MINISTERUL TRANSPORTURILOR, CONSTRUCȚIILOR ŞI TURISMULUI

O R D I N U L

Nr. _____ din _____

pentru aprobarea reglementării tehnice
"Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armat cu materiale geosintetice şi metalice", indicativ GP 093-06

În conformitate cu art. 38 alin. 2 din Legea nr. 10/1995 privind calitatea în construcții, cu modificările ulterioare,

În temeiul art. 2 pct. 45 şi al art.5 alin.(4) din Hotărârea Guvernului nr. 412/2004 privind organizarea şi funcționarea Ministerului Transporturilor, Construcțiilor şi Turismului, cu modificările şi completările ulterioare,

Având în vedere procesul-verbal de avizare nr. 10/11.07.2006 al Comitetului Tehnic de Coordonare Generală,

Ministrul transporturilor, construcțiilor şi turismului emite următorul

O R D I N

Art.1. — Se aprobă reglementarea tehnică **"Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armat cu materiale geosintetice şi metalice", indicativ GP 093-06,** elaborată de către Universitatea Tehnică de Construcții Bucureşti, prevăzută în anexa*) care face parte integrantă din prezentul ordin.

Art.2. — Prezentul ordin se publică în Monitorul Oficial al României, Partea I şi intră în vigoare în termen de 30 de zile de la data publicării.

Art.3. — La data intrării în vigoare a prezentului ordin orice dispoziții contrare îşi încetează aplicabilitatea.

MINISTRU

RADU MIRCEA BERCEANU

*) Anexa se publică în Monitorul Oficial al României Partea I bis şi în Buletinul Construcțiilor editat de către Institutul Național de Cercetare-Dezvoltare în Construcții şi Economia Construcțiilor-INCERC Bucureşti

MINISTRUL DELEGAT PENTRU LUCRĂRI PUBLICE ŞI AMENAJAREA TERITORIULUI

LÁSZLÓ BORBÉLY

SECRETAR DE STAT

IOAN ANDREICA

SECRETAR GENERAL

EUGEN ISPAS

SECRETAR GENERAL ADJUNCT

CONSTANȚA PANĂ

DIRECȚIA GENERALĂ JURIDICĂ

DIRECTOR GENERAL

ELENA PETRAŞCU

DIRECȚIA DE REGELEMENTARE ÎN CONSTRUCȚII

DIRECTOR

CRISTIAN-PAUL STAMATIADE

MINISTERUL TRANSPORTURILOR, CONSTRUCȚIILOR ŞI TURISMULUI
Bd. Dinicu GOLESCU Nr. 38, Sector 1, Cod: 010873, Bucureşti
DIRECȚIA DE REGLEMENTARE ÎN CONSTRUCȚII
Telefon: +4021 319.61.12, Fax: +4021 319.62.01, www.mt.ro;e-mail: dtc6@mt.ro

REFERAT DE APROBARE
pentru

"GHID PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURILOR DE PĂMÂNT ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE ŞI METALICE"

Lucrarea: " *Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armate cu materiale geosintetice şi metalice*".
Elaboratorul lucrării este Universitatea tehnică de Construcții Bucureşti.
Conținutul reglementării
Ghidul prezintă metode de proiectare specifice pentru lucrările de pământ armat cu materiale geosintetice sau metalice (structuri de sprijin, pante armate).
Metodologia de proiectare cuprinsă în prezentul ghid are ca referință standardele române în vigoare la data redactării, ca şi cele europene preluate ca standarde naționale în domeniul materialelor geosintetice, prezentând în acelaşi timp şi principiile aplicării normelor EUROCODE, astfel încât ghidul să poată fi aplicat la momentul adoptării acestora ca norme în România.
În ceea ce priveşte armarea cu materiale geosintetice, acest ghid se constituie ca o aplicare a prevederilor generale de utilizare a materialelor geosintetice cuprinse în „Normativul privind utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții", indicativ NP 075/2002.
Ghidul de proiectare a structurilor din pământ armat pune la dispoziția proiectanților o metodologie generală de proiectare, ca şi unele metode specifice de calcul, având caracter orientativ.
Structurile din pământ armat sunt structuri geotehnice ce pot fi clasificate în două mari categorii:

A. Structuri din pământ care nu sunt stabile sub propria lor greutate în varianta nearmată; ele pot fi în situația de a prelua sau nu încărcări exterioare. Principalul criteriu de dimensionare a acestor structuri îl constituie asigurarea stabilității sub greutate proprie şi, eventual, sub posibilele încărcări exterioare. În această categorie intră:

- **structuri de sprijin din pământ armat** (ziduri de sprijin - culei de pod - etc.)
- **pante armate cu materiale geosintetice ,**
- **straturi minerale (**cu rol de etanşare sau drenaj) **instalate pe pante, armate cu geosintetice.**

B. Structuri din pământ stabile sub propria lor greutate chiar şi în varianta nearmată, al căror principal criteriu de dimensionare îl constituie asigurarea preluării încărcărilor exterioare, în condiții de limitare a deformațiilor. În această categorie intră:

- **drumuri nepavate armate cu materiale geosintetice,**
- **îmbrăcăminți bituminoase armate cu materiale geosintetice,**
- **platforme de căi ferate armate cu materiale geosintetice,**
- **platforme armate cu materiale geosintetice** .

Prezentul ghid se referă doar la structurile din categoria A.
Aceste structuri sunt, în general, realizate din straturi alternative de pământ compactat şi armături din materiale geosintetice, metalice sau alte tipuri de materiale. De obicei, pentru a preveni eroziunea feței expuse a masivului armat, sunt necesare elemente de față dă.
Prezenta documentație se înscrie în procesul de armonizare a legislației tehnice româneşti cu cea din Uniunea Europeană, îmbunătățind nivelul de reprezentare privind *proiectarea structurilor de pământ armate cu materiale geosintetice şi metalice*, aferente construcțiilor în România.
Lucrarea a fost avizată favorabil de Comitetul Tehnic de Coordonare Generală prin PV nr. 10/11.07.2006, prin care se recomandă ca prezenta lucrare să se publice în Monitorul Oficial, Partea I, având titlul de mai sus.
În vederea intrării în vigoare a prezentei reglementări şi a publicării acesteia în Monitorul Oficial, Partea I, vă rugăm să binevoiți a semna ordinul alăturat.

DIRECTOR
Cristian - Paul STAMATIADE

Întocmit
ing. Ion Niculescu

UNIVERSITATEA TEHNICA DE CONSTRUCTII BUCURESTI
CATEDRA DE GEOTEHNICA SI FUNDATII
Bdul. Lacul Tei, Nr. 124, sector 2
Tel: +40.21.242.12.08; Fax: +40.21.2420781;
+40.21.2420866

GHID PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURILOR DE PĂMÂNT ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE ŞI METALICE

Redactarea finală

INDICATIV GP 093 - 06

CONTRACT NR. 165/2002

BENEFICIAR: MTCT

RECTOR UTCB

Prof. dr. ing. Dan Stematiu

RESPONSABIL CONTRACT

Conf. dr. ing. Loretta Batali

COLECTIV DE ELABORARE

Conf. dr. ing. Loretta Batali
Prof. dr. ing. Sanda Manea
Conf. dr. ing. Valentin Feodorov
Şef lucr. dr. ing. Horaţiu Popa
Asist. ing. Ernest Olinic
Ing. Constanța Pană

RESPONSABIL LUCRARE MTCT
Ing. Cătălin Roşu

- 2006 -

CUPRINS

1. OBIECT ŞI DOMENIU DE APLICARE 5

1.1. Reglementări tehnice şi standarde naţionale conexe 5

1.2. Armonizarea cu standardele europene 7

2. GENERALITĂŢI 8

2.1. Principiul pământului armat 8

2.2. Tipuri de structuri din pământ armat 8

2.3. Tipuri de armături 11

2.4. Elemente de faţadă 13

2.5. Materiale geosintetice cu alte funcţii 17

2.6. Utilizări 17
2.6.1. Lucrări de poduri 17
2.6.2. Lucrări aferente structurilor rutiere 18
2.6.3. Lucrări aferente căilor ferate 19
2.6.4. Lucrări hidrotehnice 20

2.7. Mecanisme de transfer 21

3. CERCETAREA GEOTEHNICĂ A AMPLASAMENTULUI. EVALUAREA PROIECTULUI 24

3.1. Cercetarea geotehnică a terenului 24

3.2. Evaluarea proiectului 25

4. MATERIALE UTILIZATE – CARACTERIZARE ŞI CRITERII DE ALEGERE 27

4.1. Pământ 27
4.1.1. Criterii de alegere a materialelor pentru umpluturile armate şi cele din spatele masivului armat 27
4.1.2. Determinarea caracteristicilor pământului 28
4.1.2.1. Umpluturi 28
4.1.2.2. Masivul sprijinit 30
4.1.2.3. Terenul de fundare 30

4.2. Materiale geosintetice 31
4.2.1. Materiale geosintetice cu funcţie de armare 31
4.2.2. Materiale geosintetice cu alte funcţii decât cea de armare 33

4.3. Materiale metalice 33

4.4. Elemente de faţadă 33

4.4.1. Elemente de fațadă pentru structuri de sprijin 34
4.4.2. Elemente de fațadă pentru pante armate 35

4.5. Conexiuni între armături şi elementele de fațadă 35

5. PRINCIPII DE PROIECTARE A STRUCTURILOR DIN PĂMÂNT ARMAT 36

5.1. Principiile metodei stărilor limită 36

5.2. Principiile proiectării conform standardelor române în vigoare 36

5.3. Principiile proiectării conform EUROCODE 37

5.4. Proiectarea la stări limită a structurilor din pământ armat 41
5.4.1. Factori parțiali pentru armături 42
5.4.2. Factori parțiali pentru interacțiunea pământ/armătură 46
5.4.3. Exploatarea normală 47

5.5. Încadrarea lucrărilor de pământ armat în categoriile geotehnice 47

5.6. Exigențe de calitate 49

6. STRUCTURI DE SPRIJIN ARMATE 50

6.1. Generalități 50

6.2. Procedura de proiectare 51

6.3. Verificarea stabilității externe 52
6.3.1. Predimensionarea structurii 52
6.3.2. Evaluarea presiunii pământului 55
6.3.3. Verificarea stabilității la alunecare pe talpă 58
6.3.4. Verificarea stabilității la răsturnare 59
6.3.5. Verificarea presiunilor pe teren 59
6.3.6. Verificarea stabilității globale 60
6.3.7. Evaluarea tasărilor 61
6.3.8. Verificarea stabilității externe la solicitări seismice 62

6.4. Verificarea stabilității interne 64
6.4.1. Alegerea tipului de armătură 65
6.4.2. Alegerea distanței între armături 65
6.4.3. Metoda penei ancorate 66
6.4.3.1. Calculul forței maxime de întindere în armătură 66
6.4.3.2. Verificarea la rupere a armăturilor 68
6.4.3.3. Verificarea armăturilor la smulgere 68
6.4.3.4. Verificarea stabilității pe plane înclinate 69
6.4.3.5. Starea limită a exploatării normale 71
6.4.4. Metoda gravității coerente 71
6.4.4.1. Evaluarea coeficientului împingerii pământului 71
6.4.4.2. Calculul forței de întindere în armătură 73
6.4.4.3. Verificarea la rupere a armăturilor 78
6.4.4.4. Verificarea la smulgere a armăturilor 78

6.4.4.5. Verificarea stabilităţii globale interne 78
6.4.4.6. Starea limită a exploatării normale 79
6.4.5. Verificarea stabilităţii interne la acţiuni seismice 79

6.5. Elemente de proiectare specifice 80
6.5.1. Structuri de sprijin suprapuse 80
6.5.2. Structuri de sprijin gemene (*back-to-back walls*) 81

6.6. Proiectarea elementelor de faţadă 82

6.7. Proiectarea conexiunilor 83
6.7.1. Conexiuni între materialele geosintetice 84
6.7.2. Conexiuni metalice 86

6.8. Sistemul de drenaj 86

6.9. Existenţa unui obstacol 86

7. PANTE ARMATE 89

7.1. Generalităţi 89

7.2. Procedura de proiectare 89

7.3. Evaluarea stabilităţii externe 92

7.4. Evaluarea stabilităţii interne 92
7.4.1. Metoda penei duble 93
7.4.2. Metoda fâşiilor pentru suprafaţă de cedare circulară 94
7.4.3. Metoda fâşiilor pentru suprafaţă de cedare spirală logaritmică 95
7.4.4. Metoda gravităţii coerente 96

7.5. Starea limită a exploatării normale 96

7.6. Repararea alunecărilor de teren 97

7.7. Sistemul de drenaj 97

7.8. Proiectarea conexiunilor 98

7.9. Proiectarea elementelor de faţadă 98

8. EXEMPLE DE CALCUL 99

8.1. Structură de sprijin armată cu geogrile – proiectare conform STAS 99
8.1.1. Determinarea parametrilor normaţi şi de calcul conform STAS 3300/1-85 100
8.1.2. Predimensionare 102
8.1.3. Evaluarea împingerii pământului 102
8.1.4. Evaluarea greutăţii şi suprasarcinii 102
8.1.5. Verificarea stabilităţii la alunecare pe talpă 103
8.1.6. Verificarea stabilităţii la răsturnare 103
8.1.7. Verificarea presiunilor pe teren 104
8.1.8. Calculul rezistenţei la întindere a armăturii 104

8.1.9. Dispunerea armăturilor 104
8.1.10. Calculul forţei de întindere în armături 105
8.1.11. Verificarea armăturilor la rupere 105
8.1.12. Verificarea armăturilor la smulgere 106

8.2. Structură de sprijin armată cu geogrile – proiectare conform EUROCODE 107
8.2.1. Determinarea parametrilor geotehnici 108
8.2.2. Alegerea stărilor limită şi a combinaţiilor de încărcări 108
8.2.3. Predimensionare 110
8.2.4. Evaluarea acţiunilor şi parametrilor de calcul 110
8.2.5. Verificarea stabilităţii la alunecare pe talpă 111
8.2.6. Reevaluarea încărcărilor pentru L = 3.1 m 114
8.2.7. Verificarea stabilităţii la răsturnare 115
8.2.8. Verificarea presiunilor pe teren 116
8.2.9. Calculul rezistenţei la întindere a armăturii 118
8.2.10. Dispunerea armăturilor 118
8.2.11. Calculul forţei de întindere în armături 118
8.2.12. Verificarea armăturilor la rupere 119
8.2.13. Verificarea armăturilor la smulgere 119

1. OBIECT ŞI DOMENIU DE APLICARE

Ghidul prezintă metode de proiectare specifice pentru lucrările de pământ armat cu materiale geosintetice sau metalice (structuri de sprijin, pante armate).

Metodologia de proiectare cuprinsă în prezentul ghid are ca referinţă standardele române în vigoare la data redactării, ca şi cele europene preluate ca standarde naţionale în domeniul materialelor geosintetice, prezentând în acelaşi timp şi principiile aplicării normelor EUROCODE, astfel încât ghidul să poată fi aplicat la momentul adoptării acestora ca norme în România.

În ceea ce priveşte armarea cu materiale geosintetice, acest ghid se constituie ca o aplicare a prevederilor generale de utilizare a materialelor geosintetice cuprinse în „Normativul privind utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcţii", indicativ NP 075/2002.

Ghidul de proiectare a structurilor din pământ armat pune la dispoziţia proiectanţilor o metodologie generală de proiectare, ca şi unele metode specifice de calcul, având caracter orientativ.

1.1. Reglementări tehnice şi standarde naţionale conexe

La aplicarea prezentului ghid se va face referire şi la următoarele reglementări tehnice şi standarde naţionale:

1. MLPTL - Ghid tehnic privind exigenţele de bază în efectuarea şi raportarea încercărilor de laborator geotehnic şi în elaborarea reglementărilor tehnice pentru încercări geotehnice, în concordanţă cu cerinţele normelor europene şi ale sistemului naţional de autorizare a laboratoarelor în construcţii
2. MLPTL – Normativ pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcţii, NP 075/2002
3. MLPTL – Normativ privind principiile, exigenţele şi metodele cercetării geotehnice a terenului de fundare, NP 074/2002
4. MLPTL – Ghid privind modul de întocmire şi verificare a documentaţiei geotehnice pentru construcţii, GT 035/2002
5. MLPTL - Cod de proiectare seismică - Partea I Prevederi de proiectare pentru clădiri, P 100-1/2004
6. SR EN 10025-1:2005 – Produse laminate la cald din oţeluri de construcţie nealiate. Partea 1: condiţii tehnice generale de livrare
7. SR EN 10025-2:2004 – Produse laminate la cald din oţeluri de construcţie nealiate. Partea 2: Condiţii tehnice de livrare pentru oţeluri de construcţii nealiate
8. SR EN 10025-5:2005 – Produse laminate la cald din oţeluri de construcţie nealiate. Partea 5: Condiţii tehnice de livrare pentru oţeluri de construcţii cu rezistenţă îmbunătăţită la coroziunea atmosferică
9. SR EN 12224:2001 – Geotextile şi produse înrudite. Determinarea rezistenţei la intemperii
10. SR EN 12225:2001 – Geotextile şi produse înrudite. Metoda de determinare a rezistenţei microbiologice prin încercarea de îngropare în sol

11. SR EN 12447:2003 – Geotextile şi produse înrudite. Metodă de determinare a rezistenței la hidroliză în apă
12. SR EN 13251:2001/A1:2005 - Geotextile şi produse înrudite. Caracteristicile impuse pentru utilizarea la construcții din pământ, fundații şi structuri de sprijin
13. SR EN 13438:2005 – Geotextile şi produse înrudite. Metodă selectivă pentru determinarea rezistenței la oxidare
14. SR EN 14030:2002/A1:2004 – Geotextile şi produse înrudite. Metodă de încercare selectivă pentru determinarea rezistenței la lichide acide şi alcaline
15. SR EN 1990:2004 – Eurocod : Bazele proiectării structurale
16. SR EN 1997-1:2004: Eurocod 7 – Proiectarea geotehnică. Partea 1 – Reguli generale
17. SR EN ISO 8765:2002 – Şuruburi cu cap hexagonal parțial filetate, cu filet metric fin – Grade A şi B
18. SR EN 918:2000 – Geotextile şi produse înrudite. Încercarea de perforare dinamică (încercarea prin căderea unui con)
19. SR EN ISO 10318:2006 – Geotextile. Vocabular
20. SR EN ISO 10319:2002 – Geotextile. Încercarea la tracțiune a benzilor late
21. SR EN ISO 10321:1999 – Geotextile. Determinarea rezistenței la tracțiune pentru îmbinări/cusături prin metoda benzilor late
22. SR EN ISO 11058:2002 – Geotextile şi produse înrudite. Determinarea permeabilității la apă normal pe plan, fără încărcare normală
23. SR EN ISO 12236:2000 – Geotextile şi produse înrudite. Încercare de perforare statică (încercare CBR)
24. SR EN ISO 12956:2004 – Geotextile şi produse înrudite. Determinarea mărimii deschiderii caracteristice d efiltrare
25. SR EN ISO 12957-1:2005 – Geosintetice. Determinarea caracteristicilor de frecare. Partea 1: Încercarea de forfecare directă
26. SR EN ISO 12957-2:2005 - Geosintetice. Determinarea caracteristicilor de frecare. Partea 2: Încercarea cu planul înclinat
27. SR EN ISO 13431:2004 - Geotextile şi produse înrudite. Determinarea comportării la fluaj din tracțiune şi rupere din fluaj din tracțiune
28. SR EN ISO 4014:2003 - Şuruburi cu cap hexagonal parțial filetate – Grade A şi B
29. SR EN ISO 4016:2002 - Şuruburi cu cap hexagonal parțial filetate – Grad C
30. SR ENV ISO 10722-1:2002 – Geotextile şi produse înrudite. Metodă de simulare a deteriorării în timpul instalării. Partea I – Instalarea între materiale granulare.
31. SR ISO 10390:1999 – Calitatea solului. Determinarea pH-ului
32. SR ISO 11048:1999 – Calitatea solului. Determinarea sulfatului solubil în apă şi solubil în acid.
33. SR ISO 11265+A1:1998 – Calitatea solului. Determinarea conductivității electrice specifice
34. SR ISO 14240:2001 – Calitatea solului. Determinarea biomasei microbiene a solului
35. STAS 10101/0-75 – Acțiuni în construcții. Clasificarea şi gruparea acțiunilor
36. STAS 10101/0A –77 – Acțiuni în construcții. Clasificarea şi gruparea acțiunilor pentru construcții civile şi industriale
37. STAS 10108/0-78 – Construcții civile, industriale şi agricole. Calculul elementelor din oțel
38. STAS 11028-89 – Şuruburi cu cap hexagonal şi piulițe hexagonale pentru construcții metalice

39. STAS 1913/12-88 – Teren de fundare. Determinarea caracteristicilor fizice şi mecanice ale pământurilor cu umflări şi contracţii mari
40. STAS 1913/13-83 – Teren de fundare. Determinarea caracteristicilor de compactare. Încercarea Proctor
41. STAS 1913/15-75 – Teren de fundare. Determinarea greutăţii volumice pe teren
42. STAS 1913/1-82 – Teren de fundare. Determinarea umidităţii
43. STAS 1913/2-76 – Teren de fundare. Determinarea densităţii scheletului pământurilor
44. STAS 1913/3-76 – Teren de fundare. Determinarea densităţii pământurilor
45. STAS 1913/4-86 – Teren de fundare. Determinarea limitelor de plasticitate
46. STAS 1913/5-85 – Teren de fundare. Determinarea granulozităţii
47. STAS 1913/6-76 – Teren de fundare. Determinarea permeabilităţii în laborator
48. STAS 3300/1-85 – Teren de fundare. Principii generale de calcul
49. STAS 7107/1-76 – Teren de fundare. Determinarea materiilor organice
50. STAS 8796/1 –80 – Organe de asamblare de înaltă rezistenţă folosite cu pretensionare la îmbinarea structurilor din oţel – Şuruburi IP – Dimensiuni
51. STAS 8796/2 –80 – Organe de asamblare de înaltă rezistenţă folosite cu pretensionare la îmbinarea structurilor din oţel – Piuliţe IP – Dimensiuni
52. STAS 8796/3 –89 – Organe de asamblare de înaltă rezistenţă folosite cu pretensionare la îmbinarea structurilor din oţel – Şaibe IP – Dimensiuni
53. STAS 8796/4 –89 – Organe de asamblare de înaltă rezistenţă folosite cu pretensionare la îmbinarea structurilor din oţel. Condiţii tehnice generale de calitate
54. STAS 8942/1-89 – Teren de fundare. Determinarea compresibilităţii pământurilor prin încercarea în edometru
55. STAS 8942/2 – 82 – Teren de fundare. Determinarea rezistenţei pământurilor la forfecare prin încercarea de forfecare directă
56. STAS 8942/5-75 – Teren de fundare. Determinarea rezistenţei la forfecare prin compresiune triaxială pe probe neconsolidate – nedrenate (UU) pe pământuri coezive

1.2. Armonizarea cu standardele europene

Prevederile prezentului ghid au ca referinţă principiile conţinute în următoarele standarde europene:

1. EN 1991 Eurocod 1 – Acţiuni structurale
2. EN 1992 Eurocod 2 – Proiectarea structurilor din beton
3. EN 1993 Eurocod 3 – Proiectarea structurilor metalice
4. EN 1994 Eurocod 4 – Proiectarea structurilor compozite din metal şi beton
5. EN 1995 Eurocod 5 – Proiectarea structurilor din lemn
6. EN 1996 Eurocod 6 – Proiectarea structurilor din zidărie
7. ENV 13670-1:200 Execuţia structurilor din beton – Partea 1: Generalităţi
8. ENV 1997-2:1999 Eurocod 7 – Proiectarea geotehnică. Partea 2 – Proiectarea geotehnică asistată de încercări de laborator
9. ENV 1997-3:1999 Eurocod 7 – Proiectarea geotehnică. Partea 3 – Proiectarea geotehnică asistată de încercări de teren

2. GENERALITĂȚI

2.1. Principiul pământului armat

Pentru eforturile de întindere pe care pământul nu le poate prelua se pot introduce armături în teren. Principiul de funcționare al acestora este ilustrat în Figura 2.1.

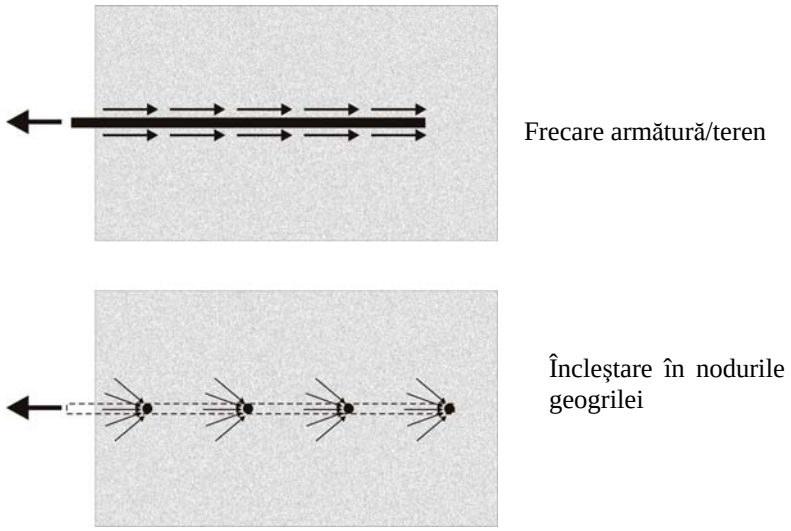


Figura 2.1. Principiul de funcționare a armăturilor introduse în pământ

2.2. Tipuri de structuri din pământ armat

Structurile din pământ armat sunt structuri geotehnice ce pot fi clasificate în două mari categorii:

A. **Structuri din pământ care nu sunt stabile sub propria lor greutate în varianta nearmată**; ele pot fi în situația de a prelua sau nu încărcări exterioare. Principalul criteriu de dimensionare a acestor structuri îl constituie asigurarea stabilității sub greutate proprie şi, eventual, sub posibilele încărcări exterioare. În această categorie intră:

- structuri de sprijin din pământ armat (ziduri de sprijin - Figura 2.2**, culei de pod -** Figura 2.3 **etc.)**

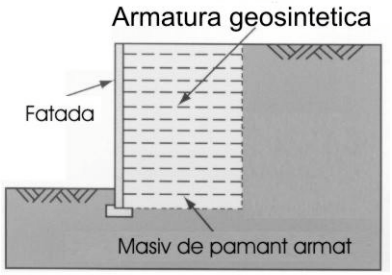


Figura 2.2. Zid de sprijin din pământ armat cu geosintetice

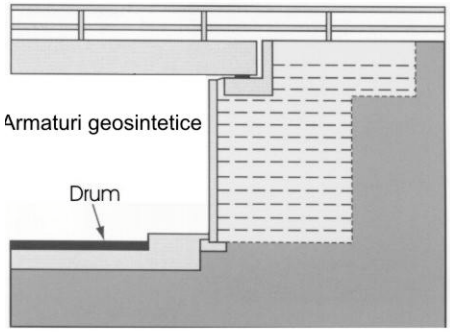


Figura 2.3. Culee de pod din pământ armat cu geosintetice

- **pante armate cu materiale geosintetice (**Figura 2.4**)**

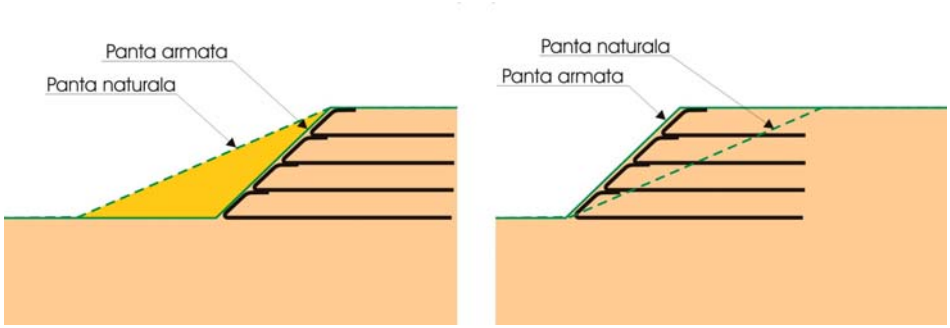


Figura 2.4. Pante armate cu materiale geosintetice

- straturi minerale (cu rol de etanşare sau drenaj) instalate pe pante, armate cu geosintetice (Figura 2.5**)**

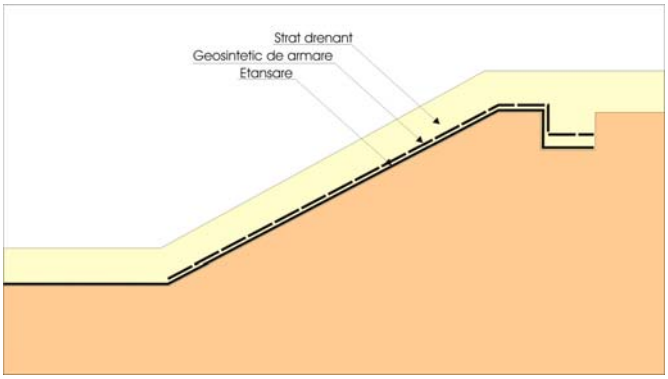


Figura 2.5. Straturi minerale armate cu materiale geosintetice, instalate pe pante

B. **Structuri din pământ stabile sub propria lor greutate chiar şi în varianta nearmată**, al căror principal criteriu de dimensionare îl constituie asigurarea preluării încărcărilor exterioare, în condiții de limitare a deformațiilor. În această categorie intră:

- **drumuri nepavate armate cu materiale geosintetice,**
- **îmbrăcăminți bituminoase armate cu materiale geosintetice,**
- **platforme de căi ferate armate cu materiale geosintetice,**
- **platforme armate cu materiale geosintetice .**

Prezentul ghid se referă doar la structurile din categoria A.

Aceste structuri sunt, în general, realizate din straturi alternative de pământ compactat şi armături din materiale geosintetice, metalice sau alte tipuri de materiale. De obicei, pentru a preveni eroziunea feței expuse a masivului armat, sunt necesare elemente de fațadă. Exemple de astfel de structuri sunt prezentate în figurile care urmează:

- *structuri de sprijin verticale sau apropiate de verticală, cu diverse tipuri de fațade (Figura 2.6);*

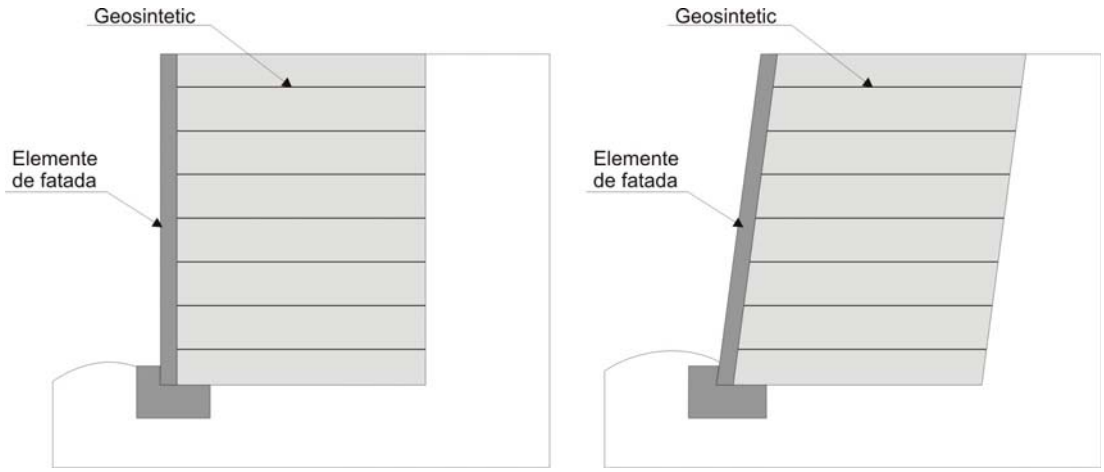


Figura 2.6. Structuri de sprijin verticale sau foarte apropiate de verticală

Elementele componente ale unei structuri geotehnice de sprijin din pământ armat sunt (Figura 2.7):

- *pământul armat*, constituit dintr-o alternanță de straturi de pământ compactat (în general necoeziv) şi armături geosintetice sau metalice,
- *umplutura* din spatele structurii de pământ armat,
- *terenul natural* din spatele întregii structuri,
- *terenul de fundare*, de sub structura de pământ armat,
- *elementele de fațadă (parament),*
- *conexiuni*,
- *fundația.*

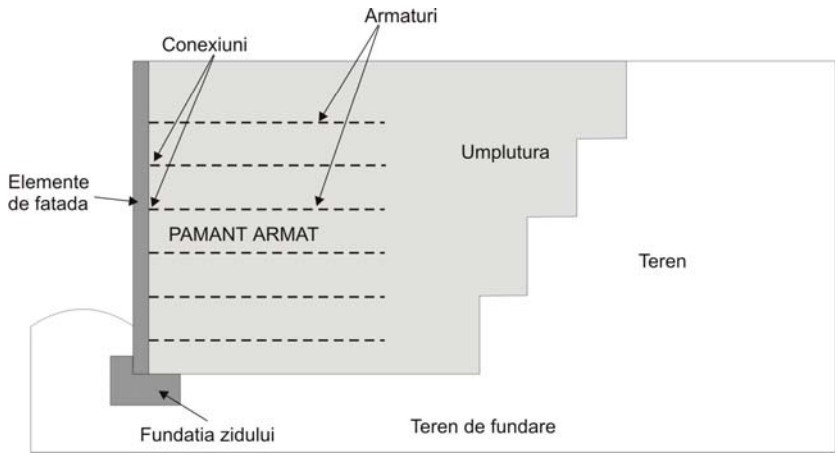
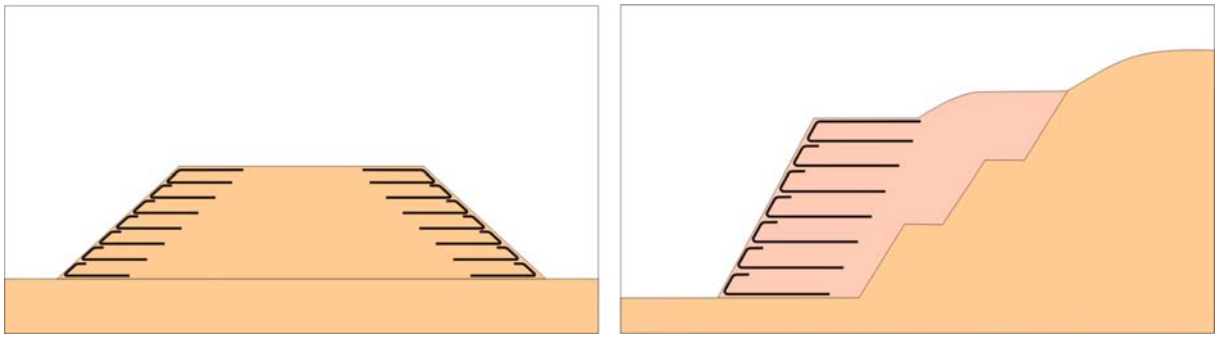


Figura 2.7. Elementele componente ale unei structuri de sprijin din pământ armat

- pante armate utilizate pentru construcția de ramblee, stabilizări de alunecări de teren şi excavații (Figura 2.8).



a. Rambleu cu pante armate b. Repararea alunecărilor

Figura 2.8. Pante armate

2.3. Tipuri de armături

Armăturile se pot prezenta sub diverse forme şi pot fi realizate din mai multe tipuri de materiale:

- benzi, folii sau grile din materiale polimerice (geosintetice),
- benzi sau grile metalice,
- ancore de diverse tipuri.

În Figura 2.9 sunt prezentate schemele de armare folosind diverse forme de armături.

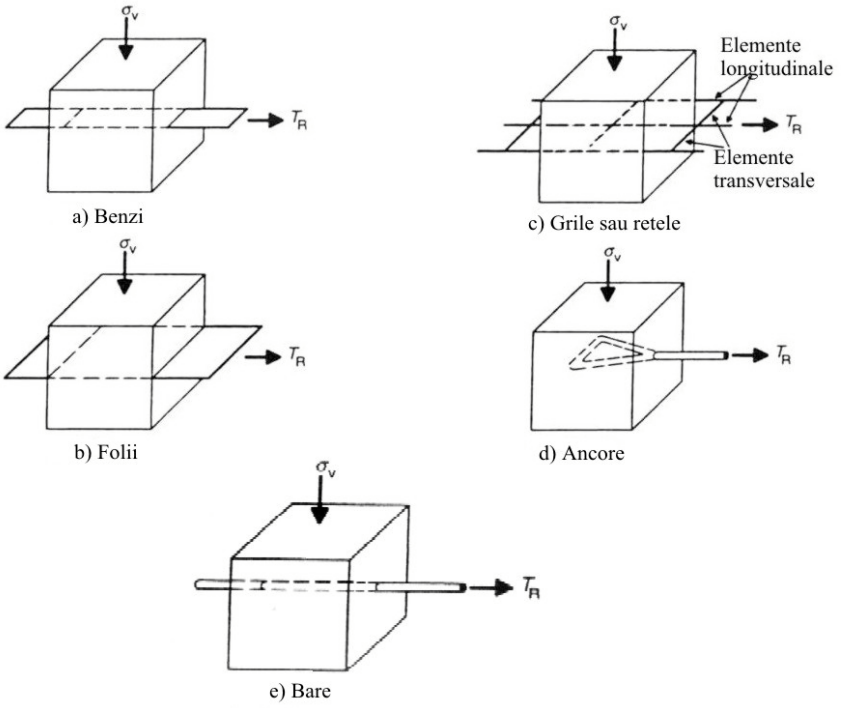


Figura 2.9. Diverse forme de armături

Armăturile sub formă de folii sau grile sunt în general instalate pe toată lățimea, spre deosebire de armăturile sub formă de benzi, ancore sau bare. În primul caz, forța totală rezistentă mobilizată va fi funcție de numărul de straturi şi de distanța pe verticală între ele, iar în al doilea caz şi de distanța pe orizontală.

Armăturile din materiale geosintetice pot fi realizate din:
- geotextile,
- geogrile,
- geocompozite de armare.

Geotextilele sunt țesături permeabile realizate din fibre sau fire textile. Marea majoritate sunt realizate din fibre sintetice, dar există şi geotextile realizate din fibre naturale (iută, de exemplu). Polimerii utilizați sunt polipropilena, poliesterul, polietilena şi poliamida sub formă de fibre sau fire (monofilament, multifilament, etc.).

Geotextilele pot fi: țesute, nețesute, tricoturi, consolidate prin interțesere sau termosudare.

Geogrilele sunt rețele polimerice regulate cu ochiuri suficient de mari (1÷10 cm) pentru a permite pătrunderea materialelor granulare.

Sunt realizate în general din polietilenă (de înaltă densitate) sau polipropilenă, dar şi din poliamidă, poliester sau, mai recent, din poliamide aromatice (aramid) sau polivinilalcool.

Geogrilele pot fi sudate, țesute sau extrudate, mono- sau biaxiale.

Geocompozitele sunt combinații de materiale, din care cel puțin un material este geosintetic. Geotextilele folosite în scop de armare pot fi asociate cu alți polimeri, cu fibre de sticlă sau metal, formând geocompozite. În această categorie intră de asemenea geocelulele,

care sunt saltele celulare tridimensionale realizate din geogrile şi celulele tridimensionale alcătuite din benzi de geotextil, sau alți polimeri, ambele umplute cu pământ sau material granular.

Armăturile metalice sunt realizate din materiale rezistente la coroziune (oțel galvanizat sau nu, inox) şi se prezintă sub formă de grile, benzi, bare.

Din punct de vedere al comportării, armăturile pot fi împărțite în două categorii:

- **armături relativ inextensibile**, definite ca fiind armăturile pentru care deformațiile la rupere sunt mai mici decât deformațiile maxime ce pot apare în terenul nearmat, în aceleaşi condiții de solicitare. Proprietățile acestor armături sunt, de cele mai multe ori, independente de timp şi temperatură, astfel că relația efort – deformație poate fi determinată cu ajutorul încercărilor pe termen scurt, cu viteza constantă de deformare. În această categorie intră armăturile metalice.
- **armături relativ extensibile**, care au deformații la rupere mai mari decât deformațiile maxime ce pot apare în pământul nearmat, în aceleaşi condiții de solicitare. Proprietățile acestui tip de armături sunt, în general, dependente de timp şi temperatură, de aceea pentru determinarea lor sunt recomandate încercări pe termen lung (fluaj). În această categorie intră aproape toate tipurile de armături geosintetice.

Structurile ancorate sunt realizate cu armături metalice sau polimerice care au formă de ancoră la capătul dinspre fațadă.

2.4. Elemente de fațadă

În cazul structurilor de sprijin fața îndeplineşte următoarele funcții:

- dă o formă exterioară structurii,
- oferă o estetică necesară pentru încadrarea în peisaj,
- previne eroziunea pământului,
- asigură un suport pentru pământ între straturile de armături,
- asigură ancorarea armăturilor în zona activă.

Principalele tipuri de fațade utilizate sunt:

- panouri prefabricate din beton cu înălțime mai mică decât înălțimea structurii, îmbinate între ele prin diferite sisteme,
- panouri prefabricate din beton cu înălțime egală cu înălțimea structurii,
- blocuri modulare prefabricate din beton,
- elemente metalice,
- gabioane,
- materiale geosintetice întoarse la fața zidului,
- elemente montate după construcție în cazul geosinteticelor întoarse la fața structurii, realizate din beton torcretat, beton, panouri prefabricate din beton, lemn sau alte materiale, zidărie de piatră brută ancorată de fațada elastică din plase de oțel beton sau fațade din traverse recuperate. Aceste elemente au un rol preponderent de protecție a geosinteticelor contra intemperiilor, vandalismului etc.

În figurile 2.10 – 2.16 sunt prezentate câteva tipuri de fațade.

