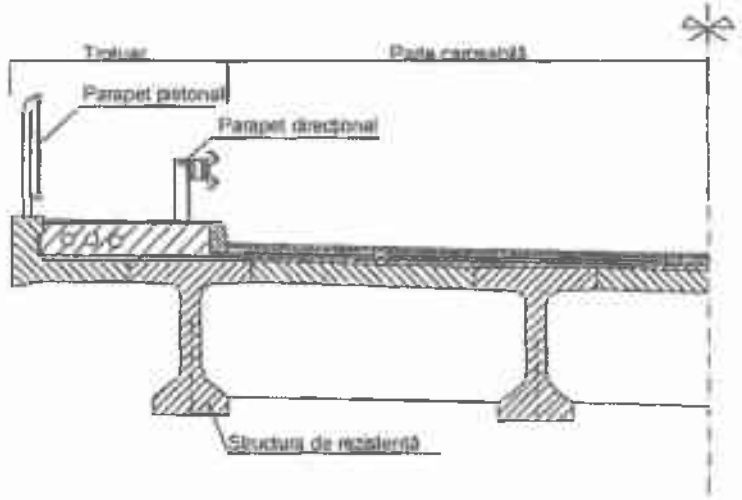


Fig. 9.1. Secţiune transversală pod beton armat

IX.1 PARTEA CAROSABILĂ

Pe partea carosabilă a podurilor se aplică un ansamblu de straturi care alcătuiesc hidroizolaţia şi îmbrăcămintea.

În figura 9.2. se arată alcătuirea de principiu a căii pe partea carosabilă.
Funcţiile pe care trebuie să le îndeplinească partea carosabilă sunt:
- suprafaţa de rulare pentru autovehicule;
- protejarea structurii de rezistenţă împotriva acţiunii apelor de suprafaţă şi a altor agenţi agresivi;

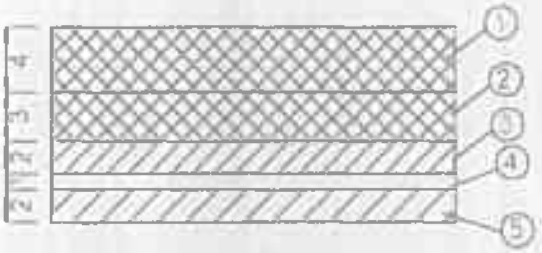


Fig. 9.2. Îmbrăcăminte din asfalt turnat în două straturi
1. Strat uzură; 2. Strat rezistenţă 3 Strat protecţie 4 Hidroizolaţie; 5 Strat suport

Structura de rezistenţă, împreună cu un strat de mortar de egalizare de cca. 2 cm grosime şi cu un beton de pantă, când este cazul, constituie suportul căii. Peste acest strat suport se aplică hidroizolaţia, acoperită cu un strat de protecţie.

Îmbrăcămintea se realizează dintr-un strat de rezistenţă şi unul de uzură. Panta transversală la poduri, pasaje, viaducte, în aliniament se adoptă în general de 2 0%.

La podeţe, pe drumuri cu structură rutieră rigidă din beton de ciment, se aplică o îmbrăcăminte tot rigidă din beton de ciment, pentru a păstra continuitatea căii. Pantele transversale pe podeţe corespund pantelor drumului.

În Normativul privind execuţia la cald a îmbrăcămin ţilor bituminoase pentru calea pe pod, indicativ AND 546/2009, se prezintă următorul tabel cu tipuri de mixturi asfaltice (tabel IX.1.), care intră în alcătuirea căii pe poduri şi pasaje.

Tabel IX.1

Nr. crt.	Tipul mixturii	Simbol	Zonă aplicare	Strat	Clasă tehnică drum	Categ. tehnică stradă
1	Beton asfaltic pentru poduri	BAP 16	Carosabil	Inferior	I-V	I-IV
2	Beton asfaltic cu bitum modificat pentru poduri	BAP16m	Carosabil	Superior şi/sau inferior	I-V	I-IV
3	Mixtură asfaltică stabilizată cu fibre	MASF16 MASF12,5 MASF8	Carosabil Carosabil Carosabil	Superior	I-V	I-IV
4	Mixtură asfaltică cu bitum modificat stabilizată cu fibre	MASF16 MASF12,5 MASF8	Carosabil Carosabil Carosabil	Superior	I-V	I-IV
5	Asfalt turnat dur	ATD 16	Carosabil la poduri cu placă beton	Ambele straturi	I-V	I-IV
6	Asfalt turnat	ATD 8	Trotuare	-	I-V	I-IV
7	Mortar asfaltic turnat	MAT 8	Strat protecţie hidroizolaţie	-	I-V	I-IV
8	Beton asfaltic	BA 8	Strat protecţie hidroizolaţie Trotuare	-	I-V	I-IV

Tipul de mixtură asfaltică pentru îmbrăcămintea bituminoasă pe partea carosabilă a podului se stabileşte prin proiectul de execuţie, ţinând seama de următoarele recomandări:

a). Îmbrăcămintea bituminoasă pe calea podurilor rutiere se execută de regulă din mixturi asfaltice de tipul betonului asfaltic cilindrat sau asfalt turnat dur preparate cu bitum neparafinos pentru drumuri;

b). Îmbrăcămintea bituminoasă din beton asfaltic cilindrat preparat cu bitum modificat cu polimeri precum şi cea cu adaos de fibre se execută în cazul podurilor situate pe drumuri publice cu trafic foarte intens şi greu, în scopul creşterii rezistenţei la deformaţii permanente la temperaturi ridicate şi a rezistenţei la fisurare la temperaturi scăzute.

Betonul asfaltic se poate utiliza ca strat de protecţie a hidroizolaţiei sau de egalizare a căii podului, funcţie de prevederile proiectului de execuţie. Asfaltul turnat se utilizează în general la execuţia îmbrăcăminţii pe trotuarele căii podului.

În acelaşi „Normativ" sunt prezentate calităţile tehnice şi prescripţiile generale de execuţie ale fiecărui tip de mixtură asfaltică precum şi caracteristicile bituminurilor utilizate la prepararea mixturilor asfaltice destinate execuţiei îmbrăcăminţii bituminoase pe partea carosabilă şi pe trotuarele podurilor rutiere.

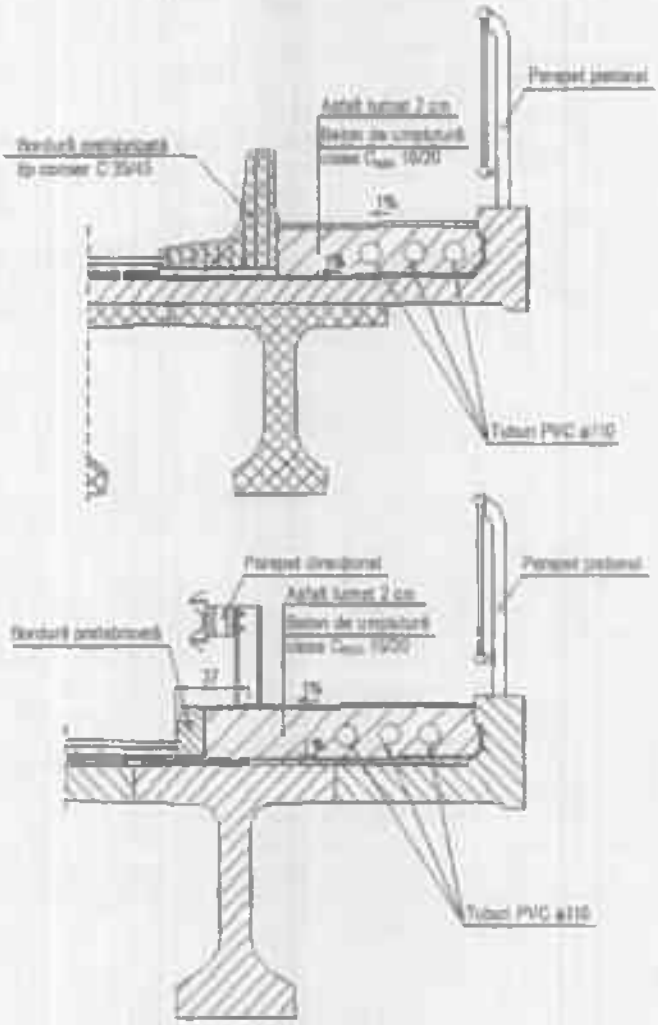
IX.2 TROTUARE

Trotuarele pe poduri asigură circulaţia pietonilor fiind separate de partea carosabilă prin borduri cu înălţimea de 15-20 cm.

