

**GHID PRIVIND PROIECTAREA GEOTEHNICĂ,
indicativ GP 129-2014**

CUPRINS:

CAPITOLUL 1. GENERALITĂȚI

- 1.1. Obiect și domeniu de aplicare
- 1.2. Simboluri
- 1.3. Documente normative de referință

CAPITOLUL 2. EVALUAREA RISCULUI GEOTEHNIC

CAPITOLUL 3. INVESTIGAREA TERENULUI

CAPITOLUL 4. ELABORAREA STUDIULUI GEOTEHNIC

CAPITOLUL 5. ELEMENTE ALE PROIECTĂRII GEOTEHNICE

- 5.1. Situații de proiectare
- 5.2. Proiectarea geotehnică prin calcul
 - 5.2.1. Acțiuni
 - 5.2.2. Proprietățile terenului
 - 5.2.3. Stările limite ultime
 - 5.2.4. Starea limită de exploatare (serviciu)
- 5.3. Memoriul geotehnic
- 5.4. Determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici
 - 5.4.1. Stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici prin estimare prudentă
 - 5.4.2. Stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici prin utilizarea metodelor statistice
 - 5.4.3. Stabilirea valorilor de calcul (proiectare) ale parametrilor geotehnici

CAPITOLUL 6. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A FUNDAȚIILOR DE SUPRAFAȚĂ

- 6.1. Stări limită
- 6.2. Metode de proiectare
- 6.3. Proiectarea la starea limită ultimă
- 6.4. Proiectarea la starea limită de exploatare (serviciu)

CAPITOLUL 7. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A FUNDAȚIILOR PE PILOȚI

- 7.1. Stări limită
- 7.2. Acțiuni și situații de proiectare
- 7.3. Metode de proiectare și considerații referitoare la proiectare
- 7.4. Încărcări de probă pe piloți
- 7.5. Piloți expuși la solicitări axiale
 - 7.5.1. Capacitatea portantă la compresie
 - 7.5.2. Capacitatea portantă la tracțiune
 - 7.5.3. Deplasări verticale ale fundațiilor pe piloți
- 7.6. Piloți solicitați transversal
- 7.7. Proiectarea structurală a piloților
- 7.8. Supravegherea execuției

CAPITOLUL 8. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A ANCORAJELOR ÎN TEREN

- 8.1. Stări limită caracteristice ancorajelor
- 8.2. Situații și acțiuni de proiectare
- 8.3. Abordări de calcul specifice ancorajelor
- 8.4. Calculul la starea limită ultimă
- 8.5. Calculul la starea limită de exploatare (serviciu)

CAPITOLUL 9. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A LUCRĂRILOR DE SUSȚINERE

- 9.1. Generalități
- 9.2. Stări limită
- 9.3. Acțiuni și situații de proiectare
- 9.4. Metode de proiectare

- 9.5. Evaluarea presiunii pământului
- 9.6. Ziduri de sprijin
 - 9.6.1. Calculul la starea limită ultimă a zidurilor de sprijin
 - 9.6.2. Proiectarea structurală a zidurilor de sprijin
- 9.6.3. Verificarea la starea limită de exploatare (serviciu) a zidurilor de sprijin
- 9.7. Pereți de susținere
 - 9.7.1. Calcul la starea limită ultimă
 - 9.7.2. Proiectarea structurală a pereților de susținere
 - 9.7.3. Cedarea hidraulică în cazul pereților de susținere

CAPITOLUL 10. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A LUCRĂRILOR SUPUSE RISCULUI CEDĂRII DE NATURĂ HIDRAULICĂ

- 10.1. Generalități
- 10.2. Cedarea prin acțiunea presiunii hidrostatice (UPL)
 - 10.2.1. Descrierea fenomenului UPL
 - 10.2.2. Coeficienții de siguranță
- 10.3. Cedarea hidraulică a terenului sub acțiunea curentului ascendent de apă (HYD)
 - 10.3.1. Descrierea fenomenului HYD
 - 10.3.2. Coeficienți de siguranță

CAPITOLUL 11. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A MASIVELOR DE PĂMÂNT ÎN PANTĂ

- 11.1. Generalități
- 11.2. Aspecte specifice de calcul
 - 11.2.1. Calcule la starea limită ultimă
 - 11.2.2. Calculul la starea limită de serviciu
- 11.3. Activități de monitorizare

Anexa A (informativă) EXEMPLE DE CALCUL

- A1. Exemple de calcul privind stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici, de utilizat în calcule de deformații și de capacitate portantă
- A2. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață
- A3. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți
- A4. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a ancorajelor în teren
- A5. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere
- A6. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a lucrărilor supuse riscului cedării de natură hidraulică
- A7. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a masivelor de pământ în pantă

CAPITOLUL 1. GENERALITĂȚI

1.1. Obiect și domeniu de aplicare

Prezentul ghid se utilizează la proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață, fundațiilor pe piloți, ancorajelor, lucrărilor de susținere, lucrărilor supuse riscului cedării de natură hidraulică, taluzurilor și rambleurilor.

Prezentul ghid are drept obiect prezentarea etapelor proiectării geotehnice pe baza sistemului de reglementări tehnice în domeniu, din care fac parte:

- NP 074 Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții
- NP 112 Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață (Partea I: Proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață)
- NP 114 Normativ privind proiectarea geotehnică a ancorajelor în teren
- NP 120 Normativ privind cerințele de proiectare, execuție și monitorizare a excavațiilor adânci în zone urbane
- NP 122 Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici
- NP 123 Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți
- NP 124 Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere
- NP 125 Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri sensibile la umezire colapsibile
- NP 126 Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri cu umflări și contracții mari
- NP 134 Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de epuizmente.

Capitolele ghidului parcurg etapele proiectării geotehnice, după cum urmează:

- Capitolul 2 se referă la evaluarea riscului geotehnic, cu utilizarea conceptului de categorie geotehnică.
- Capitolul 3 are drept obiect investigarea terenului.
- Capitolul 4 este consacrat elaborării și verificării Studiului geotehnic.
- Capitolul 5 cuprinde elemente ale proiectării geotehnice aplicate în reglementările tehnice naționale armonizate cu standardul SR EN 1997-1.
- Capitolele 6 ... 11 sunt consacrate proiectării geotehnice a principalelor tipuri de structuri geotehnice: fundații de suprafață, fundații pe piloți, ancoraje, lucrări de susținere, lucrări supuse riscului cedării de natură hidraulică, taluzuri și rambleuri.

Prevederile ghidului sunt armonizate cu prevederile standardelor SR EN 1997-1 și SR EN 1997-2 privind proiectarea geotehnică.

Prezentul ghid se adresează proiectanților, verficatorilor de proiecte și experților tehnici în scopul facilitării aplicării prevederilor reglementărilor tehnice enumerate la pct. 1.1, cât și ale standardelor SR EN 1997-1 și SR EN 1997-2, împreună cu anexele lor naționale, cu care acestea au fost armonizate.

1.2 Simboluri

În prezentul ghid se utilizează următoarele simboluri:

Litere LATINE

- | | |
|----|---|
| A | aria totală a bazei fundației de suprafață |
| A' | aria efectivă (redușă) a bazei fundației de suprafață |

A_b	suprafața bazei unui pilot
$A_{s;i}$	suprafața laterală a pilotului în stratul i
A_c	aria comprimată a bazei fundației de suprafață
a_d	valoarea de calcul a datelor geometrice
a_{nom}	valoarea nominală a datelor geometrice
Δa	modificarea adusă valorii nominale a datelor geometrice
B	lățimea (latura mică) a bazei fundației rectangulare sau diametrul bazei fundației circulare (cap.6)
b	lățimea unei fundații (cap.9)
B'	lățimea efectivă (redușă) a fundației (cap.6)
b'	lățimea efectivă a unei fundații (cap.9)
C_d	valoarea de calcul limită a efectului unei acțiuni
c	coeziunea pământului
c'	coeziunea efectivă (în termeni de eforturi efective)
$c'_{u;d}$	valoarea de calcul a coeziunii drenate
c_u	coeziunea nedrenată
$c_{u;d}$	valoarea de calcul a coeziunii nedrenate
D	adâncimea de fundare
D	fracțiunea din amortizarea critică (cap.3)
D_e	adâncimea echivalentă de încastrare
d	distanța dintre marginea fundației și marginea taluzului (cap.6)
d	diametrul sau latura maximă a secțiunii pilotului (cap.7)
E	valoarea efectului acțiunilor
E_d	valoarea de calcul a efectului acțiunilor
E_{oed}	modulul edometric
E_s	modulul de deformație liniară
$E_{stb;d}$	valoarea de calcul a efectului acțiunilor stabilizatoare
$E_{dst;d}$	valoarea de calcul a efectului acțiunilor destabilizatoare
e	excentricitatea componentei verticale a unei acțiuni totale față de centrul de greutate al bazei fundației de suprafață
e_B	excentricitatea prin raport cu axa longitudinală a bazei fundației de suprafață
e_L	excentricitatea prin raport cu axa transversală a bazei fundației de suprafață
$F_{c;d}$	valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot sau a unui grup de piloți
F_d	valoarea de calcul a unei acțiuni
F_k	valoarea caracteristică a unei acțiuni
F_{rep}	valoarea reprezentativă a unei acțiuni
$F_{t;d}$	valoarea de calcul a încărcării de smulgere axială asupra unui pilot sau a unui grup de piloți supuși la smulgere
$F_{tr;d}$	valoarea de calcul a încărcării transversale asupra unui pilot sau a unei fundații pe piloți
G	acțiunea verticală permanentă
G	modulul dinamic de deformație transversală (cap.3)
$G_{dst;d}$	valoarea de calcul a acțiunilor verticale permanente destabilizatoare pentru verificarea la subpresiune
$G_{stb;d}$	valoarea de calcul a acțiunilor verticale permanente stabilizatoare pentru verificarea la subpresiune
$G'_{stb;d}$	valoarea de calcul a acțiunilor verticale permanente stabilizatoare pentru verificarea la cedare hidraulică a fundului săpăturii (cu greutatea submersată)
H	acțiunea orizontală sau componenta orizontală a unei acțiuni totale aplicată

	paralel cu baza fundației (cap.6)
H_d	valoarea de calcul a lui H
H_i	adâncimea de îngheț
H	nivelul apei pentru verificarea la cedare hidraulică a fundului săpăturii (cap.10)
h	înălțimea unui zid
h'	înălțimea unei prisme de pământ pentru verificarea la cedare hidraulică a fundului săpăturii
$h_{w;k}$	valoarea caracteristică a înălțimii coloanei de apă față de talpa unei prisme de pământ pentru verificarea la cedare hidraulică a fundului săpăturii
i	gradientul hidraulic
K_0	coeficient al presiunii în stare de repaus a pământului
$K_{0;\beta}$	coeficient al presiunii în stare de repaus într-un masiv de pământ a cărui suprafață este înclinată cu unghiul β față de orizontală
k	raportul $\delta_d/\varphi_{cv;d}$
k_a	coeficientul presiunii active
k_p	coeficientul presiunii pasive
L	lungimea (latura mare) a bazei fundației rectangulare sau a sistemului de fundare (cap.6)
l	lungimea fundației (cap.9)
L'	lungimea efectivă (redușă) a fundației (cap.6)
l'	lungimea efectivă a fundației (cap.9)
Q	acțiune variabilă, verticală sau înclinată
$Q_{dst;d}$	valoarea de calcul a acțiunilor verticale destabilizatoare la verificarea la subpresiune
q	presiunea din greutatea pământului la nivelul bazei fundației
$q_{b;k}$	valoarea caracteristică a presiunii pe bază
$q_{s;i;k}$	valoarea caracteristică a rezistenței de frecare laterală în stratul i
P	încărcarea asupra unui ancoraj
P_d	valoarea de calcul a lui P
R_a	rezistența la smulgere a unui ancoraj
$R_{a;d}$	valoarea de calcul a lui R_a
$R_{a;k}$	valoarea caracteristică a lui R_a
R_d	valoarea de calcul a rezistenței față de o acțiune
$R_{b;cal}$	rezistența la baza unui pilot, la starea limită ultimă, dedusă pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământului
$R_{b;d}$	valoarea de calcul a rezistenței pe bază a pilotului
$R_{b;k}$	valoarea caracteristică a rezistenței pe bază a pilotului
R_c	rezistența la compresiune a terenului în contact cu pilotul, la starea limită ultimă
$R_{c;cal}$	valoarea calculată a lui R_c pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământului
$(R_{c;cal})_{med}$	valoarea medie a lui $R_{c;cal}$
$(R_{c;cal})_{min}$	valoarea minimă a lui $R_{c;cal}$
$R_{c;d}$	valoarea de calcul a lui R_c
$R_{c;k}$	valoarea caracteristică a lui R_c
$R_{c;m}$	valoarea măsurată a lui R_c în una sau mai multe încercări de probă pe piloți
$(R_{c;m})_{med}$	valoarea medie a lui $R_{c;m}$
$(R_{c;m})_{min}$	valoarea minimă a lui $R_{c;m}$