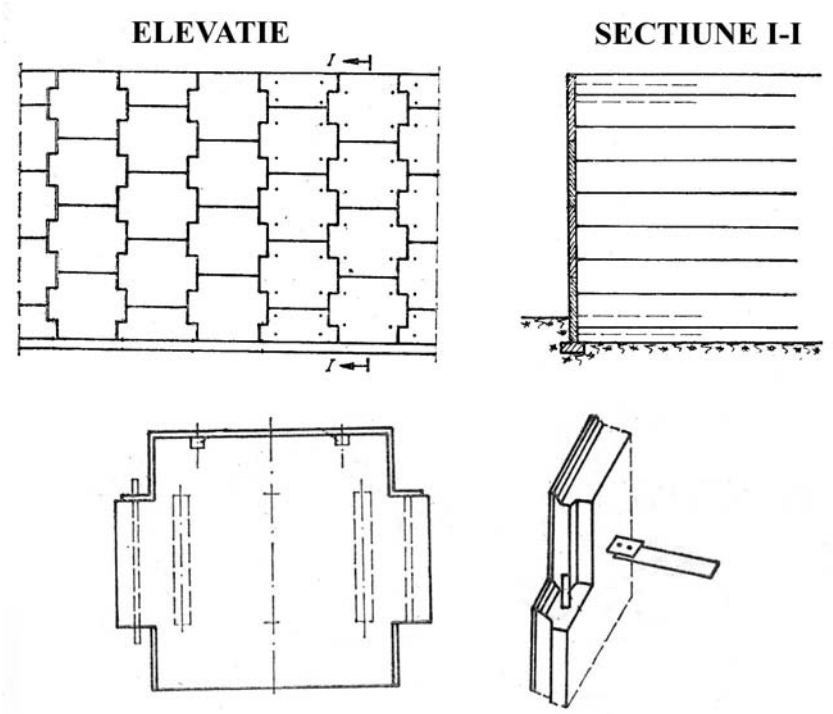


Figura 2.10. Elemente de fațadă din dale de beton cruciforme

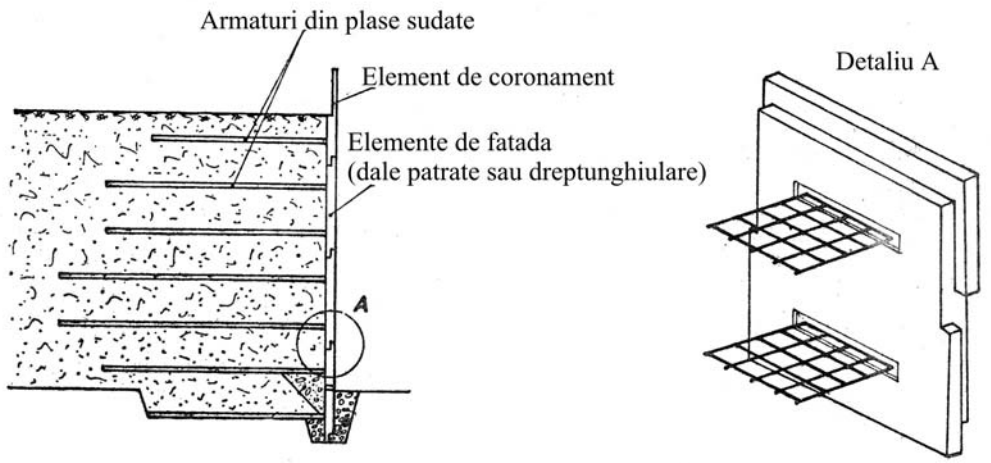


Figura 2.11. Elemente de fațadă din dale pătrate sau dreptunghiulare pentru armături din plase sudate

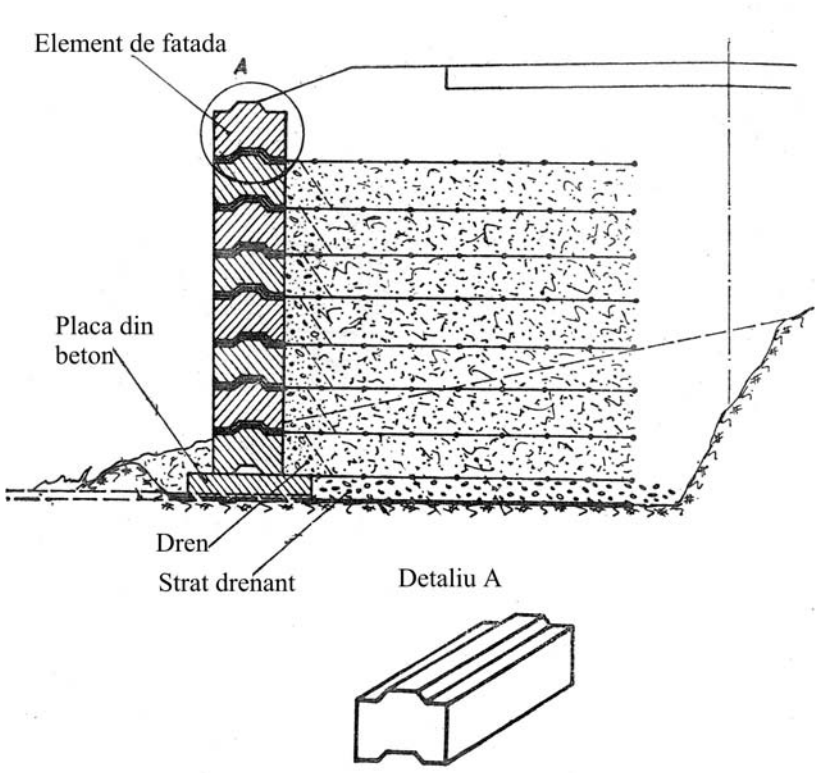


Figura 2.12. Elemente de fațadă din blocuri de beton

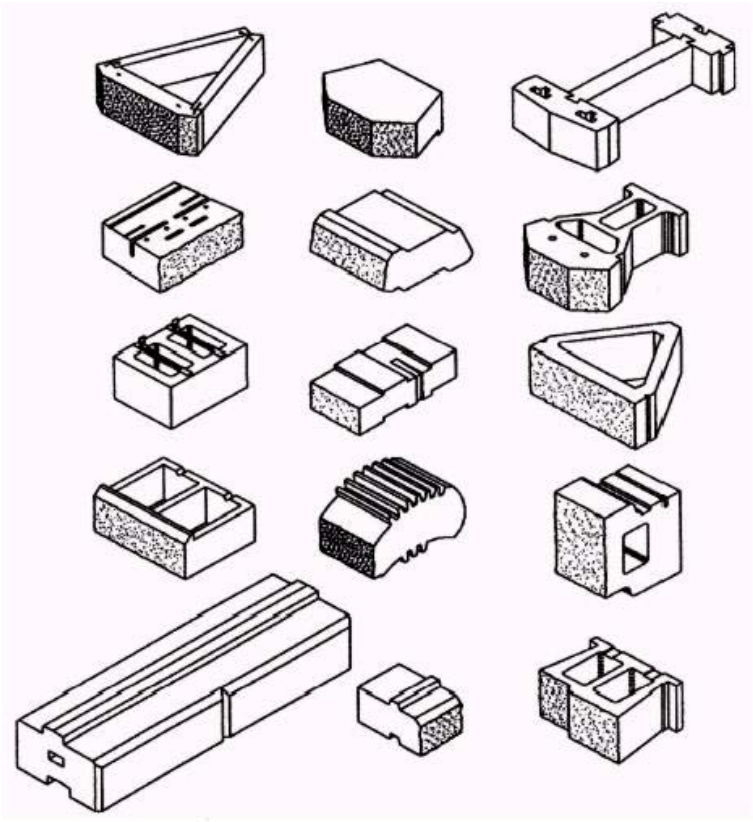


Figura 2.13. Diferite forme de blocuri modulare pentru fațade

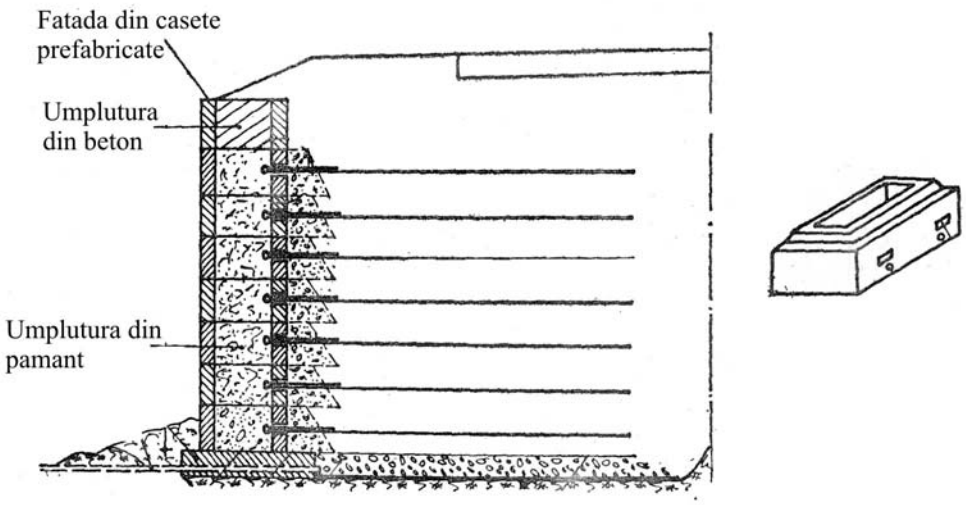


Figura 2.14. Elemente de fațadă din casete prefabricate

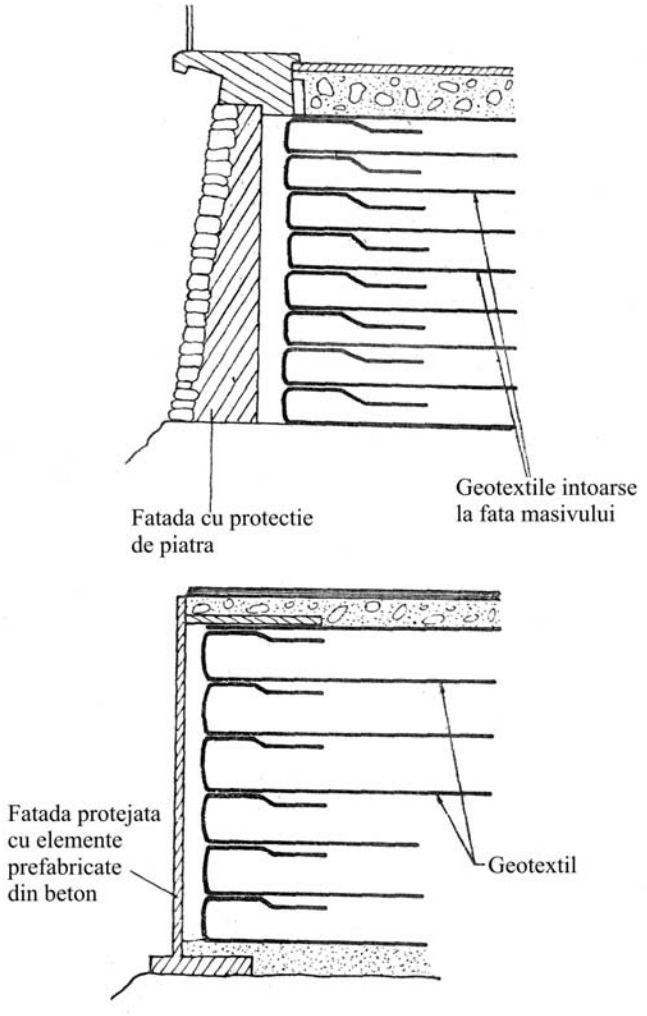


Figura 2.15. Fațade flexibile cu geosintetice întoarse la fața masivului, cu protecție din zidărie de piatră sau elemente de beton

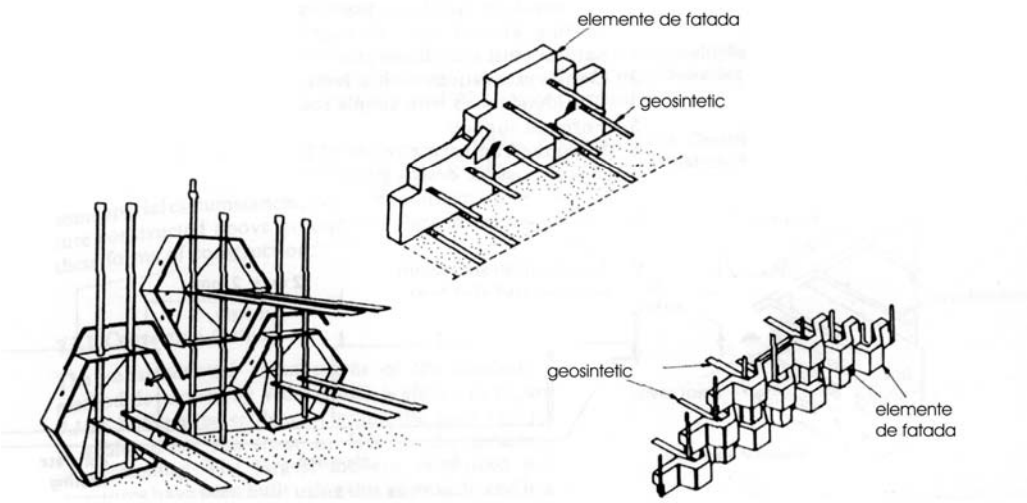


Figura 2.16. Prinderea armăturilor în elemente de fațadă prefabricate

2.5. Materiale geosintetice cu alte funcții

Materialele geosintetice pot fi utilizate la structurile din pământ armat şi cu alte funcții, conexe celei de armare şi anume de filtrare, drenare sau protecție antierozională.

În cazul utilizării geotextilelor ca armături, acestea pot îndeplini şi o funcție de drenare.

Pentru drenarea masivului din spatele structurii se pot utiliza geotextile, georețele sau geocompozite de drenaj.

2.6. Utilizări

2.6.1. Lucrări de poduri

- culee de pod (Figura 2.17),
- culee combinată cu fundație pe piloți (Figura 2.18),
- culee în pantă (Figura 2.19),
- rambleu armat pentru viaducte (Figura 2.20).

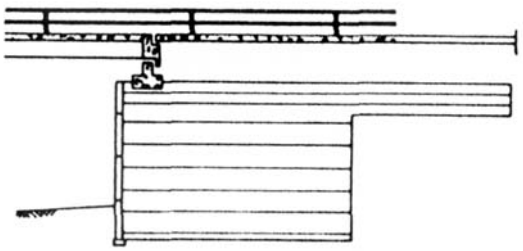


Figura 2.17. Culee de pod

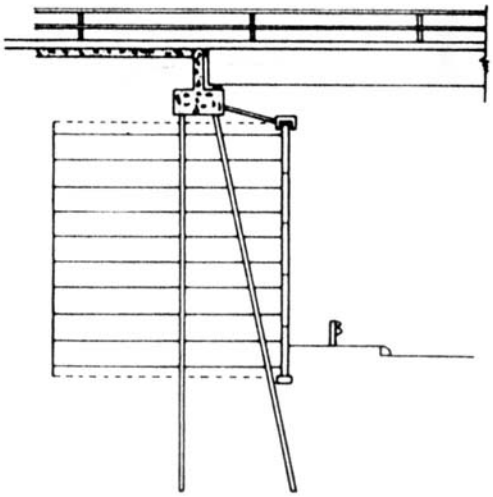


Figura 2.18. Culee combinată cu fundație pe piloți

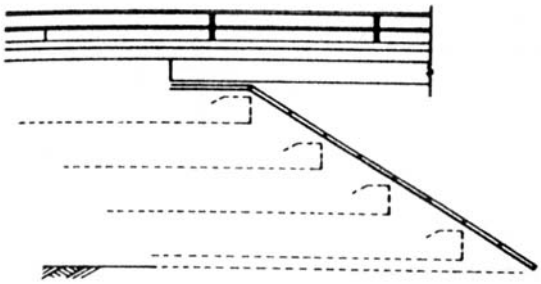


Figura 2.19.Culee în pantă

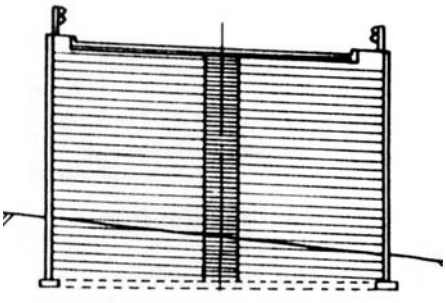


Figura 2.20. Rambleu armat pentru viaducte

2.6.2. Lucrări aferente structurilor rutiere

- masive de pământ armat ce suportă structura drumurilor sau autostrăzilor (Figura 2.21),
- structuri de sprijin din pământ armat pentru drumuri în zone muntoase (Figura 2.22),

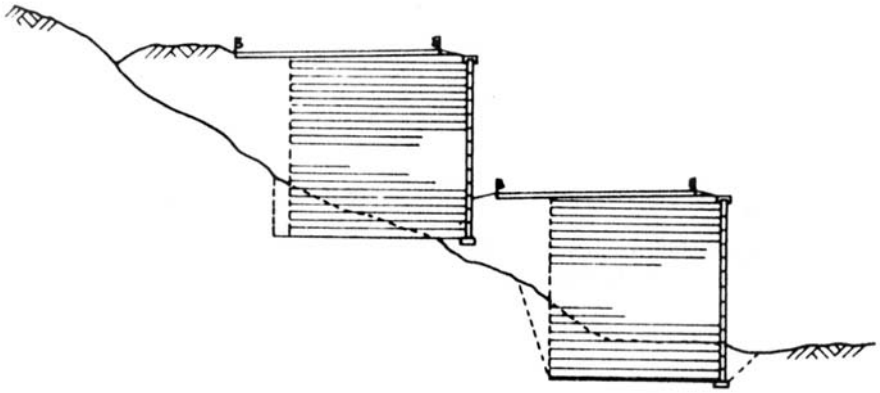


Figura 2.21. Drumuri aşezate pe masive de pământ armat

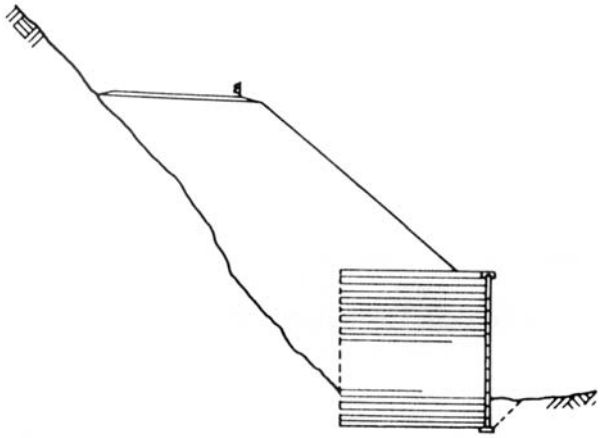


Figura 2.22. Structuri de sprijin din pământ armat pentru drumuri în zone montane

2.6.3. Lucrări aferente căilor ferate

- ramblee de cale ferată armate (Figura 2.23),
- ramblee de cale ferată aşezate pe masive de pământ armat (Figura 2.24).

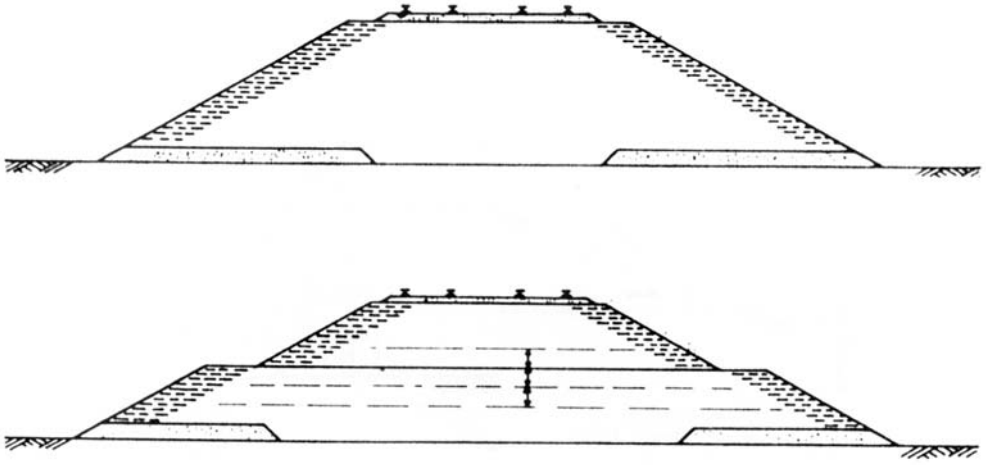


Figura 2.23. Ramblee de cale ferată armate cu materiale geosintetice

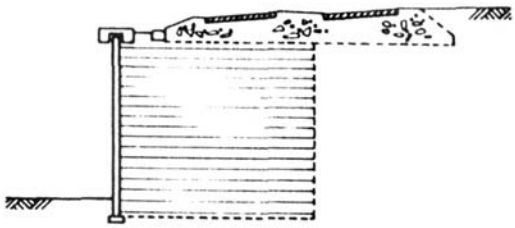


Figura 2.24. Ramblee de cale ferată aşezate pe masive armate

2.6.4. Lucrări hidrotehnice

- cheuri (Figura 2.25),
- insule artificiale din geocelule si umplutură realizată prin hidromecanizare (Figura 2.26),
- structuri de sprijin pentru maluri (Figura 2.27),
- baraje din materiale locale (Figura 2.28),
- supraînălțarea barajelor existente (Figura 2.29).

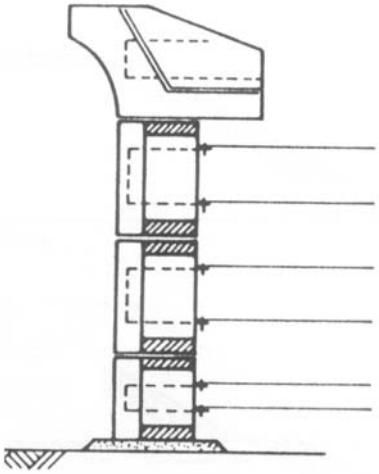


Figura 2.25. Cheuri armate cu geogrile

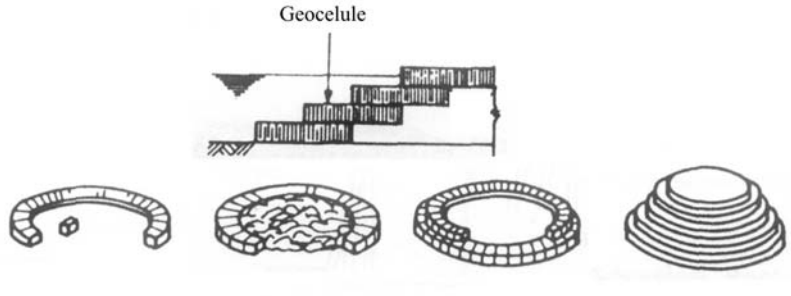


Figura 2.26. Insule artificiale din geocelule

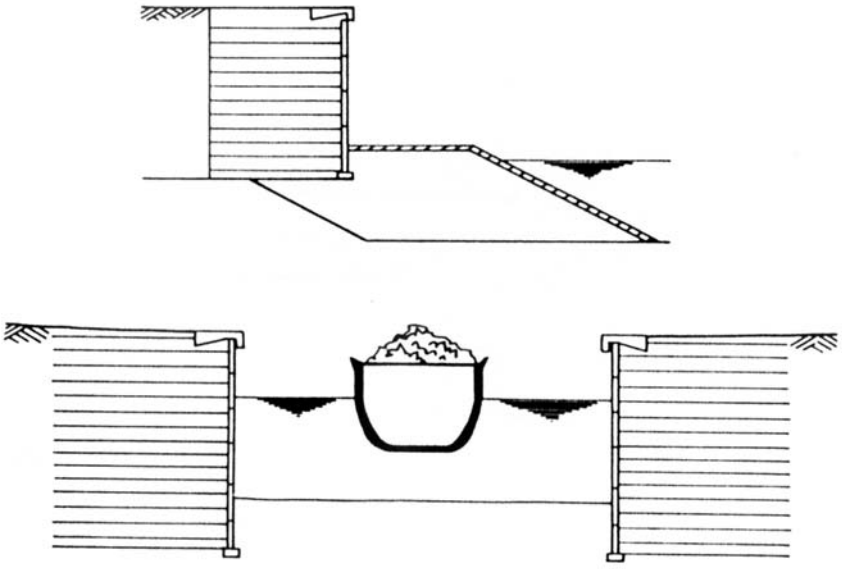


Figura 2.27. Apărări de maluri

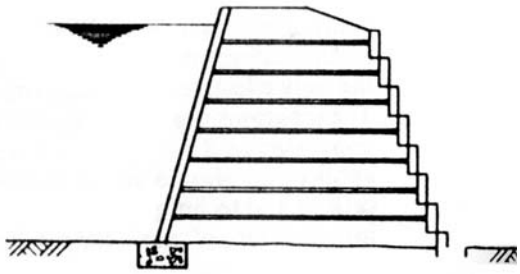


Figura 2.28. Baraj din material local armat cu geosintetice

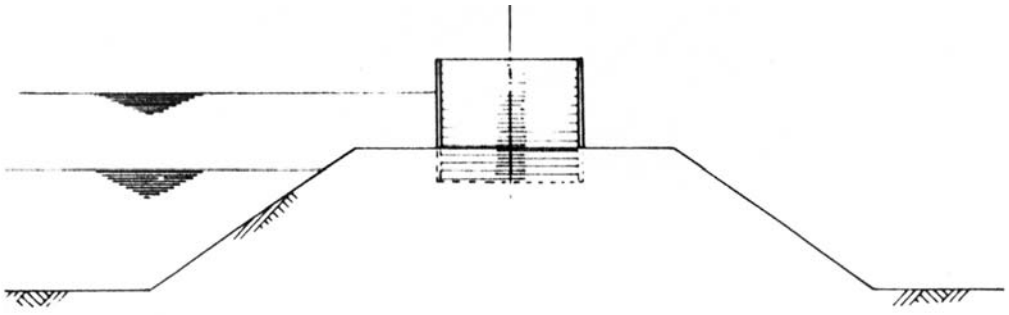


Figura 2.29. Masiv de pământ armat pentru supraînălțarea unui baraj

2.7. Mecanisme de transfer

Alegerea materialului şi formei armăturilor (bandă, folie sau grilă) determină mecanismul de transfer al eforturilor de la teren la armătură.

Astfel, în cazul armăturilor din geogrile cu noduri realizate prin topire, mecanismul principal de transfer este frecarea pe suprafața de contact. În cazul armăturilor cu noduri

integrale, transferul de eforturi se face atât prin frecare pe suprafața de contact, cât şi prin concentrarea de eforturi la nivelul nodurilor (Figura 2.1).

Utilizarea de armături relativ inextensibile în teren pe direcția de deformare maximă prin întindere duce la o creştere semnificativă a capacității portante a terenului şi la o reducere a deplasărilor acestuia. Dacă se produce ruperea, comportarea masivului de pământ armat este identică cu cea a masivului nearmat.

Utilizarea de armături relativ extensibile are aceleaşi rezultate, dar este posibilă atingerea unor deformații mai mari fără ca cedarea armăturilor să se producă (Figura 2.30).

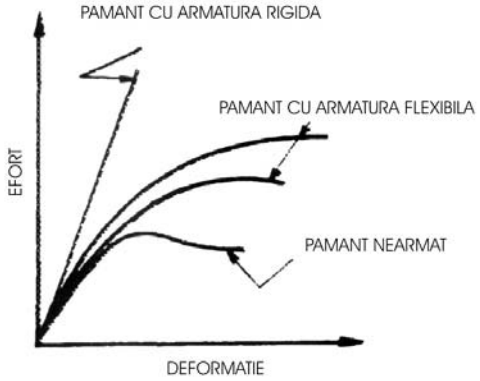


Figura 2.30. Comportarea comparativă a armăturilor extensibile şi inextensibile

Figura 2.31 prezintă o pantă abruptă realizată într-un teren necoeziv. Unghiul de înclinare a pantei, β este mai mare decât unghiul de frecare internă al pământului, ϕ. În cazul nearmat panta este instabilă. Aşa cum este prezentat în figură, există 2 zone distincte ale masivului: zona activă, situată în imediata apropiere a fațadei, în care eforturile tangențiale sunt orientate spre exterior, în sensul smulgerii armăturilor şi zona rezistentă, în care eforturile tangențiale sunt dirijate spre interiorul umpluturii. Fără armătură, zona activă este instabilă.

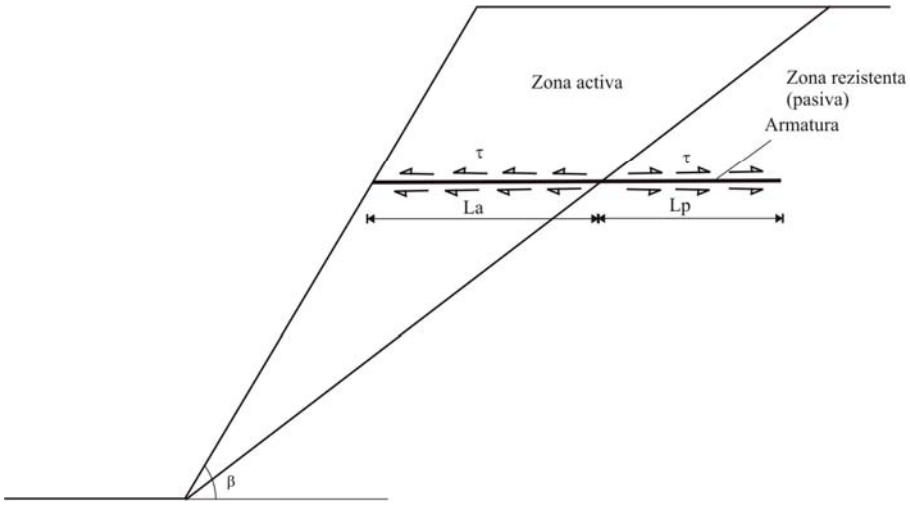


Figura 2.31. Mecanismul armării în cazul pantelor abrupte

Mecanismul de armare este afectat de proprietățile armăturii: armăturile flexibile asigură stabilitatea prin transferarea forțelor destabilizatoare din zona activă către zona rezistentă. În acest proces eforturile de întindere sunt absorbite sau disipate prin armătura flexibilă. Armătura va prelua deformațiile de întindere din zona activă cu condiția ca să aibă

o rigiditate suficientă la întindere. Deformațiile de întindere sunt transferate de la teren către armătură prin contactul armătură/teren. Dacă lungimea totală a armăturii este limitată la L_a (Figura 2.31), transferul încărcării de la teren la armătură în zona activă nu va împiedica cedarea. Eforturile de întindere pe lungimea L_p nu sunt constante pe toată această lungime, descrescând către capătul liber al armăturii.

Pentru ca armarea pământului să fie eficace, trebuie ca armătura să interacționeze cu terenul pentru a prelua eforturile care ar provoca cedarea pământului nearmat.

Mecanismele de interacțiune depind de caracteristicile pământului, de cele ale armăturii, ca şi de relația care există între ele.

Cum încărcările sunt transferate de la teren spre armătură printr-o deplasare relativă a armăturii față de teren este esențial ca armătura să aibă o rigiditate axială mai mare decât terenul.

Legătura dintre armătură şi pământ, care asigură transferul de încărcare, va fi de tip frecare pentru pământurile necoezive, depinzând de tipul terenului, al armăturii şi de rugozitatea acesteia din urmă sau de tip aderent în cazul pământurilor coezive.

Între particulele de pământ şi o geogrilă poate apărea un mecanism de încleştare. În acest caz, legătura dintre armătură şi teren este controlată de un mecanism intern de forfecare în interiorul pământului, la o distanță mică de interfața teren/armătură. Mărimea forțelor de legătură va fi funcție de rezistența la forfecare a terenului şi de rugozitatea armăturii.

Armăturile flexibile interacționează cu terenul prin preluarea doar a eforturilor axiale de tracțiune. De aceea, armăturile flexibile sunt puse în operă orizontal în cazul zidurilor de sprijin, pantelor sau rambleelor armate, astfel încât să coincidă cu direcția eforturilor principale din masivul nearmat.

3. CERCETAREA GEOTEHNICĂ A AMPLASAMENTULUI. EVALUAREA PROIECTULUI

Fezabilitatea unui proiect de structură de pământ armat depinde de topografia amplasamentului, condițiile de teren şi de proprietățile pământului.

Studiile de teren trebuie să furnizeze date necesare pentru evaluarea stabilității amplasamentului, a tasărilor probabile, condițiilor de drenare etc.

Investigațiile de teren nu sunt necesare doar în perimetrul ocupat de viitoarea structură, ci şi în jurul acestuia pentru a putea estima stabilitatea de ansamblu a zonei.

3.1. Cercetarea geotehnică a terenului

Cercetarea geotehnică se realizează cu ajutorul forajelor şi sondajelor, ca şi a încercărilor in situ.

Se vor respecta prevederile „Normativului privind principiile, exigențele şi metodele cercetării geotehnice a terenului de fundare”, NP 074/2002.

Investigațiile geotehnice trebuie realizate în funcție de încadrarea pe categorii geotehnice, astfel:

- *Categoria geotehnică 1* – nu sunt necesare investigații geotehnice specifice. În timpul lucrărilor de execuție trebuie să se verifice ipotezele avute în vedere la proiectare.
- *Categoria geotehnică 2* – presupune studii de arhivă şi realizarea de investigații geotehnice specifice.

Numărul punctelor de investigație geotehnică trebuie să fie ales astfel încât să se poată determina proprietățile terenului şi variabilitatea acestora în lungul peretelui. Distanța între aceste puncte va fi de 30 m în lungul viitoarei structuri şi de 45 m în spatele acesteia. Lățimea viitoarei structuri de sprijin poate fi estimată ca fiind 0.8 din înălțimea prevăzută. Adâncimea forajelor depinde de condițiile din amplasament: dacă se întâlneşte roca de bază la o adâncime redusă, se vor preleva carote de rocă pe o lungime de cca 3 m. În cazul în care se doreşte o caracterizare mai detaliată a versanților de rocă din spatele viitoarei structuri este necesară o investigare pe o adâncime mai mare. În cazul pământurilor, adâncimea forajelor trebuie să fie de cca 2 ori înălțimea zidului/pantei. Dacă pe această adâncime există straturi slabe, cu capacitate portantă insuficientă, adâncimea forajelor va fi mărită până la întâlnirea unui strat bun de fundare.

O etapă importantă este determinarea informațiilor privind regimul apei subterane. Trebuie realizate următoarele:

- observarea nivelului apei în foraje şi piezometre, precum şi a fluctuațiilor acestuia, preferabil în timpul iernii şi a primăverii;
- estimarea hidrogeologiei amplasamentului, incluzând mişcările apei subterane şi variațiile presiunilor;
- determinarea nivelurilor extreme ale apei libere (provenită din diferite cauze) care pot influența presiunea apei subterane.

- *Categoria geotehnică 3* – presupune investigații adiționale față de cele impuse la categoria geotehnică 2; de exemplu: încercări geotehnice complexe pentru determinarea unor parametri caracteristici utilizați într-un calcul de interacțiune teren – structură prin metode numerice.

  În cazul în care sunt suspectate contaminări chimice, trebuie realizată o investigare pentru determinarea compuşilor chimici şi a modului în care ar putea afecta structura de pământ armat.

Pentru definirea categoriilor geotehnice se va face referire la prevederile „Normativului privind principiile, exigențele şi metodele cercetării geotehnice a terenului de fundare", NP 074/2002, ca şi elementele specifice prezentate în capitolele următoare.

Pentru determinarea parametrilor geotehnici vor fi realizate încercări de laborator pe probe tulburate sau netulburate, încercări de teren sau determinări pe baze empirice, inclusiv studii de arhivă, având ca referință „Normativul privind principiile, exigențele şi metodele cercetării geotehnice a terenului de fundare", NP 074/2002 şi „Ghidul tehnic privind exigențele de bază în efectuarea şi raportarea încercărilor de laborator geotehnic şi în elaborarea reglementărilor tehnice pentru încercări geotehnice, în concordanță cu cerințele normelor europene şi ale sistemului național de autorizare a laboratoarelor în construcții".

În afară de încercările de determinare a parametrilor geotehnici de identificare şi clasificare a pământurilor, trebuie determinați parametrii rezistenței la forfecare, necesari pentru analiza de stabilitate a structurii de pământ armat, atât pe termen scurt (parametrii totali), cât şi pe termen lung (parametrii efectivi). În cazurile în care sunt implicate terenuri coezive compresibile, sunt necesare încercări de compresibilitate - consolidare pentru a obține parametrii necesari calculelor de tasare.

Vor fi de asemenea realizate încercări pentru determinarea agresivității terenului (pH, rezistivitate electrică, conținut de săruri).

3.2. Evaluarea proiectului

Factorii principali care influențează alegerea tipului de structură sunt:

- *condițiile geologice şi topografice* – structurile de sprijin de pământ armat sunt potrivite în situații morfologice care implică volume mici de umpluturi. Studiul preliminar de fezabilitate trebuie să evalueze capacitatea portantă a terenului, iar dacă aceasta nu este suficientă, se vor lua în considerare diferite tehnici de îmbunătățire. Studiul de fezabilitate va trebui să analizeze şi posibilitatea de apariție a tasărilor diferențiate, de care depinde alegerea tipului de elemente de fațadă. În cazul rambleelor fundate pe terenuri armate este importantă capacitatea portantă a terenului. Tot în această categorie intră şi analiza accesibilității utilajelor, care permite de asemenea alegerea anumitor tipuri de fațade sau a unor tehnici de construcție care să se adapteze condițiilor de teren.
- *condițiile de mediu* – se va analiza agresivitatea mediului în care vor fi instalate armăturile (a terenului natural, ca şi în anumite condiții specifice cum ar fi de exemplu utilizarea de săruri de dezghețare). Aceste informații sunt utile pentru alegerea materialelor utilizate pentru armare.
- *mărimea şi tipul structurii* – teoretic nu există o limită superioară pentru înălțimea unei structuri de pământ armat. Dimensiunile sunt de obicei limitate din considerente de cost, spațiu disponibil sau caracteristici ale materialelor geosintetice disponibile.

- *estetica* – panourile prefabricate de fațadă asigură cea mai bună estetică, fiind însă mai scumpe. Un cost asemănător îl au fațadele din blocuri modulare, care sunt mai economice pentru proiectele de mică anvergură deoarece permit utilizarea de echipamente uşoare. Fațadele înierbate sunt inițial mai economice, dar trebuie luat în calcul şi costul de întreținere.
- *durabilitatea,*
- *criteriile de performanță,*
- *disponibilitatea materialelor,*
- *experiența*
- *costul*.

4. MATERIALE UTILIZATE – CARACTERIZARE ŞI CRITERII DE ALEGERE

4.1. Pământ

În cazul structurilor de sprijin din pământ armat se va analiza atât masivul de teren sprijinit, cât şi masa de pământ armată şi, eventual, dacă există, umplutura dintre ele. Aceleaşi consideraţii se vor aplica şi pantelor armate.

4.1.1. Criterii de alegere a materialelor pentru umpluturile armate şi cele din spatele masivului armat

Tipul de material de umplutură este, în general, dependent de cerinţele tehnice specifice şi de cost.

Criteriile de alegere a materialelor de umplutură trebuie să ia în considerare performanţele pe termen lung ale viitoarei structuri, stabilitatea pe durata execuţiei şi caracteristicile mediului în care vor fi încorporate armăturile.

Întrucât principalul mecanism de transfer a eforturilor de la pământ la armătură este prin frecare, pentru realizarea umpluturii armate se utilizează în general pământuri necoezive sau slab coezive, caracterizate prin unghiuri de frecare internă mari. În practică s-au utilizat în special umpluturi sortate, necoezive, care duc la sporirea costurilor.

Se pot distinge:

a) *Umpluturi din pământ necoeziv* – trebuie să conţină mai puţin de 15% particule fine (mai mici de 0.063 mm). Pot fi utilizate pentru toate tipurile de structuri. Dimensiunea maximă a particulelor nu trebuie să depăşească 250 mm din condiţii legate de grosimea maximă a unui strat elementar de compactare.

b) *Umpluturi din pământ slab coeziv* – cu mai mult de 15% particule fine (mai mici de 0.063 mm) şi indice de plasticitate $I_P \leq 6\%$. Pot fi utilizate pentru toate tipurile de structuri.

Aceste două categorii (a şi b) sunt cele mai utilizate. Toate teoriile dezvoltate până în prezent pentru proiectarea structurilor din pământ armat se referă la materiale necoezive.

Mai pot fi utilizate, în anumite condiţii, următoarele tipuri de umpluturi:

c) *Umpluturi din pământ coeziv* – pot fi utilizate la ziduri de sprijin cu caracter temporar. Umpluturile coezive nu sunt recomandate pentru structurile din categoriile geotehnice 2 şi 3. Utilizarea lor este condiţionată de analiza compoziţiei chimice a materialelor argiloase, pentru a se asigura consistenţa şi compatibilitatea cu elementele de armare. Umpluturile argiloase pot conţine carbonaţi sau pirită, de cele mai multe ori concentrate local. Pirita poate oxida, proces exoterm care poate duce la creşterea temperaturii în pământ. Oxidarea poate duce la mărirea aciditătii, afectând elementele de beton din faţadă sau anumiţi polimeri din care sunt realizate armăturile geosintetice. De aceea, în astfel de cazuri este de evitat utilizarea acestor umpluturi în structuri permanente. Utilizarea umpluturilor coezive conduce la prevederea unei cantităţi mari de

armătură, cu o adeziune bună şi având şi proprietăți drenante. În general este recomandată evitarea acestor tipuri de umpluturi.

d) *Cenuşi de termocentrală*
e) *Steril de mină* – întrucât caracteristicile variază în funcție de tipul sterilului, se vor face analize specifice şi materialul va fi evaluat dacă este utilizabil pentru structuri de pământ armat.
f) *Materiale friabile* – pământurile friabile, cum sunt cele susceptibile de degradări datorită apei nu pot fi utilizate ca umpluturi pentru structuri de sprijin armate cu geosintetice.

Toate materialele utilizate trebuie să fie lipsite de materii organice şi nu trebuie să conțină particule cu durabilitate scăzută (ca de exemplu şisturi).

Pentru a putea utiliza materiale geosintetice realizate din poliester (PET), se recomandă un pH al umpluturii cuprins între 3 şi 9, iar pentru poliolefine (polipropilenă, PP şi polietilenă de înaltă densitate, HDPE) pH-ul poate fi mai mare de 3.

În cazul utilizării armăturilor metalice, în Tabelul 4-1 sunt prezentate proprietățile electrochimice admisibile pentru umplutura ce va fi armată.

Determinarea acestor parametri se va face având ca referință standardele SR ISO 10390:99, SR ISO 11048:99, SR ISO 11265/A1:98, SR ISO 14240:2001, STAS 7107/1-76.

Gradul de compactare al umpluturii armate va fi de minim 95% din optimul de compactare Proctor, iar umiditatea la care este pusă în operă nu va diferi cu mai mult de ±2% față de umiditatea optimă de compactare.

Imediat în spatele fațadei structurilor de sprijin (la 1.5 – 2 m distanță), compactarea se va face cu echipament uşor pentru a evita deplasarea panourilor de fațadă, deci gradul de compactare poate fi mai redus în această zonă. Pentru a diminua efectul acestei compactări slabe şi pentru a diminua tasările este însă recomandabil a se utiliza imediat în spatele fațadei un material de umplutură cu caracteristici superioare de drenare şi frecare (ca de exemplu piatră spartă).

În cazul pantelor armate se poate utiliza o umplutură de calitate mai redusă, deoarece elementele de fațadă care pot fi utilizate sunt mai flexibile.

4.1.2. Determinarea caracteristicilor pământului

4.1.2.1. Umpluturi

Pentru proiectare, cel mai important parametru al materialului de umplutură este unghiul de frecare internă, ϕ şi modul în care el se mobilizează cu deformația unitară axială, ε (Figura 4.1).

Pentru materiale pur necoezive, în condiții de deformații plane, tipice pentru structurile de sprijin, deformațiile necesare pentru mobilizarea valorii de vârf a unghiului de frecare internă, ϕ sunt relativ mici, între 1 şi 2 % sau chiar sub 1%.

În aceste condiții, se va utiliza valoarea de vârf a unghiului de frecare internă, ϕ pentru structuri de spijin, culei şi pante abrupte şi valoarea corespunzătoare unui volum constant, ϕ_{cv} pentru pante mai line şi ramblee fundate pe terenuri moi.

În cazul umpluturilor slab coezive sau coezive, vor fi determinați atât parametrii efectivi ai rezistenței la forfecare, ϕ' şi c', cât şi cei totali, ϕ şi c.

Tabelul 4-1. Caracteristicile umpluturii armate în cazul utilizării de armături metalice

Material	Poziție	Proprietățile umpluturii								
		Încercări obligatorii				Încercări necesare în anumite cazuri				
		pH	Cloruri	Sulfați	Rezistivitate (saturată)	Materii organice	Potențial REDOX	Indicele de activ. microbiologică	Rezistivitate in situ	Sulfiti
Oțel galvanizat sau nu	în uscat	min 5 max 10	max 0.02%	max 0.1%	min 1000Ωcm	max 0.2%	min 0.4 V	max 5	min 5000 Ωcm	max 0.03 %
Inox		min 5 max 10	max 0.025%	max 0.1%	min 1000Ωcm	max 0.2%	min 0.35 V	max 5	min 3000 Ωcm	max 0.03 %
Oțel galvanizat sau nu	în apă[1]	min 5 max 10	max 0.01%	max 0.05%	min 3000Ωcm	max 0.2%	min 0.4 V	max 5	min 5000 Ωcm	max 0.01 %
Inox		min 5 max 10	max 0.01%	max 0.05%	min 3000Ωcm	max 0.2%	min 0.35 V	max 5	min 3000 Ωcm	max 0.01 %

[1] – în apă = permanent sau în mod obişnuit submersat; nu se aplică pentru apa de mare

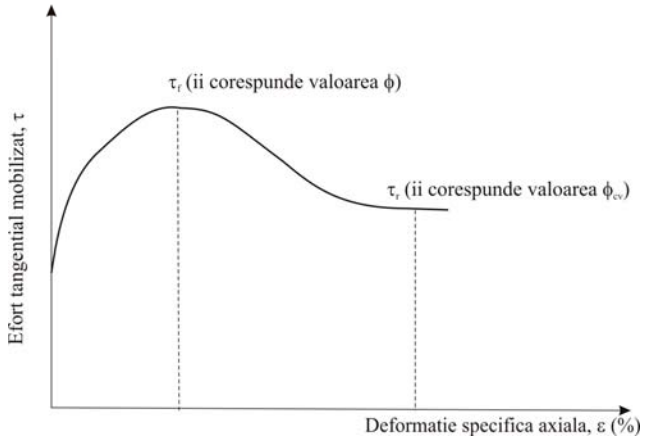


Figura 4.1. Mobilizarea rezistentei la forfecare a pământului cu deformaţia specifică axială

Pentru determinarea parametrilor rezistenței la forfecare se vor utiliza fie încercarea de forfecare directă, fie cea de compresiune triaxială, tip CD (consolidat – drenat).