Lăţimea trotuarelor se stabileşte în funcţie de amplasamentul podului (în localităţi sau în afara localităţilor) şi de intensitatea fluxului de pieton.

Sub trotuare se pot amenaja goluri pentru cabluri electrice sau de telecomunicaţii.

În general îmbrăcămintea pe trotuare se execută din asfalt turnat în grosime de 2 cm cu pantă transversală spre bordură de 1%.



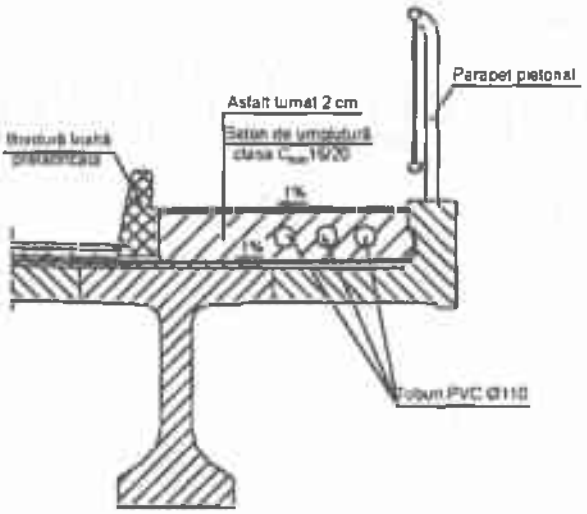


Figura 9.3

IX.3 PARAPETE

Parapetele pietonale au rolul de a se opune căderii pietonilor de pe trotuare în afara podului. Ele se pot executa din piatră, beton armat sau metal.

Parapetele se compun în general din:
- mână curentă;
- zăbreluţe;
- stâlpi fixaţi în lisa marginală a trotuarului.

În figura 9.4 se prezintă detaliile unui parapet metalic, alcătuit din ţeavă cu secţiunea circulară şi zăbreluţe din oţel beton, în figura 9.5 detaliile unui parapet alcătuit din ţeavă cu secţiune dreptunghiulară şi zăbreluţe din platbande metalice.

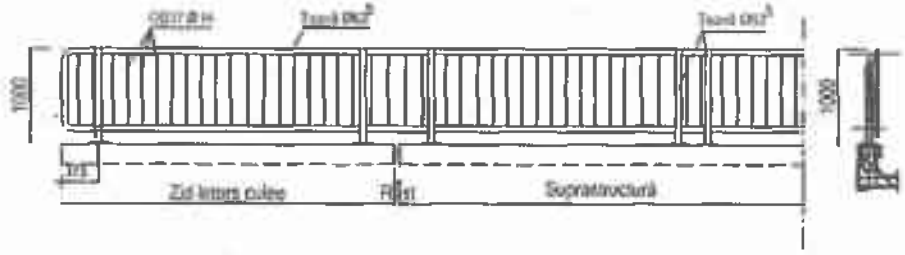


Figura 9.4 Parapet metalic pietonal

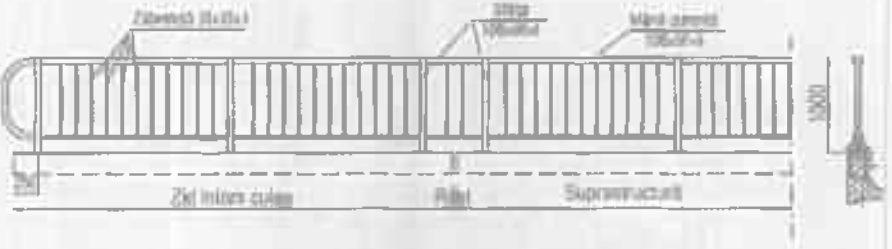


Figura 9.5 Parapet metalic pietonal din țeavă pătrată

La podurile în localități urbane, la pasaje peste linii de cale ferată electrificată, la viaducte cu înălțime mare și la podurile în curbă la trotuarele din exteriorul curbei, se prevăd parapete elastice de siguranță sau bordură înaltă (parapet de siguranță rigid) în scopul protejării pietonilor și a evitării căderii autovehiculelor de pe pod care pot provoca accidente grave.

Parapetele de siguranță amplasate pe poduri vor fi în conformitate cu prevederile cuprinse în următoarele norme:

- SREN 1317 (1...6) „Dispozitive de protecție la drumuri",
- Normativ pentru sisteme de protecție pentru siguranța circulației pe drumuri, poduri și autostrăzi AND – 593/2012.

La achiziționarea parapetelor de siguranță se vor avea în vedere agrementele și avizele tehnice în conformitate cu SREN 1317 – (1...6) (crash test) – care vor cuprinde:

- nivelul de protecție (H_{4b} pentru poduri amplasate pe drumurile naționale și autostrăzi);
- severitatea impactului (A...B);
- lățimea de lucru la poduri (W_{max} = W5...W6);
- masa totală a vehiculului de încercare (30.000 – 38.000 kg)

Parapetul metalic va fi zincat cu un strat minim de 62 microni.

Clasa betonului de ciment la parapete din beton va fi de minim C30/37.

Achiziționarea parapetelor de către constructor-beneficiar se va face cu acordul proiectantului, în concordanță cu precizările din proiect (H, W, A, etc).

Montarea parapetelor se va realiza conform detaliilor elaborate de producător (ofertant) și verificate de proiectant.

IX.4 SCURGEREA APELOR ȘI EVACUAREA LOR

Prima măsură de protecție a podului împotriva infiltrațiilor de apă este asigurarea scurgerii și evacuării rapide a apei de pe pod.

În acest scop partea carosabilă și trotuarele sunt prevăzute cu pante transversale care asigură colectarea apei lângă bordură.

Panta transversală este de 2.0% la podurile cu declivitatea longitudinală sub 3% și se poate reduce la 1% dacă declivitatea longitudinală este peste 3%.

Apa colectată de pe suprafața podului la bordură este evacuată pe la capetele podului, când există pantă longitudinală și podul are lungime mică.

Pentru lungimi mari ale podului evacuarea apei se face prin guri de scurgere,

cu mărirea locală a pantei în zona respectivă, astfel ca grătarul să fie cu 2-3 cm mai jos decât nivelul îmbrăcăminţii (fig.9.6.)

Numărul de guri de scurgere şi suprafaţa grătarului de captare a apei se determină în funcţie de suprafaţa de pe care se colectează apa şi panta longitudinală a căii, conform STAS 4834-86.

Gurile de scurgere sunt alcătuite din: grătar, rama grătarului şi pălnia de evacuare şi se execută din fontă.