$R_{p;d}$	valoarea de calcul a forței datorată presiunii pământului asupra feței unei fundații
$R_{s;d}$	valoarea de calcul a rezistenței de frecare pe suprafața laterală a pilotului
$R_{s;cal}$	valoarea ultimă a rezistenței de frecare pe suprafața laterală a pilotului, calculată cu utilizarea parametrilor pământului stabiliți pe baza rezultatelor încercărilor
$R_{s;k}$	valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală a unui pilot
R_t	rezistența la tracțiune a unui pilot sau a unui grup de piloți
$R_{t;cal}$	valoarea calculată a lui R_t pe baza rezultatelor încercărilor asupra pământului
$(R_{t;cal})_{med}$	valoarea medie a lui $R_{t;cal}$
$(R_{t;cal})_{min}$	valoarea minimă a lui $R_{t;cal}$
$R_{t;d}$	valoarea de calcul a rezistenței la tracțiune a unui pilot sau a unui grup de piloți (cap.7)
$R_{t;d}$	valoarea de calcul a rezistenței la smulgere a structurii unui ancoraj (cap.8)
$R_{t;k}$	valoarea caracteristică a rezistenței la tracțiune a unui pilot sau a unui grup de piloți
$R_{t;m}$	valoarea măsurată a lui R_t în una sau mai multe încercări de probă pe piloți
$(R_{t;m})_{med}$	valoarea medie a lui $R_{t,m}$
$(R_{t;m})_{min}$	valoarea minimă a lui $R_{t,m}$
$R_{tr;d}$	valoarea de calcul a rezistenței pilotului încărcat transversal
$S_{dst;d}$	valoarea de calcul a forței curentului destabilizatoare în teren
$S_{dst;k}$	valoarea caracteristică a forței curentului destabilizatoare în teren
s	tasarea totală
s_0	tasarea instantanee (imediată)
s_1	tasarea de consolidare
s_2	tasarea prin curgere lentă (tasare secundară)
T_d	valoarea de calcul a rezistenței la forfecare dezvoltată asupra părții unei structuri în contact cu terenul
u	presiunea apei din pori
$u_{dst;d}$	valoarea de calcul a presiunii totale destabilizatoare a apei din pori
U	perimetrul secțiunii transversale a pilotului
V	acțiunea verticală sau componenta verticală a unei acțiuni totale aplicată la baza fundației de suprafață
V_d	valoarea de calcul a lui V
V'_d	valoarea de calcul a acțiunii verticale efective sau componenta normală a rezultantei acțiunilor efective aplicate asupra bazei fundației de suprafață
$V_{dst;d}$	valoarea de calcul a acțiunii verticale destabilizatoare
$V_{dst;k}$	valoarea caracteristică a acțiunii verticale destabilizatoare
X_d	valoarea de calcul a proprietății unui material
X_k	valoarea caracteristică a proprietății unui material
z	distanța verticală

Litere GRECEȘTI

α	înclinarea față de orizontală a bazei fundației de suprafață
β	unghiul taluzului față de orizontală (cap 6)
β	unghiul pantei terenului în spatele unui zid (se consideră pozitiv când este în sus) (cap 9)

δ	unghiul de înclinare a lui Q față de verticală (cap 6)
δ	unghiul de frecare la interfața structură-teren (cap 9)
δ_d	valoarea de calcul a lui δ
δ_a	unghiul de frecare la interfața fundație – teren, în planul bazei
γ	greutatea volumică a pământului
γ'	greutatea volumică submersată
γ_a	coeficient parțial pentru ancoraje
γ_b	coeficient parțial pentru rezistența pe bază a unui pilot
γ_c'	coeficient parțial pentru coeziunea efectivă
γ_{cu}	coeficient parțial pentru coeziunea nedrenată
γ_E	coeficient parțial pentru efectul unei acțiuni
γ_f	coeficient parțial pentru acțiuni, care ține cont de posibilitatea unor abateri nefavorabile ale valorilor acțiunilor prin raport cu valorile lor reprezentative
γ_F	coeficient parțial pentru o acțiune
γ_G	coeficient parțial pentru o acțiune permanentă
$\gamma_{G;dst}$	coeficient parțial pentru o acțiune permanentă destabilizatoare
$\gamma_{G;stb}$	coeficient parțial pentru o acțiune permanentă stabilizatoare
γ_I	coeficient de importanță în funcție de durata de existență a lucrării de susținere
γ_m	coeficient parțial pentru un parametru al pământului (o proprietate a materialului)
$\gamma_{m;i}$	coeficient parțial pentru un parametru al pământului în stratul i
γ_M	coeficient parțial pentru un parametru al pământului care ține cont de incertitudinile asupra modelului
γ_Q	coeficient parțial pentru o acțiune variabilă
γ_{qu}	coeficient parțial pentru rezistența la compresiune monoaxială
γ_R	coeficient parțial pentru o rezistență
$\gamma_{R;d}$	coeficient parțial care ține cont de incertitudinile asupra modelului de rezistență
$\gamma_{R;e}$	coeficient parțial pentru rezistența pământului
$\gamma_{R;h}$	coeficient parțial pentru rezistența la alunecare
$\gamma_{R;v}$	coeficient parțial pentru capacitate portantă
γ_S	coeficient parțial pentru rezistența prin frecare pe suprafața laterală a unui pilot
$\gamma_{S;d}$	coeficient parțial pentru incertitudinile în modelarea efectelor acțiunilor
$\gamma_{Q;dst}$	coeficient parțial pentru o acțiune destabilizatoare care provoacă o cedare hidraulică
$\gamma_{Q;stb}$	coeficient parțial pentru o acțiune stabilizatoare care se opune cedării hidraulice
γ_t	coeficient parțial pentru rezistența totală a unui pilot
γ_w	greutatea volumică a apei
$\gamma_{\varphi'}$	coeficient parțial pentru unghiul de frecare internă (se aplică la tg φ')
γ_γ	coeficient parțial pentru greutatea volumică a pământului
θ	unghiul de rotire a bazei fundației față de orizontală sau înclinarea paramentului zidului de sprijin
ψ	factor pentru conversia de la valoarea caracteristică la valoarea reprezentativă
$\sigma_{stb;d}$	valoarea de calcul pentru efortul total vertical stabilizator
$\sigma_{h;0}$	componenta orizontală a presiunii efective a pământului în stare de repaus
$\sigma(z)$	efortul normal asupra unei lucrări de susținere la adâncimea z

$\tau(z)$	efort tangențial în lungul unei lucrări de susținere la adâncimea z
ϕ	unghiul de frecare internă
ϕ'	unghiul de frecare internă în termeni de eforturi efective
ϕ'_d	valoarea de calcul a lui ϕ'
ϕ_{cv}	unghiul de frecare internă la starea critică
$\phi_{cv;d}$	valoarea de calcul a lui ϕ_{cv}
ξ	coeficient de corelare în funcție de numărul de piloți încercați sau profilelor de stratificație
μ	coeficient de frecare

1.3. Documente de referință

1.3.1. Reglementări tehnice

Nr. crt.	Acte legislative	Act normativ prin care se aprobă reglementarea tehnică/publicația
1.	Normativ privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații, indicativ NP 045 – 2000	Ordinul ministrului lucrărilor publice și amenajării teritoriului nr. 264/N/02.11.2000, publicat în Buletinul Construcțiilor nr. 7/2001
2.	Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții, indicativ NP 074 – 2014	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr. 1330 din 17.07.2014, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis nr. 597 din 11.08.2014
3.	Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață, indicativ NP 112 – 2014	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr. 2352 din 24.11.2014, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis nr. 935 din 22.12.2014
4.	Normativ privind proiectarea geotehnică a ancorajelor în teren, indicativ NP 114 – 2014	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr. 1444 din 07.08.2014, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis nr. 661 din 9.09.2014
5.	Normativ privind cerințele de proiectare, execuție și monitorizare a excavațiilor adânci în zone urbane, indicativ NP 120 – 2014	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr. 2104 din 29.10.2014, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis nr. 863 din 27.11.2014
6.	Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici, indicativ NP 122:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 2690 din 29.12.2010, publicat în Monitorul Oficial al României Partea I, nr. 158 bis din 4.03.2011
7.	Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți, indicativ NP 123:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 2691 din 29.12.2010, publicat în Monitorul Oficial al României Partea I, nr. 158 bis din 4.03.2011
8.	Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere, indicativ NP 124:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 2689 din 29.12.2010, publicat în Monitorul Oficial al României Partea I, nr. 158 bis din 4.03.2011

Nr. crt.	Acte legislative	Act normativ prin care se aprobă reglementarea tehnică/publicația
9.	Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri sensibile la umezire, indicativ NP 125:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 2688 din 29.12.2010, publicat în Monitorul Oficial al României Partea I, nr. 158 bis din 04.03.2011
10.	Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri cu umflări și contracții mari, indicativ NP 126:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 115 din 31.05.2012, publicat în Monitorul Oficial al României Partea I nr. 397 bis din 13.06.2012
11.	Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de epuizmente, indicativ NP 134 - 2014	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr. 995 din 24.06.2014, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis nr. 597 din 11.08.2014
12.	Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor, indicativ CR 0 - 2012	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și turismului nr. 1530 din 23.08.2012, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis nr. 647 din 11.09.2012, cu completările ulterioare
13.	Cod de proiectare seismică - Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ P 100 - 1/2013	Ordinul ministrului dezvoltării regionale și administrației publice nr. 2465 din 08.08.2013, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I bis nr. 558 din 03.09.2014

1.3.2. Standarde

Nr. crt.	Indicativ	Denumire
1.	SR EN 1990:2004	Eurocod: Bazele proiectării structurilor
2.	SR EN 1990:2004/NA:2006	Eurocod: Bazele proiectării structurilor. Anexa națională
3.	SR EN 1991-1-1:2004	Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acțiuni generale. Greutăți specifice, greutate proprii, încărcări utile pentru clădiri
4.	SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006	Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acțiuni generale. Greutăți specifice, greutate proprii, încărcări utile pentru clădiri. Anexa națională
5.	SR EN 1991-1-1:2004/AC:2009	Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acțiuni generale. Greutăți specifice, greutate proprii, încărcări utile pentru clădiri
6.	SR EN 1997-1:2004	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale
7.	SR EN 1997-1:2004/NB:2008	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa națională
8.	SR EN 1997-1:2004/AC:2009	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică Partea 1: Reguli generale

Nr. crt.	Indicativ	Denumire
9.	SR EN 1997-2:2007	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului.
10.	SR EN 1997-2:2007/NB:2009	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului. Anexa națională
11.	SR EN 1997-2:2007/AC:2010	Eurocod 7: Proiectare geotehnică. Partea 2: Investigarea și încercarea terenului
12.	SR EN 1998-1:2004	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri
13.	SR EN 1998-1:2004/NA: 2008	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri. Anexa națională
14	SR EN 1998-1:2004/AC:2010	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri
15.	SR EN 1998-1:2004/A1:2014	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri
14.	SR EN 1998-5:2004	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5. Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice
15.	SR EN 1998-5:2004/NA:2007	Eurocod 8. Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 5. Fundații, structuri de susținere și aspecte geotehnice. Anexa națională
16.	SR EN 1537:2004	Execuția lucrărilor geotehnice speciale. Ancoraje în teren
17.	SR EN ISO 14688-2:2005	Cercetări și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor. Partea 2: Principii pentru o clasificare
18.	SR EN ISO 14688-2:2005/AC:2007	Cercetări și încercări geotehnice. Identificarea și clasificarea pământurilor. Partea 2: Principii pentru o clasificare
19.	STAS 3300/1-85	Teren de fundare. Principii generale de calcul
20.	STAS 3300/2-85	Teren de fundare. Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe
21.	STAS 2561/3-90	Teren de fundare. Piloți. Prescripții generale de proiectare

CAPITOLUL 2. EVALUAREA RISCULUI GEOTEHNIC

În proiectarea geotehnică, înainte de a se stabili programul de investigații geotehnice, este necesară o evaluare a riscului pe care îl prezintă lucrarea care urmează a se proiecta.

În acest sens, normativul NP 074 introduce trei categorii geotehnice asociate cu riscul geotehnic, considerat ca fiind redus în cazul Categoriei geotehnice 1, moderat în cazul Categoriei geotehnice 2 și mare în cazul Categoriei geotehnice 3. În normativ este recomandată o metodologie care facilitează încadrarea lucrării în una din cele trei categorii geotehnice.

În NP 074, pentru definirea riscului geotehnic sunt luați în considerare cinci factori: condițiile de teren, apa subterană, clasa de importanță a construcției, vecinătățile și zona seismică.

Condițiile de teren sunt grupate în trei categorii, după cum urmează:

- (a) Terenuri bune, conform tabelului 2.1

Tabelul 2.1. Terenuri bune

Nr. crt.	Tipul de teren
1	Blocuri, bolovănișuri și pietrișuri, conținând mai puțin de 40% nisip și mai puțin de 30% argilă, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale (având înclinarea mai mică de 10%)
2	Pământuri nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, îndesate, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
3	Pământuri fine cu plasticitate redusă ($I_p < 10\%$): nisipuri argiloase, prafuri nisipoase și prafuri, având $e < 0.7$ și $I_c \geq 0.75$, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
4	Pământuri fine cu plasticitate medie ($10\% < I_p < 20\%$): nisipuri argiloase, prafuri nisipoase-argiloase, având $e < 1.0$ și $I_c \geq 0.75$, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
5	Pământuri fine cu plasticitate mare ($I_p > 20\%$): argile nisipoase, argile prăfoase și argile, având $e < 1.1$ și $I_c \geq 0.75$, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
6	Roci stâncoase și semistâncoase în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
7	Umpluturi compactate realizate conform unor documentații de execuție (caiete de sarcini) controlate calitativ de unități autorizate
8	Orice combinație între stratificațiile precizate la nr. crt. 1÷6

NOTĂ: Se exceptează de la încadrarea la pct. 4 și 5 pământurile sensibile la umezire, identificate conform normativului NP 125, iar la pct. 5 pământurile argiloase cu umflări și contracții mari, identificate conform normativului NP 126.