Întrucât umpluturile vor fi compactate, se vor determina parametrii optimi de compactare, w_{oc} – umiditatea optimă de compactare şi $\gamma_{d\ max}$ – greutatea volumică maximă în stare uscată, prin încercarea Proctor.

4.1.2.2. Masivul sprijinit

Pentru masivul de pământ ce va fi susținut prin lucrarea de pământ armat se vor determina în special rezistența la forfecare şi greutatea volumică.

Pentru determinarea parametrilor rezistenței la forfecare se vor utiliza fie încercarea de forfecare directă, fie cea de compresiune triaxială, tip CD (consolidat – drenat).

Este important de determinat de asemenea nivelul apei subterane.

4.1.2.3. Terenul de fundare

Pentru terenul de fundare se vor determina parametrii rezistenței la forfecare efectivi, ϕ’ şi c’ şi totali, ϕ şi c.

Dacă nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, se va determina rezistența la forfecare cu ajutorul încercărilor in situ.

În scopul estimării tasărilor se recomandă determinarea parametrilor de compresibilitate prin încercări edometrice şi de consolidare.

Este important de asemenea de determinat nivelul apei subterane.

Determinarea parametrilor fizici şi mecanici ai terenului de fundare, masivului sprijinit şi umpluturii ce va fi armată se va face având ca referință STAS 1913/1-82, 1913/2-76, 1913/3-76, 1913/4-86, 1913/5-85, 1913/6-76, 1913/12-88, 1913/13-83, 1913/15-75, 8942/1-89, 8942/2-82, 8942/5-75.

Pentru toate tipurile de pământuri utilizate în structurile de pământ armat, valorile de calcul ale parametrilor geotehnici se vor determina pe baza valorilor normate (caracteristice) având ca referință fie prevederile STAS 3300/1-85, fie cele ale SR EN 1997-1:2004 Eurocod 7, pentru a obține valorile de calcul.

4.2. Materiale geosintetice

4.2.1. Materiale geosintetice cu funcție de armare

Pentru armături de tip „extensibil”, din materiale polimerice, se utilizează, în general, două mari categorii de produse: geotextilele și geogrilele.

Așa cum s-a arătat în paragraful 2.6., alegerea tipului de material şi a formei în care este utilizat (bandă, foaie etc.) determină mecanismul de transfer al eforturilor de la teren la armătură.

Pentru caracterizarea materialelor geosintetice cu funcție de armare se va face referire la „Normativul pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții”, NP 075/2002.

Determinările pe materialele geosintetice trebuie realizate la trei niveluri:

- încercări de identificare şi caracterizare, realizate în condiții standard, utilizate pentru a compara parametrii de bază ai produselor, cum ar fi rezistența la întindere, la fluaj, proprietățile de frecare;
- încercări de control;
- încercări de performanță în condiții similare cu cele specifice unei anumite lucrări.

Tabelul 4-2 conține principalele caracteristici ce trebuie determinate pentru geotextilele şi produsele înrudite utilizate la structuri de pământ armat, cu diferite funcții, având ca referință SR EN 13251:2001 + A1:2005. Pentru alegerea metodelor de testare se vor aplica prevederile din ”Normativul pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții”, NP 075-02.

Alegerea valorii rezistenței la întindere pentru armăturile geosintetice este un proces complex, întrucât proprietățile acestor materiale sunt influențate de factori cum ar fi: fluajul, deteriorarea în timpul punerii în operă, îmbătrânire, temperatură.

Armăturile geosintetice pot fi degradate de anumite procese fizico – chimice care au loc în pământ: hidroliză, oxidare, fisurare datorită condițiilor de mediu.

Datorită diversității de produse, geometrii, aditivi etc., fiecare produs trebuie analizat individual.

Produsele realizate din poliester sunt susceptibile de a îşi modifica proprietățile datorită proceselor de hidroliză şi a temperaturilor ridicate. Hidroliza şi procesele de dizolvare a fibrelor sunt mai accelerate în medii alcaline, sub sau în apropierea nivelului apelor subterane sau în zone cu precipitații abundente.

Materialele geosintetice realizate din poliolefine (polipropilenă, polietilenă) sunt susceptibile de diminuare a proprietăților mecanice datorită oxidării sau a temperaturilor înalte. Nivelul de oxigen din umpluturile armate este funcție de porozitatea terenului, de poziția apei subterane şi a fost determinat ca fiind apropiat de cel din atmosferă (cca 21 %). De aceea, procesul de oxidare a materialelor geosintetice se produce cu aceeaşi viteză în teren sau în afara acestuia. Oxidarea este accelerată de prezența metalelor cum ar fi Fe, Cu, Mn, Co, Cr, care pot fi găsite în pământurile ce conțin sulfați, depozitele de zgură, steril de mină sau de deşeuri industriale.

În Tabelul 4-3 sunt date câteva indicații referitoare la efectele contactului cu anumite medii specifice asupra rezistenței diferiților polimeri.

Tabelul 4-2. Caracteristici ce trebuie determinate pentru geotextilele şi produsele înrudite utilizate la lucrări de pământ armat (referință SR EN 13251:2001)

Caracteristică	Standard aplicabil	Funcţii		
		Filtrare	Separare	Armare
Rezistența la întindere	SR EN ISO 10319:2002	N	N	N
Elongația la încărcare maximă	SR EN ISO 10319:2002	R	R	N
Rezistența la întindere a îmbinărilor	SR EN ISO 10321:1999	S	S	S
Rezistența la perforare statică (CBR)	SR EN ISO 12236:2000	S	N	N
Rezistența la perforare dinamică	SR EN 918:2000	N	R	N
Caracteristicile de frecare	SR EN ISO 12957-1:1997 SR EN ISO 12957-2:1997	S	S	R
Fluaj din întindere	SR EN ISO 13431:2004	-	-	R
Deteriorare la punere în operă	SR ENV ISO 10722-1:2002	R	R	R
Deschiderea caracteristică a porilor	SR EN ISO 12956:2004	N	R	-
Permeabilitate normală pe plan	SR EN ISO 11058:2002	N	R	R
Durabilitate	anexa B a SR EN 13251	N	N	N
Rezistență la degradare datorită agenților climatici	SR EN 12224:2001	R	R	R
Rezistență la îmbătrânire chimică	SR EN 13438:2005 SR EN 12447:2003	S	S	S
Rezistența la degradare biologică	SR EN 12225:2001	S	S	S

Notă:
N – necesar, R – relevant în toate situațiile, S – relevant în anumite situații specifice, „-„ – nu este relevant pentru această funcție
Tabelul a fost completat față de cel din SR EN 13251 cu standardele adoptate ca standarde române

Tabelul 4-3. Rezistența diferiților polimeri la anumite medii specifice

Mediu	Polimer		
	Poliester	Polietilenă	Polipropilenă
Pământuri cu sulfați	NE	T	T
Pământuri organice	NE	NE	NE
Pământuri cu pH < 9	NE	NE	NE
Pământuri calcaroase	T	NE	NE
Pământuri tratate cu var sau ciment	T	NE	NE
Pământuri cu pH > 9	T	NE	NE
Pământuri cu conținut de metale	NE	T	T

Notă: NE – nu are efect, T – utilizare sub semnul întrebării, sunt necesare teste de durabilitate

4.2.2. Materiale geosintetice cu alte funcţii decât cea de armare

A se vedea Tabelul 4-2.

4.3. Materiale metalice

Armăturile metalice sunt realizate din materiale rezistente la coroziune şi se prezintă sub formă de foi, bare sau grile (rețele).

În Tabelul 4-4 sunt date caracteristicile minimale ale armăturilor din oțel.

Se va face referire la standardele SR EN 10025-1:2005, 10025-2:2004, 10025-3:2005.

Grosimea superficială de material metalic care este acceptată a fi pierdută prin coroziune, acolo unde este cazul, este dată orientativ în Tabelul 4-5.

Este recomandat ca toate materialele metalice care sunt introduse în pământ (armături metalice, elemente de legătură, elemente de fațadă) să fie realizate din materiale compatibile din punct de vedere electrolitic. Atunci când nu este posibil, se va realiza o izolare electrică care trebuie să aibă o durabilitate egală cu durata de viață a structurii.

Tabelul 4-4. Caracteristici minimale ale armăturilor din oțel

Tipul de armătură din oțel	Grosimea maximă pentru care sunt valabile rezistențele din tabel (mm)	Rezistența la întindere σ_t (N/mm^2)	Rezistența la forfecare σ_t (N/mm^2)
Oțel carbon S235 JR referință SR EN 10025+A1	16	340	205
Oțel carbon S355 JR referință SR EN 10025+A1	16	490	295
Oțel inoxidabil	10	510	305
Bare rotunde din oțel carbon	ϕ 40 mm	485	290

4.4. Elemente de fațadă

În paragraful 2.4 sunt prezentate principalele tipuri de elemente de fațadă care pot fi utilizate pentru realizarea structurilor din pământ armat.

Estetica structurii este afectată în primul rând de forma fațadei şi de deformațiile pe care ea le poate avea în exploatare. Suprafața fațadei poate devia de la planul teoretic datorită:

- defectelor de execuție,
- extensiei armăturilor în timpul şi imediat după execuție
- fluajului armăturilor,
- consolidării secundare a terenurilor argiloase.

Elementele de fațadă pot fi realizate din beton, metal, zidărie de piatră sau alte tipuri de materiale.

Tabelul 4-5. Valori ale grosimii de material pierdute datorită coroziunii

Durata de viață proiectată (ani)	Armătură metalică	Grosime (mm)	
		Structură pe uscat	Structură în apă curgătoare
5	NG	0,25	0,25
	G	0	0
	I	0	0
10	NG	0,35	0,4
	G	0	0
	I	0	0
50	NG	1,15	1,55
	G	0,3	0,55
	I	0,05	0,07
60	NG	1,35	1,68
	G	0,38	0,63
	I	0,05	0,09
70	G	0,45	0,7
	I	0,05	0,1
120	G	0,75	1,0
	I	0,1	0,2

Nota 1: NG - tablă neagră (negalvanizată), G - oțel galvanizat, I - oțel inoxidabil. Nu se recomandă folosirea tablei negre (oțelului neprotejat) cu rol de armare pentru o durată de viață proiectată mai mare de 60 de ani.

Nota 2: Se poate folosi interpolarea liniară pentru durate de viață intermediare.

4.4.1. Elemente de fațadă pentru structuri de sprijin

Elementele de fațadă trebuie să fie robuste, durabile şi capabile să îşi îndeplinească funcția pe toată durata de viață a structurii.

Elementele de fațadă pot fi realizate din beton, lemn, metal sau materiale polimerice.

Pentru structurile de sprijin se pot utiliza următoarele tipuri de elemente de fațadă:

- panouri prefabricate, de regulă din beton, cu înălțime mai mică decât înălțimea structurii. Panourile au grosimi de cel puțin 140 mm şi pot avea diverse forme: în cruce, pătrate, dreptunghiulare, diamant sau hexagonale. Sunt îmbinate cu ajutorul unor rosturi cu material de etanşare.
- panouri prefabricate, de regulă din beton, pe toată înălțimea structurii. Se pot utiliza pentru structuri de maximum 4 – 5 m înălțime, pe terenuri care nu sunt susceptibile de tasări mari. Acest tip de panouri trebuie sprijinite în timpul execuției, până când sunt realizate conexiunile dintre armături şi fațadă.
- blocuri modulare prefabricate din beton, disponibile într-o varietate de forme şi texturi. Au suprafețe de cca 0.05 – 1 m^2. Ele pot fi montate şi cu înclinări negative de până la 15 grade.
- fațade flexibile, din metal sau materiale polimerice
- fațade flexibile realizate prin întoarcerea armăturilor la fața masivului, în jurul fiecărui strat de pământ compactat. Armăturile întoarse sunt ancorate fie prin țintuire, fie prin acoperire cu un strat de pământ. Acest tip de fațadă permite deplasarea liberă a armăturilor, permițându-le să urmeze orice tasare a masivului

armat. De asemenea, ea poate fi însămânțată. Geotextilele sau geogrilele trebuie protejate contra razelor UV sau a vandalismului.

- elemente de protecție a fațadelor flexibile (contra razelor UV sau vandalismului), realizate după construcția structurii de sprijin, din beton sau zidărie de piatră brută, ancorate de acestea.

Alegerea tipului de elemente de fațadă se realizează în funcție de caracterul temporar sau provizoriu al lucrării (pentru lucrările temporare se aleg în general fațade formate prin întoarcerea armăturilor la fața masivului sau fațade din lemn), de nivelul de estetică cerut, de implicațiile asupra metodelor de execuție şi de toleranțele impuse deplasărilor.

4.4.2. Elemente de fațadă pentru pante armate

Pentru pantele armate cu înclinări mai mici de 1:1 se utilizează materiale geosintetice cu rol antierozional, care permit şi creşterea vegetației. În cazul în care însămânțarea nu poate fi realizată şi/sau există şiroiri importante, ca şi în cazul pantelor armate cu înclinări mai mari de 1:1, pot fi utilizate elemente de fațadă. Acestea pot fi realizate din (vezi şi paragraful 2.4):

- întoarcerea armăturilor la fața pantei. Geotextilele sau geogrilele trebuie protejate contra razelor UV sau a vandalismului.
- gabioane sau containere – se utilizează gabioane din metal sau geogrile sau saci din geotextil umpluți. Se pot de asemenea utiliza cauciucuri uzate umplute cu pământ (procedeul „Pneusol"). Containerele din geotextil se pot deforma uşor şi nu se recomandă conectarea armăturilor de acestea. Gabioanele din geogrile sau din metal formează o structură mai rigidă şi, în acest caz, armătura trebuie atașată de gabion.
- plase metalice sau din polimeri

4.5. Conexiuni între armături şi elementele de fațadă

Elementele de conexiune sunt utilizate pentru a realiza legătura dintre armături şi elementele de fațadă.

Pot fi constituite din dibluri, bare, şuruburi cu cap hexagonal, buloane etc. realizate din oțel neprotejat, oțel protejat, oțel galvanizat, oțel inoxidabil sau materiale polimerice.

Alegerea materialului din care sunt realizate elementele de conexiune se face având în vedere durata de viață a structurii.

Se pot folosi şuruburi obişnuite, din grupa 4.6 (având ca referință SR EN ISO 8765:2002,SR EN ISO 4016:2002, SR EN ISO 4014:2003, STAS 11028-89) sau şuruburi de înaltă rezistență din grupele 8.8 sau 10.9 (având ca referință STAS 8796/1-80, STAS 8796/2-80, STAS 8796/3-89, STAS 8796/4-89).

5. PRINCIPII DE PROIECTARE A STRUCTURILOR DIN PĂMÂNT ARMAT

5.1. Principiile metodei stărilor limită

Introducerea metodei stărilor limită în mecanica pământurilor permite luarea în considerare a următorilor factori:

- natura şi dimensiunile structurii de pământ, inclusiv a unor cerințe specifice legate de structură sau de teren;
- natura terenului şi condițiile de apă subterană;
- condiții speciale (de ex. seismicitate).

Acest tip de metodă de calcul are ca obiectiv aplicarea unor factori de siguranță potriviți, acolo unde ei sunt necesari - de exemplu, cei mai mari factori de siguranță trebuie aplicați acolo unde incertitudinile sunt şi ele mari. Aplicarea factorilor parțiali de siguranță are avantajul de a putea distribui diferit marja de siguranță pentru diferiții parametri.

Proiectarea la stări limită a structurilor din pământ armat presupune aplicarea de factori parțiali a căror valoare este unitară sau supraunitară.

Se pot distinge factori parțiali aplicați acțiunilor (încărcărilor) şi factori parțiali aplicați caracteristicilor materialelor.

Factorii parțiali sunt aplicați astfel încât să se reducă la maxim riscul de atingere a unei stări limită.

În metoda stărilor limită sunt analizate: **starea limită ultimă (SLU)** şi **starea limită a exploatării normale (SLEN)**.

Starea limită ultimă se referă la pierderea echilibrului static sau la ruperea unui component critic al structurii sau a întregii structuri. Cu alte cuvinte, se definesc criterii astfel încât să nu survină o cedare a construcției.

Starea limită a exploatării normale se referă la condițiile care duc la pierderea utilității funcționale a unui component sau a întregii structuri. Aceasta poate fi provocată de deformațiile terenului sau ale structurii.

Starea limită a exploatării normale este atinsă atunci când deformațiile apărute în timpul duratei de viață a construcției depăşesc limitele prevăzute sau dacă exploatarea normală a structurii este afectată.

5.2. Principiile proiectării conform standardelor române în vigoare

La data redactării prezentului ghid sunt în vigoare standardele române STAS 10100 şi 10101 referitoare la acțiunile în construcții.

Având ca referință aceste standarde, încărcările se clasifică în:

- permanente (P),

- temporare (T), cvasipermanente (C) sau variabile (V),
- excepționale (E).

În aplicarea metodei stărilor limită, încărcările se iau în considerare cu intensitățile de calcul, care se determină prin înmulțirea intensităților normate cu coeficienții încărcărilor, n, care pot fi sub- sau supraunitari.

În funcție de natura stărilor limită la care se face verificarea şi de categoria grupărilor se iau în considerare intensități de calcul diferite:

- pentru verificări la stările limită ultime de rezistență şi stabilitate, sub acțiunea grupărilor fundamentale: *intensități de calcul limită*, obținute prin aplicarea coeficientului încărcării, n, determinat având ca referință STAS 10101/0A-77,
- pentru verificări la stările limită unde intervin efecte de durată şi verificări sub actiunea grupărilor speciale: *intensități de calcul reduse*, care pentru încărcările permanente şi cvasipermanente coincid cu intensitățile normate, iar pentru încărcările variabile reprezintă fracțiuni de lungă durată ale intensităților. Coeficienții încărcărilor sunt: 1.0 pentru P şi C, n_d pentru V, având ca referință STAS 10101/0A-77.

Stabilirea valorilor normate şi de calcul ale caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare şi umpluturilor se realizează având ca referință STAS 3300/1-85, prin prelucrare statistică a datelor obținute din încercări şi considerând un nivel de asigurare, α. Pentru calculele la starea limită de deformații (SLD) $\alpha = 0.85$, iar pentru starea limită de capacitate portantă (SLCP) $\alpha = 0.95$.

În cazul lucrărilor de susținere, se vor aplica următoarele, având ca referință STAS 3300/1-85:

- pentru calcul la starea limită de deformații (SLD), se va verifica atât la SLU, cât şi la SLEN, în grupările fundamentale respective, folosind datele pentru parametrii geotehnici obținute din încercări şi prelucrate statistic cu un nivel de asigurare $\alpha = 0.85$;
- pentru calcul la starea limită de capacitate portantă (SLCP), se va verifica la SLU, în gruparea specială de acțiuni, folosind datele pentru parametrii geotehnici obținute din încercări şi prelucrate statistic cu un nivel de asigurare $\alpha = 0.95$.

5.3. Principiile proiectării conform EUROCODE

Având ca referință SR EN 1997-1:2004, Eurocod 7 – Proiectarea geotehnică. Partea 1 – Reguli generale, pentru fiecare situație de proiectare geotehnică trebuie verificată atingerea stărilor limită definite în SR EN 1990:2004.

Stările limită pot apare atât în teren, cât şi în structură sau prin cedare combinată în structură şi teren.

Definiția acțiunilor este cea din SR EN 1990:2004, iar valorile acestora sunt reglementate prin EN 1991.

EUROCODE 7 stabileşte că orice interacțiune dintre structură şi teren trebuie luată în considerare la determinarea acțiunilor de proiectare.

Valorile de proiectare ale acțiunilor, F_d se determină având ca referință SR EN 1990:2004. Acestea pot fi determinate direct sau prin aplicarea următoarelor formule:

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep}, \qquad (5.1)$$

unde:

γ_F este factorul parțial aplicat acțiunilor,

F_{rep} este valoarea reprezentativă a acțiunii:

$$F_{rep} = \psi \times F_k, \quad (5.2)$$

ψ este un factor de conversie a valorilor caracteristice ale acțiunilor în valori reprezentative şi poate fi egal cu 1.0 sau subunitar (notat ψ_0, ψ_1 sau ψ_2)

F_k – valoarea caracteristică a acțiunilor.

Valorile factorului ψ sunt definite în SR EN 1990:2004 (pentru construcții civile), iar cele ale factorului parțial de siguranță γ_F în Anexa A a EUROCODE 7.

În ceea ce priveşte determinarea valorilor de proiectare ale parametrilor geotehnici, X_d, ea se realizează conform relației următoare:

$$X_d = X_k/\gamma_M, \quad (5.3)$$

unde:

X_k este valoarea caracteristică a proprietății geotehnice,

γ_M este factorul parțial de material aplicat caracteristicilor geotehnice.

Valorile factorului parțial de material, γ_M sunt definite în Anexa A a EUROCODE 7.

Valorile de proiectare ale rezistenței materialelor structurale sau ale elementelor structurale se determină având ca referință standardele EN 1992 – 1996 şi EN 1999.

În cazul SLU, toate valorile factorilor parțiali aplicați acțiunilor sau efectelor lor în situații excepționale trebuie să fie egali cu 1.0.

Factorii parțiali pot fi aplicați direct acțiunilor (F_{rep} – multiplicare cu γ_F) sau efectelor lor (E – multiplicare cu γ_E), proprietăților geotehnice (X – divizare la γ_M) sau rezistențelor (R – divizare la γ_R). Valorile corespunzătoare sunt precizate în anexa A a EUROCODE 7.

Stări limită ultime considerate în EUROCODE 7:

- pierderea echilibrului structurii sau terenului, în care rezistența materialelor structurale si a terenului este nesemnificativă în asigurarea rezistenței (EQU);
- cedare internă sau deformații excesive ale structurii sau elementelor structurale, în care rezistența materialelor structurale este semnificativă în asigurarea rezistenței (STR);
- cedarea sau deformații excesive ale terenului, în care rezistența terenului este semnificativă în asigurarea rezistenței (GEO);
- pierderea echilibrului structurii sau terenului datorită ridicării structurii de către presiunile interstițiale (UPL);
- antrenare hidrodinamică, eroziune internă a terenului datorată gradienților hidraulici (HYD).

Pentru <u>verificarea la SLU de tip EQU</u> se aplică următoarea formulă:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}, \quad (5.4)$$

unde:

$E_{dst,d}$ este valoarea de proiectare a efectului acțiunilor defavorabile,

$E_{stb,d}$ este valoarea de proiectare a efectului acțiunilor favorabile.

Pentru verificarea la SLU de tip STR şi GEO se aplică următoarea formulă:

$$E_d \leq R_d, \quad (5.5)$$

unde:

E_d este valoarea de proiectare a efectelor tuturor acțiunilor,
R_d este valoarea de proiectare a rezistenței corespunzătoare.

Pentru stările limită STR şi GEO în situații permanente sau tranzitorii, EUROCODE 7 stabileşte 3 abordări ale proiectării la SLU, care diferă prin modul de distribuire a factorilor parțiali între acțiuni, efectele acțiunilor, proprietățile materialelor şi rezistențe. Nu toate aceste abordări sunt obligatorii în toate cazurile

1. verificările se fac considerând două combinații de seturi de factori parțiali:

Combinația 1: A1 + M1 + R1
Combinația 2: A2 + M2 + R1

2. verificarea se face la următoarea combinație de factori parțiali:

Combinația: A1 + M1 + R2

3. verificarea se face la următoarea combinație de factori parțiali:

Combinația: (A1 sau A2) + M2 + R3
A1 – pentru acțiunile structurale,
A2 – pentru acțiunile geotehnice

În tabelele următoare sunt date, cu titlu informativ, având ca referință EUROCODE 7 – Anexa A, valorile coeficienților parțiali corespunzătoare acestor combinații.

Tabelul 5-1. Factori parțiali ai acțiunilor pentru verificarea tip EQU (referință SR EN 1997-1:2004)

Acțiune	Simbol	Valoare
Permanentă, defavorabilă	$\gamma_{G;dst}$	1.10
Permanentă, favorabilă	$\gamma_{G;stb}$	0.90
Variabilă, defavorabilă	$\gamma_{Q;dst}$	1.50
Variabilă favorabilă	$\gamma_{Q;stb}$	0

Tabelul 5-2. Factori parțiali pentru caracteristicile geotehnice pentru verificarea de tip EQU (referință SR EN 1997-1:2004)

Parametru geotehnic	Simbol	Valoare
Rezistența la forfecare (aplicat tanϕ')	γ_{ϕ}	1.25
Coeziunea efectivă	$\gamma_{c'}$	1.25
Rezistența la forfecare nedrenată	γ_{cu}	1.40
Rezistența la compresiune monoaxială	γ_{qu}	1.40
Greutate volumică	γ_{γ}	1.00

Tabelul 5-3. Factori parțiali ai acțiunilor sau efectelor lor pentru verificarea de tip STR şi GEO (referință SR EN 1997-1:2004)

Acțiune		Simbol	Set	
			A1	A2
Permanentă	Defavorabilă	γ_G	1.35	1.0
	Favorabilă		1.0	1.0
Variabilă	Defavorabilă	γ_Q	1.5	1.3
	Favorabilă		0	0

Tabelul 5-4. Factori parțiali pentru caracteristicile geotehnice pentru verificările de tip STR şi GEO (referință SR EN 1997-1:2004)

Parametru geotehnic	Simbol	Set	
		M1	M2
Rezistența la forfecare (aplicat tanϕ')	γ_ϕ	1.0	1.25
Coeziunea efectivă	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Rezistența la forfecare nedrenată	γ_{cu}	1.0	1.4
Rezistența la compresiune monoaxială	γ_{qu}	1.0	1.4
Greutate volumică	γ_γ	1.0	1.0

Tabelul 5-5. Factori parțiali pentru lucrări de sprijin pentru verificările de tip STR şi GEO (SR EN 1997-1:2004)

Rezistență	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Capacitatea portantă	$\gamma_{R;v}$	1.0	1.4	1.0
Alunecare pe talpă	$\gamma_{R;h}$	1.0	1.1	1.0
Rezistența terenului	$\gamma_{R;e}$	1.0	1.4	1.0

Tabelul 5-6. Factori parțiali pentru pante şi stabilitatea generală pentru verificările de tip STR şi GEO (referință SR EN 1997-1:2004)

Rezistență	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Rezistența terenului	$\gamma_{R;e}$	1.0	1.1	1.0

Pentru verificarea la SLEN în teren sau în secțiunile structurale se aplică următoarea formulă:

$$E_d \leq C_d, \qquad (5.6)$$

unde:

E_d este valoarea de proiectare a efectelor tuturor acțiunilor,

C_d este valoarea limită de proiectare a efectului unei acțiuni.

Valorile factorilor parțiali pentru verificarea la SLEN sunt luate, în mod normal, egale cu 1.0.

5.4. Proiectarea la stări limită a structurilor din pământ armat

În proiectarea structurilor din pământ armat se consideră că s-a atins o stare limită atunci când:

a. se produce cedarea sau există degradări majore;
b. există deformații mai mari decât limitele acceptabile;
c. se produc alte tipuri de degradări minore care determină scurtarea duratei de viață a structurii sau la operații de întreținere neprevăzute.

Condițiile definite la punctul a) reprezintă o stare limită ultimă, în timp ce punctele b) şi c) reprezintă stări limită ale exploatării normale.

În practică se va dimensiona structura la starea limită ultimă şi se va verifica la starea limită a exploatării normale.

În proiectarea structurilor de pământ armat, unele din stările limită ale exploatării normale pot fi evaluate utilizând metode convenționale din mecanica pământurilor (de exemplu, calculul tasărilor). În acest caz, acțiunile de proiectare vor fi aplicate terenului ca în cazul unei structuri convenționale. Alte deformații pot fi datorate deformațiilor excesive ale armăturilor şi, în acest caz, în practica curentă de proiectare, se vor lua măsuri pentru asigurarea unui factor de siguranță corespunzător contra supraîncărcării armăturilor.

Pentru toate aplicațiile însă, atât starea limită ultimă, cât şi cea a exploatării normale trebuie luate în considerare în ceea ce priveşte stabilitatea externă şi cea internă a structurii.

Evaluarea **stabilității externe** presupune considerarea stabilității întregului masiv de pământ armat (în cazul unui zid de sprijin din pământ armat, de exemplu, aceasta presupune evaluarea stabilității la alunecare pe talpă şi răsturnare). Pentru fiecare mod de cedare analizat se aplică factori parțiali corespunzători pentru acțiuni şi proprietățile materialelor.

Stabilitatea internă a masei de pământ armat este guvernată de interacțiunea dintre pământ şi armătură. În cazul în care stabilitatea internă depinde de transmiterea încărcării de la armătură la teren, se va aplica un factor parțial care să mărească încărcarea şi se vor reduce prin alți factori parțiali parametrii de frecare şi adeziune care controlează interacțiunea teren/armătură. Interacțiunea teren/armătură presupune şi transmiterea încărcărilor de la teren la armătură, care depinde de caracteristicile de rigiditate ale armăturii. O marjă de siguranță din acest punct de vedere se poate obține prin sporirea încărcării prin aplicarea unui factor parțial şi reducerea rezistenței armăturii cu ajutorul unui factor parțial de material. Rezistența de proiectare (calcul) poate fi dictată fie de starea limită ultimă, fie de cea a exploatării normale.

Principiul fundamental al proiectării la stări limită este acela că rezistența de proiectare trebuie să fie mai mare sau egală cu valoarea de proiectare a încărcării.

În cazul **stabilității externe**, încărcării de proiectare (calcul) i se opun forțele generate în interiorul masivului de pământ. Acestea din urmă depind în principal de parametrii rezistenței la forfecare şi de presiunea apei din pori. Valorile caracteristice ale acestor parametri trebuie estimate cu atenție pentru a se evita atingerea unei stări limită, iar apoi sunt afectate de factorii parțiali ai materialului, obținându-se astfel rezistența de proiectare (calcul).

În cazul **stabilității interne**, încărcării de proiectare i se opun forțele generate în teren şi în armătură. Forțele rezistente datorate armăturii pot fi determinate statistic şi apoi pot fi

reduse prin aplicarea unui factor parțial de material pentru a obține valoarea de proiectare (calcul).

Majoritatea armăturilor utilizate, de tipul benzilor, foliilor, grilelor au grosimi mult mai mici decât celelalte dimensiuni. Astfel de elemente de armare sunt flexibile şi, datorită rigidității scăzute la încovoiere, pot prelua doar eforturi axiale de întindere. Mărimea încărcărilor ce pot fi preluate de armătura încorporată într-un masiv de pământ depinde de mărimea rigidității axiale a armăturii. Dacă încărcarea de proiectare poate fi preluată în condițiile unei deformații axiale de întindere mai mică sau egală cu 1%, armătura poate fi considerată ca inextensibilă. În caz contrar, armătura este considerată extensibilă.

Atunci când se analizează starea limită ultimă a unei structuri armate cu armături flexibile, rezistența de proiectare a armăturii se determină divizând rezistența armăturii la un factor parțial de material.

În cazul aplicării principiilor EUROCODE, cazurile relevante pentru SLU sunt STR şi GEO.

5.4.1. Factori parțiali pentru armături

Pentru calculul rezistențelor armăturilor trebuie luați în considerare factori parțiali care să țină cont atât de modul în care au fost determinate aceste valori, cât şi de posibilele reduceri ale rezistențelor în timp, datorită diferiților factori.

Aceste chestiuni nu sunt abordate nici în standardele româneşti în vigoare, nici în normativele sau standardele europene. Majoritatea standardelor europene nu abordează structurile de pământ armat din perspectiva stărilor limită, cu excepția BS 8006. În cele ce urmează se prezintă modul de abordare a factorilor parțiali aplicabili armăturilor cuprins în BS 8006. Se consideră că aceştia pot fi utilizați atât pentru proiectarea având ca referință standardele române de acțiuni STAS 10100, 10101, cât şi pentru cea având ca referință EUROCODE (SR EN 1997-1:2004).

Factorii parțiali aplicați armăturilor vor fi notați în cele ce urmează cu f_m.

Se pot distinge două categorii de factori parțiali: f_{m1} care se referă la proprietățile materialelor şi f_{m2} care reflectă efectele execuției şi ale mediului asupra proprietăților. Fiecare dintre aceşti factori are două componente principale, aşa cum este ilustrat în Tabelul 5-7.

Tabelul 5-7. Factori parțiali pentru armături

Factor parțial	Componentă	Semnificație
f_{m1}	f_{m11}	Fabricație – acoperă posibilele reduceri ale capacității materialelor în comparație cu valorile caracteristicile determinate în cadrul procedurilor de control şi posibilele erori de determinare
	f_{m12}	Extrapolarea datelor din încercări – ia în considerare încrederea în evaluarea rezistenței pe termen lung a materialelor. Poate varia în funcție de durata de viață a structurii
f_{m2}	f_{m21}	Posibilitatea de deteriorare – ia în considerare deteriorarea din timpul execuției
	f_{m22}	Influența mediului – ia în considerare degradarea datorată condițiilor de mediu

Se poate defini **factorul parțial de material, f_m** ca fiind:

$$f_m = f_{m1} \times f_{m2}, \text{ unde;} \quad (5.7)$$

$$f_{m1} = f_{m11} \times f_{m12} \text{ şi} \quad (5.8)$$

$$f_{m2} = f_{m21} \times f_{m22}. \quad (5.9)$$

În cazul armăturilor metalice din oțel sau oțel galvanizat supuse doar la eforturi axiale de întindere, $f_m = 1.50$.

Factorul f_{m11} trebuie să ia în considerare:

- dacă există sau nu un standard pentru fabricație şi pentru încercările de control, prin factorul parțial f_{m111};
- dacă există sau nu un standard pentru dimensiuni şi toleranțe, prin factorul parțial f_{m112}.

$$f_{m11} = f_{m111} \times f_{m112} \quad (5.10)$$

Pentru armăturile polimerice calitatea produsului trebuie exprimată fie pe baza rezistenței caracteristice, fie pe baza rezistenței medii de bază. Dacă este specificată rezistența caracteristică, $f_{m111} = 1$. În caz contrar, f_{m111} poate fi calculat cu formula:

$$f_{m111} = 1 + \frac{1.64\sigma}{\mu - 1.64\sigma}, \text{ unde:} \quad (5.11)$$

μ este rezistența medie, iar σ este abaterea medie a rezistenței.

În cazul armăturilor metalice şi a unui control de calitate adecvat, $f_{m111} = 1.0$.

Pentru armăturile polimerice, $f_{m112} = 0$.

Pentru armăturile metalice, dimensiunile trebuie să se încadreze în anumite toleranțe bine definite. Rezistența de bază a armăturii poate fi determinată cu ajutorul secțiunii minime admise, caz în care $f_{m112} = 1.0$ sau pe baza secțiunii nominale, în care caz se va adopta un factor parțial $f_{m112} > 1$.

Figura 5.1 prezintă schema de adoptare a factorului parțial de material f_{m11}.

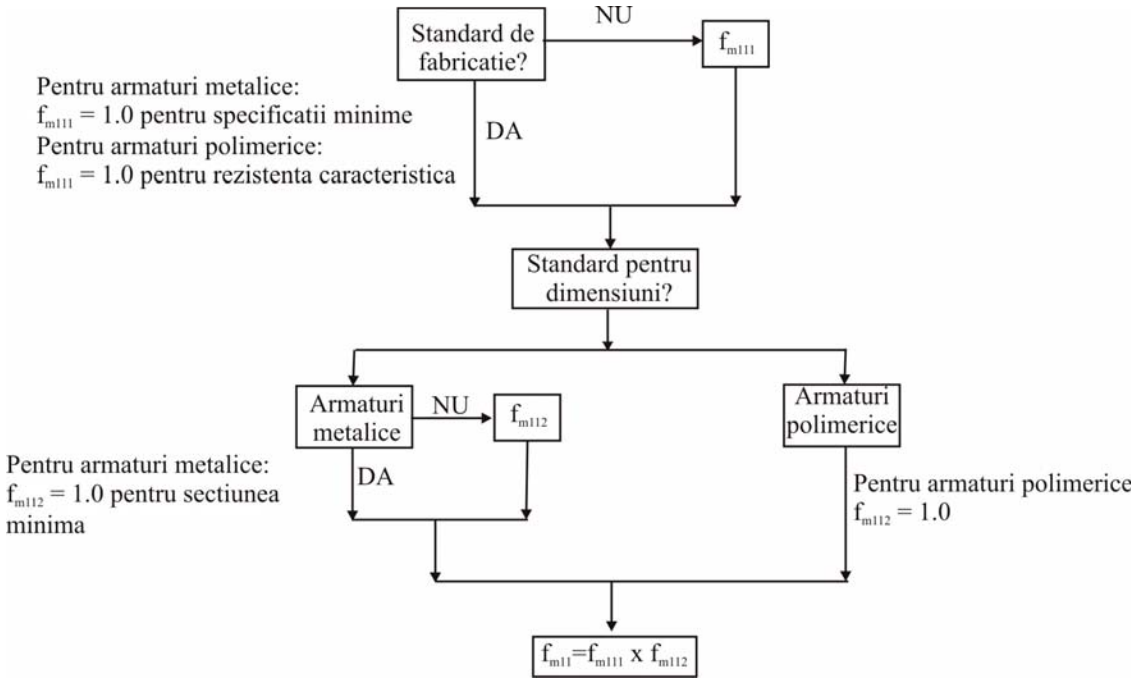


Figura 5.1. Schema de alegere a factorului parțial de material f_{m11}

Factorul f_{m12} trebuie să ia în considerare:

- evaluarea datelor disponibile pentru a determina înfăşurătoarea statistică – factorul parțial f_{m121};
- extrapolarea înfăşurătorii statistice peste durata de viață aşteptată a armăturii – factorul parțial f_{m122}.

$$f_{m12} = f_{m121} \times f_{m122} . \qquad (5.12)$$

Pentru armăturile metalice sunt utilizate datele disponibile pentru a obține o înfăşurătoare statistică pentru viitoarele extrapolări. f_{m121} reprezintă o măsură a încrederii în aceste date. În cazul unui număr mare de date, obținute pe perioade mari de timp, f_{m121} poate fi luat egal cu 1.0. În caz contrar se va lua o valoare supraunitară.

În cazul materialelor geosintetice, factorul f_{m121} poate fi luat egal cu 1.0 dacă rezultatele disponibile provin din încercări de fluaj realizate la o temperatură egală cu maximul temperaturii ce poate apare în timpul exploatării. În caz contrar se va lua o valoare supraunitară.

Atât pentru materialele metalice, cât şi pentru cele geosintetice, dacă extrapolarea datelor provenite din încercări se face pentru un ciclu logaritmic de timp, ceea ce este recomandat, f_{m122} poate fi luat egal cu 1.0. Dacă extrapolarea se face pentru două cicluri logaritmice de timp, ceea ce este permis dacă datele provin din încercări în timp real, în curs de desfăşurare şi/sau este vorba de teste accelerate derulate la temperaturi mai mari decât cele de exploatare, atunci:

$$f_{m122} = \log \frac{t_d}{t_t}, \text{ unde:} \qquad (5.13)$$

t_d – durata de viață proiectată a structurii,

t_t – durata încercărilor de fluaj.

Încercările de fluaj trebuie continuate pe o perioadă cel puțin egală cu 10% din durata de viață proiectată a structurii.

Pentru durate de viață de peste 10 ani, datele trebuie obținute pe baza unor încercări cu o durată minimă de 10^4 ore. Pentru durate de viață de maximum 10 ani, durata testelor trebuie să fie cel puțin egală cu 10% din durata de viață a structurii.

Figura 5.2 prezintă schema de stabilire a factorului parțial de material, f_{m12}.

Factorul f_{m21} trebuie să țină cont de posibilitatea de deteriorare în timpul execuției, astfel:

- efectele imediate sau pe termen lung apărute înaintea şi în timpul execuției sunt luate în considerare prin factorul parțial f_{m211};
- efectele pe termen lung ale deteriorării sunt luate în considerare cu ajutorul factorului parțial f_{m212}.

$$f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212} \tag{5.14}$$

Atât armăturile metalice, cât şi cele polimerice pot fi deteriorate la punerea lor în operă. Gradul de deteriorare depinde de manipularea realizată înainte de punerea în operă, de structura de pământ armat, de tipul de teren, de modul de compactare etc.

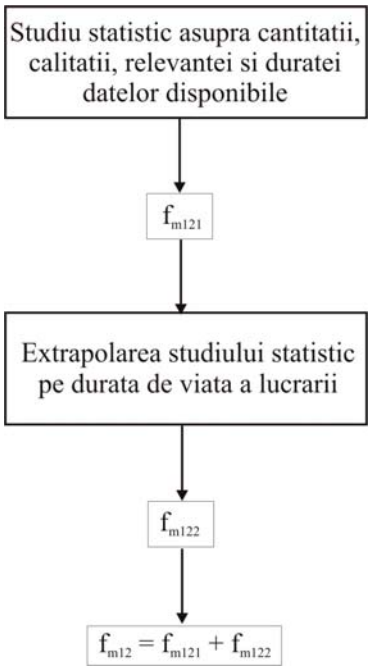


Figura 5.2. Schema de alegere a factorului parțial de material f_{m12}

Pentru armaturile metalice, f_{m21} = 1.0 dacă grosimea minimă de oțel este mai mare sau egală cu 4 mm şi umplutura respectă condițiile prevăzute la paragraful 4.1.1. Pentru armături mai subțiri sau alte tipuri de material trebuie realizate încercări in situ pe baza cărora se poate evalua valoarea lui $f_{m21.}$

În general, valoarea factorilor parțiali f_{m211} şi f_{m212} pentru materialele geosintetice sunt furnizate de producător.

Schema de alegere a factorului parțial f_{m21} este prezentată în Figura 5.3.

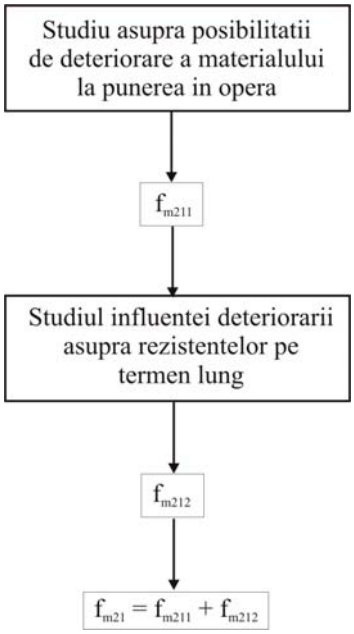


Figura 5.3. Schema de stabilire a factorului parțial de material, f_{m21}

Factorul f_{m22} trebuie să ia în considerare efectul pe care factorii de mediu îl au asupra rezistenței materialului şi va fi funcție de tipul de material şi de condițiile de mediu existente.

În cazul materialelor geosintetice, factorul parțial astfel obținut, f_m va fi aplicat minimului dintre rezistența la rupere prin fluaj din tracțiune, T_{ft} şi rezistența medie la întindere luând în considerare deformația de fluaj, $T_{med\ f}$, obținând astfel rezistența de calcul (proiectare), T_c:

$$T_c = \min\left(\frac{T_{ft}}{f_m}, \frac{T_{medf}}{f_m}\right). \qquad (5.15)$$

Pentru materialele care posedă agrement BBA se vor lua în considerare coeficienții indicați în aceste certificate.

În cazul materialelor metalice, rezistența de calcul (proiectare) la tracțiune este egală cu:

$$T_c = \frac{T_u}{f_m}, \qquad (5.16)$$

unde T_u este rezistența ultimă a armăturii metalice.

Factorii parțiali de material se aplică în acelaşi mod şi elementelor de conexiune dintre armături şi elementele de fațadă.