Grătarul este rabatabil şi asigură protejarea tubului de evacuare împotriva înfundării. Pălnia de evacuare se fixează în poziţia dorită înainte de betonarea suprastructurii. Marginile hidroizolaţiei se introduc între pălnia de evacuare şi rama grătarului.

Pentru evacuarea apelor infiltrate pe suprafaţa hidroizolaţiei, sunt prevăzute orificii în rama grătarului la nivelul racordării hidroizolaţiei.

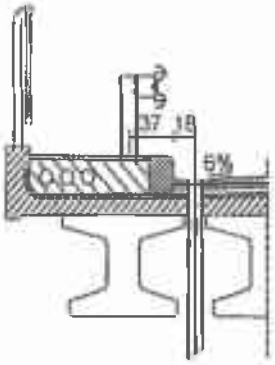


Fig. 9.6

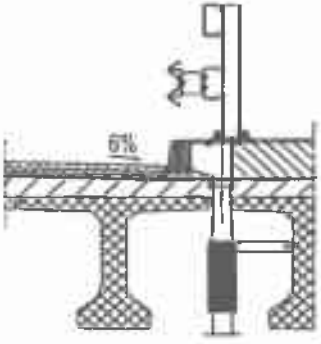


Fig. 9.7. Evacuare laterală

În principiu sunt două tipuri de guri de scurgere:

- cu suprafaţa de colectare orizontală (grătarul) la nivelul părţii carosabile;
- cu suprafaţa de colectare (grătarul) verticală la nivelul bordurii, corpul gurii de scurgere (rama grătarului şi pălnia de evacuare) fiind amplasat sub trotuar.

Acest sistem se adoptă în cazurile în care din considerente constructive de alcătuire a suprastructurii, gurile de scurgere nu pot fi amplasate în partea carosabilă lângă bordură.

Tuburile de evacuare trebuiesc prelungite sub nivelul inferior al suprastructurii.

În cazul viaductelor amplasate în localităţi şi a pasajelor precum şi a tuturor lucrărilor de poduri în zona cu teren macroporic se prevede evacuarea apelor prin scurgere până la nivelul terenului, fiind dirijate la canalizarea locală, şanţuri sau rigole.

IX.5 HIDROIZOLAŢII

Apa care pătrunde prin îmbrăcăminţi trebuie împiedicată să ajungă la elementele structurii de rezistenţă ale podului prin prevederea unei hidroizolaţii.

Hidroizolaţia trebuie să fie impermeabilă, elastică şi rezistentă.

Suprafaţa hidroizolaţiei este paralelă cu suprafaţa îmbrăcăminţii, având aceleaşi pante, pentru a putea asigura scurgerea eventualelor infiltraţii prin îmbrăcăminte.

Hidroizolaţia trebuie să fie elastică pentru a putea urmări deformaţiile structurii de rezistenţă şi să fie rezistentă pentru a transmite încărcările părţii carosabile la structura de rezistenţă.

Hidroizolaţiile au ca scop:

- împiedicarea pătrunderii apei la structura de rezistenţă;
- colectarea apelor ce se infiltrează prin îmbrăcăminte şi dirijarea lor spre gurile de scurgere,

La lucrările de artă, hidroizolaţiile sunt alcătuite în general din:

- şapa care se execută în câmp continuu şi racordarea acesteia la marginea elementului care este hidroizolat;
- racordarea acesteia la gurile de scurgere şi la dispozitivele etanşe de acoperire a rosturilor de dilataţie

Se disting următoarele straturi:

- strat suport,
- strat de amorsare;
- strat de lipire;
- strat de bază;
- strat de protecţie;

Funcţionalităţile unor straturi pot fi comasate în diferite soluţii ale firmelor specializate în hidroizolaţii.

Hidroizolaţiile pot fi alcătuite din:

- folie lichidă cu întărire rapidă;
- membrană hidroizolatoare;

Tehnologia de aplicare poate fi:

- prin pulverizare;
- prin lipire la cald a membranelor cu soluţii pe bază de bitum;
- prin lipire la rece cu soluţii pe bază de raşini sintetice.
- prin aplicarea de membrane autoaderente;
- prin lipirea cu supraîncălzirea membranelor.

În toate variantele, hidroizolaţia se va termina în sens transversal podului cu zone verticale, închise la partea superioară cu cordon de celochit.

Protecţia hidroizolaţiei se realizează dintr-un strat de beton asfaltic BAB având grosimea de min. 2 cm conform Normativ AND 546-2009.

IX.6 ROSTURI DE DILATAŢIE

IX.6.1. Generalităţi

Rosturile la poduri au menirea de a asigura deplasările pe care le au tablierele suprastructurii, generate de temperatură, contracţie, curgere lentă şi rotirea pe reazem din sarcini utile.

Tratarea zonei rosturilor trebuie să conducă la realizarea unor soluţii care să asigure continuitatea căii pe pod şi etanşeitatea împotriva infiltraţiilor apei de pe suprafaţa căii şi a trotuarelor la intradosul suprastructurii şi la aparatele de reazem.

Realizarea simultană a acestor două deziderate este posibilă numai printr-o tratare specială a rosturilor, în funcţie de deformaţiile totale ale tablierelor transmise acestora.

Stabilirea tipului de rost se face în funcţie de deplasarea totală a tablierelor la nivelul rostului.

Deplasarea totală rezultă din însumarea deplasărilor din următoarele cauze:

- acţiunile permanente şi cvasi-permanente (inclusiv forţele de precomprimare la elementele din beton şi fenomenele reologice ale betonului);
- acţiunile utile;
- acţiunile termice (rezultate din acţiunea componentei uniforme pe direcţia considerată, din acţiunea diferenţei de temperatură (gradient) pe înălţimea şi lăţimea suprastructurii;
- acţiunea seismică.

Dispozitivele pentru acoperirea rosturilor de dilataţie trebuie să asigure deplasarea tablierului şi etanşeitatea îmbrăcăminţii pe întreaga lăţime a rostului (inclusiv trotuarele).

În general, componentele dispozitivelor de acoperire a rosturilor de dilataţie sunt:

- elemente elastomerice care asigură deplasarea;
- elemente metalice suport, fixate pe structuri.
- betoane speciale în zona prinderii pieselor metalice;
- mortare speciale de etanşeizare;
- benzi de cauciuc pentru colectarea şi evacuarea apelor de infiltraţie.

Dispozitivele de acoperire a rosturilor de dilataţie au rezolvări specifice de prindere pentru fiecare tip de dispozitiv în parte.