(b) Terenuri medii, conform tabelului 2.2

Tabelul 2.2. Terenuri medii

Nr. crt.	Tipul de teren
1	Pământuri nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, de îndesare medie, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale (având înclinarea mai mică de 10%)
2	Pământuri fine cu plasticitate redusă: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase și prafuri, având $e < 0.7$ și $0.5 < I_c < 0.75$, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
3	Pământuri fine cu plasticitate medie: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase-argiloase, având $e < 1.0$ și $0.5 < I_c < 0.75$, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
4	Pământuri fine cu plasticitate mare ($I_p > 20\%$): argile nisipoase, argile prăfoase și argile, având $e < 1.1$ și $0.5 < I_c < 0.75$, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale
5	Pământuri loessoide aparținând grupei A de pământuri sensibile la umezire definite conform normativului NP 125
6	Umpluturi de proveniență cunoscută, conținând materii organice sub 6 %, realizate organizat, sau având o vechime mai mare de 10-12 ani și necompactate inițial.

(c) Terenuri dificile, conform tabelului 2.3

Tabelul 2.3. Terenuri dificile

Nr. crt.	Tipul de teren
1	Pământuri nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, în stare afânată
2	Pământuri nisipoase saturate susceptibile de lichefiere sub acțiuni seismice
3	Pământuri fine având $I_c < 0.5$
4	Pământuri loessoide aparținând grupei B de pământuri sensibile la umezire definite conform normativului NP 125
5	Pământuri argiloase cu umflări și contracții mari, identificate conform normativului NP 126
6	Pământuri cu conținut ridicat de materii organice (peste 6 %),
7	Terenuri în pantă cu potențial de alunecare
8	Umpluturi din pământ executate necontrolat cu o vechime sub 10 ani
9	Umpluturi din resturi menajere, indiferent de vechime

Apa subterană. Pentru definirea categoriei geotehnice se disting 3 situații:

- excavația nu coboară sub nivelul apei subterane, nu sunt necesare epuizmente;
- excavația coboară sub nivelul apei subterane, se prevăd lucrări normale de epuizmente directe sau de drenaj, fără riscul de a influența nefavorabil structuri alăturate;
- excavația coboară sub nivelul apei subterane, în condiții hidrogeologice excepționale, impunând lucrări de epuizmente cu caracter excepțional.

Clasificarea construcțiilor după importanță. Se utilizează clasificarea în patru categorii de importanță în conformitate cu codul P 100-1:

- excepțională;
- deosebită;
- normală;
- redușă.

Vecinătățile. Se au în vedere construcțiile și rețelele subterane aflate în vecinătate, care pot fi afectate de realizarea excavațiilor, a epuizmentelor și a lucrărilor de infrastructură aferente construcției care se proiectează. Din punctul de vedere al riscului pentru vecinătăți se disting trei situații:

- a) risc inexistent;
- b) risc moderat;
- c) risc major.

Zona seismică. În proiectarea geotehnică sunt luate în considerare trei tipuri de zone seismice diferențiate în funcție de valoarea accelerației terenului pentru proiectare a_g , așa cum este definită în codul P 100-1, după cum urmează:

- zona cu $a_g > 0,25g$
- zona cu $a_g = (0,15 \dots 0,25)g$
- zona cu $a_g < 0,15g$

Exemplificarea metodologiei din NP 074 are în vedere clădirile. Pentru lucrările ingineresti cum sunt drumurile, podurile, tunelurile, construcțiile hidrotehnice ș.a., încadrarea lucrării în una din cele trei categorii geotehnice și, ca atare, asocierea acesteia cu riscul geotehnic, trebuie să se bazeze în primul rând pe condițiile de teren și pe cele privind apa subterană, dar și pe experiența lucrărilor similare.

În continuare se fac câteva exemplificări privind încadrarea unor lucrări ingineresti în categoriile geotehnice:

- un tunel construit într- rocă tare, nefracturată, poate fi încadrat în Categoria geotehnică 2, în vreme ce același tunel construit într-o argilă moale sau într-un teren foarte permeabil, poate fi încadrat în Categoria geotehnică 3.
- excavațiile și rambleurile în terenuri bune sau medii, fără potențial de alunecare, pot fi încadrate în Categoria geotehnică 2, în vreme ce aceleași lucrări realizate pe amplasamente susceptibile de instabilitate, pot fi încadrate în Categoria geotehnică 3.

Conform NP 074 încadrarea preliminară a unei lucrări în una din cele trei categorii geotehnice, care în mod normal trebuie să se facă înainte de investigarea terenului de fundare, poate fi ulterior schimbată, ca urmare a rezultatelor investigării terenului.

La proiectare, nu este obligatoriu să se trateze întreaga lucrare în concordanță cu exigențele categoriei cele mai ridicate. De exemplu, la construirea unei piste de aviație de 2500 m, din care 2200 m în săpătură de adâncime mică iar 300 m într-o umplutură care atinge 28 m, așezată pe un teren foarte compresibil, zona în săpătură se poate încadra în Categoria geotehnică 2 iar zona în umplutură se poate încadra în Categoria geotehnică 3.

CAPITOLUL 3. INVESTIGAREA TERENULUI

Investigarea terenului de fundare se efectuează, potrivit cu NP 074, în conformitate cu prevederile SR EN 1997-2.

Principalele etape ale investigării terenului sunt:

- a. stabilirea programului lucrărilor de investigare
- b. efectuarea de încercări pe teren în pământuri și roci
- c. efectuarea de încercări în laborator pe pământuri și roci.

Exigențele asupra investigațiilor terenului de fundare prin încercări în laborator/pe teren sunt date în Tabelul 3.1 pentru fiecare categorie geotehnică.

Standardul SR EN 1997-2 se referă doar la încercările în laborator și pe teren utilizate în mod curent și, de regulă, pe pământuri saturate. De asemenea, prevederile standardului se aplică în principal la proiecte încadrate în Categoria geotehnică 2.

Tabelul 3.1 Exigențele asupra investigațiilor exprimate în funcție de categoria geotehnică

	<i>Categoria geotehnică 1</i>	<i>Categoria geotehnică 2</i>	<i>Categoria geotehnică 3</i>
Investigații geotehnice	Sondaje deschise și/sau foraje de recunoaștere a terenului cu prelevare de eșantioane în vederea identificării în laborator a naturii și stării pământului.	Investigații de rutină cuprinzând sondaje deschise, foraje cu prelevarea de eșantioane și măsurarea nivelului apei subterane, încercări în laborator și, eventual, încercări pe teren.	Investigațiile menționate la Categoria geotehnică 2 și, în plus, încercări cu caracter special în laborator și pe teren.

În tabelul 3.2 sunt date recomandările din NP 074 privind investigarea terenului de fundare prin încercări pe teren pentru Categoriile geotehnice 2 și 3.

Tabelul 3.2 Recomandări privind investigarea terenului de fundare prin încercări pe teren

Tipul de teren	Categoria geotehnică 2	Categoria geotehnică 3
Nisipuri și nisipuri cu pietriș	SPT DP CPT	Încercările recomandate pentru Categoria 2, precum și, suplimentar: DMT PLT
Pământuri fine de consistență ridicată ($I_c > 0,5$)	SPT DP CPT	Încercările recomandate pentru Categoria 2, precum și, suplimentar: CPTU DMT PMT PLT
Pământuri fine de consistență scăzută ($I_c < 0,5$) și cu conținut de materii organice mai mare de 6%	SPT DP CPT	Încercările recomandate pentru Categoria 2, precum și, suplimentar: CPTU DMT FVT PLT
Pământuri sensibile la umezire (PSU)	SPT DP CPT	Încercările recomandate pentru Categoria 2, precum și suplimentar: PLT - în sondaj deschis, cu inundare

LEGENDĂ: SPT - încercare de penetrare standard; DP - încercarea de penetrare dinamică; CPT - încercare de penetrare cu con; CPTU - încercare de penetrare cu piezocon; PMT - încercare cu presiometrul; DMT - încercare cu dilatometrul plat (Marchetti); FVT - încercare cu scizometrul de șantier; PLT - încercarea de încărcare cu placa.

În tabelul 3.3 sunt date cerințele din NP 074 privind minimumul de încercări în laborator care trebuie efectuate pentru fiecare categorie geotehnică.

Tabelul 3.3 Recomandări privind investigarea terenului de fundare prin încercări în laborator

Categoria de pământ (SR EN ISO 14688-2)	Categoria geotehnică 1	Categoria geotehnică 2	Categoria geotehnică 3
Pământuri foarte grosiere și grosiere exceptând nisipurile	- granulozitate	- granulozitate - umiditate	- granulozitate - umiditate - greutate specifică - compoziție mineralogică și grad de alterare ¹⁾ - parametri rezistenței la forfecare ¹⁾
Nisipuri	- granulozitate	- granulozitate - umiditate - caracteristici de compactare (Proctor) ¹⁾ - coeficientul de permeabilitate ¹⁾	- granulozitate - umiditate - caracteristicile de compactare (Proctor) ¹⁾ - greutate specifică - coeficientul de permeabilitate ¹⁾ - greutatea volumică ¹⁾ - grad de îndesare ¹⁾ - parametri rezistenței la forfecare pe probe aduse la porozitatea naturală ¹⁾ - rezistența la lichefiere ²⁾ - modulul dinamic de deformație transversală, G și fracțiunea din amortizarea critică, D^4
Pământuri fine	- granulozitate - greutate volumică - umiditate - limite de plasticitate	Aceleași ca la <i>Categoria geotehnică 1</i> , precum și, suplimentar: - modulul de deformație edometric - parametri rezistenței la forfecare - caracteristicile de compactare (Proctor) ¹⁾ - coeficientul de permeabilitate ¹⁾	Aceleași ca la <i>Categoria geotehnică 2</i> , precum și, suplimentar: - greutatea specifică - presiunea de preconsolidare - coeficientul de consolidare primară - parametri rezistenței la forfecare exprimați în funcție de eforturile efective și de eforturile totale - coeficientul presiunii în stare de repaus ³⁾ - modulul dinamic de deformație transversală, G și fracțiunea din amortizarea critică, D^4
Pământuri cu conținut în carbonat de calciu (marnoase)	Aceleași ca la pământurile fine	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - conținutul în CaCO_3	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - conținutul în CaCO_3 - umflarea liberă ⁵⁾ - presiunea de umflare ⁵⁾
Pământuri sensibile la umezire (PSU)	Aceleași ca la pământurile fine și, suplimentar: - încercări în edometru pe probe la umiditatea naturală și pe probe inundate	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - încercări în edometru pe probe la umiditatea naturală și pe probe inundate - parametri rezistenței la forfecare pe probe inundate	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - încercări în edometru pe probe la umiditatea naturală și pe probe inundate - parametri rezistenței la forfecare pe probe inundate - încercări în triaxial cu umezire și drum de efort impus ¹⁾

Categoria de pământ (SR EN ISO 14688-2)	Categoria geotehnică 1	Categoria geotehnică 2	Categoria geotehnică 3
Pământuri cu umflări și contracții mari (PUCM)	Aceleași ca la pământurile fine	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - umflarea liberă - limita de contracție - presiunea de umflare	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - umflarea liberă - limita de contracție - presiunea de umflare - căldura maximă de umezire - curba de contracție
Pământuri cu conținut ridicat de materii organice (peste 6%) și consistență scăzută ($I_C < 0,5$)	---	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - conținutul în materii organice - coeficientul de consolidare primară	Aceleași ca la pământurile fine, precum și, suplimentar: - conținutul în materii organice - indicele de compresiune - coeficientul de consolidare secundară

Observații:

1. Încercări care se execută în anumite situații, cerute de specificul construcției.
2. Numai pentru nisipuri fine și nisipuri prăfoase saturate pe amplasamente cuprinse în zonele seismice având $a_g \geq 0,15$ g (conform codului P 100-1).
3. În cazul lucrărilor de susținere a săpăturilor cu adâncimea $D > 6$ m.
4. Numai pe amplasamente situate în zonele seismice având $a_g \geq 0,15$ g.
5. Când apare posibilă decopertarea straturilor cu conținut în carbonat de calciu.

În anexa E din NP 074 sunt preluate, cu titlul de exemplificare, recomandările din SR EN 1997-2 privind interspațiile și adâncimea investigațiilor. Recomandările menționate nu acoperă toate situațiile care se pot întâlni în practică, dar pot servi ca bază pentru stabilirea programului de investigare în alte situații.

În standardul SR EN 1997-2/NB este dată o listă a standardelor și reglementărilor tehnice conținând informații complementare care pot fi utilizate la aplicarea standardului SR EN 1997-2.

CAPITOLUL 4. ELABORAREA STUDIULUI GEOTEHNIC

Studiul geotehnic, astfel cum este definit în NP 074, reprezintă documentația geotehnică de bază utilizată în practica de proiectare geotehnică.

Un studiu geotehnic trebuie să cuprindă două capitole principale:

- a) prezentarea informațiilor geotehnice
- b) evaluarea informațiilor geotehnice și recomandări asupra sistemului de fundare.

Documentațiile geotehnice se clasifică, în funcție de etapele de proiectare, după cum urmează:

- Studiu geotehnic preliminar pentru Studiul de fezabilitate (S.PF.) al lucrării
- Studiu geotehnic (SG) pentru studiul de fezabilitate (S.F.) al lucrării sau pentru proiectul tehnic (P.Th.), parte a D.T.A.C. sau pentru proiect în faza unică (SG-U)
- Studiu geotehnic de detaliu (SG-D) pentru proiectarea la faza de detalii de execuție (D.E.)
- Raport de monitorizare geotehnică a execuției
- Expertiză geotehnică.