5.4.2. Factori parțiali pentru interacțiunea pământ/armătură

Există două mecanisme posibile de interacțiune între pământ şi armătură:

- suprafața posibilă de cedare intersectează un strat de armătură; în acest caz mecanismul de interacțiune este unul de rezistență la smulgere; factorul parțial de siguranță corespunzător este $\mathbf{f_{sm}}$.
- suprafața potențială de cedare coincide cu un strat de armătură; în acest caz mecanismul de interacțiune este unul de rezistență la alunecare; factorul parțial de siguranță este $\mathbf{f_{al}}$.

Valorile acestor factori parțiali pot fi luate după cum urmează:

- pentru SLU: f_{sm} = 1.3, f_{al} = 1.3
- pentru SLEN: f_{sm} = 1.0, f_{al} = 1.0.

5.4.3. Exploatarea normală

Stările limită ale exploatării normale sunt definite în termeni de deformații acceptabile.

Deformațiile din timpul exploatării ale structurilor din pământ armat cu materiale geosintetice pot fi determinate de diverşi factori, printre care:

a) factori externi
   - tasarea fundației structurii,
   - încărcări care nu au fost luate în considerare la proiectare.

b) factori interni
   - deformații de fluaj ale armăturilor polimerice,
   - consolidarea secundară a umpluturilor argiloase,
   - prezența unui strat de umplutură umed,
   - compresiunea umpluturii; deteriorarea armării datorită degradării polimerilor.

5.5. Încadrarea lucrărilor de pământ armat în categoriile geotehnice

Încadrarea lucrărilor de pământ armat în categoriile geotehnice este următoarea:

Categoria geotehnică 1: structuri mici sau relativ simple, care pot fi proiectate folosind experiența acumulată şi date şi analize calitative. În această categorie intră structurile de sprijin şi pantele cu înălțime mai mică de 1.5 m, la care cedarea ar duce la distrugeri minime şi la blocarea accesului (Figura 5.4).

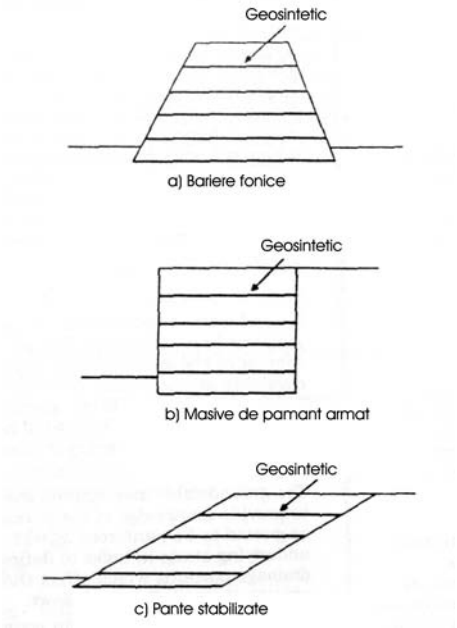


Figura 5.4. Exemple de structuri de pământ armat din categoria 1

Categoria geotehnică 2: structuri convenționale fără riscuri deosebite, nici condiții de încărcare sau de teren speciale, care pot fi proiectate utilizând date şi analize cantitative obişnuite. În această categorie intră rambleele şi structurile a căror cedare poate provoca pagube moderate (Figura 5.5).

Categoria geotehnică 3: structuri care implică riscuri deosebite sau dificultăți de teren şi/sau încărcare, care trebuie proiectate utilizând metode speciale. În această categorie intră pilele de pod, structuri care suportă în mod direct autostrăzi sau alte drumuri naționale sau principale, baraje, ziduri de cheu, ramblee de cale ferată (Figura 5.6).

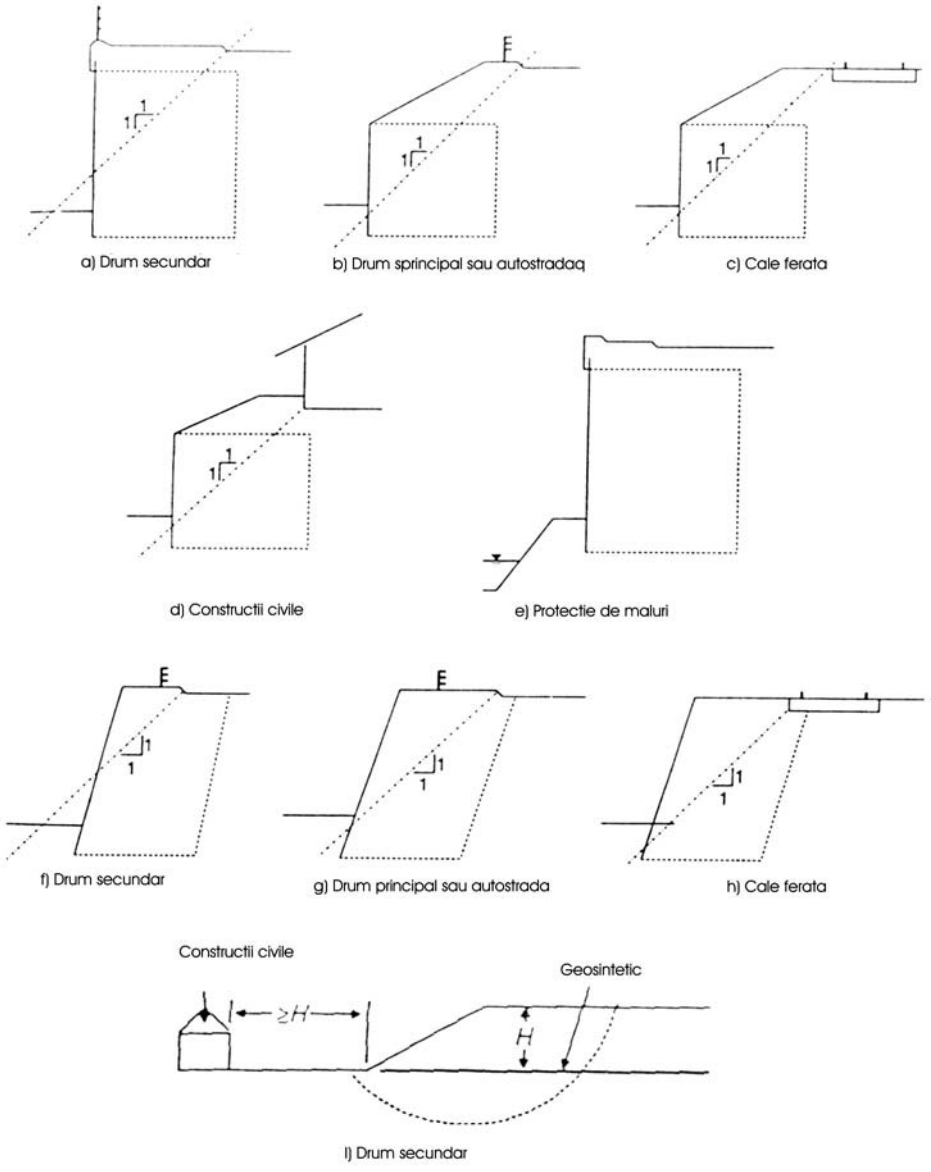


Figura 5.5. Exemple de structuri de pământ armat din categoria 2

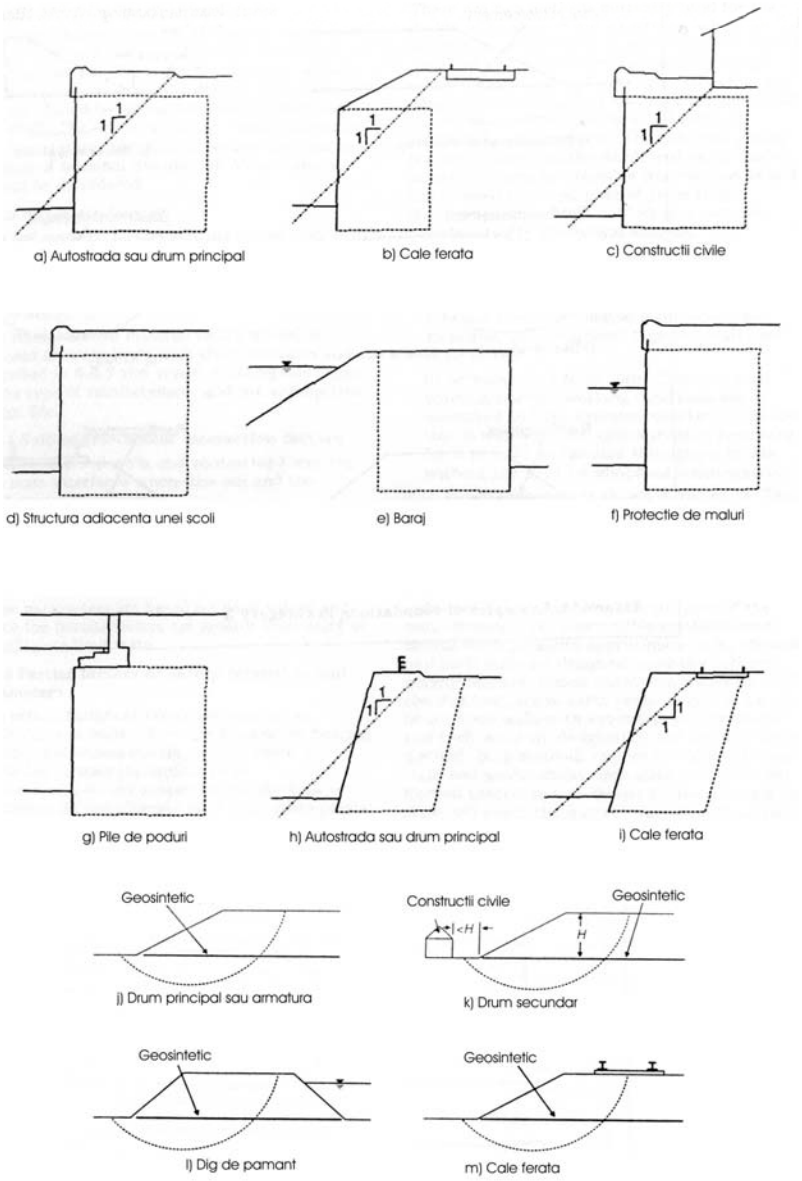


Figura 5.6. Exemple de structuri de pământ armat din categoria 3

5.6. Exigențe de calitate

Proiectul de structură de pământ armat va fi verificat la exigența Af – *Rezistența şi stabilitatea terenului de fundare a construcțiilor şi a masivelor de pământ.*

În caietul de sarcini ce va însoți proiectul se vor avea în vedere următoarele aspecte:

- recomandarea de a se realiza tronsoane experimentale pentru structurile din categoriile geotehnice 2 şi 3, pe lungimi de cca 20 – 30 m;
- prevederea obligativității controlului de calitate a materialelor puse în operă (umplutură, armături): verificarea naturii şi caracteristicilor materialelor, verificarea compactării umpluturii, verificarea corectitudinii instalării armăturilor.
- prevederea ca faze determinante: recepția terenului de fundare şi instalarea primului rând de armături.

6. STRUCTURI DE SPRIJIN ARMATE

6.1. Generalități

Acest capitol se ocupă de structurile de sprijin, de tip zid de sprijin sau culei, de tipul şi formele prezentate în Figura 6.1.

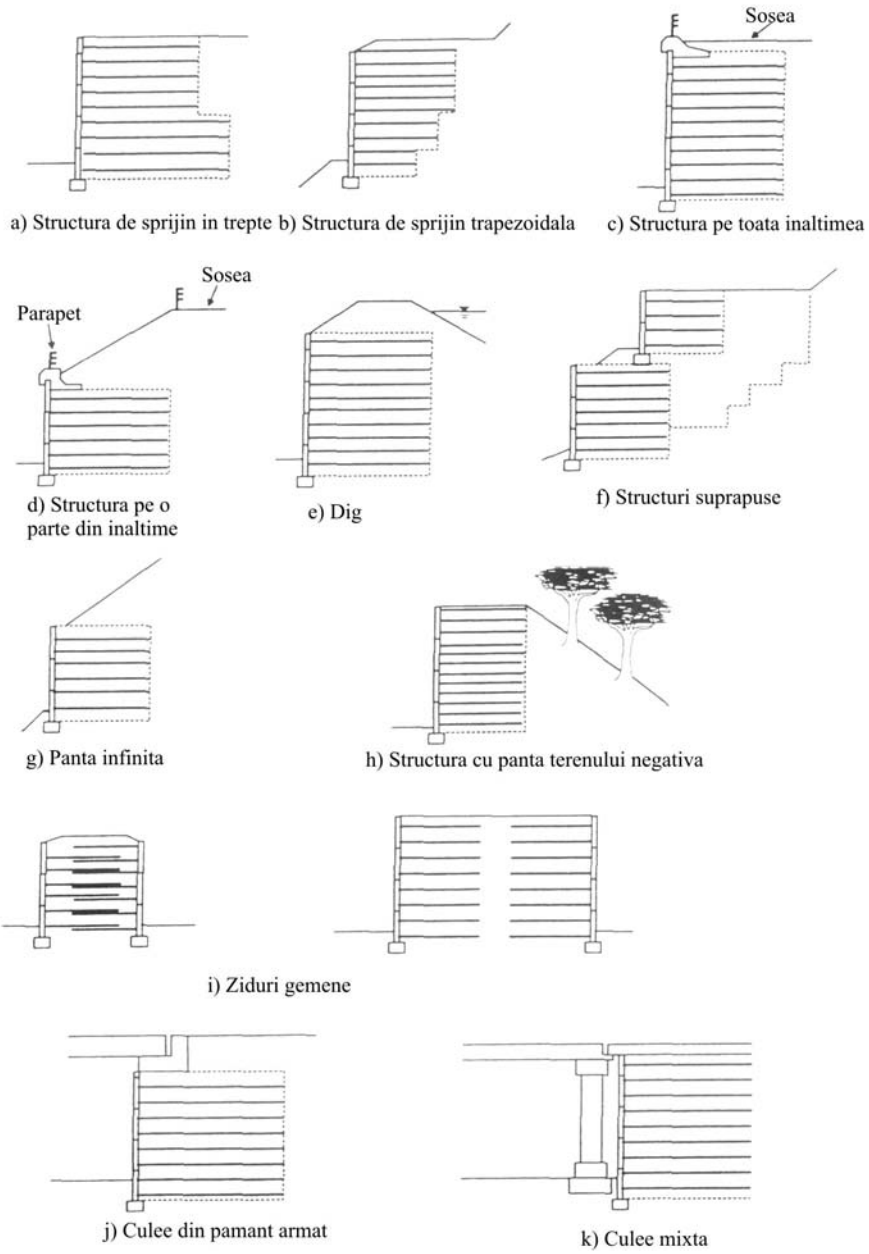


Figura 6.1.Tipuri de structuri de sprijin din pământ armat – ziduri de sprijin, culei

Și alte structuri de acest tip, care nu sunt verticale, dar cu înclinare de peste 70° față de orizontală pot fi proiectate utilizând metodele şi principiile cuprinse în acest capitol.

6.2. Procedura de proiectare

Proiectarea structurilor de sprijin din pământ armat, de tip ziduri de sprijin şi culei, se face ca la structurile convenționale de sprijin, cu considerarea în plus a interacțiunii dintre pământ şi armătură.

Practica curentă de proiectare constă în determinarea geometriei şi a armării din condiții de împiedicare a cedării interne şi externe, utilizând metode de echilibru limită.

Stabilitatea externă se referă la stabilitatea masei de pământ armat privită ca un întreg care poate ceda prin mecanismele clasice de cedare ale zidurilor de sprijin, în timp ce **stabilitatea internă** se ocupă de mecanismele interne de cedare şi duce la stabilirea necesarului de armătură.

Etapele proiectării sunt:

a) analiza eforturilor, care constă în alegerea unei distribuții a armăturilor şi verificarea eforturilor din masivul armat, care trebuie să fie compatibile cu proprietățile pământului şi ale armăturilor; trebuie evaluată stabilitatea locală la nivelul fiecărei armături;

b) analiza stabilității structurii – stabilitate externă şi internă;

c) analiza deformațiilor, pentru a obține o evaluare a comportării structurii la deformații orizontale şi verticale. Analiza deformațiilor orizontale este cea mai dificilă şi cea mai puțin exactă. În cele mai multe cazuri este realizată aproximativ sau pur şi simplu se presupune că marjele de siguranță obținute pentru stabilitatea externă şi internă sunt suficiente pentru ca deformațiile calculate să fie în limitele admise. Analiza deformațiilor verticale se realizează prin calcule clasice de tasare. Sunt evaluate atât tasările absolute, cât şi cele diferențiate, în direcție longitudinală şi transversală.

Pentru proiectarea structurilor din pământ armat sunt utilizate în mod curent două metode, cunoscute sub numele „metoda penei ancorate" (*tie back wedge method*) şi „metoda gravității coerente" (*coherent gravity method*).

„Metoda penei ancorate" urmăreşte procedura de proiectare utilizată pentru zidurile de sprijin tradiționale, ancorate sau nu.

„Metoda gravității coerente" este bazată pe măsurătorile realizate pe structuri armate cu armături inextensibile. Observațiile realizate pe teren au arătat că presiunea laterală exercitată de pământ în partea superioară a structurii de sprijin este influențată de rigiditatea axială la întindere a armăturii. În cazul armăturilor inextensibile, presiunea pământului se apropie de valoarea corespunzătoare stării de repaus. Aceste structuri sunt proiectate folosind „metoda gravității coerente". Cu excepția cazului în care măsurătorile pe teren ar indica altceva, pentru structurile de sprijin armate cu materiale extensibile se va considera împingerea activă a pământului, iar proiectarea se va face cu ajutorul „metodei penei ancorate".

În ambele metode se vor verifica atât stările limite ultime, cât şi cele ale exploatării normale.

NOTĂ. În toate formulele care urmează se va considera că acțiunile, rezistențele şi parametrii geotehnici au fost deja afectați cu factorii parțiali corespunzători metodei de proiectare alese.

6.3. Verificarea stabilității externe

Ca şi în cazul structurilor de sprijin tradiționale, mecanismele potențiale de cedare sunt (Figura 6.2):

- alunecare pe talpă,
- răsturnare (limitarea excentricității),
- depăşirea presiunilor pe teren,
- pierderea globală a stabilității.

Acestea reprezintă **stări limite ultime de stabilitate externă**.

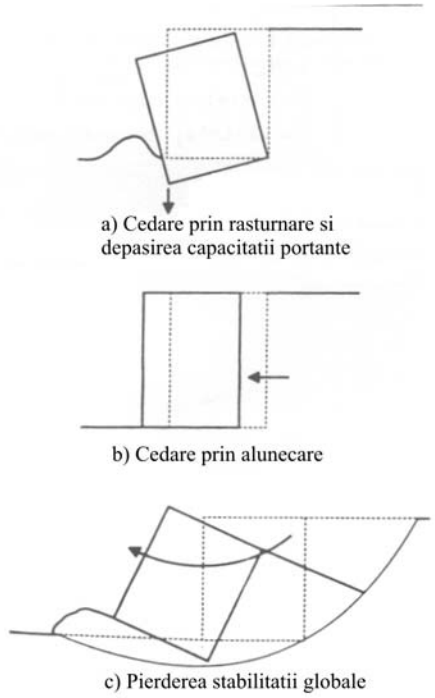


Figura 6.2. Stări limită ultime pentru stabilitatea externă

Datorită flexibilității structurilor din pământ armat, cedarea prin răsturnare este puțin probabilă. Cu toate acestea, analiza acestui mecanism de cedare şi impunerea unei excentricități maxime admise ajută la controlul deformațiilor laterale.

Etapele verificării stabilității externe sunt prezentate în Figura 6.3.

6.3.1. Predimensionarea structurii

În Tabelul 6-1 şi Figura 6.4 sunt date dimensiunile minime ale unei structuri de sprijin din pământ armat de tipul celor prezentate în Figura 6.1.

Predimensionarea este bazată pe zvelțețea structurii, H/L, H fiind în general impus de amplasament.

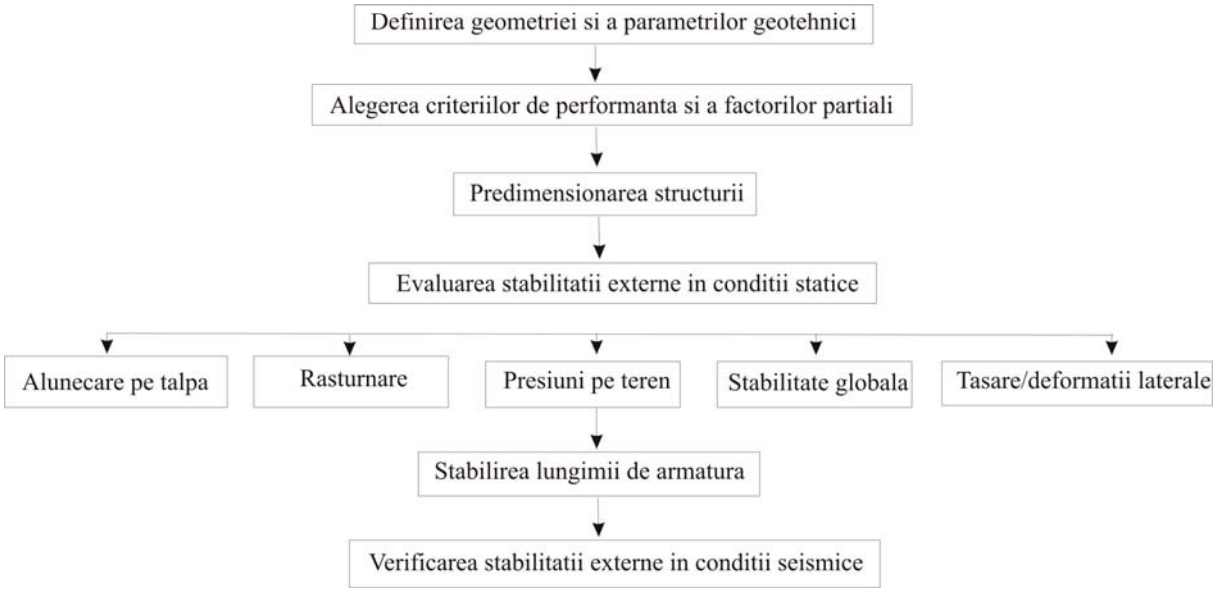


Figura 6.3. Etapele analizei stabilității externe

Tabelul 6-1. Dimensiuni minime pentru structuri de sprijin din pământ armat

Tipul structurii	Lungimea minimă a armării
Ziduri de sprijin obişnuite	0.7 H (minim 3 m)
Culei de pod	max (0.6H, 2 sau 7 m)
Ziduri trapezoidale şi culei	0.7H pentru jumătatea superioară a structurii 0.4H pentru jumătatea inferioară a structurii sau minim 3 m
Ziduri în trepte şi culei	0.7 H pentru jumătatea superioară a structurii
Ziduri supuse unor împingeri reduse din partea masivului (de ex., cu pantă descendentă a suprafeței terenului sau ziduri îngropate)	0.6H sau minim 3 m
Ziduri cu înălțime sub 1.5 m	în funcție de situație

Încastrarea în terenul de fundare (Figura 6.5), necesară pentru evitarea cedării locale prin poansonare şi a curgerii pe sub baza zidului, depinde de:

- presiunea dată de structură,
- adâncimea de îngheț,
- pericolul de eroziune internă în cazul structurilor maritime sau fluviale,
- riscul de expunere a bazei zidului datorită excavațiilor.

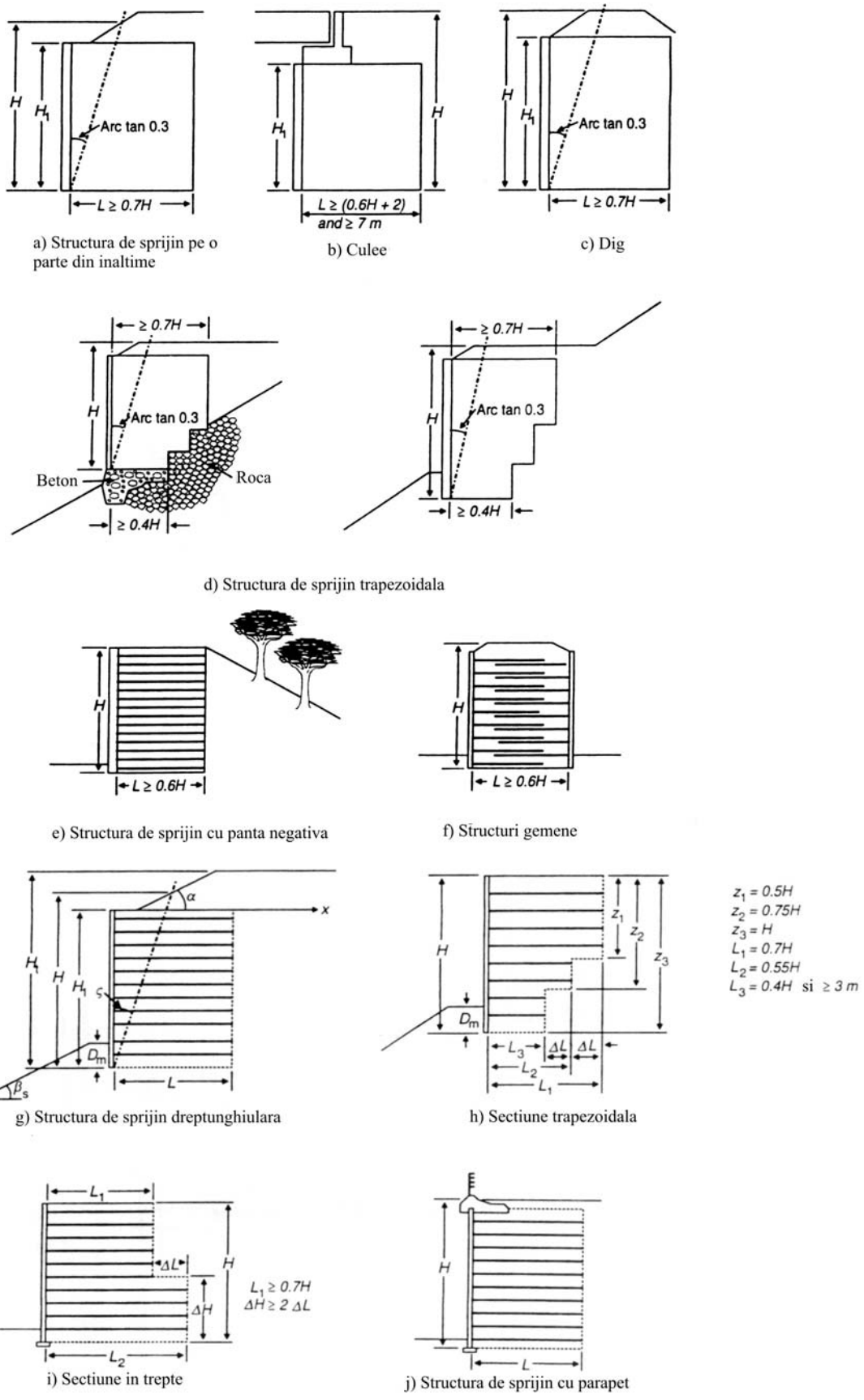


Figura 6.4. Predimensionarea structurilor de sprijin din pământ armat

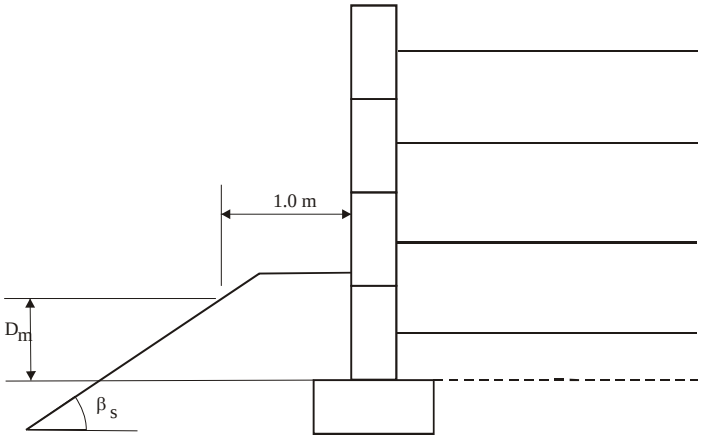


Figura 6.5. Definirea încastrării în terenul de fundare

Adâncimea de încastrare trebuie să fie cel puțin egală cu adâncimea de îngheț, cu excepția situațiilor în care fundarea se face pe rocă sau pe elemente structurale de tipul radierelor, saltelelor sau pavajelor.

În Tabelul 6-2 sunt date valori minime ale adâncimii de încastrare, valabile pentru terenuri bune de fundare şi structuri cu $L/H \geq 0.7$. Pentru terenuri moi vor fi adoptate valori mai mari ale adâncimii de încastrare. De asemenea, pentru structuri supuse acțiunii apei, vor fi luate în considerare valori mai mari ale adâncimii de încastrare.

Tabelul 6-2. Valori minime ale adâncimii de încastrare

Condiții	Adâncime minimă de încastrare, D_m (m)
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 0°$	H/20
Culei, $\beta_s = 0°$	H/10
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 18°$ (1:3)	H/10
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 27°$ (1:2)	H/7
Ziduri de sprijin, $\beta_s = 34°$ (2:3)	H/5

Notă: $D_m \geq$ adâncimea de îngheț

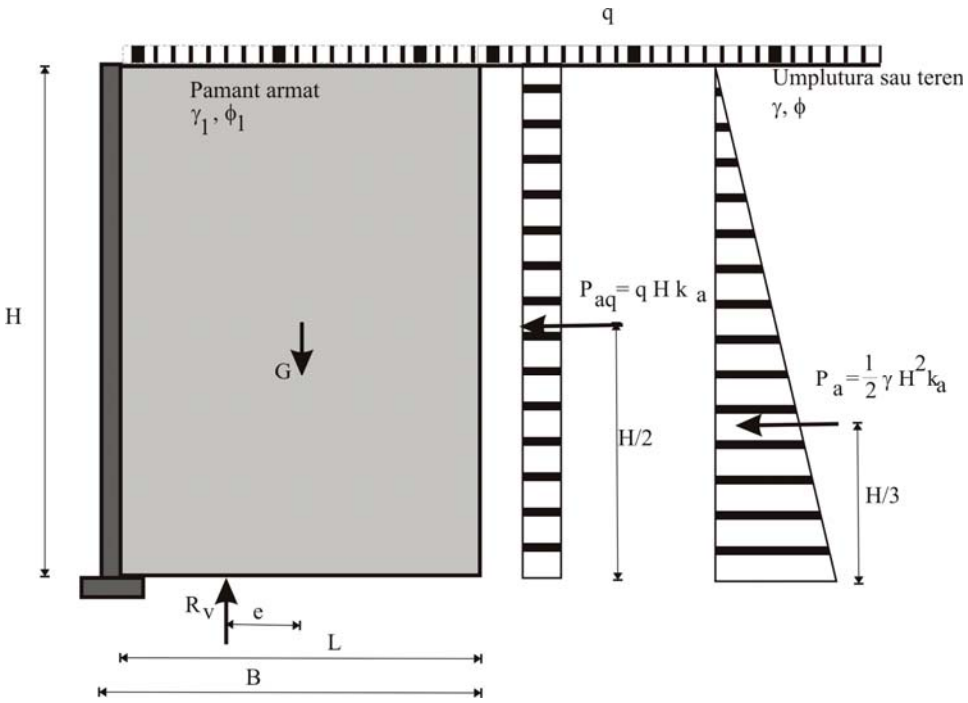
6.3.2. Evaluarea presiunii pământului

Se consideră că presiunea activă a pământului acționează pe un plan vertical situat la marginea dinspre masivul susținut a umpluturii armate cu materiale extensibile (vezi 6.2). În figurile care urmează sunt date schemele de calcul pentru o structură de sprijin verticală sau înclinată cu mai puțin de 8° față de verticală şi un pământ necoeziv în spatele masivului armat:

- suprafața terenului din spatele umpluturii armate orizontală şi modul de luare în considerare a suprasarcinii (Figura 6.6);
- suprafața terenului înclinată (Figura 6.7 şi Figura 6.8).

Se neglijează rezistența pasivă la baza zidului ce s-ar putea dezvolta pe adâncimea de încastrare datorită posibilității ca pământul să fie înlăturat din această zonă prin eroziune, excavații etc.

În calcule se neglijează de asemenea rezistența la forfecare a sistemului de fațadă.

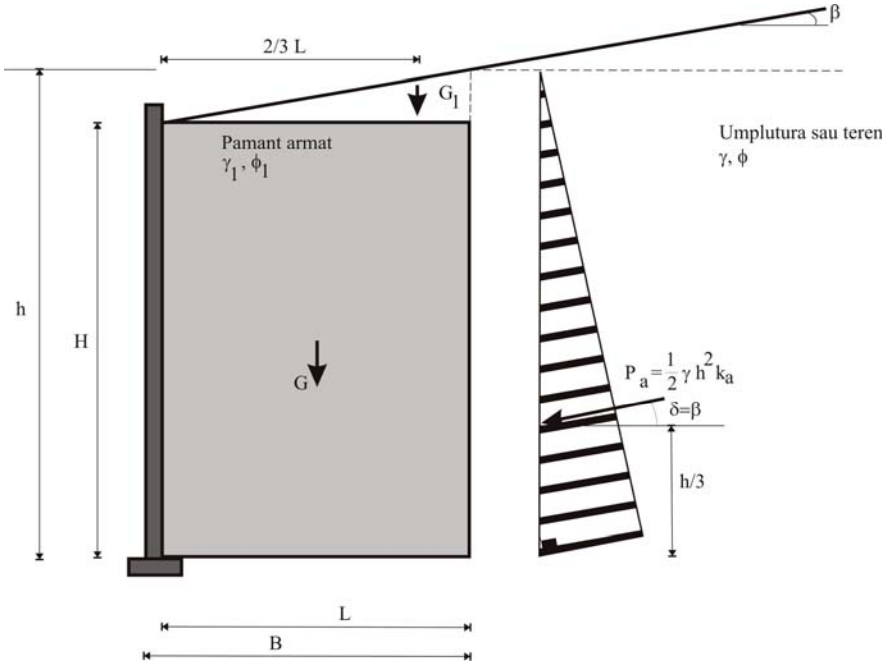


Legendă:

$k_a = \tan^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$ - coeficientul împingerii active, (6.1)

q – suprasarcina, R_v – rezultanta încărcărilor verticale, e – excentricitatea, G - greutatea

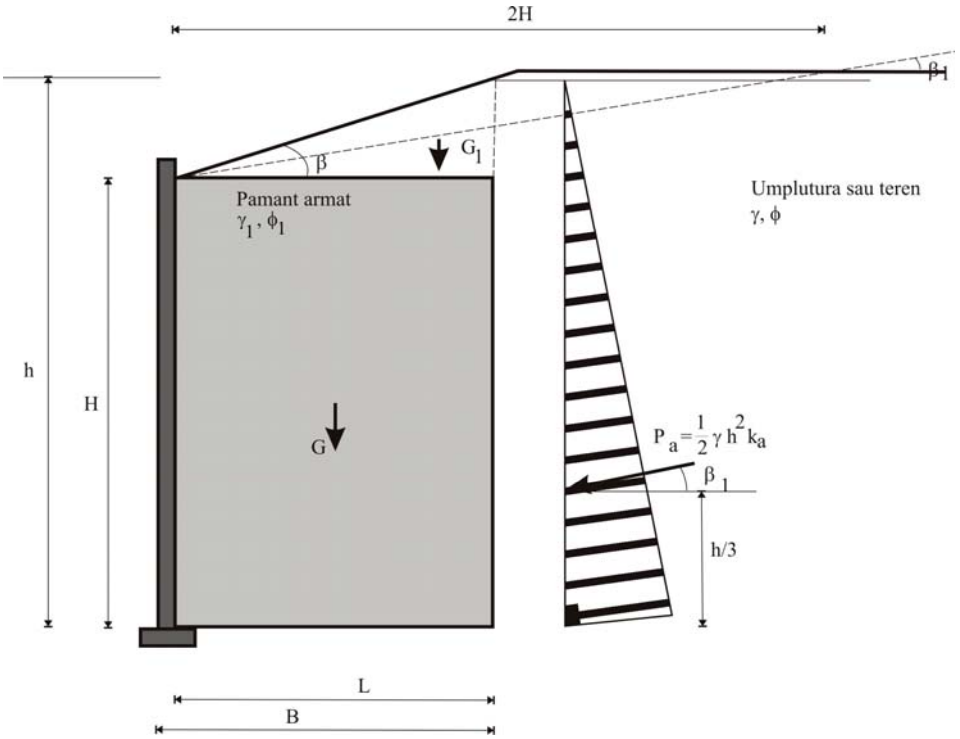
Figura 6.6. Schema de calcul a împingerii pământului pentru suprafață orizontală a terenului din spatele zidului şi suprasarcină



Legendă:

$k_a = \cos\beta\left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}\right]$ - coeficientul împingerii active (6.2)

Figura 6.7. Schema de calcul pentru suprafața înclinată a terenului

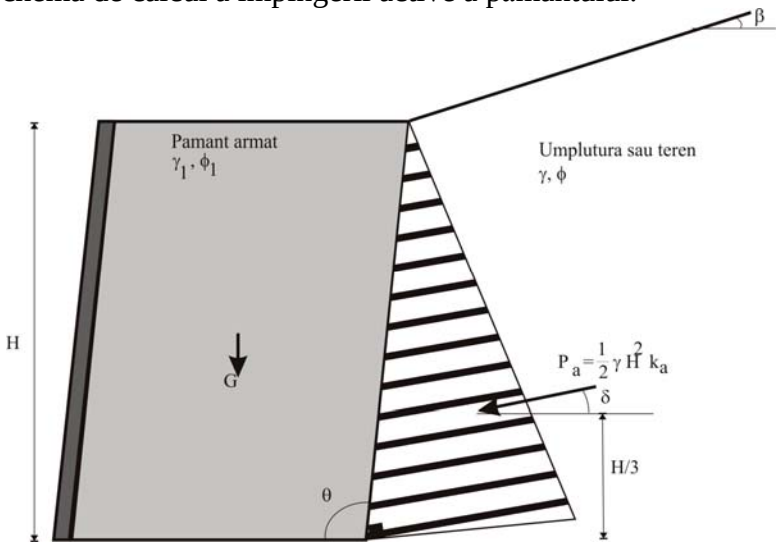


Legendă:

$k_a = \cos\beta_1 \left[\frac{\cos\beta_1 - \sqrt{\cos^2\beta_1 - \cos^2\phi}}{\cos\beta_1 + \sqrt{\cos^2\beta_1 - \cos^2\phi}} \right]$ - coeficientul împingerii active (6.3)

Figura 6.8. Schema de calcul pentru suprafață frântă a terenului

Pentru cazul unui unghi θ de înclinare a fațadei față de orizontală (θ minim 70°), Figura 6.9 prezintă schema de calcul a împingerii active a pământului.



Legendă:

$k_a = \dfrac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin^2\theta\sin(\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2}$ - coeficientul împingerii active (6.4)

Figura 6.9. Schema de calcul a împingerii active pentru cazul structurii înclinate cu un unghi θ față de orizontală

Pentru cazul unui teren coeziv în spatele umpluturii armate, presiunea activă a pământului pe structura de pământ armat, la o cotă z, se evaluează folosind următoarea formulă:

$$p_a = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a}\,, \qquad (6.5)$$

unde k_a are expresiile prezentate anterior, iar c este coeziunea.

În cazul structurilor de sprijin armate cu materiale inextensibile (vezi paragraful 6.2), pentru evaluarea presiunii laterale exercitate de terenul din spate se va considera valoarea coeficientului împingerii în stare de repaus, k_0 la partea superioară a structurii şi o scădere lineară a acestuia către valoarea coeficientului împingerii active, k_a până la o adâncime de 6 m (Figura 6.10).

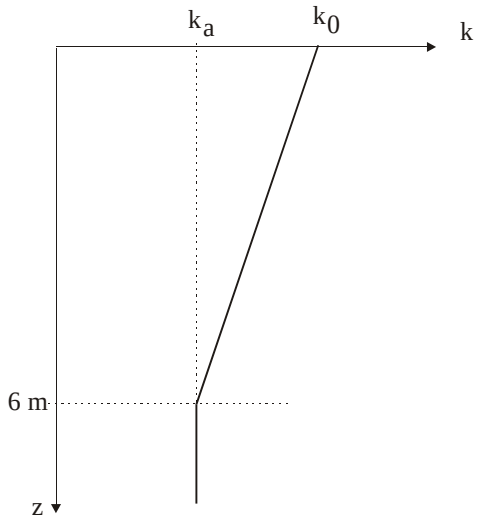


Figura 6.10. Variația coeficientului împingerii pământului cu adâncimea în cazul structurilor de sprijin armate cu materiale inextensibile (metoda gravității coerente)

6.3.3. Verificarea stabilității la alunecare pe talpă

În această etapă se verifică dacă este asigurată stabilitatea contra alunecării structurii pe interfața dintre umplutura armată şi terenul de fundare.

Rezistența la alunecare trebuie să se bazeze pe proprietățile fie ale terenului, fie ale umpluturii, depinde care sunt mai slabe.

Alunecarea trebuie considerată pe straturile de armătură de la baza structurii sau între acestea.

Verificarea stabilității se face prin compararea forțelor orizontale destabilizatoare, care produc alunecarea, cu cele rezistente, care se opun alunecării, în evaluarea acestora ținându-se cont de factorii parțiali de siguranță stabiliți anterior.

- <u>stabilitatea la alunecare la contactul umplutură armată/teren</u>

$$R_h \le R_v \tan\phi + cL\,, \text{ unde:} \qquad (6.6)$$

R_h – rezultanta forțelor orizontale,

R_v – rezultanta forțelor verticale,

ϕ –unghiul de frecare internă al terenului sau pământului armat (care este mai slab),

c – coeziunea terenului sau a pământului armat,
L – lățimea efectivă a bazei structurii.

- stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren

$f_{al} R_h \le R_v \tan\delta_a + c_a L$, unde: (6.7)

f_{al} – factorul parțial pentru alunecarea pe talpă (vezi 5.4.2),
R_h – rezultanta forțelor orizontale,
R_v – rezultanta forțelor verticale,
δ_a–unghiul de frecare dintre armătură şi teren,
c_a – adeziunea dintre teren şi armătură,
L – lățimea efectivă a bazei structurii.

6.3.4. Verificarea stabilității la răsturnare

Datorită flexibilității structurilor de pământ armat, răsturnarea nu reprezintă un mecanism critic de cedare.

În practica curentă de proiectare se calculează excentricitatea rezultantei forțelor verticale (vezi 6.3.5), care trebuie să fie mai mică decât L/6 pentru pământuri sau L/4 pentru roci, în caz contrar fiind necesară o lungime mai mare de armătură.

Pentru structurile ce pot fi considerate rigide, verificarea stabilității la răsturnare presupune compararea momentului forțelor destabilizatoare (forțele şi parametrii geotehnici fiind afectați de factorii parțiali corespunzători) cu momentul forțelor rezistente față de punctul de la baza fațadei.

6.3.5. Verificarea presiunilor pe teren

Pentru calculul presiunilor pe teren se adoptă, de regulă, metoda Meyerhof (Figura 6.11).

Presiunea pe bază, σ_v, presupusă uniform distribuită, se calculează cu formula:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e}, \quad (6.8)$$

unde:

R_v este rezultanta tuturor încărcărilor verticale, cărora li s-au aplicat factorii parțiali corespunzători (inclusiv suprasarcina, dacă există),

L – lățimea efectivă a bazei,

e – excentricitatea rezultantei R_v față de mijlocul bazei.

Presiunea adusă pe teren de structura de pământ armat trebuie comparată cu capacitatea portantă ultimă a terenului:

$\sigma_v \le p_{cr} + \gamma_f D_m$, unde: (6.9)

p_{cr} este presiunea critică, $p_{cr} = c_f N_c i_c + \frac{1}{2}\gamma_f L N_\gamma i_\gamma$, (6.10)

c_f – coeziunea terenului de fundare,
γ_f – greutatea volumică a terenului de fundare,
N_γ şi N_c – coeficienții de capacitate portantă,
i_γ, i_c – coeficienți datorați înclinării rezultantei,
D_m – adâncimea de încastrare a structurii.