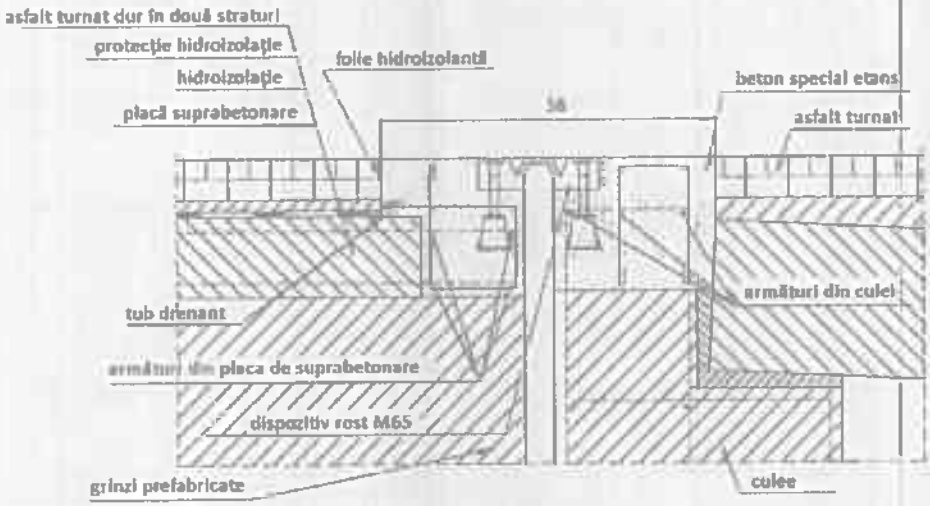


Fig. 9.9.a Rost

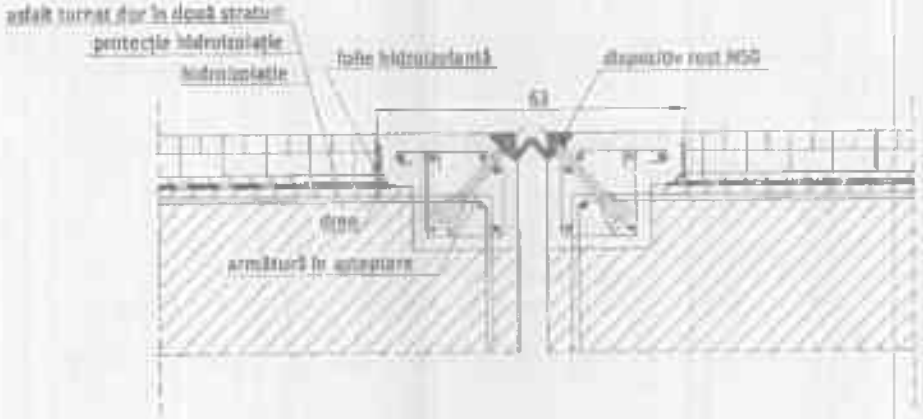


Fig. 9.9.b Rost

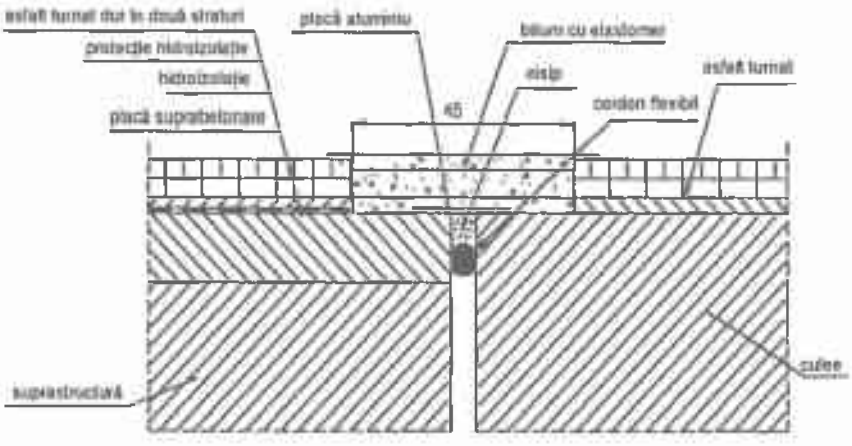


Fig. 9.10. Rost

IX.6.2. Consideraţii privind utilizarea dispozitivelor de acoperire a rosturilor la poduri

Conceptul proiectării bazate pe performanţă structurală presupune ca, în timpul unui eveniment seismic care corespunde unui anumit nivel de hazard, să se realizeze controlul deplasărilor unei structuri şi prin aceasta să fie reduse efectele acţiunii seismice asupra construcţiei. Controlul deplasărilor structurale se poate realiza cu ajutorul unor dispozitive active, respectiv pasive de control. În aceste categorii intră izolatorii seismici, amortizoarele vâscoase, sistemele de penduli cu frecare, dispozitive care disipă energia prin deformarea lor plastică ş.a.

Dispozitivele de acoperire a rosturilor utilizate la poduri au un rol deosebit de important în ceea ce priveşte păstrarea integrităţii structurale în urma unui seism şi prin urmare proiectarea şi execuţia lor trebuie să se realizeze în conformitate cu modul de manifestare a acestui tip de acţiune exterioară. Rosturile de dilataţie trebuie să asigure, prin forma şi dimensiunile lor, gabaritele necesare între elementele de suprastructură şi cele de infrastructură, astfel încât să nu se producă loviri severe între acestea pe toată durata de exploatare a structurii.

În proiectarea dispozitivelor de acoperire a rosturilor, pentru stabilirea valorii deschiderii acestora, trebuie considerat un număr relativ mare de parametri, influenţa unora dintre aceştia fiind greu de stabilit prin modelare matematică. Între aceşti parametri se pot menţiona aici: valoarea lungimii dilatabile a tronsoanelor de suprastructură, alcătuirea şi dimensiunile suprastructurii, forma şi dimensiunile elementelor de infrastructură precum şi rigiditatea acestora, tipul şi caracteristicile aparatelor de reazem, existenţa opritorilor antiseismici pe elementele de infrastructură. Chiar luând în considerare toţi aceşti parametri, datorită gradului mare de incertitudine în ceea ce priveşte magnitudinea seismului, direcţia de manifestare a acţiunii, durata de manifestare, în proiectarea dispozitivelor de rost se acceptă că acestea pot suferi avarii cu diferite nivele de severitate, mergând până la distrugerea totală care impune schimbarea acestora.

Proiectarea rosturilor de dilatație se face pe baza valorilor deplasărilor relative între suprastructura și infrastructura podului, rezultate ca urmare a acțiunilor exterioare ce solicită structura. Valorile acestor deplasări trebuie să includă componentele de translație și de rotire ale elementelor de suprastructură și ale celor de infrastructură. Acțiunile care trebuie considerate în calculul dispozitivelor de rost sunt:

- acțiunile permanente și cvasi-permanente (incluzând forțele de pre- și post-tensionare la tablierele din beton armat și fenomenele reologice ale betonului);
- acțiunile termice (rezultate din acțiunea componentei uniforme pe direcția considerată, dar și din acțiunea diferenței de temperatură - gradient - atât pe înălțimea suprastructurii, cât și pe lățimea acesteia);
- acțiunea seismică.

În general, efectele acțiunilor utile ce solicită structurile de poduri sunt mici și ele pot fi neglijate în stabilirea valorilor deplasărilor pe baza cărora se stabilesc dimensiunile dispozitivelor de rost.

În zonele caracterizate de un nivel ridicat al hazardului seismic, cea mai importantă dintre acțiunile precizate mai sus este acțiunea seismică, determinarea valorii deschiderii rosturilor făcându-se în conformitate cu valoarea deplasării seismice de calcul. Valoarea deplasării totale în situația de proiectare seismică se poate face pe baza relației:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T \qquad (1)$$

unde:

d_E este deplasarea seismică de calcul;

d_G este deplasarea din acțiuni permanente și cvasi-permanente;

ψ_2 este coeficientul de grupare pentru acțiuni termice considerat conform precizărilor din SR EN 1990;

d_T este deplasarea din acțiuni termice.

Deplasarea seismică de calcul poate fi stabilită utilizând analiza seismică bazată pe metoda spectrului de răspuns, fie utilizând spectrul de proiectare și considerând un factor de comportare q corespunzător, fie utilizând spectrul elastic fără factor de comportare. Valoarea deplasării seismice de calcul se calculează cu relația:

$$d_E = \eta \mu_d d_{Ee} \qquad (2)$$

unde:

η este factorul de corecție al amortizării calculat cu relația (3);

μ_d este factorul de ductilitate de deplasare stabilit cu relația (4);

d_{Ee} este deplasarea din acțiunea seismică determinată utilizând o analiză liniară bazată pe metoda spectrului de răspuns.