Conform NP 074 este obligatoriu ca studiile geotehnice de tip SG, SG-U și SG-D să fie verificate de către un verificator de proiecte atestat în domeniul A_f .

CAPITOLUL 5. ELEMENTE ALE PROIECTĂRII GEOTEHNICE

Normativele de proiectare în domeniul ingineriei geotehnice au la bază metoda semi-probabilistică a stărilor limită.

În conformitate cu standardul SR EN 1990, se utilizează două tipuri de stări limită:

- stări limită ultime (SLU)
- stări limită de exploatare (serviciu) (SLE)

Stările limită ultime sunt cele care au în vedere siguranța oamenilor și a construcțiilor și sunt asociate cu prăbușirea sau alte forme similare de cedare structurală.

Stările limită de exploatare (serviciu) sunt cele care au în vedere exploatarea normală și confortul oamenilor, corespunzând stadiilor dincolo de care încetează a mai fi îndeplinite cerințele impuse de exploatarea construcției în ansamblu sau a unei părți din construcție.

În cele ce urmează se dau trei exemple în care stările limită sunt induse de comportarea terenului de fundare.

În figura 5.1 *starea limită ultimă* a unei structuri în cadre, fundată pe radier, este atinsă prin cedarea terenului de fundare.

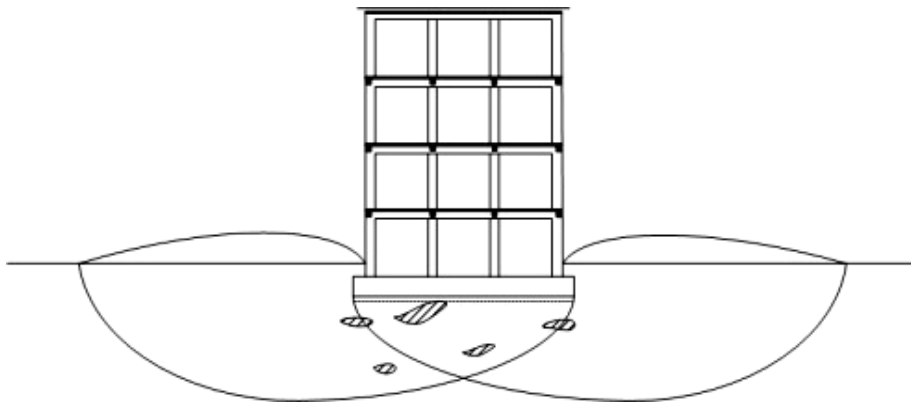


Figura 5.1 – Structuri de beton armat în cadre, cu fundație pe radier general

În figura 5.2 *starea limită ultimă* a aceleiași structuri, având însă fundații izolate sub stâlpi, se produce pe seama unor tasări diferențiale excesive, produse, de pildă, prin prezența unei pungi de pământ foarte compresibil sub unul din stâlpi, neidentificate la investigarea terenului de fundare.

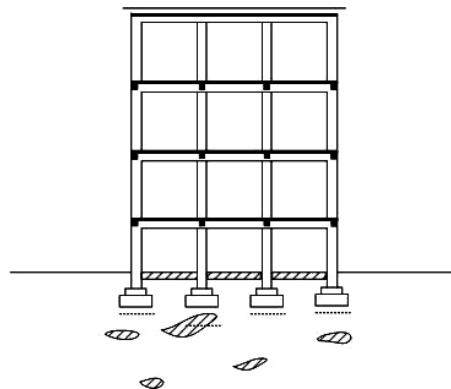


Figura 5.2 – Structură de beton armat în cadre, cu fundații izolate sub stâlpi

În figura 5.3 starea limită de exploatare (serviciu) a halei industriale cu o deschidere este atinsă în situația în care tasarea diferențială mare împiedică funcționarea podurilor rulante cu care este echipată hala. Întrucât hala reprezintă un sistem static determinat, având fermele articulate în stâlpi, tasarea diferențială nu este de natură să inducă o stare limită ultimă în structură, astfel cum este cazul prezentat în figura 5.2.

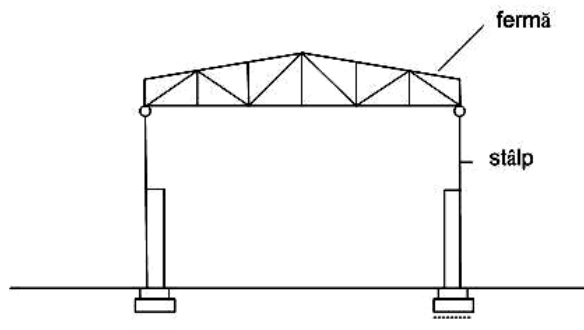


Figura 5.3 – Hală industrială cu structură static determinată

5.1. Situații de proiectare

Standardul SR EN 1997-1 impune luarea în considerare în proiectarea geotehnică a așa numitelor *situații de proiectare*, care trebuie astfel alese încât să acopere toate condițiile fizice care pot apărea pe parcursul execuției și exploatarei construcțiilor. În SR EN 1990, situația de proiectare este definită drept un set de condiții fizice reprezentând condițiile reale întâlnite într-un anumit interval de timp, pentru care proiectarea demonstrează că stările limită relevante nu sunt depășite. Sunt, de asemenea, definite diferitele *situații de proiectare* care corespund stărilor limită ultime și de exploatare.

La proiectare, trebuie avute în vedere *situațiile de proiectare* pe termen scurt și pe termen lung.

Un criteriu principal pentru luarea în considerare a factorului timp în definirea *situației de proiectare* îl reprezintă permeabilitatea pământului. Astfel, în cazul în care permeabilitatea pământului saturat este redusă, iar timpul necesar pentru disiparea presiunilor apei din pori induse de realizarea construcției este mare în comparație cu durata execuției, pentru verificarea la starea limită ultimă *situațiile de proiectare* trebuie să se refere atât la condițiile nedrenate, cât și la cele drenate.

La *situațiile de proiectare* pe termen scurt, condițiile nedrenate vor fi hotărâtoare în cazul pământurilor argiloase, de consistență redusă sau medie, deoarece disiparea în timp a presiunii apei din pori este însoțită de o creștere a rezistenței la forfecare a pământului.

Condițiile drenate pot fi hotărâtoare în cazul excavațiilor în pământuri argiloase de consistență ridicată, când disiparea în timp a presiunii negative a apei din pori generată de excavație este însoțită de o reducere a rezistenței la forfecare a pământului.

5.2. Proiectarea geotehnică prin calcul

Potrivit SR EN 1997-1, este indicat a se evita apariția stărilor limită prin verificări cu una din următoarele metode sau printr-o combinație între acestea:

- utilizarea calculelor;
- adoptarea unor măsuri prescriptive;

- încercări pe modele experimentale sau încercări de probă la scara 1:1 (ca de exemplu încercările piloților sau ancorajelor);
- o metodă observațională.

În cuprinsul prezentului ghid va fi abordată doar proiectarea geotehnică prin calcul.

Factorii care intervin în proiectarea geotehnică prin calcul sunt:

- acțiunile, care pot fi încercări impuse sau deplasări impuse;
- proprietățile pământurilor și rocilor care alcătuiesc terenul de fundare, precum și proprietățile materialelor de construcție;
- valorile limită ale deformațiilor, deschiderii fisurilor, vibrațiilor, etc;
- modelele de calcul asociate cu stările limită ultime și de exploatare, în măsură să anticipeze efectul acțiunilor asupra rezistenței și deformației terenului, corespunzând cu diferitele *situații de proiectare*.

Valorile de calcul ale acțiunilor și rezistențelor materialelor, precum și ale acțiunilor diferă în funcție de stările limită la care se aplică: stări limită ultime (sub acțiuni permanente sau tranzitorii) și stări limită de exploatare.

Proiectarea geotehnică prin calcul reprezintă metoda de proiectare curent utilizată. Totuși, SR EN 1997-1 atrage atenția asupra faptului că recunoașterea condițiilor de teren depinde de volumul și de calitatea investigării terenului de fundare. **Această recunoaștere, precum și controlul calității execuției lucrărilor, sunt mai importante pentru satisfacerea cerințelor fundamentale decât precizia în modelele de calcul și în coeficienții parțiali.**

Modelul de calcul poate fi un model analitic, un model bazat pe o relație semi-empirică sau un model numeric. În SR EN 1997-1 sunt prezentate diferite modele de calcul fără a fi asociate, însă, diferitelor stări limită, dar în anexele informative se întâlnesc modele de calcul analitice sau bazate pe relații empirice. Modelele numerice de calcul, bazate pe elemente finite, diferențe finite ș.a., sunt recunoscute ca atare în SR EN 1997-1, fără a fi însă detaliate sau ilustrate în vreun fel.

Atunci când, pentru o anumită stare limită, nu există un model de calcul demn de încredere, SR EN 1997-1 permite să se efectueze calculul pentru o altă stare limită, folosind coeficienți parțiali care să asigure că depășirea stării limită considerate este suficient de improbabilă.

Un principiu enunțat în SR EN 1997-1 arată că *orice model trebuie fie să fie exact, fie să conducă la rezultate de partea siguranței*. Se poate întâmpla ca un model de calcul să prezinte o anumită incertitudine sau să inducă o eroare sistematică. În acest caz, pentru creșterea siguranței, rezultatele obținute prin utilizarea modelului pot fi modificate prin aplicarea unui *coeficient de model*. Acești coeficienți de model pot fi aplicați asupra efectelor acțiunilor sau asupra rezistențelor. Un alt principiu enunțat în SR EN 1997-1 este acela că, *dacă în calcul se utilizează o relație empirică, trebuie stabilit cu claritate că aceasta este relevantă pentru condițiile de teren care predomină pe amplasament*.

5.2.1. Acțiuni

Acțiunile datorate structurilor sunt cele precizate în CR 0 și în standardele aplicabile din seria SR EN 1991. Acțiunile pot fi încercări aplicate asupra terenului sau deplasări/accelerații impuse de teren asupra structurii sau de structură asupra terenului. După natura lor, încercările pot fi permanente, variabile sau accidentale.

5.2.2. Proprietățile terenului

Proprietățile maselor de pământ și de rocă, utilizate în calcule drept parametri geotehnici, trebuie obținute pe baza rezultatelor încercărilor (fie pe cale directă, fie prin corelare), pe cale teoretică, pe cale empirică sau pe baza altor date pertinente.

Exemple privind utilizarea unor asemenea date pertinente le constituie obținerea parametrilor geotehnici de deformabilitate prin calcul invers, pornind de la tasări măsurate, sau ai parametrilor de rezistență, pornind de la suprafețe de cedare reconstituite la fundații de suprafață sau la taluzuri.

În paragraful 5.4 al prezentului capitol este prezentată modalitatea de stabilire a valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici

5.2.3. Stările limită ultime

Standardul SR EN 1997-1 deosebește cinci tipuri diferite de stări limită ultime pentru care se folosesc denumirile prescurtate date în SR EN 1990:

- *pierderea echilibrului structurii sau terenului considerat ca un corp rigid, în care rezistențele materialelor structurii și ale terenului nu aduc o contribuție importantă la asigurarea rezistenței (EQU)* (În figura 5.4, se prezintă un zid de sprijin de greutate fundat pe stâncă. Răsturnarea zidului sub efectul împingerii pământului este o stare limită ultimă de tip EQU.)
- *cedarea internă sau deformația excesivă a structurii sau elementelor de structură, cum sunt de exemplu tălpile de fundații, piloții sau pereții de subsol, în care rezistența materialelor contribuie semnificativ la asigurarea rezistenței (STR);*
- *cedarea sau deformația excesivă a terenului, în care rezistența pământurilor sau a rocilor contribuie în mod semnificativ la asigurarea rezistenței (GEO);*
- *pierderea echilibrului structurii sau a terenului provocată de subpresiunea apei (presiunea arhimedică) sau de alte acțiuni verticale (UPL);*
- *cedarea hidraulică a terenului, eroziunea internă și eroziunea regresivă, sub efectul gradientilor hidraulici (HYD).*

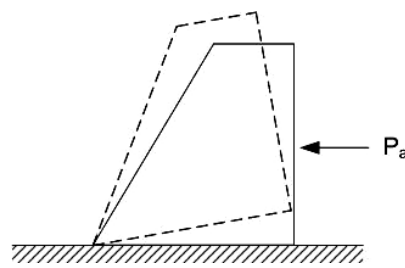


Figura 5.4 – Zid de sprijin de greutate fundat pe stâncă

Coeficienții parțiali pentru stările limită STR și GEO

Utilizarea unor coeficienți parțiali de siguranță diferențiați reprezintă una dintre caracteristicile principale ale metodei semi-probabilistice la stări limită, care stă la baza proiectării structurilor cu utilizarea standardelor din seria SR EN 1990...1999 (Eurocoduri).

Pentru stările limită STR și GEO sunt utilizate trei grupe de coeficienți parțiali (de siguranță):

- pentru acțiuni (γ_F) și efectele acțiunilor (γ_E);
- pentru parametrii pământului (γ_M);
- pentru rezistențe (γ_R).

Pentru fiecare din cele trei grupe, se definesc coeficienți parțiali (de siguranță), astfel:

- la γ_F și γ_E în funcție de natura acțiunilor (permanente sau variabile);
- la γ_M în funcție de parametrul geotehnic;
- la γ_R în funcție de structura geotehnică la care se aplică (fundăție de suprafață, pilot, ancoraj în teren, terasament, taluz).