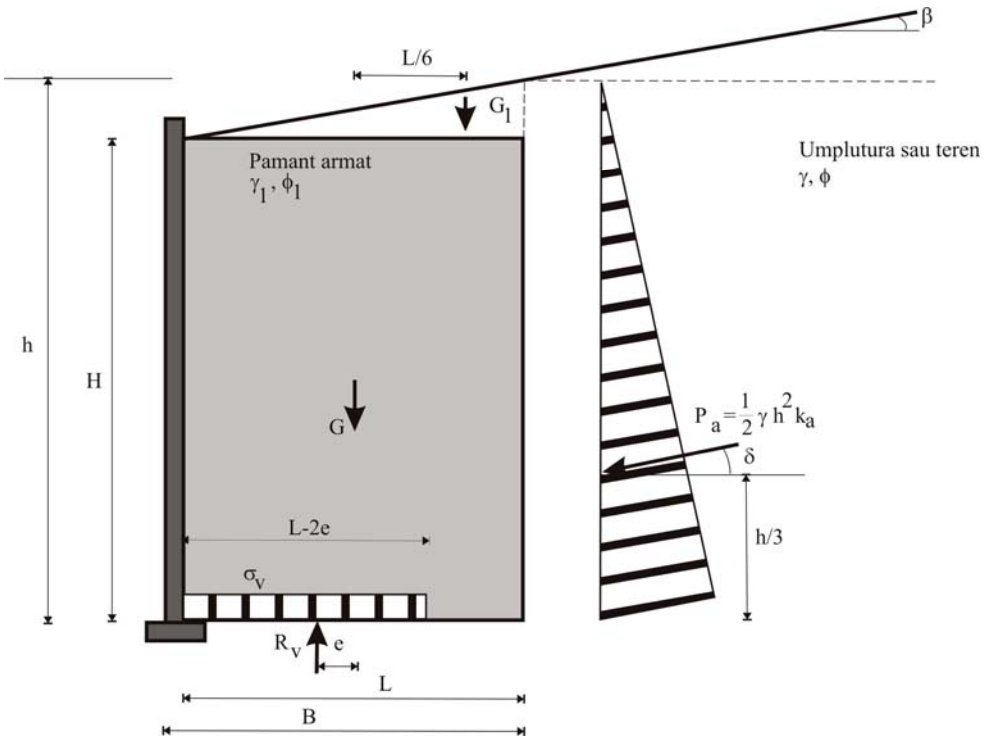


Figura 6.11. Schema de calcul a presiunilor pe teren

Coeficienții de capacitate portantă, ca şi cei datorați înclinării rezultantei vor fi adoptați funcție de metoda de proiectare aleasă (având ca referință STAS 3300/2-85 sau EUROCODE).

Presiunea pe teren poate fi micşorată şi, respectiv, presiunea critică mărită, prin lungirea armăturilor. Dacă nu se obțin rezultate satisfăcătoare sau costurile ar fi prea mari, trebuie considerată îmbunătățirea terenului prin compactare, înlocuirea stratului moale, realizarea de coloane de material granular etc.

6.3.6. Verificarea stabilității globale

Pentru verificarea stabilității globale trebuie luate în considerare toate suprafețele posibile de cedare, atât cele care sunt exterioare structurii, cât şi cele care o intersectează (Figura 6.12).

În cazul în care suprafața potențială de cedare intersectează structura, trebuie luată în considerare rezistența armăturilor.

Pentru structuri simple, cu geometrie rectangulară, cu distribuție relativ uniformă a armăturilor şi cu o fațadă aproape de verticală, suprafețele de cedare ce trec atât prin zona armată, cât şi prin cea nearmată nu sunt, de regulă, critice.

Analiza stabilității globale se face cu ajutorul metodelor ce admit suprafețe de cedare circular – cilindrice sau cu metoda penei.

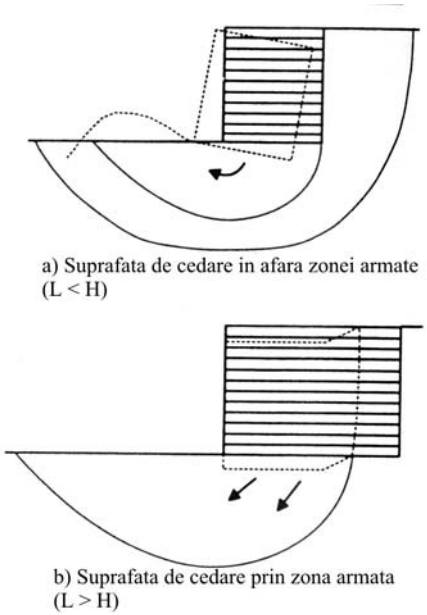


Figura 6.12. Cedarea prin pierderea stabilității globale

6.3.7. Evaluarea tasărilor

Tasarea totală a unei structuri de sprijin din pământ armat este compusă din tasarea terenului de fundare şi cea a umpluturii armate.

Tasarea terenului de fundare se calculează după schemele clasice din mecanica pământurilor.

Tasarea umpluturii depinde de natura materialului şi de eforturile verticale ce se dezvoltă în interiorul ei.

Tasările diferențiate sunt cele care pun probleme structurilor de sprijin din pământ armat, elementele de fațadă fiind cele care determină limitele admise ale acestora (Tabelul 6-3).

Tabelul 6-3. Efectele tasărilor diferențiate asupra elementelor de fațadă (orientativ)

Tasări diferențiate maxime	Comentariu
1:1000	nesemnificativ
1:200	panourile pe toată înălțimea structurii pot fi afectate
1:100	în limita de siguranță pentru panouri prefabricate pe înălțime mai mică decât înălțimea structurii
1:50	în limita de siguranță pentru elementele metalice semi-eliptice; panourile prefabricate de înălțime mai mică decât cea a structurii pot fi afectate
1:<50	fațadele realizate prin întoarcere la fața masivului afectează capacitatea lor de sprijin

6.3.8. Verificarea stabilității externe la solicitări seismice

În timpul cutremurului, masivul de teren sau umplutura din spatele structurii din pământ armat exercită o presiune P_s în plus față de presiunea activă în condiții statice, P_a, împingerea totală obținută în condiții seismice fiind notată P_{as}.

În plus, masa de pământ armat este supusă unei forțe de inerție în direcție orizontală:

$$F_i = k_h G, \quad (6.11)$$

unde k_h este coeficientul seismic în direcție orizontală.

În cazul lucrărilor de sprijin, coeficientul k_h poate fi luat egal cu:

$$k_h = 0.5 k_s, \quad (6.12)$$

unde k_s este coeficientul seismic, determinat conform P100/1-2004.

Masa de pământ considerată a fi supusă forțelor inerțiale este cea figurată în Figura 6.13, pentru cazul suprafeței orizontale a terenului şi în Figura 6.14, pentru cazul suprafeței înclinate a terenului.

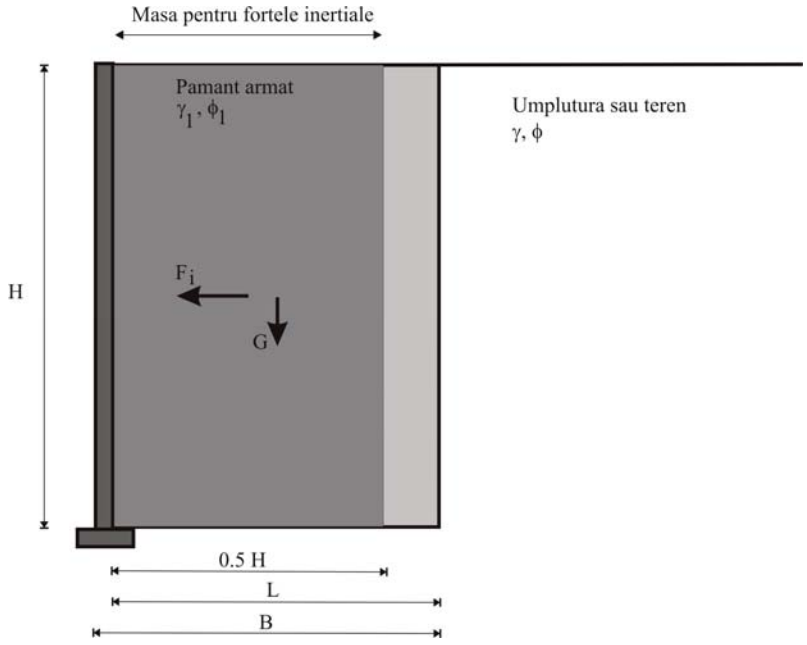


Figura 6.13. Considerarea forțelor inerțiale în condiții dinamice – suprafață orizontală a terenului

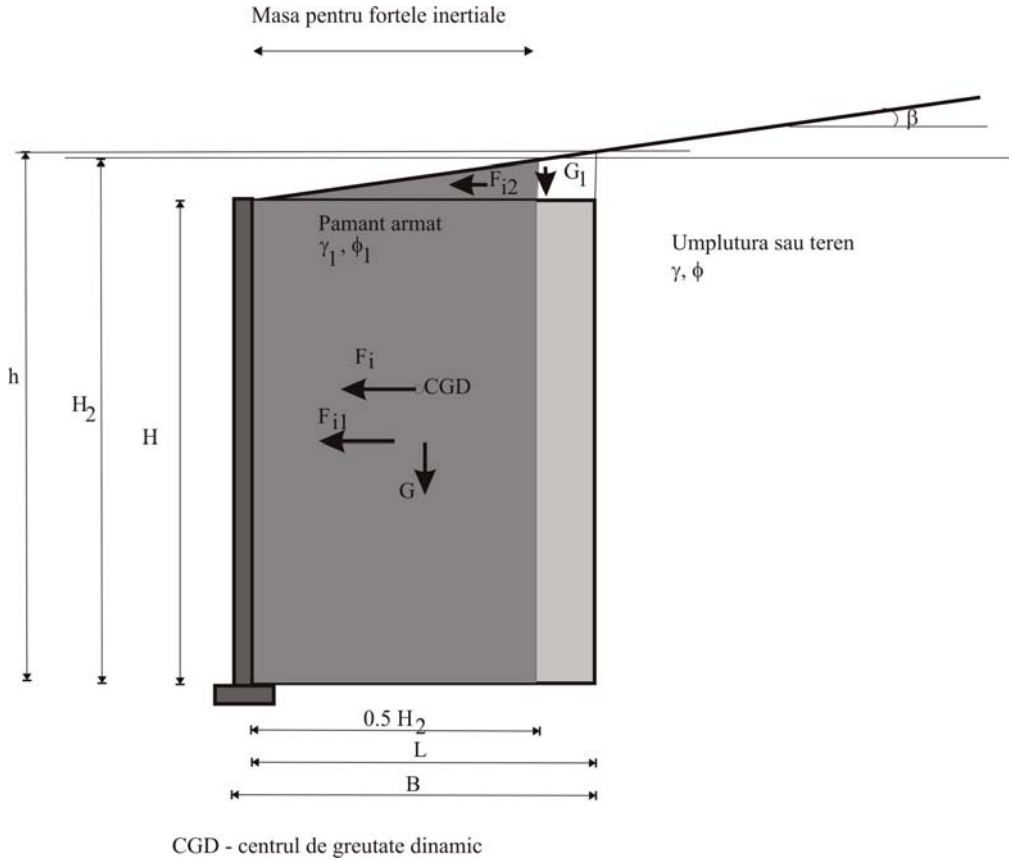


Figura 6.14. Considerarea forțelor inerțiale în condiții dinamice – suprafață înclinată a terenului

Cu notațiile din Figura 6.14 rezultă:

$$H_2 = H + \frac{tg\beta \cdot 0.5H}{1 - 0.5tg\beta} \tag{6.13}$$

$$F_i = F_{i1} + F_{i2}$$

F_{i1} este forța de inerție corespunzătoare masei de pământ armat,

F_{i2} este forța de inerție corespunzătoare umpluturii de pământ de deasupra masei armate,

$$F_{i1} = 0.5k_h\gamma_1 H_2 H$$
$$F_{i2} = 0.125k_h\gamma_1 H_2^2 tg\beta \tag{6.14}$$

Coeficientul total al împingerii pământului în condiții dinamice este calculat cu metoda Mononobe – Okabe:

$$k_{as} = \frac{(1-k_v)\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos\xi\cos^2(90-\theta)\cos(\delta + 90 - \theta + \xi)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\xi-\beta)}{\cos(90-\theta-\beta)\cos(\delta+90-\theta+\xi)}}\right]^2} \tag{6.15}$$

$$\xi = arctg\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

k_v este coeficientul seismic în direcție verticală, care poate fi luat egal cu zero sau cu $0.5k_h$.

θ este unghiul făcut de suprafața de contact dintre umplutura armată şi umplutura din spate cu orizontala,

β este unghiul făcut de suprafața terenului cu orizontala,

δ este unghiul de frecare pe planul de contact dintre umplutura armată şi terenul din spate.

Rezultanta împingerii active seismice va fi în acest caz:

$$P_{as} = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_{as}$$ - pentru suprafața orizontală a terenului (6.16)

(β = 0, Figura 6.13) sau

$$P_{as} = \frac{1}{2}\gamma h^2 k_{as}$$ - pentru suprafață înclinată a terenului (6.17)

(Figura 6.14), acționând înclinat față de orizontală cu unghiul δ.

În cazul existenței unei suprasarcini uniform distribuite, q se adaugă o împingere suplimentară, $P_{as,q}$, care, în cazul general, este egală cu:

$$P_{as,q} = \frac{qH\cos(90-\theta)}{\cos(90-\theta-\beta)}k_{as} \quad (6.18)$$

Pentru suprafața orizontală a terenului se ia β = 0 şi H, iar pentru suprafața înclinată a terenului se ia h, conform notațiilor din Figura 6.14.

Punctul de aplicație al forței P_{as} se determină astfel:

- componenta împingerii în regim static, P_a are punctul de aplicație la o treime din înălțime față de bază;
- componenta seismică, $P_s = P_{as} – P_a$ are punctul de aplicare la jumătate din înălțime față de bază.

Punctul de aplicație al forței $P_{as,q}$ se determină în felul următor:

- componenta statică, P_{aq} are punctul de aplicație la jumătate din înălțime față de bază;
- componenta seismică, $P_{s,q} = P_{as,q} – P_{aq}$ are punctul de aplicație la 0.66 din înălțime față de bază.

Se verifică stabilitatea externă ca şi în cazul static.

Condiția de excentricitate devine în acest caz: $e \le \frac{L}{3}$, atât pentru pământuri, cât şi pentru roci.

Se precizează că, în cazul solicitării seismice, pământul se găseşte în condiții nedrenate, de aceea valoarea unghiului de frecare internă pentru calculul coeficientului k_{as} trebuie să fie ϕ_u.

6.4. Verificarea stabilității interne

Cedarea internă a structurii de sprijin din pământ armat poate avea loc în două moduri (Figura 6.15):

- eforturile de întindere din armături devin prea mari, astfel încât acestea suferă deformații prea importante sau cedează, ceea ce poate provoca deplasări importante sau chiar colapsul structurii;
- eforturile de în tindere din armături devin mai mari decât rezistența la smulgere a acestora. Smulgerea armăturilor determină creşterea eforturilor tangențiale din pământ, mărirea deplasărilor şi posibila cedare a structurii.

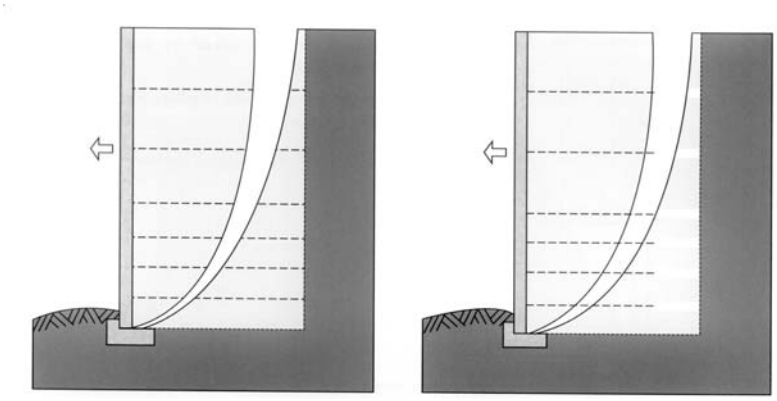


Figura 6.15. Cedarea internă a structurilor de sprijin din pământ armat

Pentru verificarea stabilității interne a structurii trebuie parcurse următoarele etape:

1. alegerea tipului de armătură,
2. alegerea distanței pe verticală între armături, în concordanță cu elementele de fațadă alese,
3. calculul forței maxime de întindere pentru fiecare nivel de armătură, în condiții statice şi dinamice,
4. calculul forței maxime de întindere la nivelul conexiunilor cu fațada,
5. calculul rezistenței la smulgere la fiecare nivel de armătură.

Metodele de proiectare diferă în funcție de caracterul extensibil sau inextensibil al armăturilor, pentru cele extensibile utilizându-se „metode penei ancorate”, iar pentru cele inextensibile „metoda gravității coerente”.

6.4.1. Alegerea tipului de armătură

Tipul de armătură se alege dintre cele prezentate în paragraful 2.3, conform precizărilor din 4.2.1.

6.4.2. Alegerea distanței între armături

Utilizarea unei secțiuni constante de armătură şi a unei aceleiaşi distanțe pe verticală între rândurile de armătură pe toată înălțimea structurii duce de regulă la o supra-armare la partea superioară față de necesar.

De aceea, pentru o proiectare economică, se recomandă varierea distanței pe verticală între armături, respectând însă o distanță maximă de 800 mm. Distanța minimă este dată de grosimea minimă a stratului elementar de compactare.

Pentru armăturile discontinui, de tipul benzilor, distanța pe verticală poate fi menținută constantă, iar densitatea de armare este sporită pe înălțime prin mărirea numărului şi dimensiunilor armăturii.

Pentru armăturile continue se obişnuieşte varierea densităţii armăturii prin modificarea distanţei dintre armături, mai ales dacă se utilizează întoarcerea la faţa masivului, care se adaptează uşor la aceste variaţii. Limitele acceptabile pentru distanţa dintre armături sunt legate de tehnologia de execuţie – instalare şi compactare (de exemplu, distanţa dintre armături se ia egală cu 1, 2 sau 3 ori grosimea unui strat elementar de compactare). Se poate, de asemenea, modifica rezistenţa la tracţiune, T a armăturilor, dacă tehnologia de întoarcere la faţa masivului a armăturilor geosintetice cere o distanţă constantă între armături.

Structurile mai mici de 5 m înălţime sunt de regulă realizate cu armături având aceeaşi rezistenţă. Pentru înălţimi mai mari se pot utiliza materiale geosintetice de rezistenţe diferite.

Pentru structurile cu faţade modulare, a căror conexiune cu masivul armat se face prin frecare, distanţa maximă dintre armături este limitată la de 2 ori grosimea blocului de faţadă pentru a asigura stabilitatea acestuia. Rândul de sus de armătură trebuie să fie la jumătate din distanţa dintre celelalte rânduri de armătură.

6.4.3. Metoda penei ancorate

6.4.3.1. Calculul forţei maxime de întindere în armătură

Forţa de întindere în armătura „i” este dată de trei componente:

a) Forţa de întindere datorată greutăţii proprii a umpluturii armate şi suprasarcinii ce acţionează la suprafaţa terenului, T_{i1} (Figura 6.16).

$T_{i1} = k_a \sigma_{vi} s_{vi}$, unde: (6.19)

σ_{vi} este presiunea la nivelul „i” conform distribuţiei Meyerhof,

$$\sigma_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_i - 2e_i}, \text{ unde:} \quad (6.20)$$

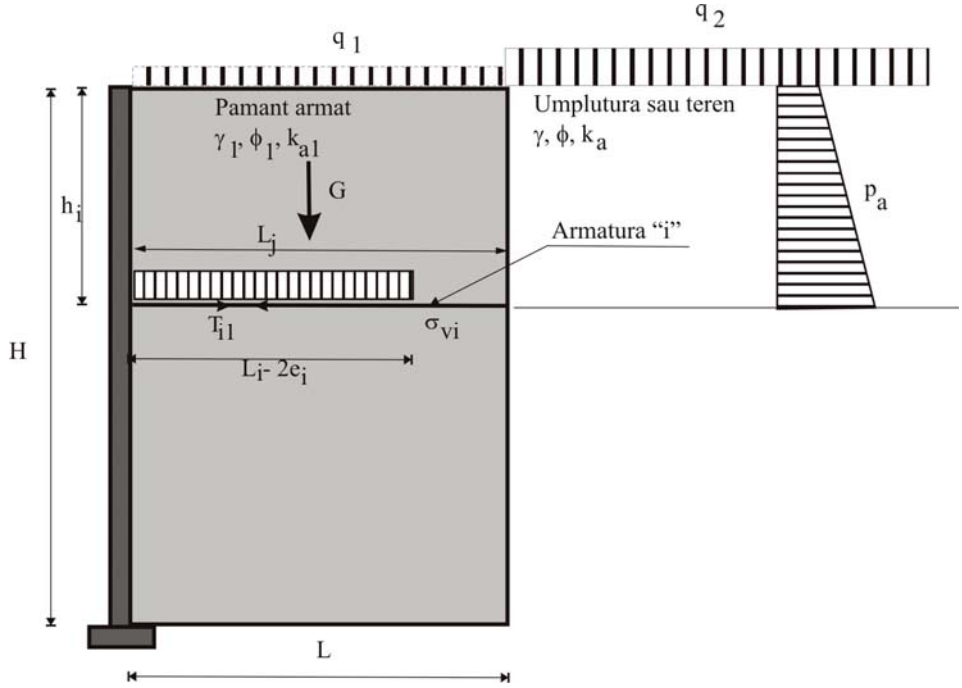


Figura 6.16. Schema de calcul pentru forţa de întindere în armătura „i” datorată greutăţii proprii şi suprasarcinii

R_{vi} este rezultanta forțelor verticale la nivelul armăturii „i”, afectată de factorii parțiali ai încărcărilor,

e_i este excentricitatea rezultantei R_{vi};

s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „i”,

L_i este lungimea armăturii „i”.

b) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate verticale (date de fundații de lățime b), T_{i2} (Figura 6.17).

$$T_{i2} = k_a S_{vi} \frac{V}{D_i}, \text{ unde:} \tag{6.21}$$

$$D_i = h_i + b, \text{ dacă } h_i \le 2d - b \tag{6.22}$$

$$D_i = \frac{h_i + b}{2} + d, \text{ dacă } h_i > 2d - b \tag{6.23}$$

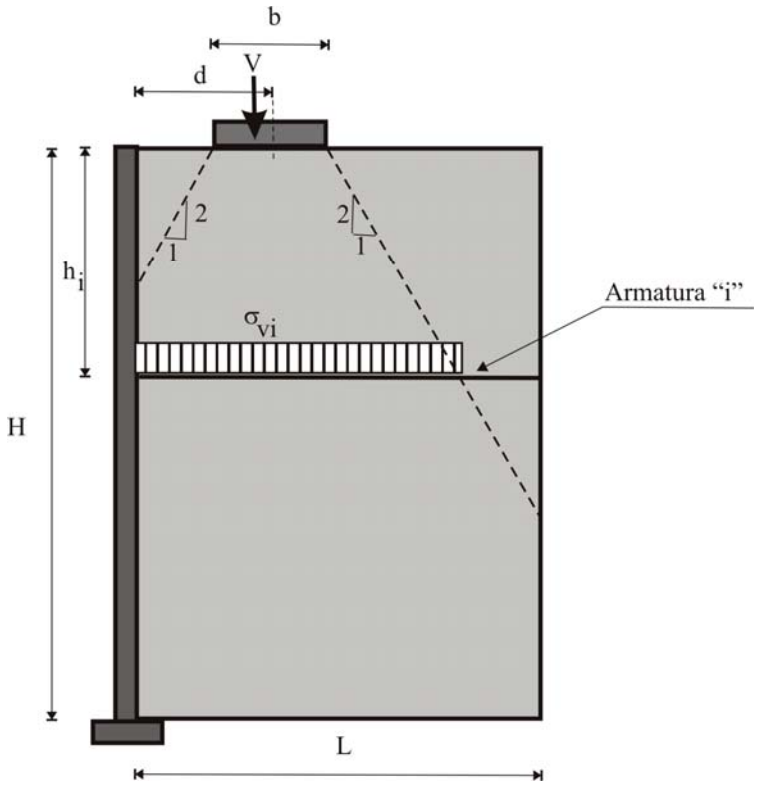


Figura 6.17. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i” datorată unei forțe concentrate verticale (fundație)

c) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate orizontale (date de fundații de lățime b), T_{i3} (Figura 6.18).

$$T_{i3} = 2s_{vi} \cdot H_0 \cdot Q(1 - h_i Q), \text{ unde:} \tag{6.24}$$

$$Q = \frac{tg\left(45° - \frac{\phi_1}{2}\right)}{d + \frac{b}{2}}. \tag{6.25}$$

Forța de întindere maximă din armătura „i”, T_i este egală cu:

$$T_i = T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}. \quad (6.26)$$

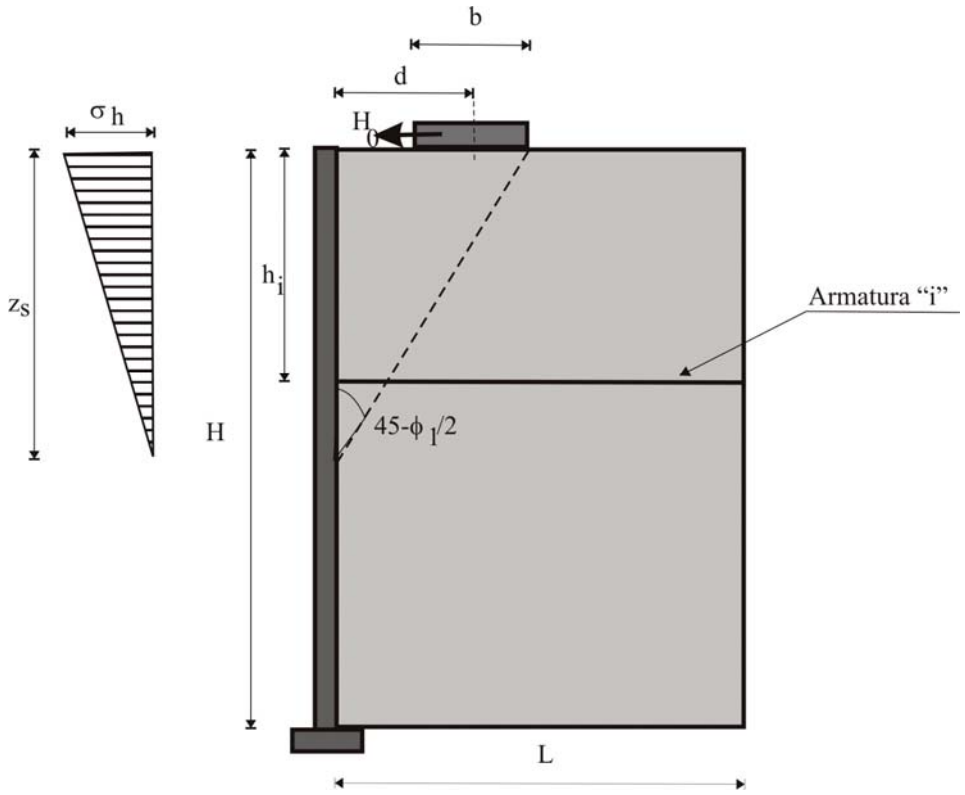


Figura 6.18. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i” datorată unei forțe concentrate orizontale (fundație)

6.4.3.2. Verificarea la rupere a armăturilor

Pentru verificarea stabilității interne a structurii din punctul de vedere al depăşirii rezistenței armăturilor se compară rezistența de calcul la întindere, T_c cu rezistența maximă la întindere în armătura „i”, T_i, calculată conform 6.4.3.1.

$$T_c \geq T_i. \quad (6.27)$$

6.4.3.3. Verificarea armăturilor la smulgere

Verificarea de stabilitate internă a structurii de sprijin din pământ armat la cedarea prin smulgerea armăturii este exprimată printr-o condiție impusă perimetrului P_i al armăturii „i”:

$$P_i \geq f_{sm} \frac{T_i}{\tan\delta_a L_{pi}(\gamma_1 h_i + q) + c_a L_{pi}}, \text{ unde:} \quad (6.28)$$

P_i – perimetrul armăturii „i”, egal cu lățimea totală orizontală a fețelor superioară şi inferioară ale armăturii „i”, pe metru liniar de zid,

f_{sm} – factorul parțial pentru smulgerea armăturilor, conform 5.4.2

T_i – forța maximă de întindere în armătura „i”, conform 6.4.3.1,

$\tan\delta_a$ - coeficientul de frecare dintre armătură şi pământ,

L_{pi} – lungimea armăturii „i” în zona pasivă (rezistentă) a masivului din spatele structurii (Figura 6.19),

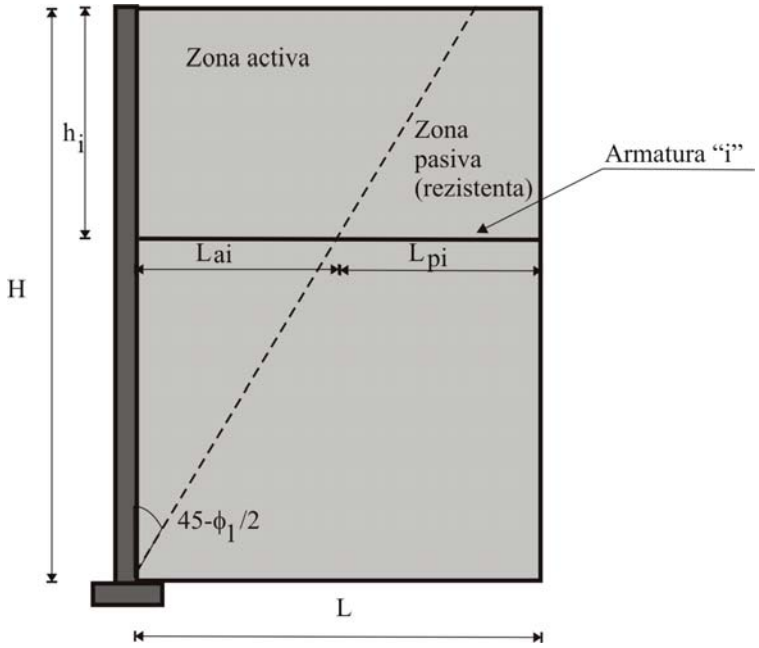


Figura 6.19. Definirea zonelor activă şi rezistentă

q – suprasarcina permanentă,
c_a – adeziunea armătură/teren.

6.4.3.4. Verificarea stabilității pe plane înclinate

În plus față de analiza mecanismelor interne de întindere, este de asemenea necesar de a lua în considerare posibilitatea formării unor plane înclinate de cedare, care alcătuiesc prisme (pene) de pământ instabile (Figura 6.20).

Planele de cedare trebuie căutate pentru fiecare punct semnificativ (a, b, c... în Figura 6.20).

Principalele ipoteze sunt:

- fiecare prism (pană) de pământ se comportă ca un corp rigid;
- se neglijează frecarea dintre umplutură şi față;
- planele potențiale de cedare nu trec prin zona de contact cu o structură care se află la partea superioară a zidului.

Forțele care se iau în considerare sunt (Figura 6.21):

- greutatea proprie a umpluturii din cadrul prismului analizat;
- încărcări exterioare uniform distribuite;
- încărcări exterioare concentrate orizontale şi verticale;
- forțele rezistente pe planul potențial de cedare;
- reacțiunea normală pe planul de cedare.

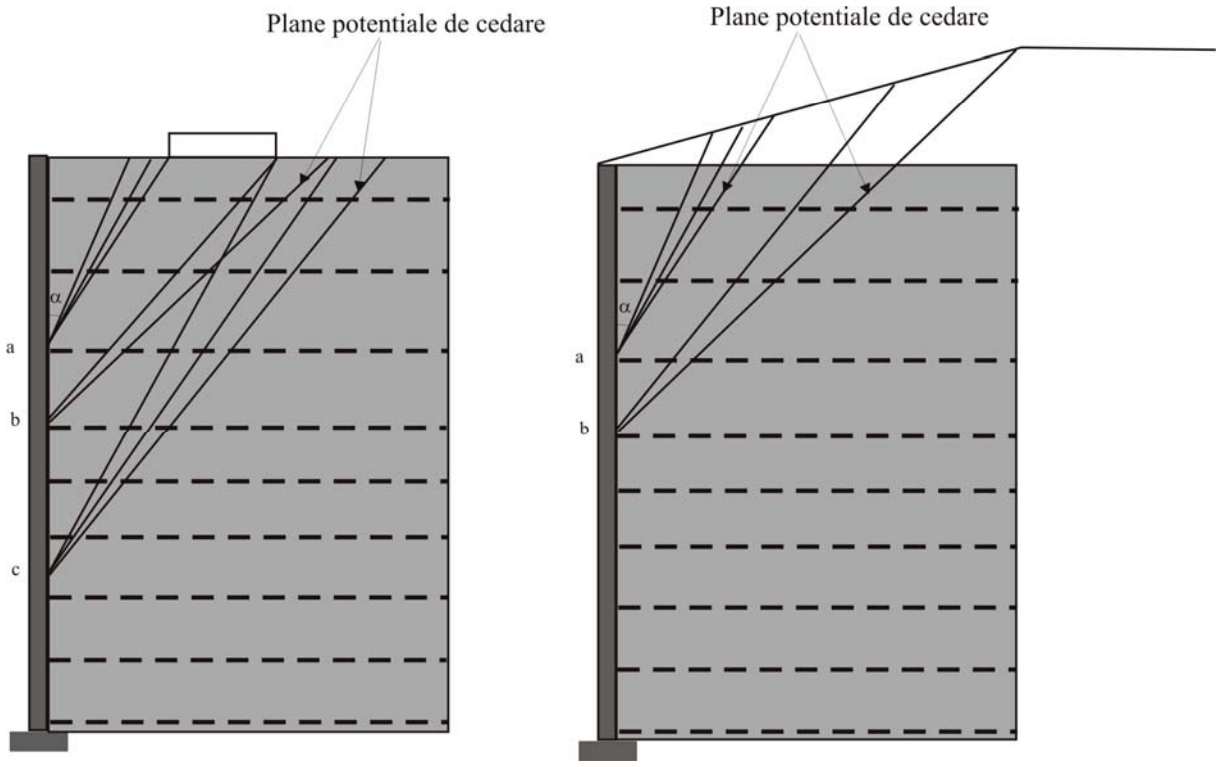


Figura 6.20. Plane potențiale de cedare în analiza stabilității interne

Pentru fiecare punct trebuie stabilită valoarea maximă a forței T prin analizarea mai multor plane potențiale de cedare. Valoarea maximă a lui T și unghiul α de înclinare a planului de cedare corespunzător sunt utilizate pentru calculul rezistenței grupului de armături din prismul analizat (Figura 6.22).

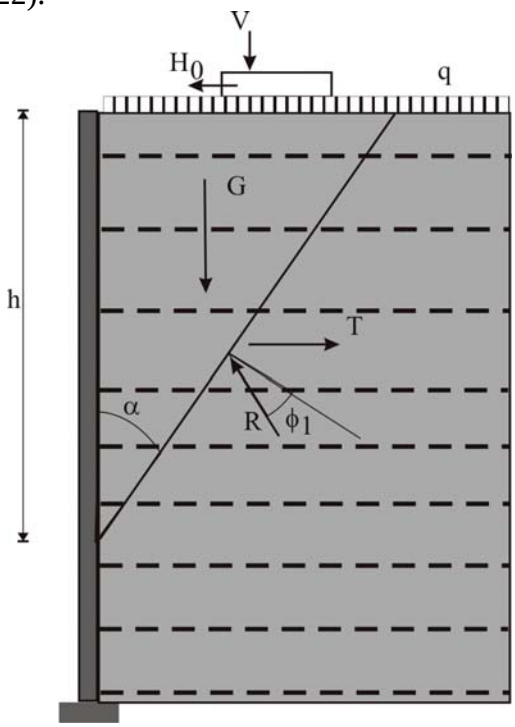


Figura 6.21. Schema de calcul pentru stabilitatea penelor

Pentru cazul în care umplutura este din material granular şi nu există decât sarcini exterioare uniform distribuite, se poate considera $\alpha = 45° - \phi_1/2$.

Pentru cazuri mai complexe nu se pot da indicații referitoare la unghiul planului potențial de cedare sau la numărul de puncte necesar a fi investigate pentru a determina valoarea maximă a forței T.

Rezistența totală oferită de straturile de armătură din prismul analizat trebuie să îndeplinească următoarea relație:

$$\sum_{i=1}^{n} T_{ci} \geq T \text{ sau} \qquad (6.29)$$

$$\sum_{i=1}^{n} \left[\frac{P_i L_{pi}}{f_{sm}} \left(\tan\delta_a \gamma h_i + \tan\delta_a q + c_a \right) \right] \geq T \text{, unde:} \qquad (6.30)$$

T_{ci} este valoarea de calcul a rezistenței la tracțiune a armăturii „i”,

P_i este perimetrul armăturii „i”, egal cu lățimea totală orizontală a fețelor superioară şi inferioară a armăturii „i”, pe metru liniar de zid,

L_{pi} este lungimea armăturii în zona rezistența (pasivă) a masivului,

f_{sm} este factorul parțial pentru rezistența la smulgere a armăturii,

q este suprasarcina permanentă,

$\tan\delta_a$ este unghiul de frecare armătură/teren,

c_a este adeziunea armătură/teren.

6.4.3.5. Starea limită a exploatării normale

Pentru starea limită a exploatării normale trebuie luate în considerare posibilele deplasări interne şi anume: tasări şi deplasări ale structurii de sprijin.

Factorii care pot influența comportarea structurii în timpul exploatării sunt:

- fluajul armăturilor polimerice;
- consolidarea secundară a pământurilor coezive.

În cazul fluajului armăturilor polimerice, acesta poate fi evaluat cu ajutorul curbelor izocrone.

6.4.4. Metoda gravității coerente

6.4.4.1. Evaluarea coeficientului împingerii pământului

Conform celor prezentate în paragraful 6.3.2, coeficientul împingerii pământului în dreptul armăturii „i” se calculează astfel (Figura 6.23):

$k = k_0(1 - z/z_0) + k_a z/z_0$, pentru $z \leq z_0 = 6$ m, (6.31)

$k = k_a$, pentru $z > z_0 = 6$ m. (6.32)

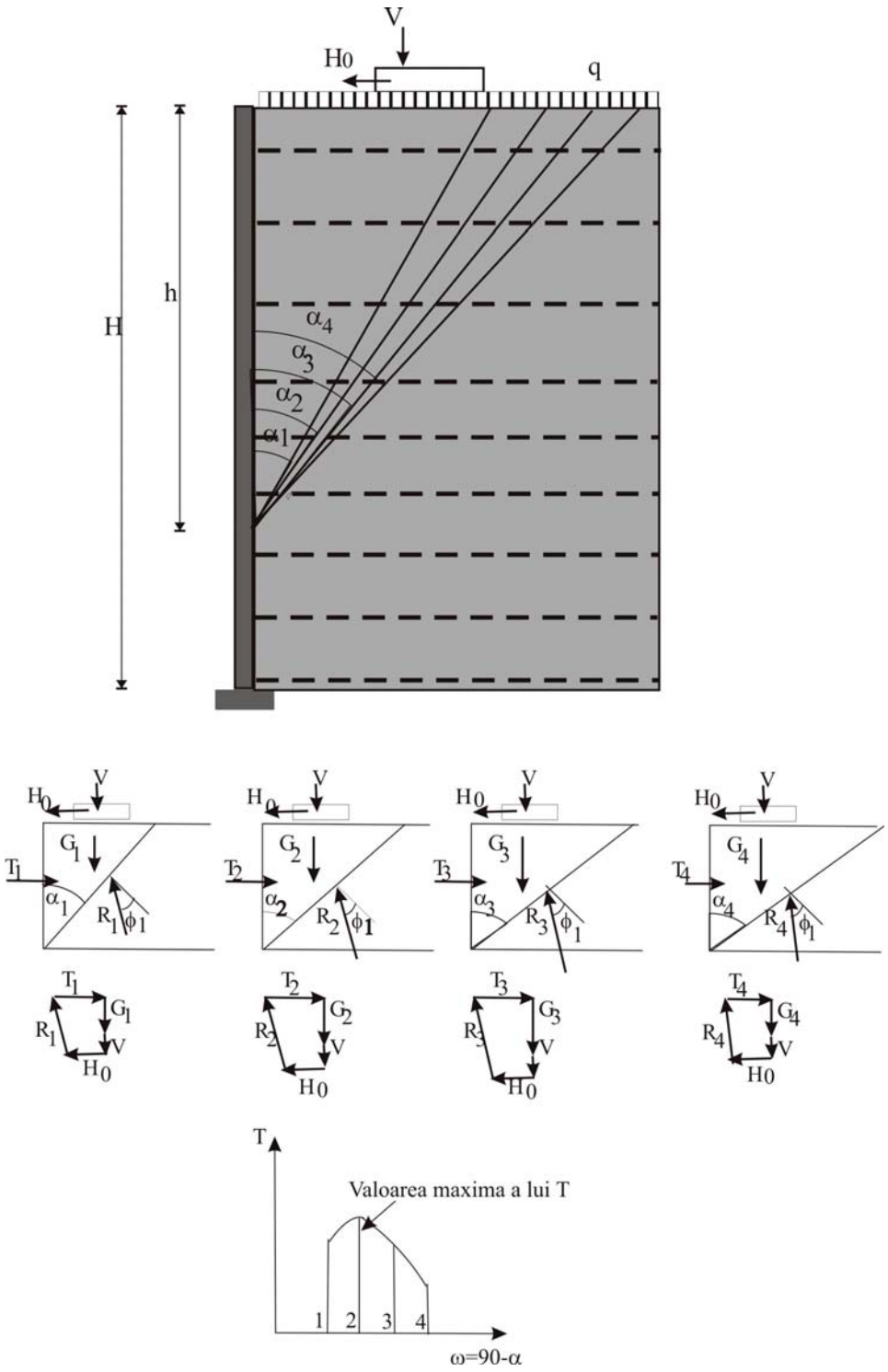


Figura 6.22. Analiza stabilității interne cu ajutorul prismelor de pământ

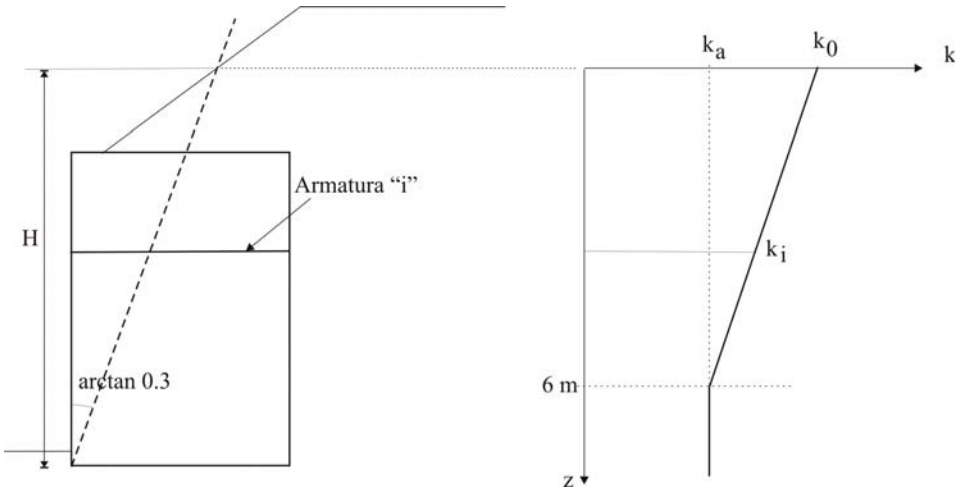


Figura 6.23. Determinarea coeficientului împingerii pământului în metoda gravității coerente

6.4.4.2. Calculul forței de întindere în armătură

Forța de întindere în armătura „i" este dată de trei componente:

a) Forța de întindere datorată greutății proprii a umpluturii armate şi suprasarcinii ce acționează la suprafața terenului, T_{i1} (Figura 6.24).