Valoarea factorului de corecție a amortizării de tip vâscos se determină cu relația:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \qquad (3)$$

cu ξ fracțiunea din amortizarea critică.

Coeficientul de ductilitate de deplasare se determină cu relaţia:

$$\eta_d = \frac{d_u}{d_y} \qquad (4)$$

unde d_u este deplasarea ultimă, iar d_y este deplasarea corespunzând limitei de curgere a armăturii.

Stabilirea deplasării seismice de calcul utilizând spectrul de proiectare împreună cu un factor de comportare corespunzător presupune ca acest factor să se realizeze în practică. În acest sens, pentru a conta pe o valoare corectă a deplasării, valoarea coeficientului de ductilitate de deplasare şi prin aceasta a factorului de comportare trebuie stabilită iterativ, corectând succesiv valoarea acestuia.

Valoarea deplasării seismice de calcul se poate face şi pe baza unor accelerograme rezultate în urma înregistrărilor efectuate în timpul producerii seismului sau pe baza unor accelerograme artificiale generate. În acest caz valorile deplasărilor nu mai trebuie corectate cu factorul q, însă condiţia fundamentală este ca accelerogramele generate să fie compatibile cu spectrul elastic considerat.

Un rol important în evaluarea valorii deschiderii dispozitivelor de rost îl au aparatele de reazem (izolatori) utilizate. O cantitate importantă a energiei induse de acţiunea seismică în structură este disipată prin deformarea aparatelor de reazem. Valoarea deschiderii rosturilor trebuie să fie cel puţin egală cu valoarea deplasării maxime a aparatelor de reazem (izolatorilor) în situaţia de proiectare seismică. Deterioarea completă a aparatelor de reazem, respectiv a dispozitivelor de rost poate fi prevenită prin prevederea, în faza de proiectare, pe elementele de infrastructură, a opritorilor antiseismici.

Pentru zonele unde hazardul seismic este la nivele reduse, hotărâtoare pentru stabilirea valorii deschiderii rosturilor devin forţele orizontale induse în structură de acţiuni permanente, acţiuni termice sau de acţiunile asociate cu încărcările utile folosite pentru dimensionarea elementelor structurale ale podurilor.

Ponderea termenilor utilizaţi în relaţia (1) trebuie stabilită de către proiectant în funcţie de gradul de severitate al acţiunilor care produc deplasările. În norme procentele recomandate sunt de 40% pentru deplasări din acţiunea seismică, 50% pentru deplasări din acţiuni termice şi 10% pentru deplasări provenite din alte acţiuni. Aceste procente pot fi modificate în funcţie de necesitate, pe baza acestora rezultând o valoare a deschiderii rosturilor mai apropiată de realitate.

EXEMPLU DE CALCUL

Pentru a ilustra efectele acţiunilor considerate în cazul structurilor de poduri asupra valorii deplasărilor totale utilizate pentru stabilirea valorii deschiderii rosturilor, în cele ce urmează este prezentat un exemplu de calcul.

Structura analizată este amplasată pe autostrada Nădlac-Arad la km 28+469.79. Podul are două deschideri de aproximativ 23.30 m şi o lungime de 61.00 m. Suprastructura este realizată cu grinzi prefabricate din beton armat cu armătură preîntinsă, cu lungimea de 24.00 m şi înălţimea de 1.03 m, 11 grinzi în secţiune transversală. Grinzile conlucrează la partea superioară prin intermediul unei plăci de suprabetonare cu grosimea de 15 cm măsurată în axul longitudinal al grinzilor. Suprastructura are o lăţime totală de 13.55 m, ceea ce asigură o lăţime de parte carosabilă de 12.00 m şi spaţii de siguranţă de 85 cm pentru dispunerea parapetelor de tip foarte greu.

Infrastructura constă în câte o pilă şi două culee pentru fiecare sens de mers. Pila are elevaţie lamelară, iar culeele sunt masive, fundaţiile fiind de adâncime pe piloţi foraţi cu diametrul de 1.20m şi lungime variabilă

Oblicitatea podului este de aproximativ 70°.

Rezemarea suprastructurii pe elementele de infrastructură se face prin intermediul aparatelor de reazem de tip 4 (înălţime de 41 mm).

Podul este amplasat în zonă seismică ce este caracterizată de următorii parametri: $k_S = 0.16$ şi $T_C = 0.7$ s.

În figurile 1 şi 2 sunt prezentate elevaţia şi secţiunea transversală a structurii.

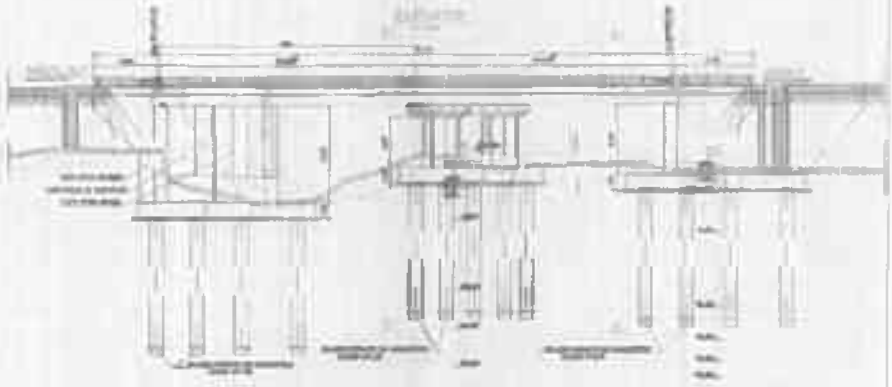


Fig. 9.11 Elevaţia podului

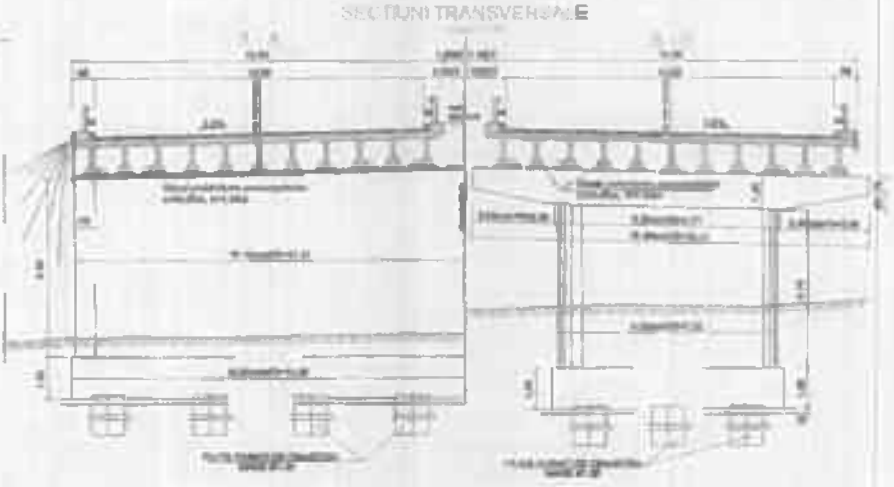


Fig. 9.12 Secţiune transversală

Pentru evaluarea valorilor deplasărilor a fost realizat un model discret cu elemente finite unidimensionale de tip frame şi bidimensionale de tip shell. Au fost efectuate analize statice utilizând acţiuni permanente, utile (convoi LM1 conform SR EN 1991-2:2005) şi variabile însoţitoare (frânare), acţiuni termice (de tip temperatură uniformă, respectiv gradient de temperatură pe lăţimea şi înălţimea suprastructurii) şi dinamice liniare pentru acţiunea seismică, bazate pe spectrul de proiectare stabilit conform prevederilor existente în normativul P100-2006. Modelul numeric este prezentat în figura 3.