Tabelul 5.1 sintetizează tipurile de coeficienți parțiali de siguranță care intervin în stările limită STR și GEO, cu indicarea simbolurilor și a tabelelor din anexa A la SR EN 1997-1 și SR EN 1997-1/NB în care se găsesc valorile acestora.

Tabelul 5.1 Coeficienți parțiali de siguranță care intervin în stările limită STR și GEO

Coeficienți parțiali	Simbol	Seturi de valori
pentru acțiuni (γ_F) sau efectele acțiunilor (γ_E) <ul style="list-style-type: none"> - permanente nefavorabile - permanente favorabile - variabile nefavorabile - variabile favorabile 	γ_G γ_Q	<i>A1, A2</i> în tab. A.3
pentru parametrii pământului (γ_M) <ul style="list-style-type: none"> - tangenta unghiului de frecare internă - coeziune efectivă (drenată) - coeziune nedrenată - rezistența la compresiune cu deformare laterală liberă - greutate volumică 	γ_φ $\gamma_{c'}$ γ_{cu} γ_{qu} γ_γ	<i>M1, M2</i> în tab. A.4
de rezistență (γ_R) pentru fundații de suprafață <ul style="list-style-type: none"> - capacitate portantă - alunecare 	$\gamma_{R,v}$ $\gamma_{R,h}$	R1, R2, R3 în tab. A.5
de rezistență (γ_R) pentru piloți de îndesare <ul style="list-style-type: none"> - pe bază - pe suprafața laterală (compresiune) - totală/combinată (compresiune) - pe suprafața laterală (tracțiune) 	γ_b γ_s γ_t $\gamma_{s:t}$	R1, R2, R3, R4 în tab. A.6
de rezistență (γ_R) pentru piloți forțați <ul style="list-style-type: none"> - pe bază - pe suprafața laterală (compresiune) - totală/combinată (compresiune) - pe suprafața laterală (tracțiune) 	γ_b γ_s γ_t $\gamma_{s:t}$	R1, R2, R3, R4 în tab. A.7
de rezistență pentru piloți cu burghiu continuu <ul style="list-style-type: none"> - pe bază - pe suprafața laterală (compresiune) - totală/combinată (compresiune) - pe suprafața laterală (tracțiune) 	γ_b γ_s γ_t $\gamma_{s:t}$	<i>R1, R2, R3, R4</i> în tab. A.8
de rezistență (γ_R) pentru ancoraje pretensionate <ul style="list-style-type: none"> - temporară - permanentă 	$\gamma_{a,t}$ $\gamma_{a,p}$	R1, R2, R3, R4 în tab. A.12
de rezistență (γ_R) pentru lucrări de susținere <ul style="list-style-type: none"> - capacitate portantă - rezistența la alunecare - rezistența pământului 	$\gamma_{R,v}$ $\gamma_{R,h}$ $\gamma_{R,e}$	R1, R2, R3, R4 în tab. A.13
de rezistență (γ_R) pentru taluzuri și pentru stabilitatea generală <ul style="list-style-type: none"> - rezistența pământului 	$\gamma_{R,e}$	R1, R2, R3, R4 în tab. A.14

Verificarea la cedare în teren (GEO) și în structură (STR)

Pentru verificarea la cedare în teren și în structură se utilizează termenii definiți în CR 0 armonizat cu SR EN 1990, după cum urmează:

acțiune (F)

- set de forțe (încărcări) aplicate asupra structurii (acțiune directă)
- set de deformații impuse cauzate, de exemplu, de schimbările de temperatură, variație de umiditate, tasări diferențiale, precum și set de accelerații cauzate de cutremure (acțiune indirectă)

efect al acțiunii (E)

- efect al acțiunilor sau al acțiunii asupra elementelor structurale (de exemplu forță internă, moment încovoietor, forță tăietoare, deformație) sau asupra întregii structuri (de exemplu deplasare, rotire)

Termenul de *rezistență* poate avea două înțelesuri:

- *rezistență (capacitate portantă, în engleză resistance)*: aptitudinea unui element sau unei componente a structurii, sau a unei secțiuni a unui element sau a unei componente a unei structuri, de a rezista la acțiuni fără cedare mecanică, de exemplu rezistență la încovoiere, rezistență la flambaj, rezistență la întindere
- *rezistență (a materialului: în engleză strength)*: caracteristica mecanică a unui material, care arată capacitatea acestuia de a rezista la acțiuni, de obicei exprimată în unități de efort.

La verificarea față de cedare sau la deformații excesive în teren sau în structură, se impune îndeplinirea următoarei condiții [2.5, SR EN 1997-1]:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1)$$

unde E_d este valoarea de calcul a efectului tuturor acțiunilor iar R_d este valoarea de calcul a rezistenței (capacității portante a terenului și/sau structurii).

Efectele acțiunii se definesc în funcție de acțiunea însăși, de proprietățile terenului și de datele geometrice. Pentru stabilirea valorilor de calcul ale efectelor acțiunilor, coeficienții parțiali pentru acțiuni se pot aplica fie asupra acțiunilor înșile (F_{rep}) fie asupra efectelor acțiunilor (E) [relațiile 2.6a și 2.6b, SR EN 1997-1]:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (5.2a)$$

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (5.2b)$$

unde γ_F este coeficientul parțial pentru o acțiune, γ_M este coeficientul parțial pentru proprietatea materialului, γ_E este coeficientul parțial pentru efectul unei acțiuni, F_{rep} este valoarea reprezentativă a unei acțiuni, X_k este valoarea caracteristică a proprietății pământului, a_d este valoarea de calcul a unei date geometrice.

Prin termenul X_k/γ_M se introduc în calcul efectele acțiunilor geotehnice, ca de exemplu împingerea pământului.

Rezistența (capacitatea portantă) a terenului depinde de rezistența terenului X_k , câteodată de acțiune, F_{rep} (un exemplu de situație în care capacitatea portantă depinde de acțiune îl constituie fundația de suprafață supusă unei încărcări înclinate) și de datele geometrice. Pentru determinarea valorii de calcul a rezistenței, R_d , sunt date formulele [2.7a, 2.7b și 2.7c, SR EN 1997-1], în care factorii sunt aplicați asupra proprietății X_k a pământului, asupra rezistenței R sau asupra amândorura.

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (5.3a)$$

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad (5.3b)$$

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad (5.3c)$$

Abordări de calcul

Din examinarea relațiilor 5.2 (a, b) și 5.3 (a, b, c) rezultă că acestea diferă prin modul în care sunt distribuiți coeficienții parțiali de siguranță între acțiuni (sau efectele acțiunilor), proprietățile terenului și rezistențe.

Coeficienții parțiali de siguranță pot fi aplicați fie asupra sursei de incertitudine în proiectarea geotehnică, fie asupra rezultatelor calculelor, adică asupra efectelor acțiunilor și capacității portante. Astfel au rezultat *abordările de calcul* pe care SR EN 1997-1 le-a introdus în proiectarea geotehnică. Acestea se exprimă în mod simbolic prin combinarea seturilor de coeficienți parțiali pentru acțiuni și efectele acțiunilor (A), pentru proprietățile materialului (M) și pentru rezistențe (R).

De exemplu, **setul $A1$ “+” $M1$ “+” $R1$** se interpretează astfel: coeficienții parțiali pentru acțiuni (γ_F) sau efectele acțiunilor (γ_E), reprezentați prin simbolul A și ale căror valori sunt date în tabelul A.3 din anexa A la SR EN 1997-1, se combină cu coeficienții parțiali (γ_M) pentru parametrii de rezistență ai terenului, reprezentați prin simbolul M și dați în tabelul A.4, și cu coeficienții parțiali pentru rezistență (γ_R), reprezentați prin simbolul R și dați în tabelele A.5 și A.6.

Prin combinarea coeficienților parțiali este posibil ca o acțiune geotehnică sau efectul unei acțiuni incluzând o acțiune geotehnică să includă două seturi de coeficienți parțiali: A_n “+” M_n . Totodată, o rezistență geotehnică (capacitate portantă) include întotdeauna două seturi de coeficienți parțiali M_n “+” R_n .

Din tabelul A.4 dat în anexa A la SR EN 1997-1, rezultă că în setul $M1$ toți coeficienții parțiali pentru parametrii geotehnici sunt egali cu 1.0, adică valorile de calcul sunt egale cu valorile caracteristice, astfel cum sunt definite în CR 0 și SR EN 1990.

Abordarea de calcul 1

În această abordare, coeficienții parțiali sunt aplicați la sursă, adică asupra valorilor reprezentative ale acțiunilor și asupra valorilor caracteristice ale parametrilor rezistenței la forfecare ai terenului, cu utilizarea expresiei (5.3a). Aplicarea relației se exceptează în cazul piloților solicitați axial și al ancorajelor, când se utilizează relația (5.3b).

Se deosebesc două grupări ale coeficienților parțiali:

Gruparea 1: $A1$ “+” $M1$ “+” $R1$

Prin această grupare se urmărește atingerea siguranței față de abaterile nefavorabile prin raport cu valorile caracteristice ale acțiunilor sau efectului acțiunilor, în timp ce valorile de calcul ale proprietăților terenului sunt egale cu valorile caracteristice.

Gruparea 2: $A2$ “+” $M2$ “+” $R1$

Prin această grupare se urmărește atingerea siguranței față de abaterile nefavorabile prin raport cu valorile caracteristice ale parametrilor de rezistență ai terenului și față de incertitudinile în modelul de calcul, admitând totodată că acțiunile permanente sunt foarte apropiate de valorile reprezentative iar acțiunile variabile se pot abate în mod nefavorabil de la valorile reprezentative, astfel cum sunt definite în CR 0 și SR EN 1990.

Atunci când este clar că una din grupările de coeficienți parțiali guvernează proiectarea, nu mai este necesar calculul folosind cealaltă grupare. În general, se consideră că dimensionarea geotehnică este decisă de gruparea 2 în timp ce dimensionarea structurală este decisă de gruparea 1.

Este recomandabil ca, într-o primă etapă, să se dimensioneze elementul geotehnic folosind gruparea 2, iar într-o a doua etapă să se verifice, utilizând gruparea 1, dacă dimensiunea elementului este acceptabilă.

Pentru stările limită STR și GEO, în conformitate cu SR EN 1997-1/NB, este recomandată utilizarea abordării de calcul 1

Abordarea de calcul 2

În această abordare, siguranța fundației se verifică aplicând simultan coeficienți parțiali de siguranță acțiunilor sau efectelor acțiunilor și rezistenței, în timp ce pentru parametrii geotehnici de rezistență valorile de calcul se iau egale cu valorile caracteristice. Se folosește gruparea seturilor de coeficienți parțiali:

A1 “+” M1 “+” R2

Întrucât SR EN 1997-1/NB nu recomandă utilizarea în proiectarea geotehnică a Abordării de calcul 2, prezentul ghid nu detaliază această abordare.

Abordarea de calcul 3

În această abordare se utilizează o singură grupare a seturilor de coeficienți parțiali:

(A1 sau A2*) “+” M2 “+” R3*

Valorile caracteristice ale acțiunilor provenind de la structură sunt multiplicare cu coeficienții parțiali din setul *A1* pentru a se stabili valorile de calcul. Valorile de calcul ale acțiunilor generate de teren (acțiunile geotehnice) se stabilesc utilizând coeficienții parțiali din setul *M2* pentru parametrii rezistenței terenului și din setul *A2* pentru acțiuni.

Pentru stările limită STR și GEO, în conformitate cu SR EN 1997-1/NB, este recomandată utilizarea abordării de calcul 3.

Verificarea la starea limită provocată de subpresiunea apei (UPL)

Trebuie ca valoarea de calcul a acțiunilor permanente și variabile destabilizatoare, $V_{dst;d}$, să fie mai mică sau egală cu suma dintre valoarea de calcul a acțiunilor permanente verticale stabilizatoare, $G_{stb;d}$, și a oricăror altor rezistențe la ridicare, R_d , conform relației [2.8, SR EN 1997-1]:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (5.4)$$

Valorile recomandate ale coeficienților parțiali de siguranță în acest caz sunt date în tabelele A.15 și A.16 din anexa A la SR EN 1997-1.

Acțiuni permanente stabilizatoare sunt greutatea construcției și a pământului, unde este cazul. Subpresiunea apei, precum și orice altă forță de ridicare sau de smulgere, sunt acțiuni destabilizatoare. În tabelul A.16 sunt dați coeficienții parțiali de utilizat pentru a stabili valoarea de calcul a oricărei rezistențe adiționale la ridicare R_d , datorată rezistenței la forfecare a pământului, rezistenței la tracțiune a pilotului sau rezistenței ancorajelor. În mod alternativ, această rezistență poate fi trecută în rândul acțiunilor verticale permanente stabilizatoare.

Verificarea rezistenței la ruperea hidraulică a terenului (starea limită HYD)

Standardul SR EN 1997-1 cere ca pentru starea limită de cedare prin ridicarea terenului sub acțiunea unui curent ascendent de apă să se verifice, pentru orice coloană de pământ pertinentă, că valoarea de calcul a presiunii totale destabilizatoare a apei din pori ($u_{dst;d}$) la baza coloanei, sau valoarea de calcul a forței curentului în coloană ($S_{dst;d}$), este inferioară sau egală cu

tensiunea totală verticală stabilizatoare la baza coloanei ($\sigma_{stb;d}$) sau cu greutatea în stare submersată ($G'_{stb;d}$) a aceleiași coloane. Se aplică relațiile [2.9a și 2.9b, SR EN 1997-1]:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (5.5a)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (5.5b)$$

Valorile recomandate ale coeficienților parțiali de siguranță pentru verificarea la starea limită HYD sunt date în tabelul A.17 din anexa A la SR EN 1997-1.