$T_{i1} = k\sigma_{vi}s_{vi}$, unde: (6.33)

k este coeficientul împingerii determinat conform 6.4.4.1,

σ_{vi} este presiunea la nivelul „i" conform distribuției Meyerhof,

$$\sigma_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_i - 2e_i}, \text{ unde:} \quad (6.34)$$

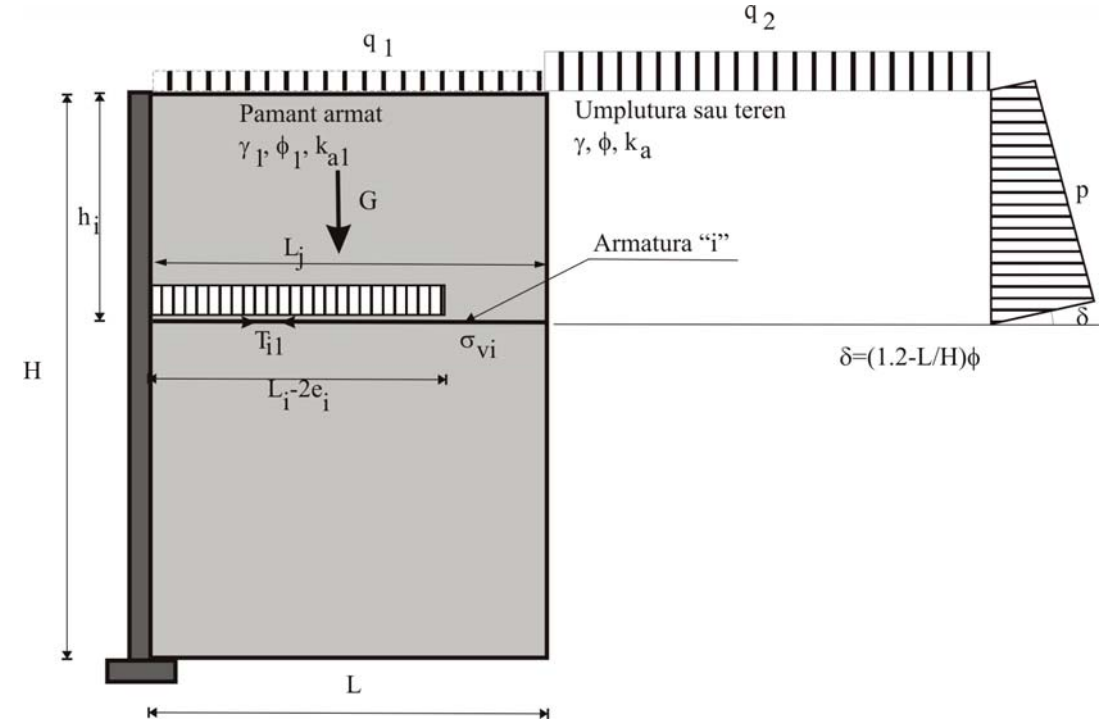


Figura 6.24. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată greutății proprii şi suprasarcinii – metoda gravității coerente

R_{vi} este rezultanta forțelor verticale la nivelul armăturii „i”, afectată de factorii parțiali ai încărcărilor,

e_i este excentricitatea rezultantei R_{vi};

s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „i”,

L_i este lungimea armăturii „i”.

b) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate verticale (date de fundații), T_{i2} (Figura 6.25).

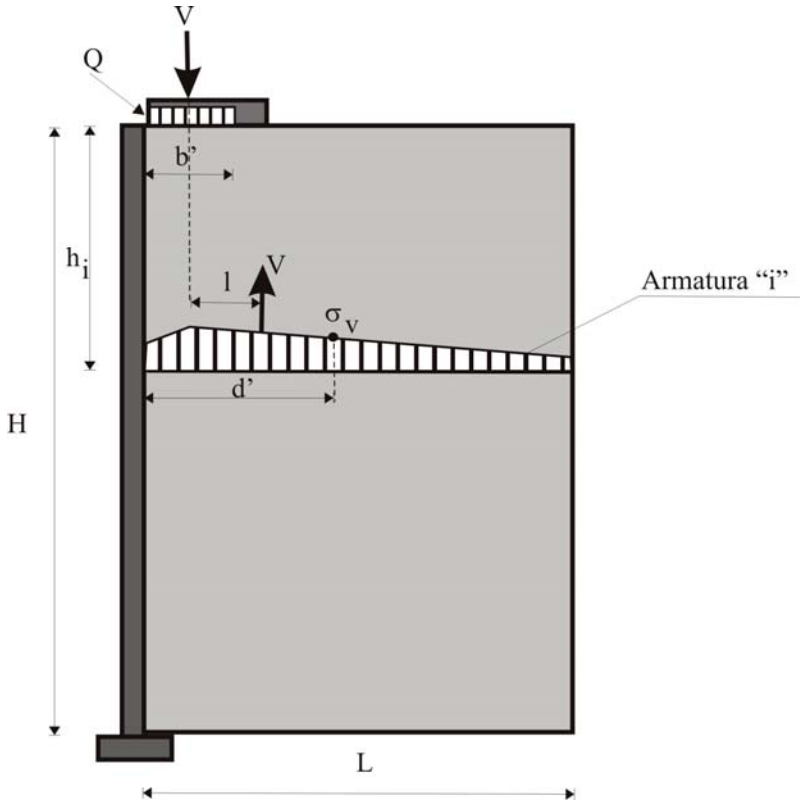


Figura 6.25. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i” datorată unei forțe concentrate verticale (fundație)- metoda gravității coerente

$$T_{i2} = k\sigma_v(h_i, d')s_{vi}\text{, unde:} \quad (6.35)$$

$$\sigma_v(h_i, d') = \frac{Q}{2}\left[F_B\left(\frac{d'+b'}{h_i}\right) - F_B\left(\frac{d'-b'}{h_i}\right)\right]\text{, unde:} \quad (6.36)$$

F_B este o funcție egală cu:

$$F_B = \frac{2}{\pi}\left[\frac{X}{1+X^2} + \tan^{-1}(X)\right]\text{, cu } \tan^{-1}(X) \text{ în radiani, unde:} \quad (6.37)$$

$$X \text{ este egal cu } \frac{d'+b'}{h_i} \text{ şi } \frac{d'-b'}{h_i}, \quad (6.38)$$

Q este presiunea pe talpa fundației,

s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „i”.

Pentru fiecare nivel h_i se poate calcula σ_v pentru diferite valori ale distanței d’, deoarece efortul vertical variază în lungul armăturii. Valoarea efortului σ_v considerată

relevantă (de exemplu, cea maximă) va fi utilizată apoi pentru calculul forței de tracțiune în armătură.

c) Forța de întindere datorată sarcinilor concentrate orizontale (date de fundații de lățime b), T_{i3} (Figura 6.26):

$$T_{i3} = \frac{Hs_{vi}}{d+\frac{b}{2}}\left(1-\frac{h_i}{d+\frac{b}{2}}\right), \text{ unde:} \qquad (6.39)$$

H este forța orizontală,
s_{vi} este distanța pe verticală între armături la nivelul „i".

Forța de întindere maximă din armătura „i", T_i este egală cu:

$$T_i = T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}. \qquad (6.40)$$

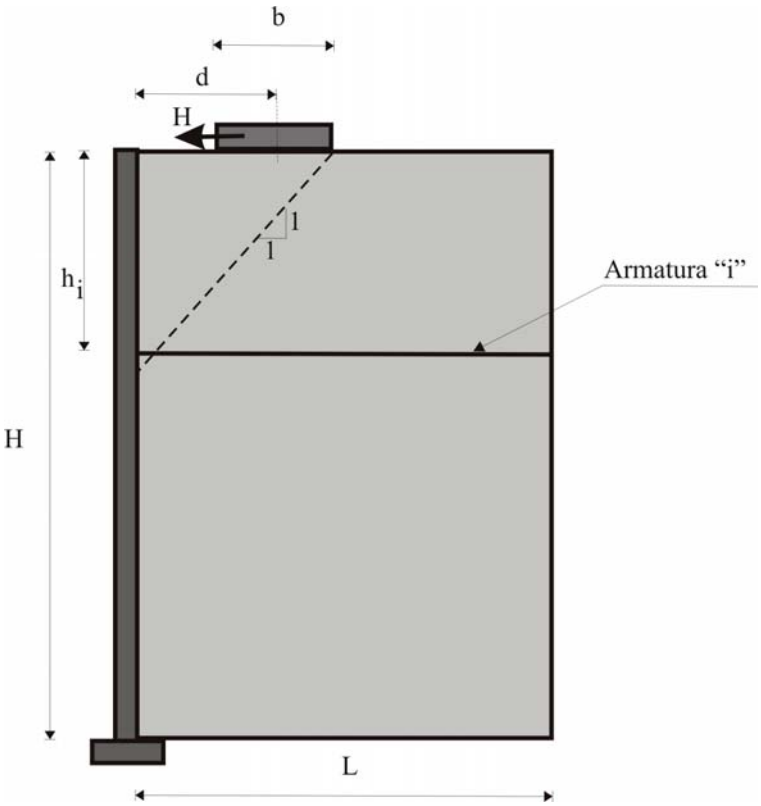


Figura 6.26. Schema de calcul pentru forța de întindere în armătura „i" datorată unei forțe concentrate orizontale (fundație)- metoda gravității coerente

Valorile T_{i2} şi T_{i3} nu iau în considerare o distribuție longitudinală a forțelor, paralelă cu fațada structurii. Pentru o analiză mai riguroasă se poate considera:

- pentru $0 < h_i < 0.75L'$, o distribuție longitudinală cu o pantă de 1:4 (V:H),
- pentru $h_i > 0.75L'$, o distribuție longitudinală cu o pantă de 3:4 (V:H),

unde L' este lungimea fundației.

Linia de întindere maximă pentru o structură de sprijin armată cu materiale inextensibile poate fi considerată o spirală logaritmică (Figura 6.27).

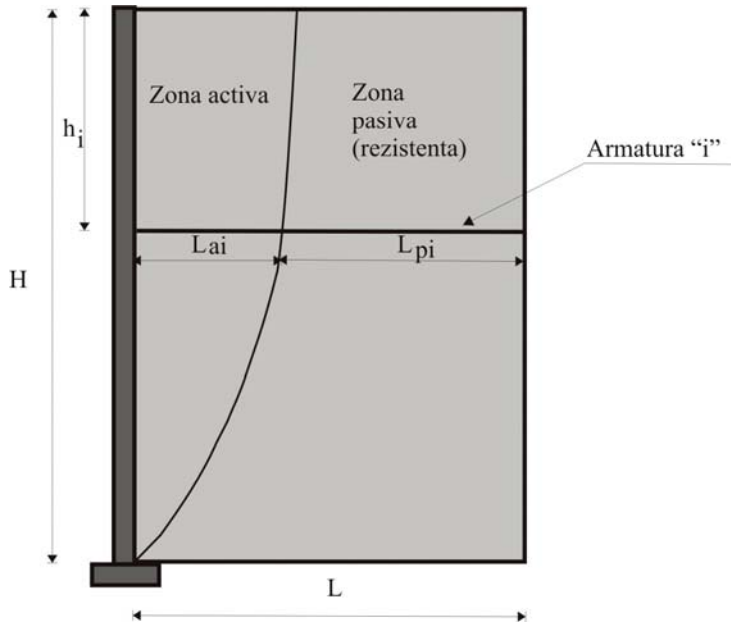


Figura 6.27. Linia de întindere maximă – metoda gravității coerente

Pentru calcul, în cazul în care nu există o fundație la partea superioară a structurii, această linie poate fi simplificată aşa cum este arătat în Figura 6.28. Linia astfel obținută va fi numită „linia 2".

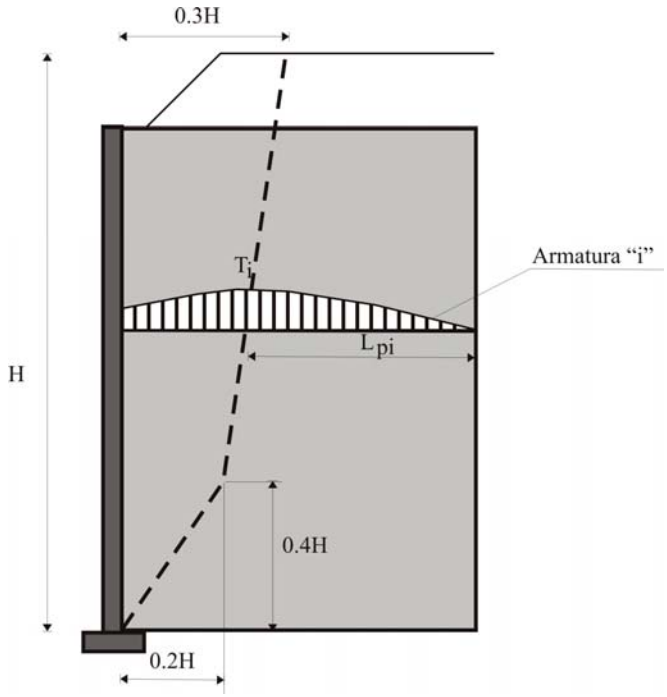


Figura 6.28. Linia de întindere maximă în cazul inexistenței unei fundații – metoda gravității coerente

Atunci când structura suportă şi o fundație, existența acesteia influențează poziția liniei 2 de întindere maximă. Dacă fundația este amplasată dincolo de linia 2, se presupune că

partea superioară a liniei 2 se închide în punctul în care se termină fundația, fără însă a depăşi o linie de tensiune maximă definită pentru o structură de înălțime echivalentă H_m. H_m este maximul dintre H şi H_1+Q_m/γ, unde Q_m este presiunea medie pe o lățime egală cu $0.5H_1$ în spatele fațadei, calculată cu metoda Meyerhof (a se vedea şi Figura 6.4).

În cazul existenței fundației la partea superioară a structurii, trebuie luată în considerare o a doua linie de întindere maximă, numită „linia 1" (Figura 6.29). Întinderea maximă într-o armătură se determină la intersecția fie cu linia 1, fie cu linia 2. Pentru calcul, se poate adopta simplificarea liniei 1 conform Figura 6.30.

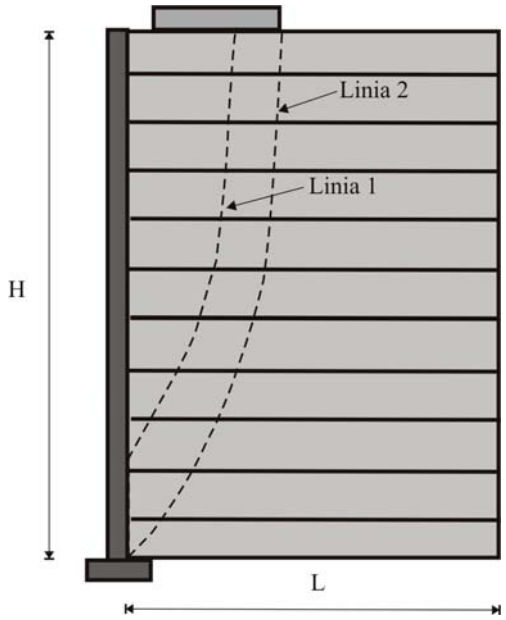


Figura 6.29. Linii de întindere maximă în cazul existenței unei fundații – metoda gravității coerente

Valoarea T_i calculată prin însumarea diverselor efecte reprezintă forța maximă de întindere în armături.

Forța de întindere variază însă de-a lungul armăturii, de aceea ea va fi calculată în 3 puncte:

- la nivelul fațadei: $T_i = a_0T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}$, (6.41)
- de-a lungul liniei 1: $T_i = a_1T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}$, (6.42)
- de-a lungul liniei 2: $T_i = T_{i1} + T_{i2} + T_{i3}$, (6.43)

unde a_0 şi a_1 sunt variabile care iau următoarele valori în cazul unei fațade articulate:

$a_0 = 0.85$, dacă $h_i \le z_2$, (6.44)

$a_0 = 1 - 0.15(H_1 – h_i)/(H_1 – z_2)$, dacă $h_i > z_2$, (6.45)

$a_1 = 1$, dacă $h_i \le z_1$, (6.46)

$a_1 = a_0 + (1 - a_0)(z_0 – h_i)/(z_0 – z_1)$, dacă $z_1 < h_i < z_0$, (6.47)

$a_1 = a_0$, dacă $h_i \ge z_0$, (6.48)

unde:

z_0 este minimul dintre $(d + b/2)$ şi H_1,

z_1 este egal cu lățimea b a fundației,

z_2 este egal cu $1.5(H_1/2 – z_{activ})$,

z_{activ} este adâncimea zonei active sub fundație.

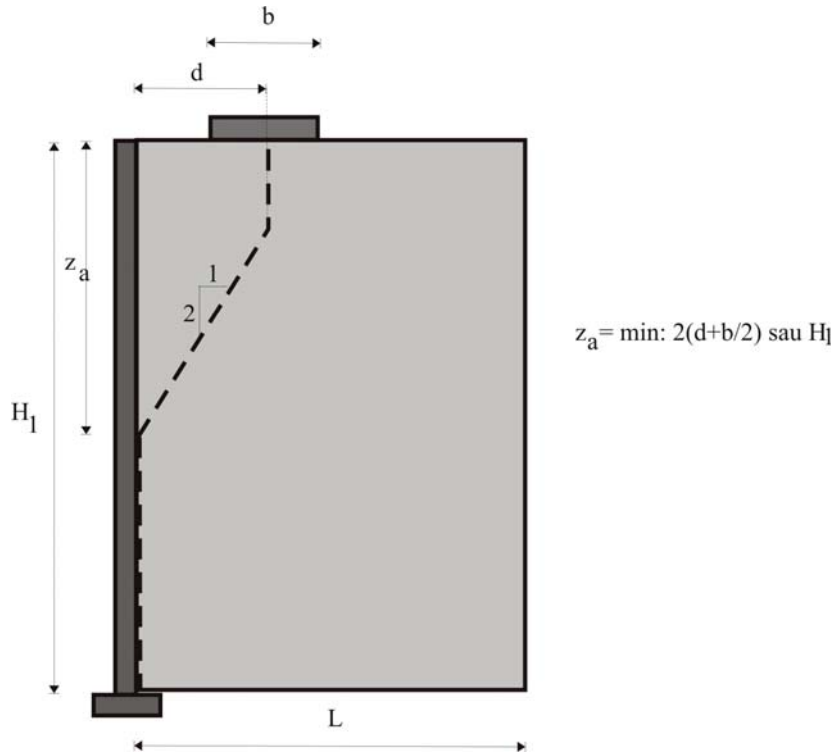


Figura 6.30. Definirea liniei 1 de întindere maximă – metoda gravității coerente

6.4.4.3. Verificarea la rupere a armăturilor

Se compară rezistența de calcul la întindere, T_c cu forța de întindere din armătură calculată conform 6.4.4.2:

$$T_c \geq T_i. \tag{6.49}$$

6.4.4.4. Verificarea la smulgere a armăturilor

Se verifică următoarea relație:

$$T_i \leq \frac{2B \tan \delta_a}{f_{sm}} \int_{L-L_{ai}}^{L} \sigma_v(x) dx, \tag{6.50}$$

unde:

T_i este forța de întindere din armătură, calculată conform 6.4.3.1,

B este lățimea armăturii,

f_{sm} este factorul parțial pentru smulgerea armăturilor, conform 5.4.2,

L este lungimea totală a armăturii,

L_{ai} este lungimea armăturii „i" în zona rezistentă, dincolo de linie de întindere maximă considerată,

σ_v (x) este efortul vertical în lungul armăturii, la distanța x.

6.4.4.5. Verificarea stabilității globale interne

Atunci când structurile au o geometrie mai deosebită sau trebuie să preia încărcări concentrate este necesară verificarea stabilității pe plane înclinate, ca şi în cazul metodei penei ancorate (paragraful 6.4.3.4).

6.4.4.6. Starea limită a exploatării normale

Deformația armăturii inextensibile poate fi estimată cu ajutorul următoarei expresii:

$$\varepsilon_i = \frac{T_{medi} L}{EA_i}, \qquad (6.51)$$

unde:
T_{medi} este forța medie de întindere de-a lungul armăturii „i”,
L este lungimea armăturii,
E este modulul de elasticitate al armăturii,
A_i este aria secțiunii transversale a armăturii „i”.

6.4.5. Verificarea stabilității interne la acțiuni seismice

Acțiunile seismice produc forțe inerțiale, F_i, aşa cum este ilustrat în Figura 6.31.

$$F_i = k_h \cdot G_a, \text{ unde:} \qquad (6.52)$$

k_h este coeficientul seismic în direcție orizontală (vezi 6.3.8),
G_a este greutatea zonei active.

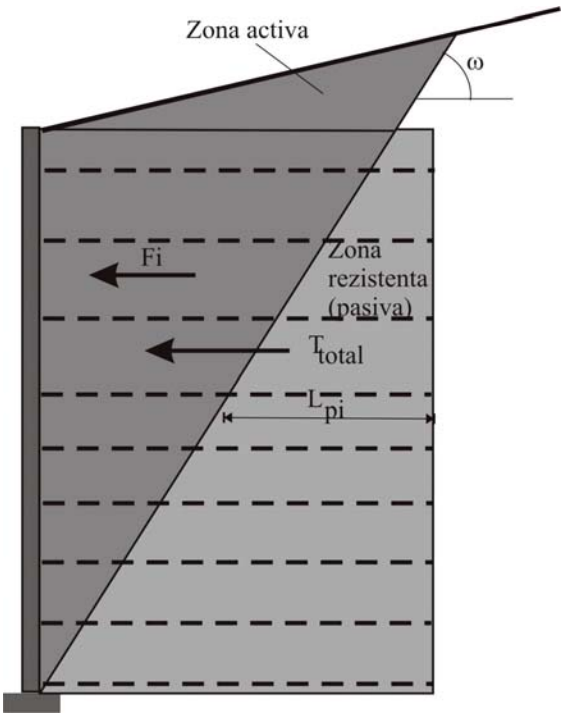


Figura 6.31. Stabilitatea internă în condiții seismice

Se calculează valoarea maximă a tracțiunii în armătura „i” conform celor precizate mai sus și considerând un coeficient al împingerii pământului determinat cu ajutorul metodei Mononobe – Okabe (6.3.8).

Sporul de forță de tracțiune indus de seism, T_{seism} poate fi calculat cu următoarea formulă:

$$T_{seism} = F_i \cdot \frac{L_{pi}}{\sum_{i=1}^{n} L_{pi}} \tag{6.53}$$

Forța totală de tracțiune este deci:

$$T_{total} = T_{max} + T_{seism} \tag{6.54}$$

În continuare se verifică stabilitatea internă aşa cum a fost precizat mai sus.

Pentru verificarea armăturilor la smulgere coeficientul de frecare trebuie diminuat cu 20%.

Se vor aplica factorii de siguranță corespunzători grupării speciale de încărcări.

6.5. Elemente de proiectare specifice

6.5.1. Structuri de sprijin suprapuse

Pentru proiectarea structurilor de sprijin suprapuse se vor aplica următoarele principii (Figura 6.32):

Pentru $D > \frac{H_1 + H_2}{20}$: $L_1 \geq 0.7H_1$ şi $L_2 \geq 0.6H$.

În cazul în care $D > H_2 \tan(90 - \phi_1)$, cele două structuri se proiectează separat, conform principiilor deja prezentate.

Dacă $D \leq \frac{H_1 + H_2}{20}$, se proiectează ca o singură structură cu înălțimea H.

În analiza de stabilitate externă a structurii inferioare, structura superioară va fi considerată ca o suprasarcină.

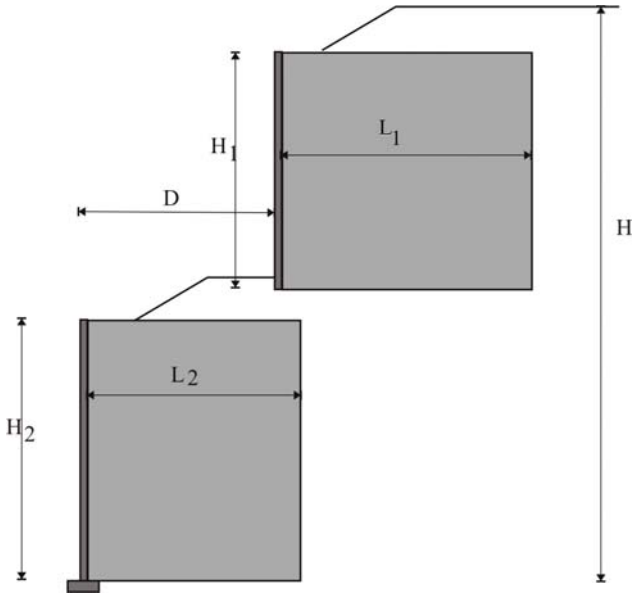
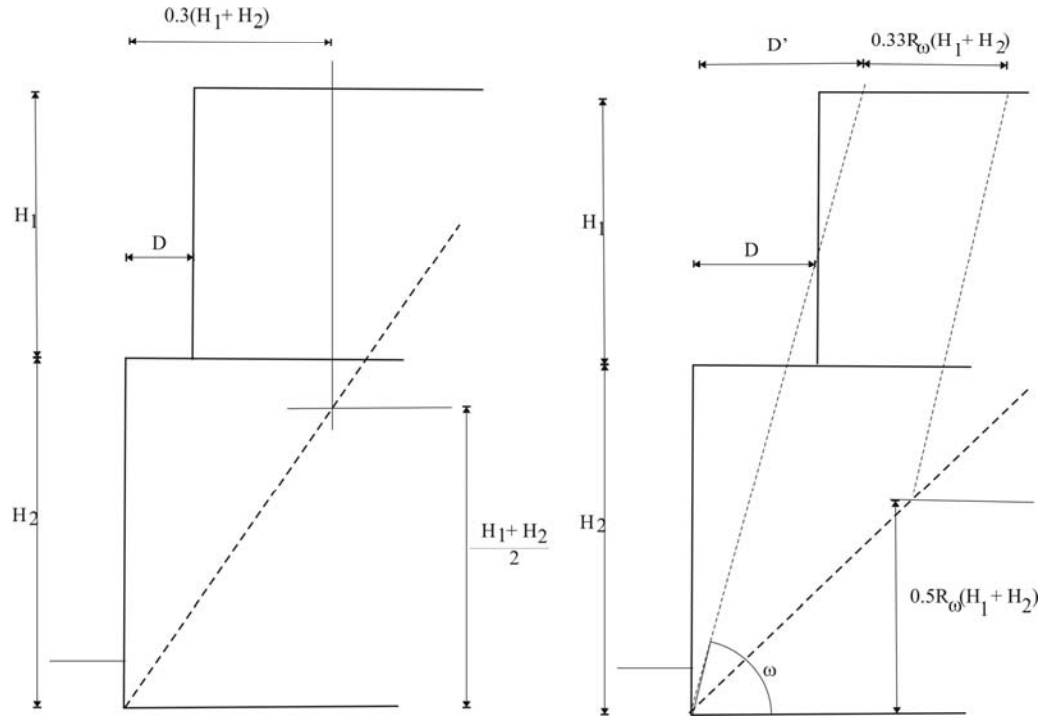


Figura 6.32. Proiectarea zidurilor suprapuse

Pentru evaluarea stabilității interne, se pot lua în considerare următoarele plane de întindere maximă (Figura 6.33):



$$\frac{H_1 + H_2}{20} < D \le H_2 \tan\left(45° - \frac{\phi_1}{2}\right)$$

$$D \le \frac{H_1 + H_2}{2}$$

$$D' = 2D\frac{H_1}{H_1 + H_2}$$

$$R_\omega = \frac{\theta - \phi_1}{90 - \phi_1}$$

Figura 6.33. Plane de tracțiune maximă pentru structuri suprapuse

6.5.2. Structuri de sprijin gemene (*back-to-back walls*)

Se deosebesc două cazuri (Figura 6.34):

Cazul 1. Baza totală a celor două structuri este suficient de mare pentru ca cele două structuri să fie proiectate independent.

Dacă $D < H\tan\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$, presiunea activă a pământului nu se poate mobiliza integral, de aceea în calcule trebuie aplicat un coeficient de reducere.

Presiunea activă se dezvoltă în întregime pentru $D > H\tan\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$.

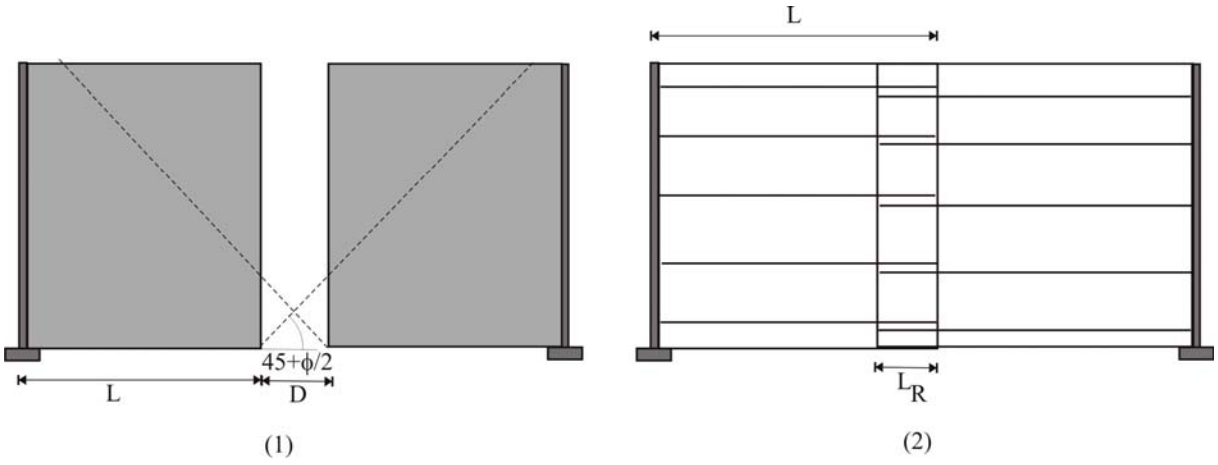


Figura 6.34. Structuri de sprijin gemene (back-to-back walls)

Cazul 2. Dacă distanța pe care se suprapun armăturile, $L_R > 0.3H_2$ (unde H_2 este cea mai mică dintre înălțimile celor două structuri), nu se va lua în considerare nici o presiune a pământului. Nu este recomandată folosirea de armături continui între cele două fațade, ceea ce ar implica o modificare totală a deformațiilor structurii şi forțe de întindere mai mari, astfel încât metodele de calcul prezentate în acest ghid nu ar mai fi valabile. Pentru cazul în care structurile se găsesc în zone cu risc seismic, se recomandă ca distanța dintre cele două fațade să fie de (1.1 – 1.2)H.

Pentru geometrii intermediare între cele două cazuri, presiunea pământului se interpolează liniar între 0 şi P_a.

6.6. Proiectarea elementelor de fațadă

Proiectarea elementelor de fațadă se face astfel încât:
- să ofere o formă exterioara structurii,
- să asigura o estetică corespunzătoare,
- să împiedice eroziunea pământului din umplutura armată,
- să asigure stabilitatea pământului dintre două straturi de armătură,
- să asigure ancorarea armăturii în zona rezistentă a masivului.

Elementele de fațadă trebuie să preia:
- presiunile laterale ale terenului şi forțele de întindere din conexiunile armăturilor cu fațada,
- forțele date de elementele de fațadă aflate deasupra,
- forțele verticale de forfecare dezvoltate ca urmare a deplasării relative dintre fațadă şi umplutura armată,
- orice altă încărcare permanentă sau temporară aplicată.

În cazul utilizării fațadelor flexibile, de tipul plaselor sau altele similare, se va urmări limitarea deplasărilor fațadei (bombarea fațadei) datorită compresiunii din spatele fațadei date de eforturile de compactare sau greutății proprii a umpluturii. Deplasările orizontale şi

verticale ale fațadei trebuie limitate la 25 – 50 mm față de linia teoretică a zidului. Pot fi adoptate următoarele măsuri:

- realizarea unei umpluturi din material granular grosier, piatră spartă, bolovăniş imediat în spatele fațadei, pe cca 600 mm;
- micşorarea distanței dintre armături;
- mărirea rezistenței materialului utilizat pentru fațadă;
- realizarea unei suprapuneri suficiente între panourile de fațadă adiacente.

În plus, armăturile nu trebuie să aibă deplasările împiedicate pentru a putea urmări mişcările fațadei. Panoul superior trebuie ataşat de un strat de armătură pentru a i se asigura stabilitatea.

În cazul fațadelor din blocuri modulare, trebuie asigurată o capacitate de frecare suficientă între unități, distanța pe verticală dintre armături fiind limitată la de 2 ori grosimea unui bloc, dar nu mai mult de 0.8 m. Înălțimea maximă a fațadei deasupra celui mai de sus strat de armătură şi dedesubtul celui mai de jos strat trebuie, de asemenea, limitată la grosimea unui bloc.

În cazul zonelor seismice, conexiunile blocurilor nu trebuie să depindă numai de frecarea dintre armătură şi blocuri; se vor utiliza şi alte tipuri de conexiuni. Blocurile de la partea superioară a structurii vor fi asigurate contra răsturnării în caz de seism.

În cazul întoarcerii geosinteticelor la fața masivului, acestea trebuie protejate contra acțiunii razelor UV. Se poate prevede şi o fațadă suplimentară (beton, torcret).

6.7. Proiectarea conexiunilor

Încărcările de proiectare pentru conexiunile dintre armături şi elementele de fațadă, T_{con} sunt:

<u>1. pentru armături extensibile (metoda penei ancorate):</u>

- pentru fațade care permit deplasări la nivelul conexiunilor (Figura 6.35),

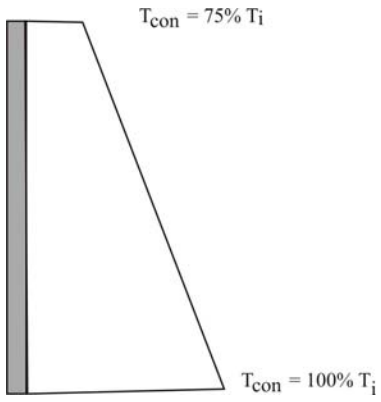


Figura 6.35. Valorile încărcărilor în conexiuni pentru armături extensibile şi fațade flexibile

- pentru panouri de fațadă rigide (de exemplu, pe toată înălțimea structurii), care nu permit deplasări la nivelul conexiunilor: T_{con} = 100% T_i pe toată înălțimea structurii,

<u>2. pentru armături inextensibile (metoda gravității coerente):</u>

- fațade flexibile (de exemplu elemente metalice în formă de U) – conform Figura 6.36;

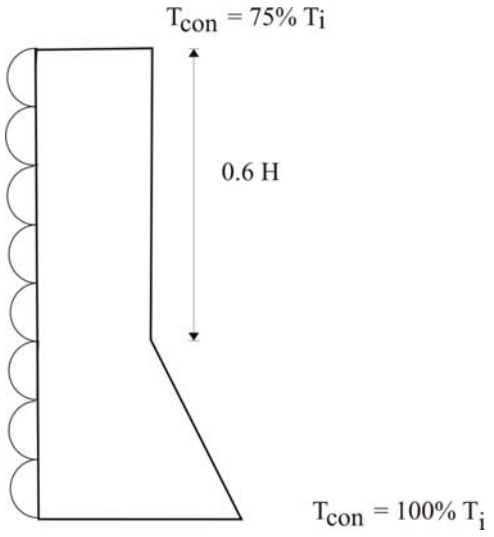


Figura 6.36. Valorile încărcărilor în conexiuni pentru armături inextensibile şi fațade flexibile

- fațade articulate (panouri cu înălțime mai mică decât înălțimea structurii) – conform Figura 6.37;

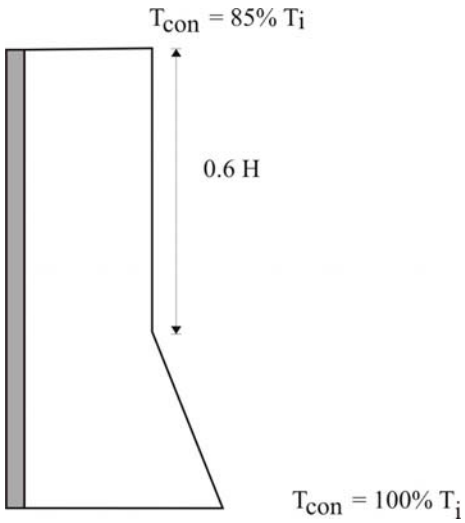


Figura 6.37. Valorile încărcărilor în conexiuni pentru armături inextensibile şi fațade articulate

- fațade rigide (panouri pe toată înălțimea structurii) care nu permit deplasări la nivelul conexiunilor: T_{con} = 100% T_i pe toată înălțimea structurii,

unde T_i este forța din stratul „i” de armătură, determinată conform paragrafului 6.4.3.1.

6.7.1. Conexiuni între materialele geosintetice

Conexiunile dintre materialele geosintetice pot fi grupate în două categorii: prefabricate şi realizate pe teren.

Îmbinarea geotextilelor se face de obicei prin coasere, acolo unde este necesar un transfer de eforturi.

Figura 6.38 prezintă diferite tipuri de cusături, iar Tabelul 6-4, orientativ, caracteristicile acestora. Valorile reale ale rezistenței îmbinărilor trebuie determinate având ca referință SR EN ISO 10321:1999.

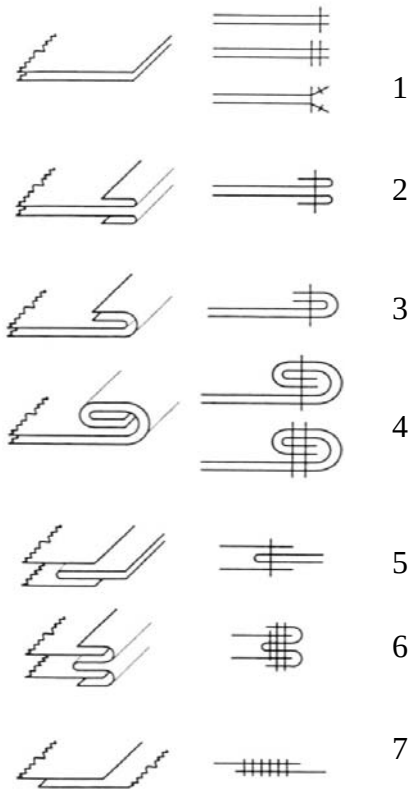


Figura 6.38. Tipuri de cusături pentru îmbinarea geotextilelor

Tabelul 6-4. Caracteristici orientative ale diverselor tipuri de îmbinări ale geotextilelor

Material	Tip de îmbinare	Eficiența ($T_{îmbinare}/T$) (%)	Deplasare (mm)
Geotextil țesut	1	30 – 50	< 25
	2	40 – 70	< 25
	3	30 – 60	< 25
	4	50 – 70	< 25
	5,6	≤ 80	< 25
	7	70 - 100	< 10

Pentru îmbinarea temporară a geotextilelor (niciodată cu rol de rezistență!) se pot utiliza agrafe.

Pentru îmbinarea geogrilelor extrudate (executate prin ştanțare) se utilizează elemente speciale de legătură, de tip bară, de regulă tot din materiale polimerice (Figura 6.39).

Eficiența unei astfel de îmbinări este mai mare de 95%, iar deplasările necesare pentru a înlătura conexiunea sunt cuprinse între 3 şi 15 mm.

Geogrilele țesute se suprapun pe cca 25 cm.

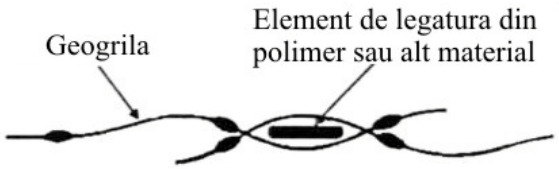


Figura 6.39. Îmbinarea geogrilelor extrudate

Trebuie avute în vedere în plus următoarele aspecte:

- elementele de legătură trebuie să aibă secțiune şi rezistență suficientă pentru a preveni apariția deformațiilor excesive;
- elementele de legătură trebuie să aibă dimensiunile astfel încât să nu fie deformată geogrila şi să nu se inducă eforturi suplimentare;
- conexiunile trebuie pretensionate pentru a reduce deplasările.

6.7.2. Conexiuni metalice

La calculul rezistenței conexiunilor metalice trebuie să se țină seama de posibilitatea coroziunii, cu excepția situației în care protecția anticorozivă este proiectată pentru întreaga durată de viață a structurii. Astfel:

- grosimea de sacrificiu (pierdută prin coroziune), determinată conform Tabelul 4-5, trebuie scăzută din orice suprafață exterioară a tuturor componentelor conexiunii care se află în contact cu terenul;
- o grosime de sacrificiu egală cu jumătate din valoarea din Tabelul 4-5 trebuie scăzută din orice suprafață interioară a tuturor componentelor conexiunii care se află în contact cu un element metalic sau care se află total în interiorul conexiunii.

Calculul elementelor metalice de prindere se va face având ca referință STAS 10108/0-78 sau EUROCODE 3.

6.8. Sistemul de drenaj

Pentru construcțiile amplasate lângă versanți este necesară proiectarea unui sistem de drenaj cu scopul de a colecta şi dirija apele de infiltrație (Figura 6.40).

În cazul în care deasupra structurii de sprijin există un sistem rutier pe care este posibil a se utiliza, iarna, săruri pentru dezghețare, se va realiza o barieră impermeabilă între umplutura armată şi sistemul rutier (Figura 6.41).

6.9. Existența unui obstacol

Dacă nu se poate evita amplasarea unui obiect care se constituie ca un obstacol în zona masivului de pământ armat (bazine de colectare, prize de apă, fundații pentru panouri de semnalizare, parapeți, rigole etc.), proiectarea structurii de sprijin se va face conform unei din metodele următoare:

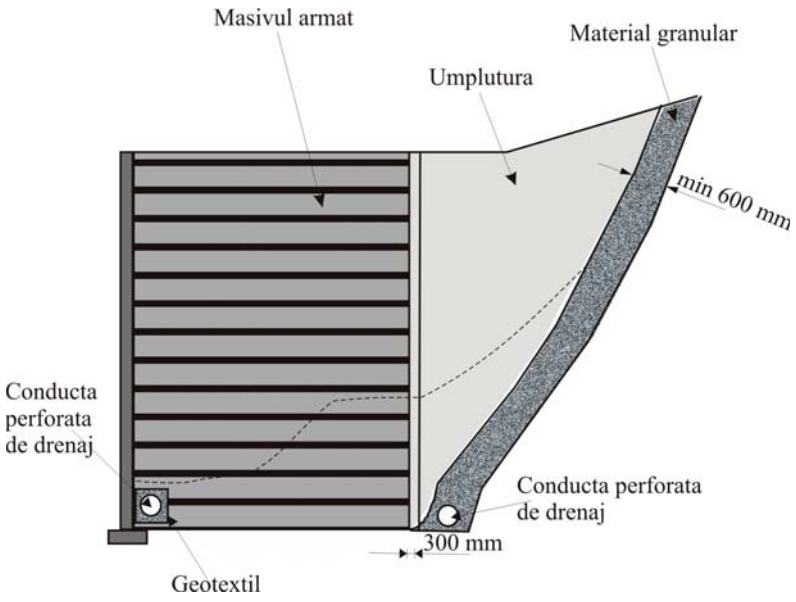


Figura 6.40. Realizarea sistemului de drenaj la o structură de sprijin din pământ armat

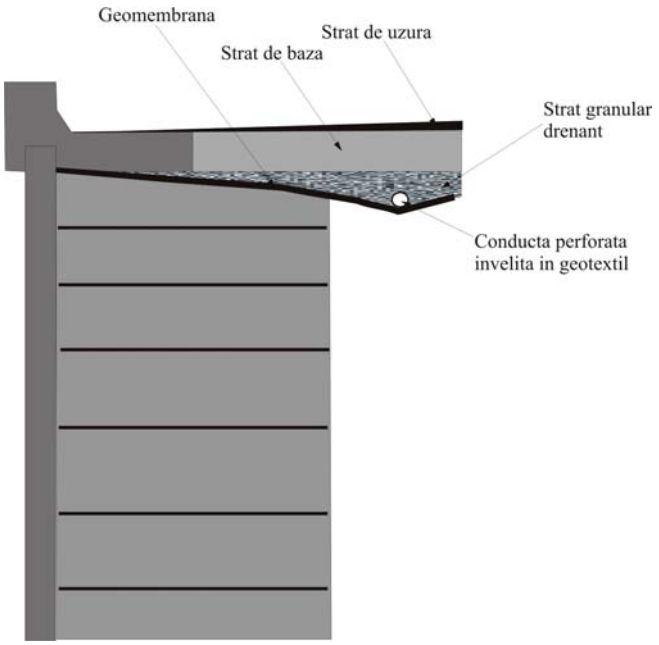


Figura 6.41. Impermeabilizarea părții superioare a structurii de pământ armat

- dacă straturile de armătură trebuie întrerupte total sau parțial în dreptul obstacolului, straturile învecinate de armătură vor fi proiectate pentru a prelua încărcările suplimentare care ar fi trebuit preluate de armăturile întrerupte. În acest caz, porțiunea de fațadă din fața obstacolului trebuie asigurată contra răsturnării sau alunecării. Dacă acest lucru nu este posibil, armăturile cuprinse între obstacol şi fațadă pot fi atașate obstacolului sau elementele de fațadă pot fi ancorate de elementele vecine.