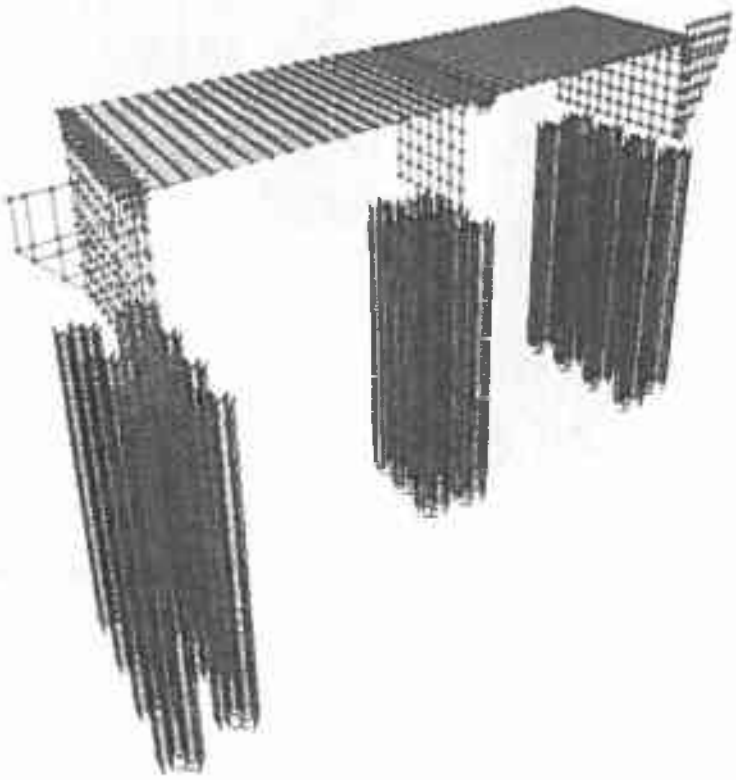


Fig. 9.13 Modelul numeric utilizat în analizele efectuate

În figura 4 este prezentată deformata structurii rezultată în urma considerării acţiunii seismice pe direcţie longitudinală.

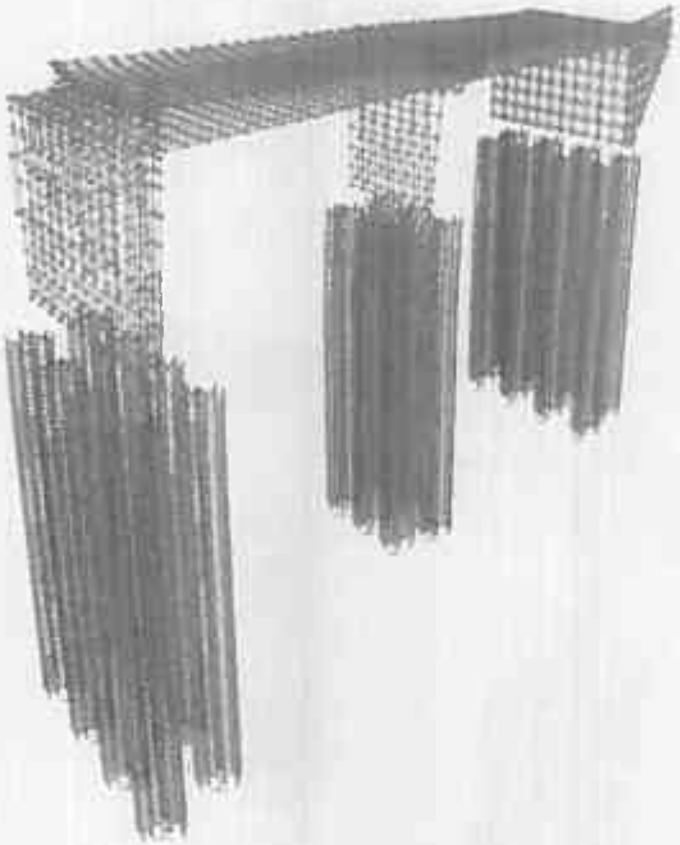


Fig. 9.14 Deformata structurii din acţiunea seismică, direcţie longitudinală

Valorile deplasărilor relative între suprastructura podului şi partea superioară a uneia dintre culee sunt prezentate centralizat în tabelul IX.2.

Tabelul IX.2

Acţiunea	Deplasare orizontală relativă între suprastructură şi partea superioară a culeei [m]
Acţiuni permanente	-0.00131
Acţiuni utile (convoi LM1)	+0.00020
Frânare	±0.00309
Temperatură uniformă (10°C)	-0.00154
Gradient temperatură pe orizonală (5 °C)	-0.00090
Gradient temperatură pe verticală (15 °C)	+0.00020
Seism combinat (1+0.3+0.3)	±0.05574

NOTĂ: În tabelul IX.2, semnul „+" corespunde unei deplasări în sens longitudinal, de la stânga spre dreapta, semnul „-" unei deplasări de la dreapta spre stânga, iar semnul „±" semnifică faptul că deplasarea se poate produce în ambele direcţii.

Având în vedere valorile deplasărilor din tabelul IX.2 şi considerând pentru acţiunea de tip temperatură uniformă o valoare de 40°C, considerând efectele combinate ale acţiunilor permanente, frânării şi acţiunilor termice ce produc deplasări în acelaşi sens şi comparându-le cu deplasările produse de acţiunea seismică combinată (considerând efecte pe cele trei direcţii cu 100% în sens longitudinal şi câte 30% pe celelalte două direcţii) rezultă:

$$d_{TOTAL} = -0.0672\ m$$

Rezultă următoarea pondere a deplasărilor:

$$d_{COMB} = 0.17 \cdot d_{TOTAL}$$

$$d_{SEISM} = 0.83 \cdot d_{TOTAL}$$

Prin urmare, din rezultatele obţinute analizând această structură se constată că, pentru nivelul de hazard seismic asociat zonei unde se găseşte structura, deplasările seismice sunt cele care determină dimensionarea dispozitivelor de acoperire a rosturilor amplasate la capetele structurii. Pentru podul proiectat şi prezentat în acest exemplu au

fost recomandate rosturi de dilatație cu deschiderea maxima de 10cm. Valorile procentuale de 17% pentru deplasări produse de acțiunile combinate cu excepția acțiunii seismice, respctiv de 83% pentru cazul considerării acțiunii seismice demonstrează faptul că, aprecierea unor procente fixe pentru toate tipurile de structuri de poduri, amplasamente și acțiuni este imposibilă. Din aceste motive, procentele de 40% pentru acțiuni seimice și 50% pentru acțiuni termice trebuie cu grijă considerate în proiectare, estimarea acestor procente făcându-se pe baza experienței inginerului proiectant pentru fiecare tip de structură în parte.

CAPITOLUL X
NORME DE SECURITATE ȘI SĂNĂTATE IN MUNCĂ

X.1 SECURITATEA ȘI SĂNĂTATEA ÎN MUNCĂ

În perioada execuției lucrărilor se vor respecta prevederile generale din Legea securității și sănătății în muncă nr. 319/2006, HG 1425/2006 privind aprobarea Normelor metodologice de aplicare a Legii securității și sănătății în muncă nr. 319/2006, cu modificări și completări , HG 300/2006 privind cerințele minime de securitate și sănătate pentru șantierele temporare sau mobile și alte reglementări specifice privind securitatea și sănătatea în muncă în funcție de domeniul lucrărilor prevăzute în proiect precum și de măsurile impuse cu ocazia controalelor privind securitatea și sănătatea în muncă, efectuate de către organele abilitate.