5.2.4. Starea limită de exploatare (serviciu)

Verificarea la starea limită de exploatare (serviciu) trebuie să arate că apariția unei asemenea stări este suficient de improbabilă.

Stările limită de exploatare (serviciu) pot fi verificate în două moduri:

- prin calculul valorilor de calcul ale efectelor acțiunilor de calcul E_d (deformații, tasări diferențiale, vibrații, etc) și compararea lor cu valorile limită C_d cu relația [2.10, SR EN 1997-1],

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

- printr-o metodă simplificată, bazată pe experiență. Se admite utilizarea în calcul a valorilor caracteristice atât pentru acțiuni, cât și pentru proprietățile terenului (coeficient parțial 1.0). Totuși, în situațiile în care se calculează tasări diferențiale, este indicat să se utilizeze o combinație între valorile caracteristice superioare și inferioare ale modulului de deformație, pentru a ține seama de variațiile locale ale proprietăților terenului.

Este important de reținut că în expresia (5.6) C_d reprezintă, conform SR EN 1990, „valoarea de calcul limită a criteriului de exploatare considerat”. SR EN 1997-1 enunță următorul principiu în art. 2.4.8. „O valoare limită a unei anumite deformații este acea valoare pentru care se consideră atinsă în structură o stare limită de exploatare normală, ca de exemplu prin fisuri inacceptabile sau prin blocarea funcționării ușilor. Asupra acestei valori limită trebuie să se convină la proiectarea structurii suportate de teren.”

Sintagma „valoare limită” trebuie înțeleasă drept „**valoare admisibilă**”.

Unele valori limită ale tasărilor diferențiale sunt indicate în anexa informativă H la SR EN 1997-1. Valori limită orientative ale deformațiilor structurilor și ale deplasărilor fundațiilor sunt date în anexa F la normativul NP 112.

5.3. Memoriul geotehnic

Proiectarea geotehnică se finalizează prin întocmirea unui „Memoriu geotehnic”, denumit în SR EN 1997-1 „Raport de proiectare geotehnică”. Principalele aspectele care trebuie incluse în „Memoriul geotehnic” sunt enumerate în Tabelul 5.2

Tabelul 5.2 Conținutul „Memoriului geotehnic”

Nr. crt.	Date tehnice și informații
1	descriere a amplasamentului și vecinătăților
2	descriere a condițiilor de teren
3	descriere a lucrării pentru care se întocmește Memoriul geotehnic
4	valorile de calcul ale parametrilor geotehnici
5	lista standardelor și reglementărilor tehnice utilizate
6	calcule și desene/planșe aferente proiectării geotehnice
7	listă a punctelor care trebuie verificate pe parcursul execuției sau care reclamă măsuri

Datele de la nr.crt. 1, 2 și 3 din tabelul 5.2 sunt acoperite prin *Studiul Geotehnic*. Rezultă că „*Memoriul geotehnic*” trebuie să înglobeze sau să facă trimitere la *Studiul Geotehnic*, întocmit și verificat în conformitate cu NP 074.

Extinderea „*Memoriului geotehnic*” depinde de complexitatea lucrării. La lucrări aparținând Categoriei geotehnice 1 „*Memoriul geotehnic*” va fi foarte sumar, în timp ce pentru celelalte categorii volumul de date tehnice și informații poate crește. În tabelul 5.3 este dată, conform NP 074, corelarea între metodele de proiectare și categoria geotehnică.

Tabelul 5.3 Corelarea între categoria geotehnică și metodele de proiectare

	<i>Categoria Geotehnică 1</i>	<i>Categoria Geotehnică 2</i>	<i>Categoria Geotehnică 3</i>
Metode de proiectare	Metode de proiectare bazate pe măsuri prescriptive și proceduri simplificate, ca de exemplu utilizarea tabelelor cu presiuni convenționale la fundarea directă. Calculele de stabilitate și de deformații se vor efectua după caz.	Calcule de rutină pentru stabilitate / capacitate portantă și deformații folosind metode uzuale recomandate în reglementările tehnice în vigoare.	Calcule mai complexe, cu utilizarea unor metode care pot să nu fie prezentate în reglementările tehnice în vigoare.

5.4. Determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici

5.4.1. Stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici prin estimare prudentă

„*Valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic trebuie stabilită ca estimare prudentă a valorii care influențează apariția stării limită*”. Această prevedere din SR EN 1997-1 are în vedere următoarele:

- *este implicată gândirea inginerescă;*
- *este necesar un anumit grad de conservatorism în evaluare;*
- *este necesar să fie corelată valoarea caracteristică stabilită cu starea limită, cu alte cuvinte pot exista pentru același parametru mai multe valori caracteristice, fiecare asociată cu o anumită stare limită.*

Normativul NP 122 are la bază prevederile pertinente, în acest sens, din capitolul 2 al standardului SR EN 1997-1 și, totodată, ține seama de experiența acumulată în calculul la stări limită al terenului de fundare prin aplicarea standardelor SR 3300/1 și 3300/2. Armonizat cu SR EN 1997-1, NP 122 arată că valoarea caracteristică (X_k) este, de cele mai multe ori, o estimare prudentă a mediei valorilor determinate prin încercări sau prin măsurători în volumul de teren care guvernează, pentru starea limită considerată, comportarea structurii geotehnice.

Valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici se stabilesc, de regulă, pentru elementul geologic denumit strat, alcătuit din pământ aparținând aceleiași formațiuni geomorfologice și aceleiași clase dar și pentru subdiviziuni ale stratului: orizonturi (delimitate în grosime), lentile (delimitate în plan și în grosimea stratului) și zone (delimitate în plan).

La stabilirea valorii caracteristice a unui parametru geotehnic trebuie avute în vedere două aspecte majore:

- a) volumul de investigații efectuate pe teren și în laborator și gradul de încredere privind cunoașterea valorilor parametrului;
- b) zona din teren implicată în starea limită considerată și capacitatea structurii de a transfera încărcările de la zonele slabe la zonele mai rezistente din teren.

Cu privire la aspectul a), gradul de încredere în cunoștințele asupra terenului depinde de volumul de informații disponibile, obținute prin încercări sau prin alte surse, și de gradul de împrăștiere (variabilitatea) rezultatelor. Cu cât numărul de încercări întreprinse pe amplasament este mai mare iar volumul de alte informații este mai mare, cu atât este de așteptat să se obțină o mai bună determinare a valorii caracteristice a parametrului geotehnic asociată cu producerea stării limită în teren. Pe de altă parte, cu cât este mai mare împrăștierea rezultatelor, cu atât este mai mare incertitudinea asupra valorii care este asociată cu apariția stării limită în teren.

Cu privire la aspectul b), trebuie avut în vedere că valorile rezultatelor încercărilor pentru parametrul geotehnic fluctuează în mod aleator (stohastic) în jurul unei valori medii sau a unei tendințe medii. Încercările efectuate, fie în laborator fie pe teren, implică volume mici de pământ, în timp ce volumul de pământ, care induce apariția unei stări limită în teren, este mare. Drept urmare, rezultatele încercărilor trebuie mediate prin raport cu volumul de pământ implicat în starea limită considerată.

O valoare foarte apropiată de valoarea medie a parametrului geotehnic guvernează starea limită atunci când:

- este implicat un volum mare în straturi omogene de pământ;
- structura este suficient de rigidă și de puternică pentru a transfera forțele de la punctele mai slabe ale fundației către punctele mai puternice.

O valoare apropiată de valorile aleatoare cele mai scăzute ale parametrului geotehnic poate governa starea limită atunci când:

- este implicat un volum mic de pământ, iar suprafața de cedare se poate dezvolta în principal în volumul de pământ slab, sau
- structura nu este suficient de puternică și rigidă pentru a fi capabilă să transfere forțele de la zonele slabe la cele puternice.

În asemenea situații, valoarea caracteristică stabilită este indicat să fie apropiată de cea mai joasă valoare obținută din încercări sau să reprezinte valoarea medie a rezultatelor încercărilor pentru volumul mic de pământ aferent.

În legătură cu diferitele valori pe care le poate lua valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic, în NP 122 sunt utilizați următorii termeni:

- *Valoare caracteristică inferioară* ($X_{k\ inf}$): valoarea caracteristică obținută la estimarea mediei când valorile inferioare sunt mai nefavorabile pentru apariția stării limită;
- *Valoare caracteristică superioară* ($X_{k\ sup}$): valoarea caracteristică obținută la estimarea mediei când valorile superioare sunt mai nefavorabile pentru apariția stării limită;
- *Valoare caracteristică locală* ($X_{k\ loc}$): valoarea caracteristică obținută ca o estimare prudentă, de regulă, a celei mai scăzute valori din volumul de teren care guvernează apariția stării limită în structura geotehnică sau în părți din aceasta.

În cele ce urmează, sunt prezentate exemple din anexa A la normativul NP 122 care ilustrează utilizarea, după caz, a diferitelor valori caracteristice ale parametrilor geotehnici X_k , $X_{k\ inf}$, $X_{k\ sup}$ și $X_{k\ loc}$.

Fundații pe piloți

Stratificația în cuprinsul fișei piloților cuprinde două straturi de nisip, între care este intercalat un strat de turbă. Sunt examinate două cazuri:

- În primul caz (figura 5.5a), la determinarea valorii caracteristice R_{ck} a capacității portante de compresiune a pilotului obținută prin utilizarea valorii caracteristice a rezistenței pe baza pilotului $R_{b,k}$ și a valorii caracteristice a rezistenței de frecare pe suprafața laterală a

pilotului $R_{s,k}$, valori care depind de valoarea caracteristică a unghiului de frecare internă φ_k , este necesar să se utilizeze pentru fiecare din cele două straturi de nisip valoarea corespunzătoare a lui $\varphi_{k\ inf}$.

- În cel de al doilea caz (figura 5.5b), se consideră că la suprafața terenului se realizează o umplutură de pământ, care reprezintă o suprasarcină. Aceasta va determina tasarea s a stratului de turbă. Ca urmare, stratul superior de nisip în mișcarea sa în jos va exercita o frecare negativă asupra pilotului. La stabilirea mărimii frecării negative, considerată ca acțiune asupra pilotului, ce urmează a se adăuga acțiunilor transmise de structură, este necesar să se utilizeze valoarea $\varphi_{k\ sup}$. În acest caz, la stabilirea capacității portante la compresiune a pilotului se va lua în considerare doar stratul inferior de nisip, cu valoarea $\varphi_{k\ inf}$.

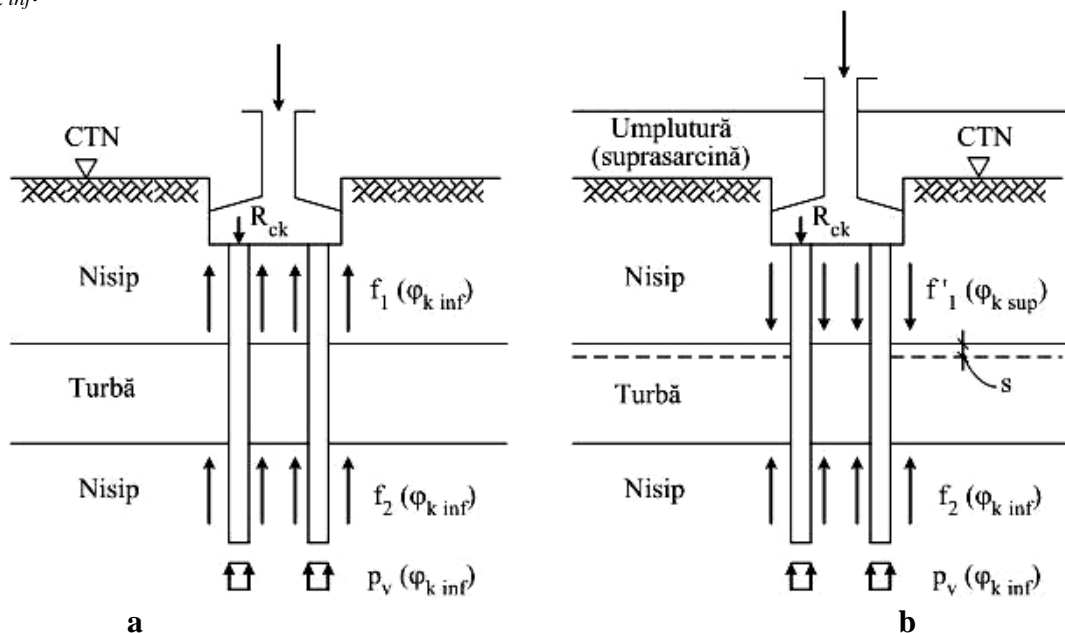


Figura 5.5 - Fundație pe piloți în două situații: fără suprasarcină deasupra cotei terenului natural (a); cu suprasarcină deasupra cotei terenului natural (b)

Fundație de suprafață

În figura 5.6 se prezintă cazul unei fundații pe radier rigid așezată pe un depozit de pământ de grosime variabilă.