- amplasarea unui cadru structural în jurul obstacolului, capabil să preia încărcările de la armăturile din fața obstacolului și să le transmită către armăturile conectate la acest cadru, în spatele obstacolului (Figura 6.42).

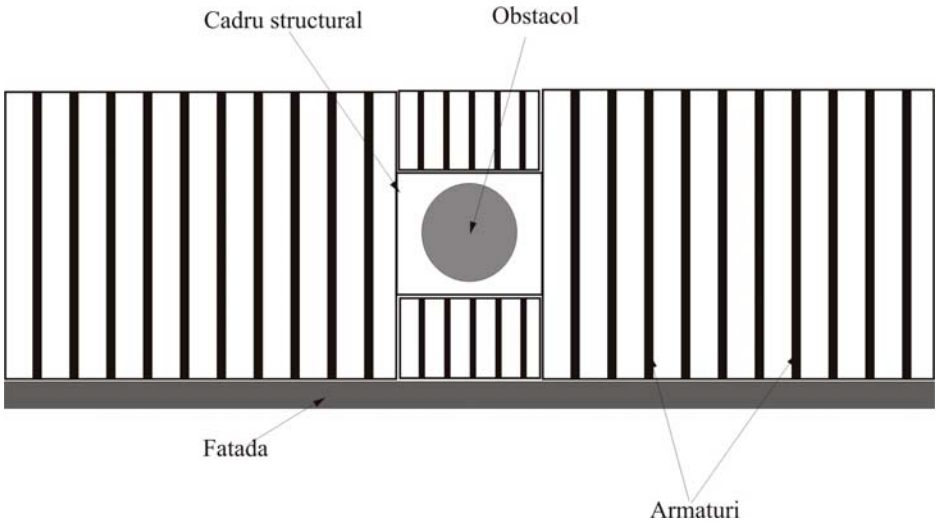


Figura 6.42. Realizarea unui cadru structural în jurul unui obstacol

- dacă sunt utilizate armături discontinui (de tip benzi), se poate ocoli obstacolul.

Dacă obstacolul trebuie să pătrundă şi prin fațadă, elementele acesteia trebuie proiectate astfel încât să înconjoare obstacolul, iar umplutura să nu poată ieşi printre elementele fațadei.

7. PANTE ARMATE

7.1. Generalități

Acest capitol se ocupă de pantele abrupte armate cu materiale geosintetice, având înclinări față de verticală de peste 20°. Acestea pot fi realizate pentru (vezi paragraful 2.2):

- construirea de ramblee noi, cu pante abrupte, care nu ar fi stabile în ipoteza nearmării, pentru a reduce ampriza lucrării;
- repararea pantelor care au suferit alunecări de teren;
- îmbunătățirea stabilității feței pantei după compactare, pentru a asigura un mai bun suport pentru utilaje.

7.2. Procedura de proiectare

În funcție de înclinarea pantei, importanța relativă a stabilității externe şi interne se modifică (Figura 7.1).

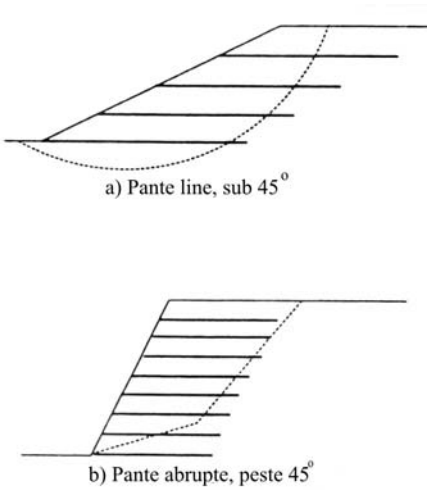


Figura 7.1. Moduri de cedare pentru pante armate

Stările limită ultime care trebuie luate în considerare sunt:

1. cedare externă
   a) răsturnare şi depăşirea capacității portante a terenului (Figura 7.2 a);
   b) alunecare pe bază (Figura 7.2 b);
   c) cedare generală de-a lungul unei suprafețe de cedare ce trece prin spatele şi pe sub masivul armat (Figura 7.2 c).

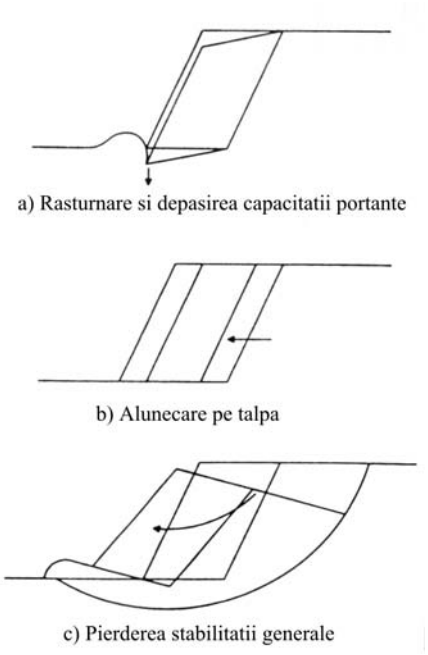


Figura 7.2. Stări limită ultime pentru pante armate – stabilitate externă

2. cedare internă
   a) cedarea armăturilor prin tracțiune (Figura 7.3 a);
   b) cedarea armăturilor prin smulgere (Figura 7.3 b).

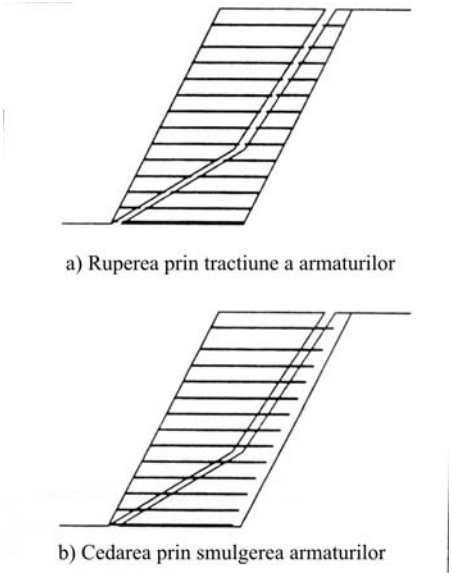


Figura 7.3. Stări limită ultime pentru pante armate – stabilitate internă

3. cedare mixtă
   a) cedarea armăturilor prin tracțiune (Figura 7.4 a);
   b) cedarea armăturilor prin smulgere (Figura 7.4 b).

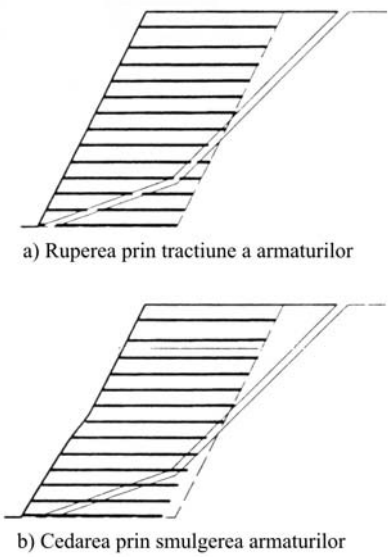


Figura 7.4. Stări limită ultime pentru pante armate – cedare mixtă

În ceea ce priveşte starea limită a exploatării normale, trebuie luate în considerare următoarele situații:

1. stabilitate externă
   a) tasarea terenului de fundare (Figura 7.5 a).
2. stabilitate internă
   a) deformații în armături (Figura 7.5 b);
   b) deformații de fluaj ale umpluturii coezive saturate (Figura 7.5 c).

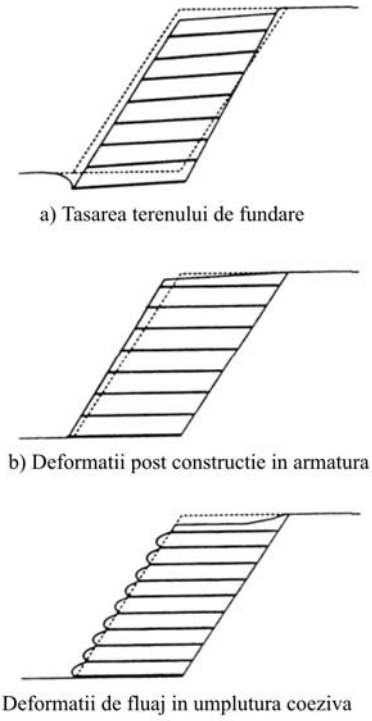


Figura 7.5. Stări limită ale exploatării normale pentru pante armate

Pentru pante abrupte şi lucrări de reparare a alunecărilor de teren proiectarea se bazează pe metodele clasice de echilibru limită. Straturile de armătură care intersectează suprafața potențială de cedare sunt presupuse a spori forțele rezistente, în funcție de rezistența lor la tracțiune şi a orientării lor.

În cazul reparării alunecărilor este important de determinat care a fost cauza care a provocat alunecarea pentru a se asigura că noua pantă armată nu va avea aceleaşi probleme.

7.3. Evaluarea stabilității externe

Pentru pantele abrupte, evaluarea stabilității externe se face ca şi pentru structurile de sprijin din pământ armat (paragraful 6.3).

Masa armată trebuie să aibă dimensiuni suficient de mari pentru a rezista alunecării pe bază. Pentru a evalua stabilitatea la alunecare pe bază se adoptă suprafețe de cedare de tip pană, definite de limitele armăturii şi care pot fi analizate prin metoda clasică a penei.

Pentru evaluarea stabilității globale se utilizează de asemenea metodele convenționale din mecanica pământurilor, prin considerarea unor suprafețe de cedare circulare sau de tip pană, ce se extind atât în spatele, cât şi sub structură. Se va acorda o atenție deosebită identificării unor eventuale zone de teren slabe în cuprinsul terenului de fundare. Dacă este cazul, vor fi evaluate şi forțele hidrodinamice.

Trebuie precizat că analiza stabilității pentru suprafețe de cedare de adâncime nu asigură şi evaluarea capacității portante a terenului. Eforturile laterale mari ce se pot dezvolta în eventualele straturi slabe din terenul de fundare pot duce la o cedare prin refulare laterală.

Stabilitatea externă a pantelor line (sub 45°) se analizează prin metodele clasice de analiză a stabilității pantelor.

Dacă în urma evaluărilor stabilității externe rezultă posibilități de cedare a pantei, se va adopta una din următoarele măsuri:

- micşorarea unghiului pantei;
- creşterea lățimii zonei armate;
- utilizarea unei umpluturi de calitate superioară;
- îmbunătățirea terenului de fundare prin mijloace convenționale;
- excavarea şi înlocuirea eventualului strat slab din terenul de fundare;
- realizarea unei berme la piciorul pantei;
- etapizarea execuției pentru a permite consolidarea terenului de fundare;
- armarea terenului de fundare cu materiale geosintetice;
- drenarea terenului de fundare.

7.4. Evaluarea stabilității interne

Stabilitatea internă a unei pante armate depinde de capacitatea armăturilor de a rezista sarcinilor ce acționează.

Evaluarea stabilității se face utilizând metode convenționale din mecanica pământurilor, de echilibru limită, adaptate prin introducerea factorilor parțiali de siguranță corespunzători pentru starea limită considerată. Ca şi în cazul structurilor de sprijin, dacă armăturile pot fi considerate inextensibile, se aplică „metoda gravității coerente”, modificată pentru cazul pantelor armate.

7.4.1. Metoda penei duble

În această metodă se ia în considerare o suprafață potențială de cedare bilineară (Figura 7.6).

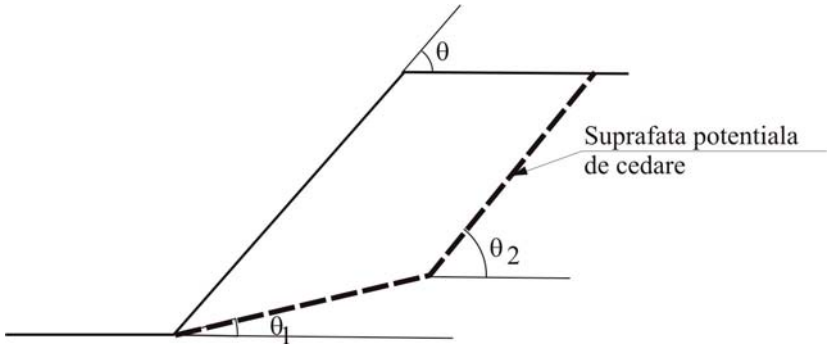


Figura 7.6. Metoda penei duble

Pentru pante cu suprafața orizontală, forța destabilizatoare poate fi considerată a fi rezultanta presiunii pământului, care are o distribuție lineară pe adâncime (Figura 7.7).

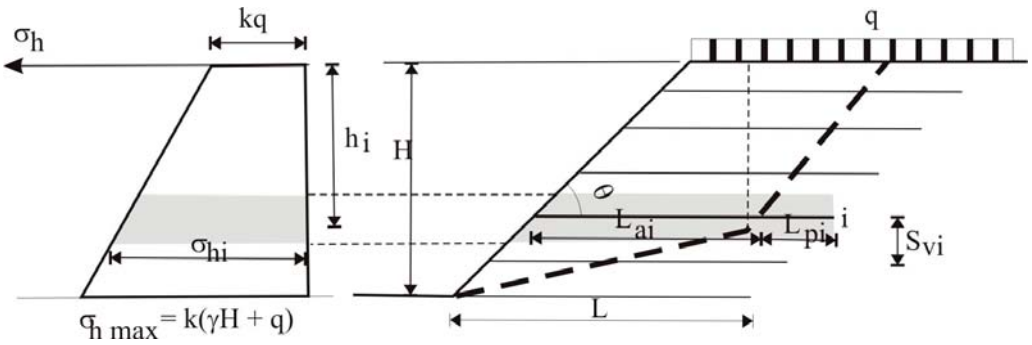


Figura 7.7. Metoda penei duble – distribuția eforturilor

Dacă nu există suprasarcini, forța destabilizatoare, R_h este dată de:

$$R_h = 0.5k\gamma H^2, \tag{7.1}$$

unde:

k este raportul dintre efortul vertical şi cel orizontal; poate fi luat egal cu k_0 sau cu k_a sau o valoare intermediară,

γ este greutatea volumică a pământului,

H este înălțimea pantei.

Distanța minimă pe verticală, $S_{vi,}$ între straturile de armătură trebuie să fie multiplu de grosimea unui strat elementar de compactare (care variază între 150 şi 300 mm), iar cea maximă este de 1 m.

S_{vi} poate fi determinată cu formula:

$$S_{vi} \le \frac{T_i}{k(\gamma h_i + q)}, \tag{7.2}$$

unde:

S_{vi} este distanța pe verticală între armături, la nivelul „i”,

T_i este încărcarea maximă de tracțiune pe metru liniar, la nivelul „i”,

h_i este înălțimea pantei deasupra nivelului „i”,

q este suprasarcina permanentă şi temporară.

Pentru a preveni atingerea stării limită ultime de smulgere a armăturilor, lungimea de ancorare a acestora în zona rezistentă, L_{pi} trebuie să îndeplinească următoarea condiție:

$$L_{pi} \geq \frac{f_{sm} T_i}{2\left[\left(\gamma h_i + q\right)\tan\delta_a + c_a\right]}, \text{ unde:} \qquad (7.3)$$

L_{pi} este lungimea minimă în zona rezistentă, la nivelul „i”,

f_{sm} este factorul parțial pentru smulgerea armăturilor,

q este suprasarcina datorată doar încărcărilor permanente,

$\tan\delta_a$ este coeficientul de frecare armătură/teren,

c_a este adeziunea dintre armătură şi teren.

7.4.2. Metoda fâşiilor pentru suprafață de cedare circulară

Pentru pante cu geometrie variabilă şi teren stratificat, se poate utiliza metoda fâşiilor pentru analiza stabilității pantelor, armate sau nu, considerând o suprafață de cedare circulară.

În cazul pantelor armate, se neglijează forțele de interacțiune dintre fâşii datorită complexității stării de eforturi şi a faptului că prezența armăturilor face ca distorsiunile să fie minore. Se face ipoteza că toate armăturile sunt orizontale. În calcul sunt luate doar acele armături care intersectează suprafața de cedare.

Pentru ca stabilitatea să fie asigurată trebuie ca:

$$M_{\text{rasturnare}} \leq M_{\text{rezistent}}, \text{ unde:} \qquad (7.4)$$

$M_{\text{răsturnare}}$ este dat de forțele destabilizatoare (greutate plus suprasarcină),

iar $M_{\text{rezistent}}$ este dat de rezistența la forfecare a pământului, M_{RP} şi de rezistența armăturilor, M_{RA}.

Cu notațiile din Figura 7.8, rezultă:

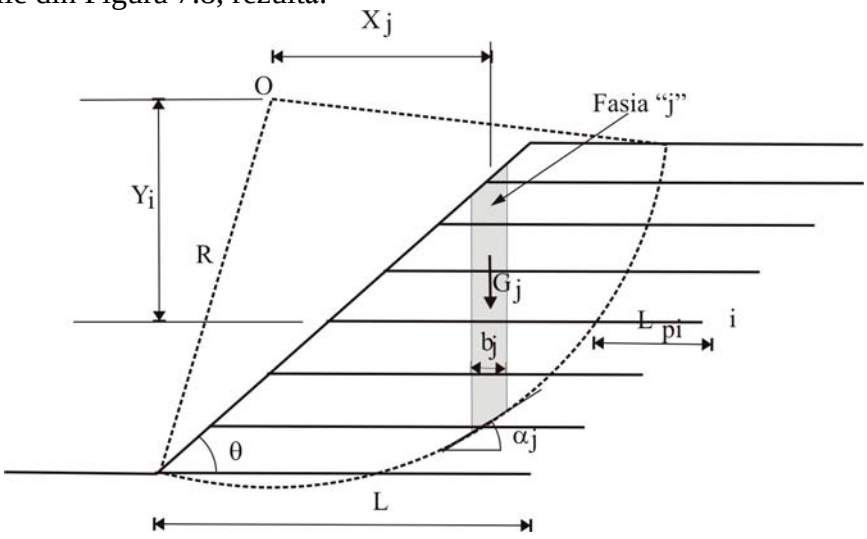


Figura 7.8. Metoda fâşiilor

$$M_{rasturnare} = \sum_{j=1}^{n} \left[\left(G_j + b_j q_j \right) \sin \alpha_j \right] R \tag{7.5}$$

$$M_{RP} = \sum_{j=1}^{n} \frac{\left[c b_j + \left(G_j + b_j q_j - b_j u_j \right) \tan \phi \right] \sec \alpha_j R}{\left(1 + \tan \phi \tan \alpha_j \right)} \tag{7.6}$$

$$M_{RA} = \sum_{i=1}^{m} T_i Y_i \tag{7.7}$$

unde:

q_j este suprasarcina ce acționează pe fâșia „j”,

c este coeziunea umpluturii armate,

u_j este presiunea apei din pori ce acționează la baza fâșiei „j”,

ϕ este unghiul de frecare internă al umpluturii armate,

Lungimea de ancorare necesară armăturii „i” se calculează ca şi în cazul metodei penei duble (paragraful 7.4.1).

7.4.3. Metoda fâşiilor pentru suprafață de cedare spirală logaritmică

În această metodă se determină direct momentul neechilibrat, M_0 (diferența dintre momentul de răsturnare şi cel rezistent), care trebuie preluat de armături, M_{RA}. Astfel, condiția de stabilitate este:

$$M_{RA} \geq M_0 . \tag{7.8}$$

Cu notațiile din Figura 7.9:

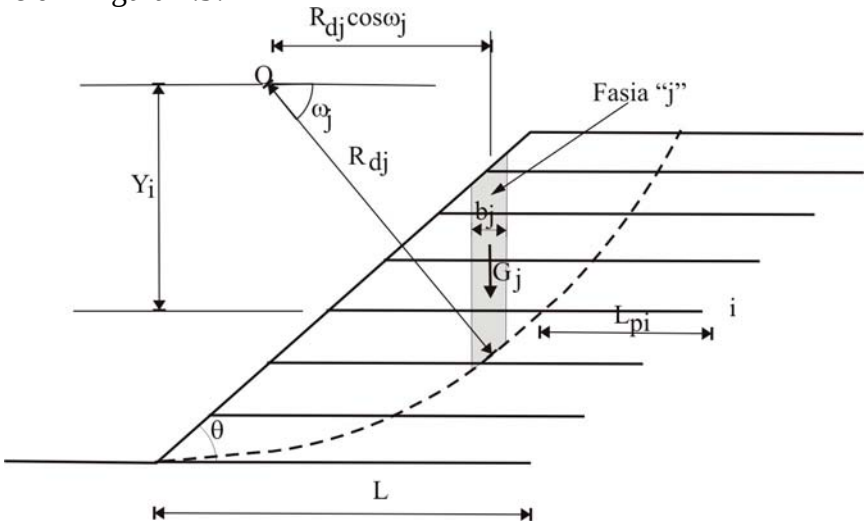


Figura 7.9. Metoda fâşiilor pentru suprafață de cedare spirală logaritmică

$$M_{RA} = \sum_{i=1}^{m} T_i Y_i \,, \tag{7.9}$$

$$M_0 = \sum_{j=1}^{n} \left\{ \left(G_j + b_j q_j \right) R_{dj} \cos \omega_j + \left[u_j b_j \operatorname{cosec}\left(\omega_j - \phi \right) \right] R_{dj} \sin \phi \right\}, \tag{7.10}$$

unde:

q_j este suprasarcina ce acționează pe fâșia „j”,

u_j este presiunea apei din pori ce acționează la baza fâșiei „j”,

ϕ este unghiul de frecare internă al umpluturii armate,

Lungimea de ancorare necesară armăturii „i” se calculează ca şi în cazul metodei penei duble (paragraful 7.4.1).

7.4.4. Metoda gravității coerente

Această metodă este aplicabilă pantelor armate cu armături inextensibile şi este bazată pe acelaşi principiu descris în paragraful 6.4.4 pentru structurile de sprijin din pământ armat.

Datorită înclinării pantei, presiunile laterale şi liniile de întindere maximă vor fi modificate (Figura 7.10).

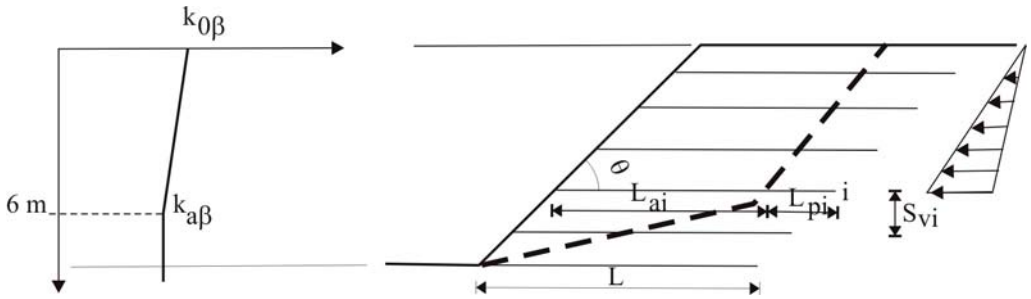


Figura 7.10. Metoda gravității coerente pentru pante armate

7.5. Starea limită a exploatării normale

Stările limită ale exploatării normale au fost descrise în Figura 7.5.

Pentru majoritatea pantelor armate, aceste stări limită nu sunt critice, cu excepția situației când panta este proiectată pentru a prelua sarcinile externe în anumite condiții specifice.

În ceea ce priveşte tasarea construcției (Figura 7.5a), se va acorda atenției faptului că deformarea structurii în ansamblul său poate duce la eforturi suplimentare în armături.

Deformații în armături de ordinul a 5% sunt considerate acceptabile, în lipsa altor condiții specifice impuse.

Deformațiile din consolidarea secundară a umpluturii coezive sunt dificil de estimat. În cazurile în care aceasta este considerată a fi o stare limită, se vor lua măsuri pentru o bună drenare a umpluturii sau se va utiliza o umplutură de calitate superioară.

7.6. Repararea alunecărilor de teren

Este recomandat ca, înaintea proiectării lucrării de reparare a alunecării, să fie realizată o analiză completă a stabilității pantei pentru a identifica alte posibile suprafețe de cedare.

O simplă înlocuire a masei alunecate cu masa de pământ armat nu este suficientă.

Se recomandă prevederea unui strat drenant la bază şi în spatele excavației înaintea punerii în operă a umpluturii armate.

7.7. Sistemul de drenaj

Drenurile sunt amplasate de obicei în spatele umpluturii armate (Figura 7.11). Sunt utilizate fie geocompozite de drenaj, fie saltele din material granular sau tranşee drenante.

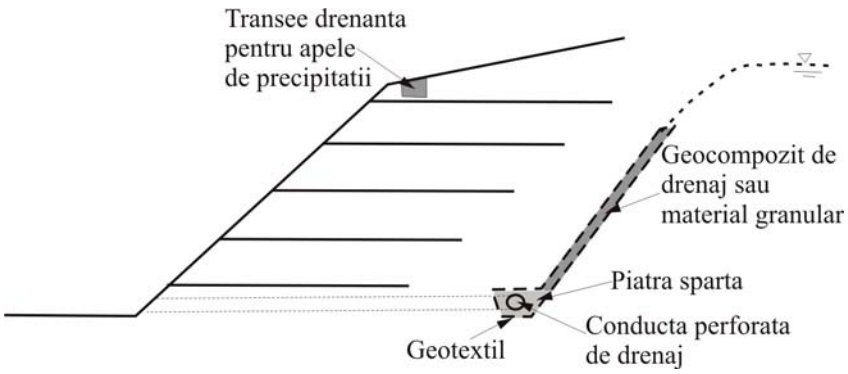


Figura 7.11. Sistem de drenare a apelor de suprafața şi subterane pentru pante armate

În proiectarea geotextilelor şi geocompozitelor de drenaj ce vor fi utilizate se vor lua în considerare următoarele aspecte:

- colmatarea posibilă a materialelor geosintetice,
- compresibilitatea pe termen lung a miezului geocompozitului de drenaj,
- reducerea capacității de transport datorită pătrunderii geotextilului în miezul drenant,
- suprafața geocompozitului poate constitui o suprafață potențială de cedare,
- dacă armăturile sunt realizate din geotextile, acestea trebuie să fie mai permeabile decât umplutura pentru a preveni acumularea apei deasupra acestora în timpul precipitațiilor.

În cazul umpluturilor cu conținut de material fin, este mai eficientă prevederea de straturi drenante la intervale regulate în interiorul umpluturii pentru a preveni creşterea presiunii apei din pori.

Apele de şiroire trebuie colectate deasupra umpluturii armate şi dirijate apoi către baza pantei. La nivelul feței pantei poate fi necesară întoarcerea geosinteticelor la fața masivului sau realizarea de armături secundare, locale pentru a prevenirea cedarea acestei zone. Straturile intermediare de armătură ajută la realizarea compactării feței pantei, mărind rezistența la forfecare şi la eroziune şi împiedicând astfel formarea suprafețelor de cedare de suprafață.

7.8. Proiectarea conexiunilor

Conexiunile se realizează ca şi cele pentru structuri de sprijin din pământ armat (paragraful 6.7).

7.9. Proiectarea elementelor de fațadă

Pentru a preveni erodarea fațadei, se recomandă instalarea unor sisteme rezistente la eroziune pe termen lung.

Sporul de efort tangențial la nivelul feței pantei datorat scurgerii apei, λ poate fi calculat cu formula:

$$\lambda = d\gamma_w s, \qquad (7.11)$$

unde:

d – adâncimea apei,

γ_w – greutatea volumică a apei,

s – panta fațadei.

Dacă $\lambda < 100$ Pa, se va adopta o saltea antierozională temporară sau permanentă înierbată.

Dacă $\lambda > 100$ Pa se recomanda adoptarea de sisteme permanente antierozionale, riprap, elemente modulare din beton etc., asociate cu vegetație.

8. EXEMPLE DE CALCUL

8.1. Structură de sprijin armată cu geogrile – proiectarea având ca referință STAS 3300/1-85 – Teren de fundare. Principii generale de calcul.

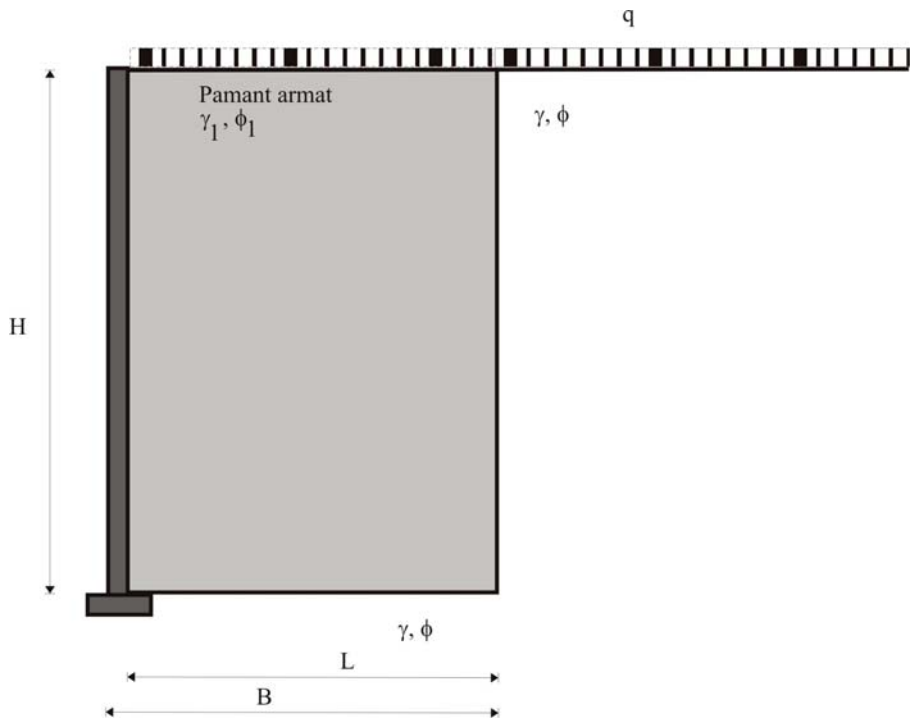


Figura 8.1.

H = 4 m, q = 10 kPa

Greutățile volumice ale umpluturii armate (γ_1) şi terenului de sub şi din spatele structurii (γ) a fost determinată în laborator şi s-au obținut următoarele rezultate:

	Nr. încercare				
	1	2	3	4	5
γ_1 (kN/m^3)	18.0	17.9	18.1	17.95	18.12
γ (kN/m^3)	17.3	17.48	17.5	17.32	17.4

Parametrii rezistenței la forfecare au fost determinați, atât pentru umplutura armată, cât şi pentru teren, prin încercări de forfecare directă, pentru care s-au obținut următoarele rezultate:

Pentru umplutura armată (ϕ_1, c_1):

Valori σ (kPa)	Valori τ_f (kPa)					
	1	2	3	4	5	6
100	60.08	55.43	57.73	58.90	56.57	58.43
200	120.17	110.86	115.47	117.81	113.15	116.87

300	180.25	166.29	173.20	176.71	169.73	175.30

Pentru teren (ϕ, c):

Valori σ (kPa)	Valori τ_f (kPa)					
	1	2	3	4	5	6
100	53.17	52.05	50.95	53.39	55.43	54.29
200	106.34	104.11	101.9	106.79	110.86	108.59
300	159.51	156.17	152.86	160.18	166.29	162.88

8.1.1. Determinarea parametrilor normați şi de calcul conform STAS 3300/1-85

8.1.1.1. Greutatea volumică a umpluturii armate

Având ca referință STAS 3300/1-85, valoarea normată a greutății volumice se obține cu relația:

$$\gamma^n = \frac{1}{n'}\sum_{i=1}^{n'}\gamma_i\,, \tag{8.1}$$

unde n' este numărul de încercări realizate, după eliminarea valorilor eronate.
Pentru n = 5, din tabelul 1 din STAS 3300/1-85, rezultă $\upsilon = 2.07$ (coeficient statistic).
Estimația deplasată a abaterii medii pătratice:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(\bar{\gamma}-\gamma_i\right)^2}\,, \tag{8.2}$$

unde $\bar{\gamma}$ este media aritmetică a valorilor individuale.

Rezultă $\bar{s}$=0.0847.

Se verifică relația: $\left|\bar{\gamma}-\gamma_i\right| < \bar{s}\cdot\nu$ pentru fiecare valoare individuală.

Întrucât se verifică această condiție pentru toate valorile, rezultă n = n' = 5.
Valoarea normată a greutății volumice a umpluturii armate rezultă:
γ_1^n = 18.014 kN/m^3.

Valoarea de calcul a greutății volumice se calculează cu relația:

$$\gamma = (1\pm\rho)\gamma^n\,, \tag{8.3}$$

unde:ρ este indicele de precizie al determinării valorii medii.

$$\rho = \frac{t_\alpha\cdot s}{\sqrt{n}\cdot\gamma^n}\,, \tag{8.4}$$

unde: t_α este un coeficient statistic ce variază în funcție de numărul de determinări, n şi de nivelul de asigurare α.

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(\gamma^n-\gamma_i\right)^2} = 0.09476\,. \tag{8.5}$$

Având ca referință STAS 3300/1-85, nivelul de asigurare se consideră:

α = 0.85 pentru calculele la starea limită de deformații (SLD),
α = 0.95 pentru calculele la starea limită de capacitate portantă (SLCP).

Având ca referință tabelul 2 din STAS 3300/2-85 rezultă:

- pentru α = 0.85, t_α = 1.19, ρ = 0.00626
- pentru α = 0.95, t_α = 2.13, ρ = 0.0112.

Rezultă următoarele valori de calcul:

- **pentru SLD: γ_1 = 18.13 kN/m^3**
- **pentru SLCP:**
  - **pentru verificările de stabilitate externă de tipul alunecare pe talpă, unde greutatea este favorabilă: γ = 17.91 kN/m^3**
  - **pentru verificările de stabilitate externă sau internă unde greutatea este nefavorabilă: γ = 18.11 kN/m^3**

8.1.1.2. Greutatea volumică a terenului

În acelaşi mod, rezultă:

- **valoarea normată: γ = 17.4 kN/m^3**
- **valoarea de calcul pentru calcule la SLD: γ = 17.45 kN/m^3**
- **valori de calcul pentru SLCP:**
- **pentru calculul împingerii pământului: γ = 17.5 kN/m^3**

8.1.1.3. Parametrii de forfecare pentru umplutura armată

Valorile normate ale unghiului de frecare internă, ϕ_1 şi coeziunii, c_1 se determină, având ca referință STAS 3300/1-85, cu următoarele relații (pentru încercarea de forfecare directă):

$$\tan\phi^n = \frac{n\sum_{i=1}^{n}\sigma_i\tau_i - \sum_{i=1}^{n}\sigma_i \cdot \sum_{i=1}^{n}\tau_i}{n\sum_{i=1}^{n}\sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2} \tag{8.6}$$

$$c^n = \frac{\sum_{i=1}^{n}\sigma_i^2 \sum_{i=1}^{n}\tau_i - \sum_{i=1}^{n}\sigma_i \sum_{i=1}^{n}\sigma_i\tau_i}{n\sum_{i=1}^{n}\sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2} \tag{8.7}$$

Rezultă (pentru n = 18) următoarele **valori normate:**
$\tan\phi_1^n$ = 0.5786, ϕ_1 = 30.05 °, c_1 = 0

Pentru determinarea valorilor de calcul se utilizează relația:

$$\tan\phi = (1 \pm \rho)\tan\phi^n, \tag{8.8}$$

$$\text{cu: } \rho = \frac{t_\alpha \cdot s_{\tan\phi}}{\tan\phi^n},\ s_{\tan\phi} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\sigma_i \tan\phi^n + c^n - \tau_i\right)^2}{n-2} \cdot \frac{n}{n\sum_{i=1}^{n}\sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n}\sigma_i\right)^2}} \qquad (8.9)$$

- **Pentru SLD:** pentru $\alpha = 0.85$, $t_\alpha = 1.07$, **$\tan\phi_1 = 0.5678$, $\phi_1 = 29.6°$**
- **Pentru SLCP:** pentru $\alpha = 0.95$, $t_\alpha = 1.75$, **$\tan\phi_1 = 0.5609$, $\phi_1 = 29.3°$**

8.1.1.4. Parametrii de forfecare pentru teren

În acelaşi mod rezultă:

$\tan\phi^n = 0.5321$, $\phi = 28.0°$, $c = 0$
pentru SLD: pentru $\alpha = 0.85$, $t_\alpha = 1.07$, **$\tan\phi = 0.5154$, $\phi = 27.3°$**
pentru SLCP: pentru $\alpha = 0.95$, $t_\alpha = 1.75$, **$\tan\phi = 0.5219$, $\phi = 27.6°$**

8.1.2. Predimensionare

Se alege un raport L/H = 0.7, rezultă L = 2.8 m.

8.1.3. Evaluarea împingerii pământului

- coeficientul împingerii active: $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{27.6}{2}\right) = 0.366$ (8.10)
- $P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a = \frac{1}{2}17.5 \cdot 4^2 \cdot 0.366 = 51.24\text{kN/m}$ (8.11)
- $P_{aq} = qHk_a = 10 \cdot 4 \cdot 0.366 = 14.64\text{kN/m}$ (8.12)
- coeficientul acțiunii pentru împingerea pământului: 1.2
- **rezultă: $P_a = 61.49$ kN/m, $P_{aq} = 17.57$ kN/m**

8.1.4. Evaluarea greutății şi suprasarcinii

- $G = L \times H \times 1\text{m} \times \gamma_1 = 2.8 \times 4 \times 17.91(18.11) = 200.6(202.8)\text{kN/m}$ (8.13)
- $Q = q \times L = 10 \times 2.8 = 28\text{kN/m}$ (8.14)
- coeficientul acțiunii pentru greutate: 0.8 sau 1.2
- coeficientul acțiunii pentru suprasarcină: 1.2
- **rezultă: pentru SLCP, greutate defavorabilă: G = 243.36 kN/m,**
  greutate favorabilă: G = 160.48 kN/m,
  Q = 33.6 kN/m

8.1.5. Verificarea stabilității la alunecare pe talpă

- **stabilitatea la alunecare la contactul umplutură armată/teren**

$$R_h = P_a + P_{aq} = 79.06 kN/m \quad (8.15)$$

$$R_v = G + Q = 160.48 + 33.6 = 194.08 kN/m$$

$$R_h \le R_v \tan\phi + cL$$

$$79.06 \le 194.08 \times \tan 27.6^\circ = 101.46 \quad (8.16)$$

- verificarea la alunecare este îndeplinită la contactul umplutura armată/teren

- **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren**

$$f_{al} R_h \le R_v \tan\delta_a + c_a L \quad (8.17)$$

- factorul parțial pentru alunecarea pe talpă: $f_{al} = 1.3$

$$R_h = P_a + P_{aq} = 79.06 kN/m \quad (8.18)$$

$$R_v = G + Q = 160.48 + 33.6 = 194.08 kN/m \quad (8.19)$$

- unghiul de frecare dintre armătură şi teren: $\tan\delta_a = (0.85 \div 0.95) \tan\phi = 0.44 \div 0.49 = 0.45$ (pentru geogrilă)
- $1.3 \times 79.06 \le 194.08 \times 0.45$
  $102.77 \le 87.33$ (8.20)
- **Stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren nu se verifică!**

Se măreşte lungimea L = 3.4 m.

- $G = L \times H \times 1m \times \gamma_1 = 3.4 \times 4 \times 17.91(18.11) = 243.58(246.3) kN/m$ (8.21)
- $Q = q \times L = 10 \times 3.4 = 34 kN/m$ (8.22)
- coeficientul acțiunii pentru greutate: 0.8 sau 1.2
- coeficientul acțiunii pentru suprasarcină: 1.2
- **rezultă: pentru SLCP, greutate defavorabilă: G = 295.56 kN/m,**
  greutate favorabilă: G = 194.86 kN/m,
  Q = 40.8 kN/m

$$R_v = G + Q = 194.86 + 40.8 = 235.66 kN/m \quad (8.23)$$

$$1.3 \times 79.06 \le 235.66 \times 0.45$$

$$102.77 \le 106.04 \quad (8.24)$$

- **Stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren se verifică!**

8.1.6. Verificarea stabilității la răsturnare

- Momentul tuturor forțelor față de centrul bazei, M_0:

$$M_0 = 61.49 \times \frac{4}{3} + 17.57 \times \frac{4}{2} = 117.12 kNm/m \quad (8.25)$$

- Rezultanta forțelor verticale, R_v:

$$R_v = G + Q = 194.86 + 40.8 = 235.66 kN/m \quad (8.26)$$

- Excentricitatea, e:

$$e = \frac{M_0}{R_v} = \frac{117.12}{235.66} = 0.49\text{m} < \frac{L}{6} = 0.56\text{m} \quad (8.27)$$

8.1.7. Verificarea presiunilor pe teren

- Presiunea pe bază, σ_v:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e} = \frac{295.56 + 40.8}{3.4 - 2 \times 0.49} = 138.99\text{kPa}, \quad (8.28)$$

$$\sigma_v \le p_{cr} + \gamma_f D_m \quad (8.29)$$

$$p_{cr} = c_f N_c + \frac{1}{2}\gamma_f L N_\gamma = \frac{1}{2} \times 17.5 \times 3.4 \times 13.68 = 406.98 \quad (8.30)$$

$D_m = 1$ m (8.31)

$138.99 \le 406.98 + 17.5 \times 1 = 424.48$

Capacitatea portantă a terenului nu este depăşită.

8.1.8. Calculul rezistenței la întindere a armăturii

Se alege ca armătură o geogrilă cu rezistența caracteristică T = 33 kN/m.

Pentru determinarea valorii de calcul a rezistenței la întindere a geogrilei se aplică următorii factori parțiali:

- $f_{m1} = f_{m11} \times f_{m12} = 1 \times 1.6 = 1.6$ (8.32)
- unde $f_{m11} = f_{m111} \times f_{m112} = 1 \times 1 = 1$ (8.33)
- $f_{m12} = f_{m121} \times f_{m122}$ (8.34)
- $f_{m121} = 1$
- $f_{m122} = \log \frac{t_d}{t_t} = \log \frac{50\text{ani}}{10^4\text{ore}} = 1.6$ (8.35)

  (valoarea este rezultată din teste accelerate)
- $f_{m12} = 1.6$
- $f_{m2} = f_{m21} \times f_{m22}$ (8.36)
- $f_{m21} = 1.0$ (producător)
- $f_{m22} = 1.1$
- $f_{m2} = 1.1$
- rezultă $f_m = 1.6 \times 1.1 = 1.76$ (8.37)
- **rezultă valoarea de calcul a rezistenței geogrilei 18.75 kN/m.**

8.1.9. Dispunerea armăturilor

Pentru cota z = H = 4 m, unde împingerea este maximă, se calculează valoarea s_v:

$$s_v = \frac{T}{\sigma_{h(z=H)}} = \frac{T}{(\gamma H k_a + q k_a) \times 1.2} = \frac{18.75}{(17.5 \times 4 \times 0.366 + 10 \times 0.366) \times 1.2} = 0.53 \quad (8.38)$$

Se alege inițial o dispunere uniformă a armăturilor la o distanță de 0.50 m, ceea ce corespunde la două straturi elementare de compactare de câte 0.25 m.