Executantul lucrării proiectate va lua măsuri, prin lucrătorii desemnați cu securitatea și sănătatea în muncă, pentru stabilirea tuturor măsurilor de securitatea muncii necesare pentru toate tipurile de lucrări proiectate, în funcție de materialele, utilajele, sculele folosite la executarea lucrărilor prevăzute în proiect, în conformitate cu legislatia de securitate și sănătate în muncă aflată în vigoare.

Cerințe legale aplicabile din punct de vedere al securității și sănătății în muncă

- Legea securității și sănătății în muncă nr. 319/2006 publicată în MO 646/2006. Legea preia Directiva Consiliului nr. 89/391/CEE publicată în Jurnalul Oficial al Comunităților Europene (JOCE) nr. L 183/1989
- Hotărârea Guvernului nr. 1425/2006 privind aprobarea Normelor metodologice de aplicare a Legii securității și sănătății în muncă nr. 319/2006
- Hotărârea Guvernului nr. 955/2010 pentru modificarea și completarea normelor metodologice de aplicare a prevederilor legii securității 319/2006, aprobate prin HG 1425/2006.
- HG 1242/2011 pentru modificarea Normelor metodologice de aplicare a prevederilor Legii securității și sănătății în muncă nr. 319/2006, aprobate prin HG 1425/2006.
- HG 1091/2006 privind cerințele minime de securitate și sănătate pentru locul de muncă. Hotărârea transpune Directiva 1989/654/CEE, publicată în Jurnalul Oficial al Comunităților Europene (JOCE) nr. L 393/1989.
- HG 1146/2006 privind cerințele minime de securitate și sănătate pentru utilizarea în muncă de către lucrători a echipamentelor de muncă. Hotărârea transpune

Directiva 1989/655/CEE publicată în Jurnalul Oficial al Comunităţilor Europene (JOCE) nr. L 393/1989.

• HG 1048/2006 privind cerinţele minime de securitate şi sănătate pentru utilizarea de către lucrători a echipamentelor individuale de protecţie la locul de muncă. Hotărârea transpune Directiva 89/656/CEE, publicată în Jurnalul Oficial al Comunităţilor Europene (JOCE) nr. L 393/1989.

• HG 971/2006 privind cerinţele minime pentru semnalizarea de securitate şi/sau sănătate la locul de muncă. Hotărârea transpune Directiva 92/58/CEE, publicată în Jurnalul Oficial al Comunităţilor Europene (JOCE) nr. L 245/1992.

• HG 300/2006 privind cerinţele minime de securitate şi sănătate pentru şantierele temporare sau mobile. Hotărârea transpune Directiva 92/57/CEE, publicată în Jurnalul Oficial al Comunităţilor Europene (JOCE) nr L 245/1992.

• HG 1875/2005 privind protecţia sănătăţii şi securităţii lucrătorilor faţă de riscurile datorate expunerii la azbest. Hotărârea transpune prevederile Directivei 83/477/CEE, publicată în Jurnalul Oficial al Comunităţilor Europene (JOCE) nr. L 263/1983, împreună cu toate modificările sale.

• HG 493/2006 privind cerinţele minime de securitate şi sănătate referitoare la expunerea lucrătorilor la riscurile generate de zgomot. Hotărârea transpune Directiva 2003/10/CE, publicată în Jurnalul Oficial al Comunităţilor Europene (JOCE) nr. L 42/2003.

• HG 1876/2005 privind cerinţele minime de securitate şi sănătate referitoare la expunerea lucrătorilor la riscurile generate de vibraţii. Hotărârea transpune Directiva 2002/44/CE publicată în Jurnalul Oficial (JOCE) nr. L 177/2002.

• HG 1051/2006 privind cerinţele minime de securitate şi sănătate pentru manipularea manuală a maselor care prezintă riscuri pentru lucrători, în special de afecţiuni dorsolombare. Hotărârea transpune Directiva 1990/269/CEE, publicată în Jurnalul Oficial al Comunităţilor Europene (JOCE) nr. L 156/1990.

• H.G. nr. 355/2007 – privind supravegherea sănătăţii lucrătorilor modificată şi completată.

X.2 PROTECŢIA CIVILĂ, SITUAŢII DE URGENŢĂ ŞI APĂRAREA ÎMPOTRIVA INCENDIILOR

De asemenea la execuţia lucrărilor se va respecta legislaţia în vigoare privind situaţiile de urgenţă şi apărarea împotriva incendiilor:

• Legea 481/2004 privind protecţia civilă – MO 1094/2004 modificată şi republicată în 2008 (MO 554/22.07.2008)

• Legea nr. 307/2006 privind apărarea împotriva incendiilor – MO 307/21 iulie 2006.

• Ord. 166/2010 al ministrului administraţiei şi internelor pentru aprobarea Dispoziţiilor generale privind apărarea împotriva incendiilor la construcţii şi instalaţiile aferente – MO 559/09.08.2010.

• Ord. 210/20007 al ministrului administraţiei şi internelor pentru aprobarea Metodologiei privind identificarea, evaluarea şi controlul riscurilor de incendiu – MO 360/28.05.2007 modificat cu ord. 663/2008 - MO 822/08.12.2008.

• Ord. 14/2009 al viceprim-ministrului, ministrul administraţiei şi internelor pentru aprobarea Dispoziţiilor generale de apărare împotriva incendiilor la amenajări temporare în spaţii închise sau în aer liber – MO 326/15.05.2009.

• Ord. 163/2007 al ministrului administraţiei şi internelor pentru aprobarea

Normelor Generale de apărare împotriva incendiilor – MO 216/29.03 2007.

• OMAI 1474/2006 Pentru aprobarea Regulamentului de planificare, organizare, pregătire şi desfăşurare a activităţii de prevenire a situaţiilor de urgenţă.

• OMAI 712/2005 Pentru aprobarea Dispoziţiilor generale privind instruirea salariaţilor în domeniul situaţiilor de urgenţă.

• OMAI 786/2005 Privind modificarea şi completarea Ordinului ministrului administraţiei şi internelor nr. 712/2005 pentru aprobarea Dispoziţiilor generale privind instruirea salariaţilor în domeniul situaţiilor de urgenţă.

X.2.1.GESTIONAREA DEŞEURILOR

La execuţia lucrărilor se va respecta legislaţia în vigoare privind gestionarea deşeurilor:

• OUG nr. 61/2006 pentru modificarea şi completarea OUG 78/2000 privind regimul deşeurilor – MO 790/19.09.2006

• Legea nr 132/2010 privind colectarea selectivă a deşeurilor în instituţiile publice.

• HG 1061/2008 privind transportul deşeurilor periculoase şi nepericuloase pe teritoriul României-MO 672/30.09.2008.

• HG 349/2005 privind depozitarea deşeurilor – MO394/10.05 2005, modificată şi completată prin HG 1292/2010 – MO 862/22.12.2010.

• HG 856/2002 privind evidenţa gestiunii deşeurilor şi pentru aprobarea listei cuprinzând deşeurile, inclusiv deşeurile periculoase – MO 659/2002.

• HG 1872/2006 pentru modificarea şi completarea HG 621/2002 privind gestionarea ambalajelor şi a deşeurilor de ambalaje – MO 15/10 01.2007.

• HG 235/2007 privind gestionarea uleiurilor uzate – MO 199/22.03.2007.

• HG 1132/2008 privind regimul bateriilor şi acumulatorilor care conţin substanţe periculoase – MO 667/25.09.2008.