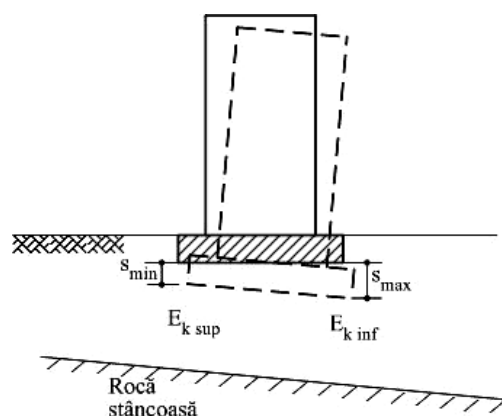


Figura 5.6 - Fundație pe radier așezată pe un depozit de pământ de grosime variabilă

Grosimea variabilă a stratului de pământ se datorează înclinării patului de rocă. Pentru estimarea tasării, este prudent să se recurgă la următoarele valori ale modului de deformare E ale stratului de pământ:

- $E_{k\ sup}$ în dreptul grosimii minime a stratului de pământ;
- $E_{k\ inf}$ în dreptul grosimii maxime a stratului de pământ.

În figura 5.7 se prezintă cazul fundației pe radier a unei structuri rigide așezate pe un strat omogen de pământ.

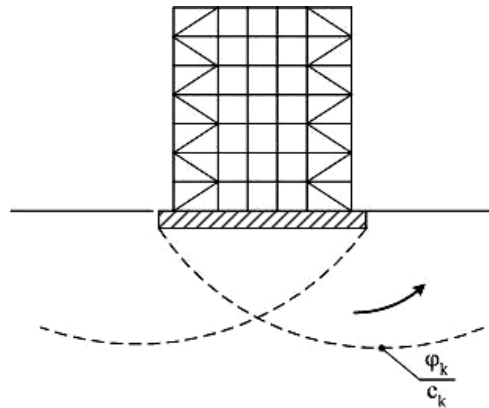


Figura 5.7 - Fundație pe radier a unei structuri rigide așezate pe un strat omogen de pământ

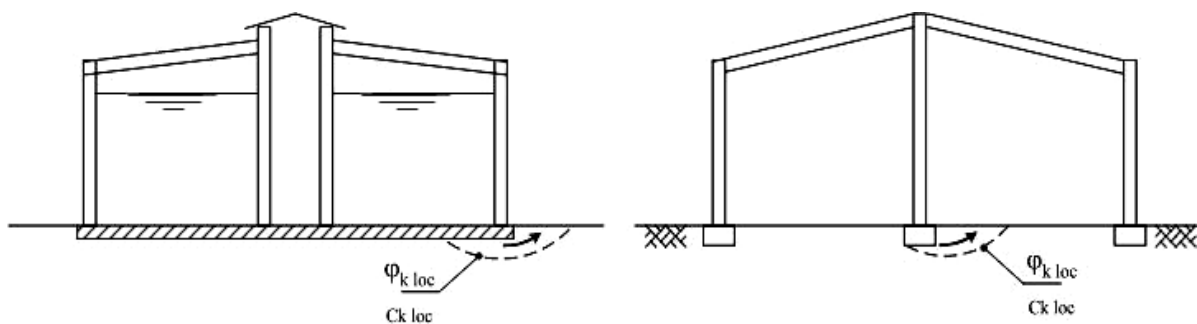
Cedarea terenului implică un volum mare într-un strat omogen de pământ. În acest caz este indicat ca la calculul capacității portante să se utilizeze valorile parametrilor rezistenței la forfecare φ_k și c_k , stabilite ca estimare prudentă a mediei valorilor determinate prin încercări în volumul mare de pământ care guvernează apariția stării limită.

În figura 5.8a se prezintă cazul unei fundații pe radier flexibil a unui rezervor acoperit.

Structura nu este suficient de rigidă pentru a transfera forțele de la punctele mai slabe către cele mai puternice și a angaja, pe această cale, un volum mare de pământ. În consecință, este necesară verificarea cedării locale sub peretele exterior, utilizându-se $\varphi_{k\ loc}$ și $c_{k\ loc}$ stabilite prin estimarea prudentă a valorilor medii ale parametrilor rezistenței la forfecare a pământului în volumul mic de pământ implicat.

În figura 5.8b se prezintă cazul unei hale parter cu fundații izolate sub stâlpi.

În cedarea terenului sub fiecare din stâlpii halei este implicat un volum mic de pământ. Și în acest caz, valorile de utilizat ale parametrilor rezistenței la forfecare sunt $\varphi_{k\ loc}$ și $c_{k\ loc}$.



a) Fundație pe radier flexibil a unui rezervor acoperit

b) Fundații izolate sub stâlpii unei hale parter

Figura 5.8

Taluz cu bermă supusă unei suprasarcini q

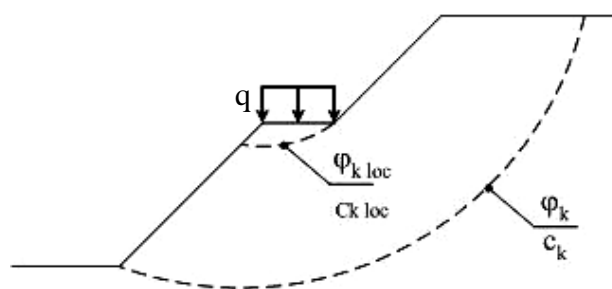


Figura 5.9 – Taluz cu bermă supusă unei suprasarcini

În acest caz se impun două verificări distincte:

- pierderea stabilității generale a întregului taluz implică, la fel ca în exemplul precedent, un volum mare de pământ. Calculul de stabilitate generală este indicat să se efectueze cu utilizarea valorilor parametrilor rezistenței la forfecare φ_k și c_k ai pământului stabilite prin estimarea prudentă a mediei valorilor determinate prin încercări în volumul mare de pământ care guvernează apariția stării limită;
- pierderea locală de stabilitate, datorată cedării bermei sub acțiunea suprasarcinii q . În acest caz, verificarea de stabilitate este indicat să se efectueze utilizându-se $\varphi_{k\text{ loc}}$ și $c_{k\text{ loc}}$, stabilite prin estimarea prudentă a valorilor medii ale parametrilor rezistenței la forfecare a pământului în volumul mic de pământ implicat.

5.4.2. Stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici prin utilizarea metodelor statistice

Determinarea prin metode statistice a proprietăților materialelor este prezentată în anexa D din SR EN 1990

În SR EN 1997-1 nu există o trimitere explicită la anexa D din SR EN 1990, ci se menționează, pur și simplu, posibilitatea utilizării metodelor statistice pentru alegerea valorilor caracteristice ale proprietăților terenului. Este, totuși, de la sine înțeles că această utilizare presupune existența unui număr suficient de mare de rezultate ale încercărilor, incluzând și date din experiența prealabilă.

Standardul SR EN 1997-1 recomandă ca, atunci când se utilizează metode statistice, valoarea caracteristică să fie determinată astfel încât probabilitatea calculată a unei valori mai defavorabile, care guvernează apariția stării limită considerate, să nu depășească 5%. Din acest punct de vedere, o estimare prudentă a valorii medii constă în a alege valoarea medie a unui ansamblu limitat de valori ale parametrului geotehnic cu un nivel de încredere de 95%, în timp ce, prin raport cu o cedare locală, o estimare prudentă a valorii celei mai reduse este o cuantilă de 5%.

Se admite că valorile parametrului geotehnic se înscriu pe o curbă de distribuție normală de tip Gauss (figura 5.10). Atunci când starea limită este guvernată de un volum mare de pământ, valoarea caracteristică a parametrului X_k trebuie aleasă drept o estimare prudentă a valorii medii $X_{k,med}$. Metodele statistice trebuie să conducă la o estimare a lui $X_{k,med}$, valoarea necunoscută a parametrului care guvernează starea limită în teren, cu un anumit nivel de încredere, de exemplu cu probabilitatea de 95% ca valoarea medie care guvernează apariția stării limită în teren să fie mai favorabilă decât valoarea caracteristică.

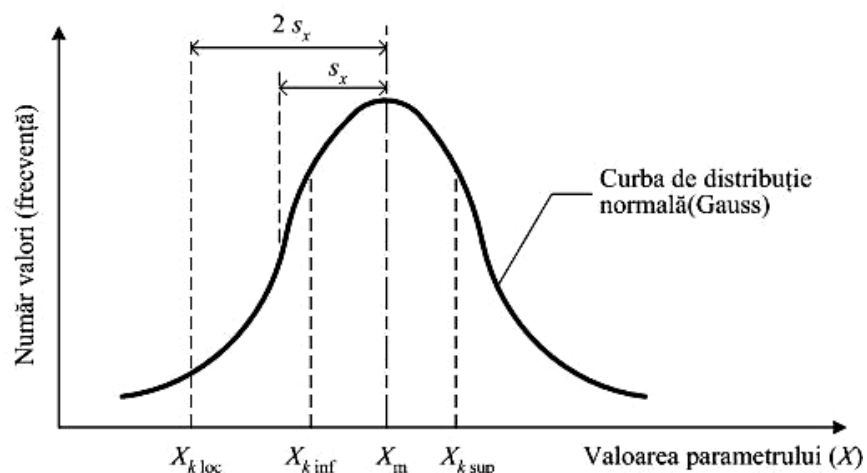


Figura 5.10 - Curba de distribuție normală de tip Gauss a valorilor parametrului geotehnic

Atunci când starea limită este guvernată de un volum mic de pământ și nu se dispune de probe în acel volum, ca în exemplele din figurile 5.8a, 5.8b și 5.9, valoarea caracteristică $X_{k\ loc}$ trebuie astfel aleasă încât să existe o probabilitate de numai 5% ca undeva în teren să existe o valoare mai defavorabilă decât valoarea caracteristică. În asemenea cazuri, valoarea caracteristică $X_{k\ loc}$ este indicat să corespundă la o cuantilă de 5%.

Este de observat că, în unele situații, cuantila de 5% poate conduce la valori foarte mici ale parametrului geotehnic și la o proiectare mult prea acoperitoare. Soluția constă în efectuarea unei investigații suplimentare a terenului, care să permită obținerea pentru zonele respective a unor valori medii locale ale parametrului.

Formulele statistice pentru determinarea valorilor parametrului geotehnic cu un nivel de încredere de 95%, sau pentru cuantila de 5%, depind de tipul de populație statistică, de tipul de probe și de volumul și gradul de încredere al cunoștințelor prealabile.

O distincție trebuie făcută între populațiile statistice *fără tendință* și cele *cu tendință*.

Populațiile *fără tendință* sunt populații omogene în care valorile parametrului prezintă fluctuații aleatoare în jurul valorii medii. Nu se poate stabili o legătură între valoarea parametrului și locul unde s-a obținut valoarea care intră în prelucrare.

Populațiile *cu tendință* sunt populații la care valorile parametrului sunt distribuite aleator în jurul unei variații clare în funcție de un alt parametru. Exemple de populații cu tendință sunt valorile rezistenței la forfecare în condiții nedrenate și ale compresibilității argilelor normal consolidate care cresc cu adâncimea.

O altă distincție se face în funcție de modul în care sunt obținute populațiile statistice. Se vorbește despre o *populație locală* atunci când rezultatele încercărilor sau valorile derivate sunt obținute prin încercări întreprinse chiar pe amplasament sau foarte aproape de amplasamentul structurii ce urmează a se proiecta. Se vorbește despre *populații regionale* atunci când rezultatele încercărilor sunt obținute prin încercări asupra aceleiași formațiuni geologice, dar întreprinse pe o arie extinsă și aflate, de exemplu, într-o bancă de date.

Dacă se dispune de o populație locală destul de mare, aceasta va putea servi la alegerea valorii caracteristice a parametrului geotehnic. Atunci când informația locală este insuficientă sau lipsește cu desăvârșire, stabilirea valorii caracteristice se va baza pe datele populației regionale sau pe altă experiență relevantă. Totuși, acest procedeu poate fi acceptat, în cazul unor lucrări care se încadrează în Categoriile geotehnice 2 sau 3, doar în faza unei proiectări

preliminare, urmând ca valoarea caracteristică să fie apoi stabilită pe baza rezultatelor încercărilor pe amplasament.

În SR EN 1997-1 se precizează că în metodele statistice trebuie să se țină seama de cunoștințele prealabile asupra proprietăților aceluiași tipuri de pământuri. O modalitate de a introduce cunoștințele prealabile o constituie utilizarea coeficientului de variație V_x al proprietății pământului pentru care trebuie stabilită valoarea caracteristică.

Valoarea caracteristică X_K se calculează cu relația:

$$X_K = X_m (1 \pm k_n V_x) \quad (5.7)$$

unde X_m este media aritmetică a valorilor parametrului;

V_x este coeficientul de variație;

k_n este un coeficient statistic de variație a mediei, care depinde de numărul de valori selectate și de nivelul de asigurare a mediei.

La luarea în considerare a coeficientului de variație V_x , apar două situații extreme:

- V_x nu este cunoscut a priori și trebuie estimat pe baza rezultatelor celor n încercări care formează populația locală. Acesta este cazul „ V_x necunoscut”.
- Coeficientul de variație V_x este cunoscut a priori (V_x cunoscut). Cunoașterea prealabilă poate rezulta din interpretarea unor încercări prealabile, din baza de date sau din valori publicate ale coeficienților de variație pentru proprietățile unor terenuri similare (experiență comparabilă). În acest caz, V_x în relația (5.8) este o valoare cunoscută a priori.

Coeficientul de variație se calculează astfel:

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} \quad (5.8)$$

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} \quad (5.9)$$

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} \quad (5.10)$$

în care: s_x abaterea standard a valorilor individuale selectate X_i , determinate prin încercări sau derivate din rezultatele încercărilor pe teren sau în laborator, X_m media aritmetică a valorilor X_i selectate, n numărul de valori X_i selectate.