8.1.10. Calculul forței de întindere în armături

- Forța de întindere datorată greutății proprii a umpluturii armate şi suprasarcinii ce acționează la suprafața terenului, T_{i1}

$$T_{i1} = k_a \sigma_{vi} s_{vi} \tag{8.39}$$

$$\sigma_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_i - 2e_i} \tag{8.40}$$

Calculele pentru fiecare nivel de armătură sunt prezentate în tabelul următor:

cota	Gi	Rvi	Pai	Paqi	M0i	ei	Li-2ei	σvi	Ti1
0.5	36.9444	77.7444	0.96075	1.098	0.434625	0.00559	3.388819	22.94144	4.198284
1	73.8888	114.6888	3.843	4.392	3.477	0.030317	3.339366	34.34448	6.28504
1.5	110.8332	151.6332	8.64675	9.882	11.73488	0.07739	3.24522	46.72509	8.550691
2	147.7776	188.5776	15.372	17.568	27.816	0.147504	3.104991	60.73369	11.11427
2.5	184.722	225.522	24.01875	27.45	54.32813	0.240899	2.918201	77.28117	14.14245
3	221.6664	262.4664	34.587	39.528	93.879	0.35768	2.68464	97.76596	17.89117
3.5	258.6108	299.4108	47.07675	53.802	149.0764	0.497899	2.404202	124.5365	22.79017
4	295.5552	336.3552	61.488	70.272	222.528	0.661586	2.076827	161.9563	29.638

8.1.11. Verificarea armăturilor la rupere

Se observă că ultimele două rânduri de armături nu se verifică la rupere.
Se alege o nouă dispunere uniformă a armăturilor la o distanță de 0.40 m.

cota	Gi	Rvi	Pai	Paqi	M0i	ei	Li-2ei	σvi	Ti1
0.4	29.55552	70.35552	0.61488	0.70272	0.222528	0.003163	3.393674	20.73137	3.035073
0.8	59.11104	99.91104	2.45952	2.81088	1.780224	0.017818	3.364364	29.69686	4.34762
1.2	88.66656	129.4666	5.53392	6.32448	6.008256	0.046408	3.307184	39.14706	5.73113
1.6	118.2221	159.0221	9.83808	11.24352	14.24179	0.089559	3.220883	49.3722	7.22809
2	147.7776	188.5776	15.372	17.568	27.816	0.147504	3.104991	60.73369	8.891413
2.4	177.3331	218.1331	22.13568	25.29792	48.06605	0.220352	2.959296	73.71115	10.79131
2.8	206.8886	247.6886	30.12912	34.43328	76.3271	0.308157	2.783685	88.97869	13.02648
3.2	236.4442	277.2442	39.35232	44.97408	113.9343	0.410953	2.578094	107.5384	15.74363
3.6	265.9997	306.7997	49.80528	56.92032	162.2229	0.528758	2.342483	130.972	19.1743
4	295.5552	336.3552	61.488	70.272	222.528	0.661586	2.076827	161.9563	23.7104

Ultimele două rânduri de armături tot nu se verifică.

Se alege un alt tip de geogrilă, cu o rezistență caracteristică de 45 kN/m. Rezultă o rezistență de calcul de 25.56 kN/m. **În acest caz, pentru o distribuție uniformă a armăturilor la o distanță de 0.40 m, toate armăturile se verifică la rupere**.

8.1.12. Verificarea armăturilor la smulgere

$$P_i \geq f_{sm} \frac{T_i}{\tan\delta_a L_{pi}(\gamma_1 h_i + q) + c_a L_{pi}} \qquad (8.41)$$

- Perimetrul armăturii este egal cu 8.8 m pe fiecare metru liniar de zid.

cota	Ti1	Lpi	X
0.4	3.035073	1.294	0.327451
0.8	4.34762	1.528	0.279721
1.2	5.73113	1.762	0.246767
1.6	7.22809	1.996	0.223674
2	8.891413	2.23	0.207676
2.4	10.79131	2.464	0.197207
2.8	13.02648	2.698	0.191465
3.2	15.74363	2.932	0.190234
3.6	19.1743	3.166	0.193894
4	23.7104	3.4	0.203644

- $f_{sm} = 1.3$
- unghiul de frecare dintre armătură şi teren: $\tan\delta_a = (0.85 \div 0.95) \tan\phi = 0.44 \div 0.49 = 0.45$ (pentru geogrilă)
- $c_a = 0$

Se notează cu X termenul din dreapta al inegalității. Calculele pentru fiecare nivel de armătură sunt date în tabelul următor.

Se observă că inegalitatea este verificată pentru toate armăturile.

Rezultă următoarea secțiune a structurii de sprijin armate:

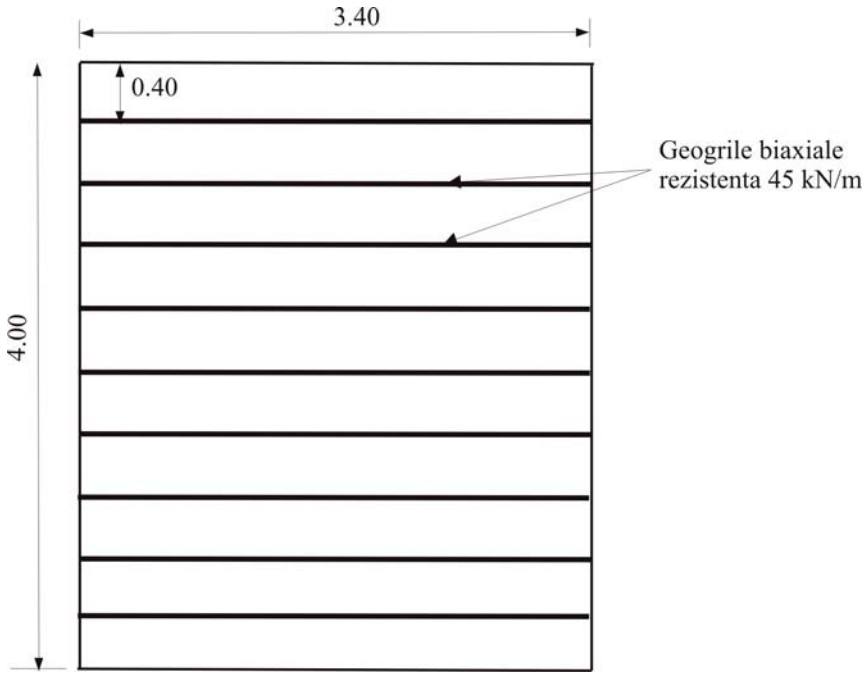


Figura 8.2.

8.2. Structură de sprijin armată cu geogrile – proiectarea având ca referință EUROCODE 7(SR EN 1997-1:2004) – Proiectare geotehnică. Partea 1: Reguli generale.

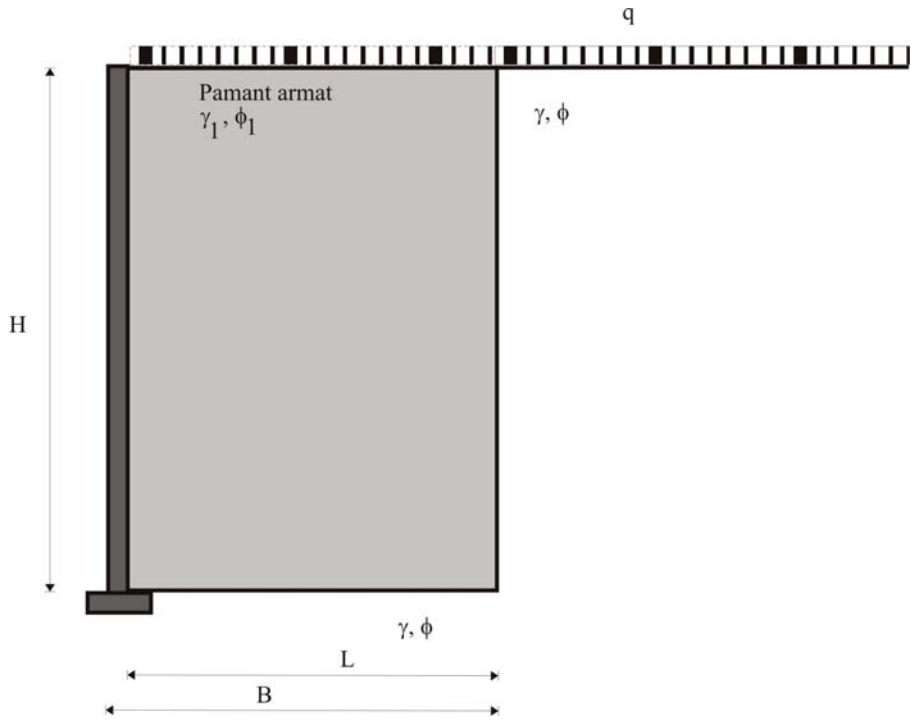


Figura 8.3

H = 4 m, q = 10 kPa

Greutățile volumice ale umpluturii armate (γ_1) şi terenului de sub şi din spatele structurii (γ) a fost determinată în laborator şi s-au obținut următoarele rezultate:

	Nr. încercare				
	1	2	3	4	5
γ_1 (kN/m^3)	18.0	17.9	18.1	17.95	18.12
γ (kN/m^3)	17.3	17.48	17.5	17.32	17.4

Parametrii rezistenței la forfecare au fost determinați, atât pentru umplutura armată, cât şi pentru teren, prin încercări de forfecare directă, pentru care s-au obținut următoarele rezultate:

Pentru umplutura armată (ϕ_1, c_1):

Valori σ (kPa)	Valori τ_f (kPa)					
	1	2	3	4	5	6
100	60.08	55.43	57.73	58.90	56.57	58.43
200	120.17	110.86	115.47	117.81	113.15	116.87
300	180.25	166.29	173.20	176.71	169.73	175.30

Pentru teren (ϕ, c):

Valori σ (kPa)	Valori τ_f (kPa)					
	1	2	3	4	5	6
100	53.17	52.05	50.95	53.39	55.43	54.29
200	106.34	104.11	101.9	106.79	110.86	108.59
300	159.51	156.17	152.86	160.18	166.29	162.88

8.2.1. Determinarea parametrilor geotehnici

Valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici sunt următoarele:

8.2.1.1. Greutatea volumică a umpluturii armate

Valoarea caracteristică a greutății volumice a umpluturii armate rezultă:
γ_1 = 18.014 kN/m^3.

8.2.1.2. Greutatea volumică a terenului

Valoarea caracteristică a greutății volumice a teremului:
γ = 17.4 kN/m^3.

8.2.1.3. Parametrii de forfecare pentru umplutura armată

Ca valoare caracteristică a unghiului de frecare internă se va lua cea mai pesimistă valoare, respectiv **ϕ_1 = 30 °,** iar **c_1 = 0**

8.2.1.4. Parametrii de forfecare pentru teren

În acelaşi mod rezultă: **ϕ = 27.0°, c = 0**

8.2.2. Alegerea stărilor limită şi a combinațiilor de încărcări

Pentru verificarea la SLU a structurii de sprijin armate sunt aplicabile stările limită STR şi GEO.

8.2.2.1. Combinația 1: A1 + M1 + R1

Pentru verificările de stabilitate externă la alunecare pe talpă şi răsturnare, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt favorabile, factorii parțiali sunt următorii:

- pentru greutate, γ_G = 1,
- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, γ_Q = 0,
- pentru împingerea pământului, γ_{Pa} = 1.35,
- pentru unghiul de frecare internă, γ_ϕ = 1,
- pentru greutatea volumică, γ_γ = 1.

Pentru verificarea de capacitate portantă, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt defavorabile, factorii parțiali sunt următorii (restul rămân la fel):

- pentru greutate, γ_G = 1.35,
- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, γ_Q = 1.5.

8.2.2.2. Combinația 2: A2 + M2 + R1

Pentru verificările de stabilitate externă la alunecare pe talpă şi răsturnare, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt favorabile, factorii parțiali sunt următorii:

- pentru greutate, $\gamma_G = 1$,
- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, $\gamma_Q = 0$,
- pentru împingerea pământului, $\gamma_{Pa} = 1.0$,
- pentru unghiul de frecare internă, $\gamma_\phi = 1.25$,
- pentru greutatea volumică, $\gamma_\gamma = 1$.

Pentru verificarea de capacitate portantă, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt defavorabile, factorii parțiali sunt următorii (restul rămân la fel):

- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, $\gamma_Q = 1.3$.

8.2.2.3. Combinația 3: A1 + M1 + R2

Pentru verificările de stabilitate externă la alunecare pe talpă şi răsturnare, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt favorabile, factorii parțiali sunt următorii:

- pentru greutate, $\gamma_G = 1$,
- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, $\gamma_Q = 0$,
- pentru împingerea pământului, $\gamma_{Pa} = 1.35$,
- pentru unghiul de frecare internă, $\gamma_\phi = 1$,
- pentru greutatea volumică, $\gamma_\gamma = 1$,
- pentru verificarea la alunecare pe talpă, $\gamma_{R;h} = 1.1$,
- pentru rezistența terenului, $\gamma_{R;e} = 1.4$.

Pentru verificarea de capacitate portantă, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt defavorabile, factorii parțiali sunt următorii (restul rămân la fel):

- pentru greutate, $\gamma_G = 1.35$,
- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, $\gamma_Q = 1.5$,
- pentru verificarea capacității portante, $\gamma_{R;v} = 1.4$.

8.2.2.4. Combinația 4: (A1 sau A2) + M2 + R3

Se aplică A1 pentru acțiunile structurale şi A2 pentru cele geotehnice.

Pentru verificările de stabilitate externă la alunecare pe talpă şi răsturnare, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt favorabile, factorii parțiali sunt următorii:

- pentru greutate, $\gamma_G = 1$,
- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, $\gamma_Q = 0$,
- pentru împingerea pământului, $\gamma_{Pa} = 1.0$,
- pentru unghiul de frecare internă, $\gamma_\phi = 1.25$,

- pentru greutatea volumică, $\gamma_\gamma = 1$,
- pentru verificarea la alunecare pe talpă, $\gamma_{R;h} = 1.0$,
- pentru rezistența terenului, $\gamma_{R;e} = 1.0$.

Pentru verificarea de capacitate portantă, în care greutatea structurii şi suprasarcina de deasupra acesteia sunt defavorabile, factorii parțiali sunt următorii (restul rămân la fel):

- pentru greutate, $\gamma_G = 1.35$,
- pentru suprasarcina de deasupra structurii propriu-zise, considerată variabilă şi favorabilă, $\gamma_Q = 1.5$,

8.2.3. Predimensionare

Se alege un raport L/H = 0.7, rezultă L = 2.8 m.

8.2.4. Evaluarea acțiunilor şi parametrilor de calcul

8.2.4.1. Evaluarea împingerii pământului

- coeficientul împingerii active: $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{27}{2}\right) = 0.375$ (8.42)
- $P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a = \frac{1}{2}17.4 \cdot 4^2 \cdot 0.375 = 52.2 kN/m$ (8.43)
- $P_{aq} = qHk_a = 10 \cdot 4 \cdot 0.375 = 15 kN/m$ (8.44)

8.2.4.2. Evaluarea greutății şi suprasarcinii

- $G = L \times H \times 1m \times \gamma_1 = 2.8 \times 4 \times 18.014 = 201.75 kN/m$ (8.45)
- $Q = q \times L = 10 \times 2.8 = 28 kN/m$ (8.46)

8.2.4.3. Combinația 1

G = 201.75 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare),
G = 272.36 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare)
Q = 42 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 70.47 kN/m, P_{aq} = 20.25 kN/m
$\tan\phi = 0.509$
$\tan\phi_1 = 0.577$
$\gamma = 17.4$ kN/m^3
$\gamma_1 = 18.014$ kN/m^3

8.2.4.4. Combinația 2

G = 201.75 kN/m
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare)
Q = 36.4 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 52.2 kN/m, P_{aq} = 15 kN/m

$\tan\phi = 0.407$
$\tan\phi_1 = 0.462$
$\gamma = 17.4$ kN/m^3
$\gamma_1 = 18.014$ kN/m^3

8.2.4.5. Combinația 3

G = 201.75 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare)
G = 272.36 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare)
Q = 42 kN/m (capacitate portantă)
$P_a = 70.47$ kN/m, $P_{aq} = 20.25$ kN/m
$\tan\phi = 0.509$
$\tan\phi_1 = 0.577$
$\gamma = 17.4$ kN/m^3
$\gamma_1 = 18.014$ kN/m^3

8.2.4.6. Combinația 4

G = 201.75 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare)
G = 272.36 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare)
Q = 42 kN/m (capacitate portantă)
$P_a = 52.2$ kN/m, $P_{aq} = 15$ kN/m
$\tan\phi = 0.407$
$\tan\phi_1 = 0.462$
$\gamma = 17.4$ kN/m^3
$\gamma_1 = 18.014$ kN/m^3

8.2.5. Verificarea stabilității la alunecare pe talpă

8.2.5.1. Combinația 1

- **stabilitatea la alunecare la contactul umplutură armată/teren**

$$R_h = P_a + P_{aq} = 70.47 + 20.25 = 90.72 \text{kN/m} \quad (8.47)$$

$$R_v = G + Q = 201.75 + 0 = 201.75 \text{kN/m} \quad (8.48)$$

$$R_h \le R_v \tan\phi + cL \quad (8.49)$$
$$90.72 \le 201.75 \times 0.509 = 102.69$$

- verificarea la alunecare este îndeplinită la contactul umplutura armată/teren, pentru combinația 1 de încărcări

- **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren**

$$f_{al} R_h \le R_v \tan\delta_a + c_a L \quad (8.50)$$

- factorul parțial pentru alunecarea pe talpă: $f_{al} = 1$

$$R_h = P_a + P_{aq} = 90.72 \text{kN/m} \quad (8.51)$$

$$R_v = G + Q = 201.75 kN/m \quad (8.52)$$

- unghiul de frecare dintre armătură şi teren: $\tan\delta_a = (0.85 \div 0.95)\tan\phi = 0.44 \div 0.49 = 0.45$ (pentru geogrilă)

$$1 \times 90.72 \le 201.75 \times 0.45$$
$$90.72 \le 90.78 \quad (8.53)$$

- **Se poate considera că stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren se verifică pentru combinația 1 de încărcări**

8.2.5.2. Combinația 2

➢ **stabilitatea la alunecare la contactul umplutură armată/teren**

$$R_h = P_a + P_{aq} = 52.2 + 15 = 67.2 kN/m \quad (8.54)$$

$$R_v = G + Q = 201.75 + 0 = 201.75 kN/m \quad (8.55)$$

$$R_h \le R_v \tan\phi + cL$$
$$90.72 > 201.75 \times 0.407 = 82.11 \quad (8.56)$$

- verificarea la alunecare NU este îndeplinită la contactul umplutura armată/teren, pentru combinația 2 de încărcări

Se măreşte L = 3.1 m.

$$R_v = G + Q = 4 \times 3.1 \times 18.014 + 0 = 223.37 kN/m \quad (8.57)$$

$$R_h \le R_v \tan\phi + cL$$
$$90.72 < 223.37 \times 0.407 = 90.91 \quad (8.58)$$

- verificarea la alunecare este îndeplinită la contactul umplutura armată/teren, pentru combinația 2 de încărcări, pentru L = 3.1 m

➢ **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren**

$$f_{al} R_h \le R_v \tan\delta_a + c_a L \quad (8.59)$$

- factorul parțial pentru alunecarea pe talpă: $f_{al} = 1$

$$R_h = P_a + P_{aq} = 67.2 kN/m \quad (8.60)$$

$$R_v = G + Q = 223.37 kN/m \quad (8.61)$$

- unghiul de frecare dintre armătură şi teren: $\tan\delta_a = (0.85 \div 0.95)\tan\phi = 0.44 \div 0.49 = 0.45$ (pentru geogrilă)

$$1 \times 67.2 \le 223.37 \times 0.45$$
$$67.2 \le 100.51 \quad (8.62)$$

- **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren se verifică pentru combinația 2 de încărcări, pentru L = 3.1 m**

8.2.5.3. Combinația 3

➢ **stabilitatea la alunecare la contactul umplutură armată/teren**

$$R_h = P_a + P_{aq} = 70.47 + 20.25 = 90.72 kN/m \quad (8.63)$$

$$R_v = G + Q = 223.37 + 0 = 223.37 kN/m \quad (8.64)$$

$$R_h \le R_v \tan\phi + cL$$
$$90.72 \le 223.37 \times 0.509 = 113.69 \quad (8.65)$$

- verificarea la alunecare este îndeplinită la contactul umplutura armată/teren, pentru combinația 3 de încărcări, pentru L = 3.1 m

- **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren**

$$f_{al} R_h \le R_v \tan\delta_a + c_a L \quad (8.66)$$

- factorul parțial pentru alunecarea pe talpă: $f_{al} = 1.1$

$$R_h = P_a + P_{aq} = 90.72 kN/m \quad (8.67)$$

$$R_v = G + Q = 223.37 kN/m \quad (8.68)$$

- unghiul de frecare dintre armătură şi teren: $\tan\delta_a = (0.85 \div 0.95) \tan\phi = 0.44 \div 0.49 = 0.45$ (pentru geogrilă)
- $$1.1 \times 90.72 \le 223.37 \times 0.45$$
  $$99.79 \le 100.52 \quad (8.69)$$
- **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren se verifică pentru combinația 3 de încărcări, pentru L = 3.1 m**

8.2.5.4. Combinația 4

- **stabilitatea la alunecare la contactul umplutură armată/teren**

$$R_h = P_a + P_{aq} = 52.2 + 15 = 67.2 kN/m \quad (8.70)$$

$$R_v = G + Q = 223.37 + 0 = 223.37 kN/m \quad (8.71)$$

$$R_h \le R_v \tan\phi + cL$$
$$67.2 \le 223.37 \times 0.407 = 90.91 \quad (8.72)$$

- verificarea la alunecare este îndeplinită la contactul umplutura armată/teren, pentru combinația 4 de încărcări, pentru L = 3.1 m

- **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren**

$$f_{al} R_h \le R_v \tan\delta_a + c_a L \quad (8.73)$$

- factorul parțial pentru alunecarea pe talpă: $f_{al} = 1$

$$R_h = P_a + P_{aq} = 67.2 kN/m \quad (8.74)$$

$$R_v = G + Q = 223.37 kN/m \quad (8.75)$$

- unghiul de frecare dintre armătură şi teren: $\tan\delta_a = (0.85 \div 0.95) \tan\phi = 0.44 \div 0.49 = 0.45$ (pentru geogrilă)
- $$1 \times 67.2 \le 223.37 \times 0.45$$
  $$67.2 \le 100.51 \quad (8.76)$$
- **stabilitatea la alunecare la contactul armătură/teren se verifică pentru combinația 4 de încărcări, pentru L = 3.1 m**

8.2.6. Reevaluarea încărcărilor pentru L = 3.1 m

$$G = 4 \times 3.1 \times 18.014 = 223.37 kN/m \quad (8.77)$$
$$Q = 10 \times 3.1 = 31 kN/m \quad (8.78)$$

8.2.6.1. Combinația 1

G = 223.37 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare)
G = 301.55 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare)
Q = 46.5 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 70.47 kN/m, P_{aq} = 20.25 kN/m
tanϕ = 0.509
tanϕ_1 = 0.577
γ = 17.4 kN/m^3
γ_1 = 18.014 kN/m^3

8.2.6.2. Combinația 2

G = 223.37 kN/m
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare), Q = 40.3 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 52.2 kN/m, P_{aq} = 15 kN/m
tanϕ = 0.407
tanϕ_1 = 0.462
γ = 17.4 kN/m^3
γ_1 = 18.014 kN/m^3

8.2.6.3. Combinația 3

G = 223.37 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare), G = 301.55 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare), Q = 46.5 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 70.47 kN/m, P_{aq} = 20.25 kN/m
tanϕ = 0.509
tanϕ_1 = 0.577
γ = 17.4 kN/m^3
γ_1 = 18.014 kN/m^3

8.2.6.4. Combinația 4

G = 223.37 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare), G = 301.55 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare), Q = 46.5 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 52.2 kN/m, P_{aq} = 15 kN/m
tanϕ = 0.407
tanϕ_1 = 0.462
γ = 17.4 kN/m^3
γ_1 = 18.014 kN/m^3

8.2.7. Verificarea stabilității la răsturnare

8.2.7.1. Combinația 1

- Momentul tuturor forțelor față de centrul bazei, M_0:

$$M_0 = 70.47 \times \frac{4}{3} + 20.25 \times \frac{4}{2} = 134.46 \text{kNm/m} \quad (8.79)$$

- Rezultanta forțelor verticale, R_v:

$$R_v = G + Q = 223.37 + 0 = 223.37 \text{kN/m} \quad (8.80)$$

- Excentricitatea, e:

$$e = \frac{M_0}{R_v} = \frac{134.46}{223.37} = 0.601\text{m} > \frac{L}{6} = 0.52\text{m} \quad (8.81)$$

Nu se verifică condiția ca excentricitatea e ≤L/6.

Se măreşte L = 3.4 m.

$$G = 3.4 \times 4 \times 18.014 = 245 \text{kN/m} \quad (8.82)$$

$$Q = 10 \times 3.4 = 34 \text{kN/m} \quad (8.83)$$

G = 245 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare), G = 330.75 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare), Q = 51 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 70.47 kN/m, P_{aq} = 20.25 kN/m
tanϕ = 0.509
tanϕ$_1$ = 0.577
γ = 17.4 kN/m^3
γ$_1$ = 18.014 kN/m^3

- Rezultanta forțelor verticale, R_v:

$$R_v = G + Q = 245 + 0 = 245 \text{kN/m} \quad (8.84)$$

- Excentricitatea, e:

$$e = \frac{M_0}{R_v} = \frac{134.46}{245} = 0.548\text{m} < \frac{L}{6} = 0.56\text{m}. \quad (8.85)$$

8.2.7.2. Combinația 2

G = 245 kN/m
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare), Q = 44.2 kN/m (capacitate portantă)
P_a = 52.2 kN/m, P_{aq} = 15 kN/m
tanϕ = 0.407

$\tan\phi_1 = 0.462$
$\gamma = 17.4\ kN/m^3$
$\gamma_1 = 18.014\ kN/m^3$

- Momentul tuturor forțelor față de centrul bazei, M_0:

$$M_0 = 52.2 \times \frac{4}{3} + 15 \times \frac{4}{2} = 99.6 kNm/m \quad (8.86)$$

- Rezultanta forțelor verticale, R_v:

$$R_v = G + Q = 245 + 0 = 245 kN/m \quad (8.87)$$

- Excentricitatea, e:

$$e = \frac{M_0}{R_v} = \frac{99.6}{245} = 0.406m < \frac{L}{6} = 0.56m \quad (8.88)$$

8.2.7.3. Combinația 3

G = 245 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare), G = 330.75 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare), Q = 51 kN/m (capacitate portantă)
$P_a = 70.47\ kN/m$, $P_{aq} = 20.25\ kN/m$
$\tan\phi = 0.509$
$\tan\phi_1 = 0.577$
$\gamma = 17.4\ kN/m^3$
$\gamma_1 = 18.014\ kN/m^3$

Valorile rezultă ca la combinația 1.

8.2.7.4. Combinația 4

G = 245 kN/m (alunecare pe talpă, răsturnare), G = 330.75 kN/m (capacitate portantă)
Q = 0 (alunecare pe talpă, răsturnare), Q = 51 kN/m (capacitate portantă)
$P_a = 52.2\ kN/m$, $P_{aq} = 15\ kN/m$
$\tan\phi = 0.407$
$\tan\phi_1 = 0.462$
$\gamma = 17.4\ kN/m^3$
$\gamma_1 = 18.014\ kN/m^3$

Valorile rezultă ca la combinația 2.

8.2.8. Verificarea presiunilor pe teren

8.2.8.1. Combinația 1

- Presiunea pe bază, σ_v:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L-2e} = \frac{330.75+51}{3.4-2\times 0.548} = 165.69\text{kPa}, \quad (8.89)$$

$$\sigma_v \le p_{cr} + \gamma_f D_m \quad (8.90)$$

$$p_{cr} = c_f N_c + \frac{1}{2}\gamma_f L N_\gamma = \frac{1}{2}\times 17.4\times 3.4\times 12.43 = 367.68\text{kPa} \quad (8.91)$$

D_m = 1 m

$$165.69 \le 367.68 + 17.4\times 1 = 385.08 \quad (8.92)$$

Capacitatea portantă a terenului nu este depăşită.

8.2.8.2. Combinația 2

- Presiunea pe bază, σ_v:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L-2e} = \frac{245+44.2}{3.4-2\times 0.406} = 111.75\text{kPa}, \quad (8.93)$$

$$\sigma_v \le p_{cr} + \gamma_f D_m \quad (8.94)$$

$$p_{cr} = c_f N_c + \frac{1}{2}\gamma_f L N_\gamma = \frac{1}{2}\times 17.4\times 3.4\times 7.95 = 235.16\text{kPa} \quad (8.95)$$

D_m = 1 m

$$117.75 \le 235.16 + 17.4\times 1 = 252.56 \quad (8.96)$$

Capacitatea portantă a terenului nu este depăşită.

8.2.8.3. Combinația 3

- Presiunea pe bază, σ_v:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L-2e} = \frac{330.75+51}{3.4-2\times 0.55} = 165.98\text{kPa}, \quad (8.97)$$

$$\sigma_v \le p_{cr} + \gamma_f D_m \quad (8.98)$$

$$p_{cr} = c_f N_c + \frac{1}{2}\gamma_f L N_\gamma = \frac{1}{2}\times 17.4\times 3.4\times 12.43 = 367.68\text{kPa} \quad (8.99)$$

D_m = 1 m

- se aplică un factor parțial rezistențelor terenului $\gamma_{R;v}$ = 1.4

$$165.98 \le \frac{367.68}{1.4} + 17.4\times 1 = 280.03 \quad (8.100)$$

Capacitatea portantă a terenului nu este depăşită.

8.2.8.4. Combinația 4

- Presiunea pe bază, σ_v:

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e} = \frac{330.75 + 51}{3.4 - 2 \times 0.406} = 147.51 \text{kPa}, \quad (8.101)$$

$$\sigma_v \le p_{cr} + \gamma_f D_m \quad (8.102)$$

$$p_{cr} = c_f N_c + \frac{1}{2}\gamma_f L N_\gamma = \frac{1}{2} \times 17.4 \times 3.4 \times 7.95 = 235.16 \text{kPa} \quad (8.103)$$

$D_m = 1$ m

$$147.51 \le 235.16 + 17.4 \times 1 = 252.56 \quad (8.104)$$

Capacitatea portantă a terenului nu este depăşită.

8.2.9. Calculul rezistenței la întindere a armăturii

Se alege ca armătură o geogrilă cu rezistența caracteristică T = 33 kN/m.

Pentru determinarea valorii de calcul a rezistenței la întindere a geogrilei se aplică aceeaşi factori parțiali ca la paragraful 8.1.8.

Rezultă valoarea de calcul a rezistenței geogrilei 18.75 kN/m.

8.2.10. Dispunerea armăturilor

Se alege inițial o dispunere uniformă a armăturilor la o distanță de 0.30 m.

8.2.11. Calculul forței de întindere în armături

Întrucât se consideră greutatea şi suprasarcina ca fiind defavorabile, rezultă că cea mai defavorabilă combinație este, din acest punct de vedere, combinația 1: G = 330.75 kN/m, Q = 51 kN/m, iar factorul parțial aplicat presiunii pământului este 1.35.

- Forța de întindere datorată greutății proprii a umpluturii armate şi suprasarcinii ce acționează la suprafața terenului, T_{i1}

$$T_{i1} = k_a \sigma_{vi} s_{vi} \quad (8.105)$$

$$\sigma_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_i - 2e_i} \quad (8.106)$$

Calculele pentru fiecare nivel de armătură sunt prezentate în tabelul următor:

cota	Gi	Rvi	Pai	Paqi	M0i	ei	Li-2ei	σvi	Ti1
0.3	24.80528	75.80528	0.396394	0.455625	0.107983	0.001424	3.397151	22.31437	2.5103664
0.7	57.87898	108.879	2.158144	2.480625	1.371786	0.012599	3.374802	32.26234	3.6295127
1.1	90.95269	141.9527	5.329294	6.125625	5.323168	0.0375	3.325001	42.69253	4.8029093
1.5	124.0264	175.0264	9.909844	11.39063	13.49789	0.077119	3.245762	53.9246	6.0665172
1.9	157.1001	208.1001	15.89979	18.27563	27.43171	0.13182	3.13636	66.35082	7.4644676
2.3	190.1738	241.1738	23.29914	26.78063	48.6604	0.201765	2.99647	80.48596	9.0546709
2.7	223.2475	274.2475	32.10789	36.90563	78.7197	0.287039	2.825922	97.04708	10.917797
3.1	256.3212	307.3212	42.32604	48.65063	119.1454	0.38769	2.62462	117.0917	13.172816
3.5	289.3949	340.3949	53.95359	62.01563	171.4732	0.503748	2.392504	142.2756	16.006001
3.9	322.4686	373.4686	66.99054	77.00063	237.2389	0.635231	2.129538	175.3755	19.729739

8.2.12. Verificarea armăturilor la rupere

Se observă că ultimul rând de armătură nu se verifică la rupere. Întrucât distanța dintre armături nu se recomandă să fie mai mică de 0.30 m, se poate alege un alt tip de geogrilă, cu o rezistență caracteristică mai mare, de exemplu de 40 kN/m. Rezultă o rezistență de calcul de 22.7 kN/m. **În acest caz, pentru o distribuție uniformă a armăturilor la o distanță de 0.30 m, toate armăturile se verifică la rupere**.

8.2.13. Verificarea armăturilor la smulgere

$$P_i \geq f_{sm} \frac{T_i}{\tan\delta_a L_{pi}(\gamma_1 h_i + q) + c_a L_{pi}} \qquad (8.107)$$

- Perimetrul armăturii este egal cu 8.8 m pe fiecare metru liniar de zid.
- $f_{sm} = 1.3$
- unghiul de frecare dintre armătură şi teren: $\tan\delta_a = (0.85 \div 0.95)\ \tan\phi = 0.44 \div 0.49 = 0.45$ (pentru geogrilă)
- $c_a = 0$

Se notează cu X termenul din dreapta al inegalității. Calculele pentru fiecare nivel de armătură sunt date în tabelul următor.

cota	Ti1	Lpi	X
0.3	2.510366	1.2651	0.257112
0.6	3.345925	1.4382	0.227124
0.9	4.207323	1.6113	0.204497
1.2	5.108805	1.7844	0.1872
1.5	6.066517	1.9575	0.173918
1.8	7.099522	2.1306	0.163784
2.1	8.231168	2.3037	0.15623
2.4	9.491032	2.4768	0.150891
2.7	10.9178	2.6499	0.147561
3	12.56368	2.823	0.146173
3.3	14.50159	2.9961	0.146796
3.6	16.83709	3.1692	0.149665
3.9	19.72974	3.3423	0.15525

Se observă că inegalitatea este verificată pentru toate armăturile.

Rezultă următoarea secțiune a structurii de sprijin armate:

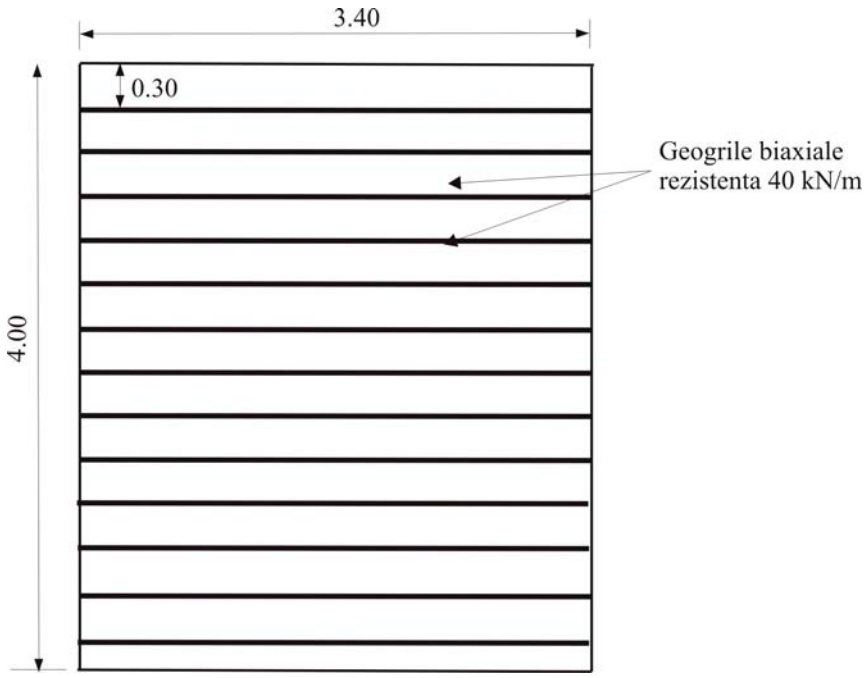


Figura 8.4

BIBLIOGRAFIE

1. BS 8006:1995 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills
2. Găzdaru, A., Manea, S., Feodorov, V., Batali, L. – Geosinteticele în construcții. Proprietăti, utilizări, elemente de calcul, Ed. Academiei Române, 1999
3. Jones, C.J.F.P. – Earth reinforcement and soil structures
4. McGown, A., Andrawes, K.Z., Pradhan, S., Khan, A.J. – Limit state design of geosynthetic reinforced structures, A VI-a Conferință Internațională de Geosintetice, Atlanta, 1998
5. MLPTL – Normativ pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții, NP 075/2002
6. MLPTL – Normativ privind principiile, exigențele şi metodele cercetării geotehnice a terenului de fundare, NP 074/2002
7. MLPTL – Norme tehnice provizorii pentru proiectarea şi executarea construcțiilor din pământ armat NP 38-88 (valabil până la 31.12.1990)
8. SR EN 13251:2001 - Geotextile şi produse înrudite. Caracteristicile impuse pentru utilizarea la construcții din pământ, fundații şi structuri de sprijin
9. US Department of Transportation Federal Highway Administration – Mechanically stabilized earth walls andd reinforced soil slopes design & construction, Publication No. FHWA – NHI – 00 – 043, 2001

LISTA DE NOTAȚII

ε - deformație specifică axială

σ - efort unitar normal

ψ - factor de conversie a valorilor caracteristice ale acțiunilor în valori reprezentative (Eurocode), unghi

γ - greutate volumică

α - nivel de asigurare, unghi

λ - spor de efort tangențial datorat scurgerii apei

ϕ - unghi de frecare internă a pământului (eforturi totale)

δ - unghi de frecare pe suprafața de contact umplutură armată/teren

θ - unghiul făcut de suprafața de contact umplutură armată/teren sau de fațada structurii de sprijin cu orizontala

β - unghiul făcut de suprafața terenului în spatele structurii de pământ armat cu orizontala

γ_γ - factor parțial pentru greutatea volumică a pământului (Eurocode)

γ_ϕ - factor parțial pentru tangenta unghiului de frecare internă al pământului (Eurocode)

ϕ' - unghi de frecare internă a pământului (eforturi efective)

δ_a – unghiul de frecare armătură/teren

$\gamma_{c'}$ – factor parțial pentru coeziunea pământului (Eurocode)

γ_{cu} – factor parțial pentru coeziunea nedrenată a pământului (Eurocode)

ϕ_{cv} - unghi de frecare internă a pământului la volum constant

γ_E – factor parțial aplicat efectelor unei acțiuni (Eurocode)

γ_F – factor parțial aplicat acțiunilor (Eurocode)

γ_G – factor parțial pentru acțiunile permanente (Eurocode)

$\gamma_{G,stb}$ – factor parțial pentru acțiunile permanente stabilizatoare (Eurocode)

$\gamma_{G;\,dst}$ – factor parțial pentru acțiunile permanente destabilizatoare(Eurocode)

γ_M – factor parțial de material aplicat caracteristicilor geotehnice (Eurocode)

γ_Q – factor parțial pentru acțiunile variabile (Eurocode)

$\gamma_{Q;dst}$ – factor parțial pentru acțiunile variabile destabilizatoare (Eurocode)

$\gamma_{Q;stb}$ – factor parțial pentru acțiunile variabile stabilizatoare (Eurocode)

γ_{qu} – factor parțial pentru rezistența la compresiune monoaxială a pământului (Eurocode)

$\gamma_{R;e}$ – factor parțial pentru verificarea la rezistența terenului (Eurocode)

$\gamma_{R;h}$ – factor parțial pentru verificarea la alunecare pe talpă (Eurocode)

$\gamma_{R;v}$ – factor parțial pentru verificarea la capacitate portantă (Eurocode)

β_s – unghiul făcut de suprafața terenului în fața structurii de pământ armat cu orizontala

γ_w – greutatea volumică a apei

B,b - lățime

c – coeziunea pământului (eforturi totale)

c' - coeziunea pământului (eforturi efective)

c_a – adeziunea armătură/teren

C_d – valoarea limită de proiectare a efectelor unei acțiuni (Eurocode)

c_u – coeziunea nedrenată a pământului

D_m – adâncimea de încastrare

E – efectul unei acțiuni (Eurocode)
e – excentricitate
E_d – valoarea de proiectare a efectului tuturor acțiunilor (Eurocode)
$E_{dst;d}$ – valoarea de proiectare a efectelor forțelor destabilizatoare (Eurocode)
$E_{stb;d}$ – valoarea de proiectare a efectelor forțelor stabilizatoare (Eurocode)
f_{al} – factor parțial pentru alunecare pe talpă
f_{al} – factor parțial pentru alunecarea pe talpă
F_D – valoarea de proiectare a unei încarcări
F_i – forță de inerție
F_k – valoarea caracteristică a unei acțiuni
f_m – factor parțial de material
F_{rep} – valoarea reprezentativă a acțiunii (Eurocode)
f_{sm} – factor parțial pentru smulgere
f_{sm} – factor parțial pentru smulgerea armăturilor
G – greutate
H, h – înălțime
H_0- forță orizontală
K – raportul dintre efortul vertical şi cel orizontal
k_0 – coeficientul presiunii în stare de repaos
k_a – coeficientul presiunii active
k_{as} – coeficientul presiunii active în condiții dinamice
k_h – coeficient seismic în direcție orizontală
k_p – coeficientul rezistenței pasive
k_s – coeficient seismic
k_v – coeficient seismic în direcție verticală
L – lungimea armăturii
L_a – lungimea armăturii în zona activă
L_p – lungimea armăturii în zona rezistentă (pasivă)
M – moment
M_0 – momentul neechilibrat
M_{RA} – moment rezistent dat de armături
$M_{răsturnare}$ – moment de răsturnare
M_{RP} – moment rezistent dat de pământ
N_c, N_γ, N_ϕ - coeficienți de capacitate portantă
P_a – presiunea activă a pământului
$P_{a,q}$ – presiunea activă a pământului datorată suprasarcinii
P_{as} – presiunea pământului în condiții dinamice
$P_{as,q}$ – presiunea activă a pământului, în condiții seismice, datorată suprasarcinii
p_{cr} – presiunea critică a terenului
P_i – perimetrul armăturii „i”
P_s – surplusul de presiune activă a pământului datorat seismului
$P_{s,q}$ – surplusul de presiune activă a pământului din suprasarcină, datorat seismului
q – suprasarcină
q_u – rezistența la compresiune a rocii sau pământului
R – rezultanta încărcărilor
R_d – valoarea de proiectare a rezistențelor (Eurocode)
R_h – rezultanta încărcării orizontale
R_v – rezultanta încărcării verticale
s – panta fațadei
S_v – distanța pe verticală între armături

T – rezistență la tracțiune, forță de tracțiune
t – timp, durată de viață
T_c – valoarea de calcul a rezistenței la întinderii a materialului geosintetic
T_{con} – rezistența la tracțiune a conexiunii dintre armături sau dintre armătură şi fațadă
T_{ft} – rezistența la rupere prin fluaj din tracțiune a materialului geosintetic
$T_{med\ f}$ – rezistența medie la tracțiune luând în considerare deformațiile de fluaj
T_{seism} – surplusul de forță de tracțiune în armătură datorat seismului
u – presiunea apei din pori
V – forță verticală
X_D – valoarea de proiectare a unui parametru geotehnic
X_k – valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic
τ – efort unitar tangențial