X.3 PROTECŢIA MEDIULUI

X.3.1. LUCRĂRI NOI DE CONSTRUCŢIE PODURI

Lucrările de construcţie pentru poduri noi vor face obiectului evaluării impactului asupra mediului conform legislaţiei de mediu în vigoare. Se vor obţine şi alte avize necesare emiterii acordului de mediu: avize de gospodărirea apelor, avize Natura 2000 (acolo unde este cazul), avizul Ministerului Culturii, Cultelor şi Patrimoniului Cultural, aviz silvicultură. În elaborarea documentaţiilor se va ţine seama în principal de actele legislative enumerate mai jos:

• **Hotărârea** Guvernului nr.445/2009 privind evaluarea impactului anumitor proiecte publice şi private asupra mediului – M.Of. nr.481/13.07. 2009

• **Ordinul** 135/84/76/1.284/2010 al Ministrului Mediului şi Pădurilor, al Ministrului Administraţiei şi Internelor, al Ministrului Agriculturii şi Dezvoltării Rurale şi al Ministrului Dezvoltării Regionale şi Turismului privind aprobarea Metodologiei de aplicare a evaluării impactului asupra mediului pentru proiecte publice şi private – publicat în M.Of.nr. 274/24.04.2010

• **Hotărârea** Guvernului nr.1076/2004 privind stabilirea procedurii de realizare a evaluării de mediu pentru planuri şi programe – M.O. nr.707/5 august 2004

• **Ordinul** nr. 995/2006 al Ministrului Mediului şi Gospodăririi Apelor pentru

aprobarea listei planurilor şi programelor care intră sub incidenţa Hotărârii Guvernului nr.1076/2004 privind stabilirea procedurii de realizare a evaluării de mediu pentru planuri şi programe)

• **Ordinul** Ministrului Apelor şi Protecţiei Mediului nr. 863/2002 privind aprobarea ghidurilor metodologice aplicabile etapelor procedurii cadru de evaluare a impactului asupra mediului- publicat în M.Of.nr. 52/2003.

• **Ordinul** Ministrului Apelor şi Protecţiei Mediului nr. 864/2002 pentru aprobarea Procedurii de evaluare a impactului asupra mediului în context transfrontieră şi de participare a publicului la luarea deciziei în cazul proiectelor cu impact transfrontieră- publicat în M.Of.nr. 397/2003.

• **Hotărârea** Guvernului nr.1048/2007 privind modalităţile de investigare şi evaluare a poluării solului şi subsolului – M.O. nr.802/23 nov. 2007.

• **Legea** nr. 486/2003 pentru aprobarea Ordonanţei de urgenţă nr.27/2003 privind procedura aprobării tacite - M.Of. 827/22 nov. 2003.

• **Ordonanţa** de urgenţă nr.27/2003 privind procedura aprobării tacite - M.Of. 291/25 aprilie 2003. Modificată prin: Legea 157/2010 pentru modificarea şi completarea Ordonanţei de urgenţă a Guvernului nr. 27/2003 privind procedura aprobării tacite - publicată în M.Of. nr. 496/19 iulie 2010.

• **Legea nr. 544/2001 privind liberul acces la informaţiile de interes public** - publicată în Monitorul Oficial nr. 663/23 octombrie 2001

• **Legea** nr. 380/2006 pentru modificarea şi completarea Legii nr. 544/2001 privind liberul acces la informaţiile de interes public - publicată în M.Of. nr. 846/13 oct 2006.

• **Hotărârea** Guvernului nr. 123/2002 pentru aprobarea Normelor metodologice de aplicare a Legii nr. 544/2001 privind liberul acces la informaţiile de interes public – M.Of. nr.167/8 martie 2002.

• **Hotărârea** Guvernului nr. 878/2005 privind accesul publicului la informaţia privind mediul – M.Of. nr.760/22 august 2005.

• Hotărârea Guvernului nr. 564/2006 privind cadrul de realizare a participării publicului la elaborarea anumitor planuri şi programe în legătură cu mediul – M.Of. nr. 406/10 mai 2006.

• **Hotărârea** Guvernului nr. 1003/2007 privind refacerea zonelor în care solul, subsolul şi ecosistemele terestre au fost afectate- M.Of. nr.804/26 nov. 2007.

• **Codul** SILVIC aprobat prin Legea nr. 46/2008- M.O. nr.238/27.03.2008 cu modificările şi completările ulterioare.

• **Legea** nr. 363/2006 privind aprobarea Planului de amenajare a teritoriului naţional – Secţiunea I . Reţele de transport. – publicată în M.Of. nr. 806/2006.

• **Legea** nr. 171/1997 privind aprobarea Planului de amenajare a teritoriului naţional – Secţiunea a IIa. Apa. –M.O. nr. 325/1997 cu modificările şi completările ulterioare.

• **Legea** nr. 351/2001 privind aprobarea Planului de amenajare a teritoriului naţional – Secţiunea a IV-a. Reţeaua de localităţi. –M.O. nr. 408/2001 cu modificările şi completările ulterioare.

• **Legea** nr. 5/2000 privind aprobarea Planului de amenajare a teritoriului naţional – Secţiunea a IIIa.- zone protejate. –M.Of. nr. 152/12.04.2000.

• **Legea** nr. 575/2001 privind aprobarea Planului de amenajare a teritoriului naţional – Secţiunea a V-a.- Zone de risc natural. –M.Of. nr. 726/14.11.2001.

• **Legea** nr. 575/2001 privind aprobarea Planului de amenajare a teritoriului

național – Zone de risc natural. –M O nr. 726/2001.

• **Ordonanţa** de urgenţă nr. 57/2007 privind regimul ariilor naturale protejate, conservarea habitatelor naturale, a florei şi faunei sălbatice – publicată în M.Of. nr. 442/29 iunie 2007.

• **Ordinul** 1.338/2008 al Ministrului Mediului şi Dezvoltării Durabile privind procedura de emitere a avizului Natura 2000– publicat în M.Of. nr. 738/31 oct.2008.

• **Ordinul** Ministrului Culturii şi Cultelor nr. 2182/2005 privind aprobarea Listei monumentelor istorice 2004 – modificări şi completări - şi a Listei monumentelor istorice 2004 - monumente dispărute– modificări şi completări - M.Of. nr.996/2005.

Alegerea variantei de traseu pentru noile căi rutiere va ţine cont de criteriile de mediu:

• Ocolirea zonelor locuite, evitarea demolărilor de locuinţe sau număr minim de astfel de demolări în cazuri în care acest lucru nu poate fi evitat

• Evitarea traversării ariilor naturale protejate (NATURA 2000) sau a unor areale sensibile d.p.d.v. al biodiversităţii, monumente ale naturii

• Ocolirea zonelor cu pădure sau reducerea suprafeţelor necesare

• Evitarea siturilor arheologice, monumentelor istorice

• Evitarea zonelor ce presupun volume mari de umplutură sau săpătură

• Evitarea perimetrelor de protecţie hidrogeologică stabilite pentru fronturile de captare a apei potabile sau alte tipuri de captare ce presupun respectarea calităţii apei subterane.

Elementele constructive şi tehnologille propuse în proiect vor fi stabilite conform normelor de proiectare dar şi criteriilor de mediu, astfel încât impactul asupra mediului să fie redus la minimum posibil.

Normativul urmează să fie aprobat
prin Ordin al Ministrului

C.N.A.D.N.R. - Bd. Dinicu Golescu nr. 38, sector 1, Bucureşti
Tel.: 021/264 34 11; Fax: 021/264 33 30