Valorile coeficientului statistic k_n pentru un nivel de asigurare de 95% , conform cu NP 122, sunt date în tabelul 5.4.

Tabelul 5.4 Valorile coeficientului statistic k_n

Numărul de valori n	Valori k_n pentru	
	V_x necunoscut	V_x cunoscut
3	1,69	0,95
4	1,18	0,82
5	0,95	0,74
6	0,82	0,67
8	0,67	0,58
10	0,58	0,52
20	0,39	0,37
≥ 30	0,31	0,30

Notă: Pentru valori n intermediare, se admite interpolarea lineară a valorilor k_n din tabel.

În funcție de semnul + sau – utilizat în relația (5.7) se stabilesc valorile caracteristice superioare ($X_{k \text{ sup}}$), respectiv inferioare ($X_{k \text{ inf}}$) ale parametrului geotehnic:

$$X_{k \text{ sup}} = X_m (1 + k_n \cdot V_x) \quad (5.11)$$

$$X_{k \text{ inf}} = X_m (1 - k_n \cdot V_x) \quad (5.12)$$

Alegerea semnului se face astfel încât să se obțină o creștere a siguranței. De cele mai multe ori, valoarea $X_{k \text{ inf}}$ este cea care îndeplinește această condiție.

Exemplele din figurile (5.5.b) și (5.6) au ilustrat situații în care creșterea siguranței a cerut utilizarea valorii caracteristice superioare a parametrilor geotehnici. Un alt exemplu în același sens îl reprezintă cazul unui zid de sprijin la care se utilizează valoarea caracteristică superioară pentru greutatea volumică, γ , a pământului într-o formulă de tipul:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad .$$

cu care se stabilește mărimea împingerii active a pământului asupra unui zid de sprijin de înălțime H .

Pentru calculul valorilor caracteristice locale $X_{k \text{ loc}}$, NP 122 dă următoarea relație:

$$X_{k \text{ loc}} = X_m (1 - 2V_x) \quad (5.13)$$

cu precizarea că nu se va utiliza metoda V_x cunoscut.

5.4.3. Stabilirea valorilor de calcul (de proiectare) ale parametrilor geotehnici

Conform principiului definit în art. 2.4.6.2 din SR EN 1997-1, valorile de calcul (de proiectare) ale parametrilor geotehnici, X_d , trebuie stabilite fie pe baza valorilor caracteristice, cu relația:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (5.14)$$

fie prin determinare directă.

Valorile coeficientului parțial de siguranță γ_M sunt definite în anexa A la SR EN 1997-1.

În anexa A a prezentului ghid la pct. A1. sunt date șapte exemple de calcul privind stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici, de utilizat în calcule de deformații și de capacitate portantă.

CAPITOLUL 6. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A FUNDAȚILOR DE SUPRAFAȚĂ

Acest capitol are în vedere aplicarea prevederilor Părții I a normativului NP 112 care sunt corelate cu prevederile din SR EN 1997-1 și SR EN 1997-1/NB, secțiunea 6.

6.1. Stări limită

La proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață trebuie să fie luate în considerare următoarele stări limită:

- a) Stările limită ultime de tip GEO, caracterizate prin deplasări neamortizate ale fundației, se pot manifesta prin:
 - pierderea stabilității generale;
 - epuizarea capacității portante, cedarea prin poansonare;
 - cedarea prin alunecare;
 - cedarea combinată în teren;
 - cedarea combinată în teren și structură.
- b) Starea limită ultimă de tip STR, caracterizată prin deplasări amortizate mari ale fundațiilor, se poate manifesta prin cedarea structurală.
- c) Stările limită de exploatare se pot manifesta prin:
 - tasări excesive;
 - ridicarea excesivă a terenului datorită umflării, înghețului și altor cauze;
 - vibrații inacceptabile.

6.2. Metode de proiectare

La proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață trebuie utilizată una din metodele prezentate mai jos.

Metoda directă presupune *calcule separate* pentru fiecare stare limită.

La starea limită ultimă, modelul de calcul trebuie să simuleze cât mai bine cu putință mecanismul de cedare.

- Pentru calculul capacității portante se utilizează metoda bazată pe un model de calcul analitic prezentată în Anexa F la NP 112.
- Pentru verificarea față de cedarea prin lunecarea pe talpă, care trebuie efectuată atunci când încărcarea nu este normală pe talpa fundației, se utilizează metoda prezentată la pct. I.6.2 din NP 112.

La starea limită de exploatare se impune efectuarea unui calcul al tasărilor.

Metodele de calcul utilizate sunt:

- metode analitice:
 - metoda însumării tasărilor pe strate elementare (Anexa H la NP 112);
 - metodele bazate pe soluții din teoria elasticității pentru calculul tasării (Anexa F la SR EN 1997-1), respectiv pentru calculul înclinării fundației dreptunghiulare, circulare sau continue (Anexa H la NP 112).
- metode care utilizează modele semi-empirice, bazate pe rezultatele unor încercări pe teren, în conformitate cu Anexele B2, C2 și D4 la SR EN 1997-2 (încercarea cu penetrometrul cu con, încercarea cu presiometrul, încercarea de penetrare standard).

Metoda indirectă este bazată pe experiența comparabilă și utilizează rezultatele încercărilor pe teren sau în laborator sau alte observații, precum și încărcările corespunzătoare stării limită de exploatare. Întrucât experiența comparabilă corespunde stării limită de exploatare, utilizarea metodei indirecte satisface în mod automat cerințele SLE. În același timp, metoda indirectă acoperă implicit și cerințele stării limită ultime, cu condiția să existe o experiență comparabilă. Așadar, metoda indirectă este o metodă care asigură într-un singur pas verificarea atât la starea limită de exploatare cât și la starea limită ultimă.

În metoda indirectă calculele se pot efectua utilizând modele analitice sau semi-empirice dar, întrucât se verifică doar condițiile impuse de SLE, nu este necesară adoptarea unei anumite abordări de calcul ca în cazul metodei directe.

Un exemplu de metodă indirectă este dat în Anexa C1 la SR EN 1997-2.

Metoda prescriptivă este bazată pe experiența comparabilă care arată că fundații dimensionate pentru o anumită presiune pe teren au condus la deformații acceptabile pentru o construcție. În acest mod, presiunea devine la rândul-i acceptabilă pentru a putea fi aplicată la lucrări similare în condiții de teren similare.

Un exemplu de metodă prescriptivă îl reprezintă utilizarea la proiectarea fundațiilor de suprafață a unor presiuni convenționale, date în Anexa C la NP 112. Trebuie avut în vedere că dimensionarea în faza finală de proiectare a fundației pe baza presiunii convenționale reprezintă satisfacerea simultană a cerințelor atât pentru SLU, cât și pentru SLE.

6.3. Proiectarea la stări limită ultime

Stabilitatea generală

Trebuie verificată în următoarele situații: în apropiere sau pe un taluz, natural sau artificial; în apropierea unei excavații sau a unei lucrări de susținere; în apropiere de un râu, canal, lac, rezervor sau de malul mării; în apropierea unor exploatare miniere sau a unor lucrări îngropate.

Metodele de verificare a stabilității generale sunt examinate în SR EN 1997-1, secțiunea 11.

Capacitatea portantă

Trebuie satisfăcută inegalitatea [(I.13) NP 112]:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

unde: V_d este valoarea de calcul a acțiunii verticale sau componenta verticală a unei acțiuni totale aplicată la baza fundației;

R_d este valoarea de calcul a capacității portante.

În V_d trebuie inclusă greutatea proprie a fundației, greutatea oricărui material de umplutură și toate presiunile pământului, fie favorabile, fie nefavorabile; presiunile apei, care nu se datorează încărcărilor transmise terenului de fundare, trebuie incluse ca acțiuni.

R_d se calculează, după caz, cu relațiile F.1 și F.2 din Anexa F la NP 112.

Rezistența la lunecare

Trebuie îndeplinită condiția [(I.23) NP 112]:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (6.2)$$

unde: H_d este valoarea de calcul a acțiunii orizontale sau componenta orizontală a unei acțiuni totale aplicată paralel cu baza fundației, incluzând valoarea de calcul a oricărei presiuni active a pământului asupra fundației;
 R_d este valoarea de calcul a rezistenței ultime la lunecare;
 $R_{p;d}$ este valoarea de calcul a rezistenței frontale și/sau laterale mobilizate ca urmare a acțiunii executate de H_d asupra fundației.

Această stare limită ultimă de tip GEO pentru fundație poate fi atinsă chiar și fără formarea unui mecanism de cedare în pământul din fața fundației. Cu alte cuvinte, $R_{p;d}$ poate să nu reprezinte rezistența pasivă a pământului, pentru a cărei mobilizare sunt necesare deplasări mari. Trebuie, totodată, avute în vedere efectele excavării locale, eroziunii, contracției argilei ș.a., care pot reduce sau chiar anula rezistența pasivă din fața fundațiilor de mică adâncime ale zidurilor de sprijin.

R_d se calculează, după caz, cu relațiile I.24 și I.25 din NP 112.

Cedarea structurală datorată deplasării fundației

Aceasta este o stare limită ultimă de tip STR, datorată deplasărilor diferențiale verticale și orizontale ale fundațiilor, produse, de pildă, de:

- tasări sau deplasări orizontale mari;
- tasări ca urmare a coborârii nivelului apei subterane;
- contracții ca urmare a sucțiunilor exercitate de rădăcinile pomilor din vecinătatea fundațiilor;
- umflarea argilelor ca urmare a variațiilor de umiditate;
- tasări ale pământurilor afânate în urma vibrațiilor, inundațiilor etc.

În vederea evitării cedării structurale, valorile limită ale deplasărilor trebuie stabilite la proiectarea structurii. În Anexa H din NP 112 sunt date valori limită orientative ale deformațiilor structurilor și deplasărilor fundațiilor.

6.4. Proiectarea la starea limită de exploatare (serviciu)

Pentru stările limită de exploatare în teren sau într-o secțiune, element sau îmbinare a structurii, trebuie verificată îndeplinirea condiției [(I.12) NP 112]:

$$E_d \leq C_d \quad (6.3)$$

unde: E_d este valoarea de calcul a efectului unei acțiuni sau al combinațiilor de acțiuni;
 C_d este valoarea de calcul limită a efectului unei acțiuni sau combinații de acțiuni

În concordanță cu practica de proiectare din țara noastră bazată pe aplicarea metodei stărilor limită relația (6.3) este particularizată în Anexa H la NP 112 (relația (H.15)) sub forma:

$$\Delta_s \leq \bar{\Delta}_s \quad \text{sau} \quad \Delta_t \leq \bar{\Delta}_t \quad (6.4)$$

unde:

- Δ_s sau Δ_t - deplasări sau deformații posibile, calculate conform NP 112 Anexa H;
- $\bar{\Delta}_s$ - valori limită ale deplasărilor fundațiilor și deformațiilor structurilor, stabilite de proiectantul structurii sau determinate conform NP 112 Anexa H tabelul H.1;
- $\bar{\Delta}_t$ - valori limită ale deplasărilor fundațiilor și deformațiilor structurilor admise din punct de vedere tehnologic, specificate de proiectantul tehnologic, în cazul construcțiilor cu restricții de deformații în exploatare.

De asemenea, ținând seama de practica de proiectare în domeniu, NP 112 introduce, alături de condițiile (6.4), condiția de verificare a criteriului privind limitarea încărcărilor transmise la teren [(I.26) NP 112]:

$$P_{ef,med} < P_{pl} \quad (6.5)$$

unde: $p_{ef,med}$ este presiunea efectivă medie la baza fundației, calculată pentru grupările de acțiuni (efecte ale acțiunilor) definite conform CR 0, după caz (caracteristică, frecventă, cvasipermanentă)

p_{pl} este presiunea plastică, care reprezintă valoarea de calcul limită a presiunii pentru care în pământ apar zone plastice de extindere limitată.

Presiunea plastică se calculează, după caz, cu relațiile H.16 și H.17 din Anexa H la NP 112.

Condiția de verificare (6.5) exprimă o condiție de veridicitate a calculului tasărilor bazat pe modelul Hooke al mediului elastic atât la stabilirea eforturilor în teren, cât și la definirea relațiilor efort – deformație. Se admite că, atât timp cât zonele plastice au extindere limitată (pe o adâncime egală cu 1/4 din lățimea B a fundației), acest model poate sta la baza estimării tasărilor. O extindere mai mare a zonelor plastice ar conduce la un mediu elasto-plastic pentru care tasările ar trebui calculate pe alte baze (de exemplu prin aplicarea metodei elementelor finite) ceea ce, în mod obișnuit, nu se justifică. Relația (6.5) se utilizează pentru calculul la starea limită de exploatare și, în consecință, coeficienții parțiali pentru parametrii geotehnici γ , φ și c au valoarea unitară ($\gamma_M = 1,0$).

În anexa A a prezentului ghid la pct. A2 sunt date exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață.

CAPITOLUL 7. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A FUNDAȚILOR PE PILOȚI

Acest capitol are în vedere prevederile din normativul NP 123 care sunt corelate cu prevederile din SR EN 1997-1 și SR EN 1997-1/NB, secțiunea 7.

Normativul NP 123 se referă la toate tipurile de piloți, din punctul de vedere al modului cum sunt transferate la teren încărcările axiale (piloți purtători pe vârf sau piloți flotanți), din punctul de vedere al solicitării (axială, de compresiune, de tracțiune sau transversală) și din punctul de vedere al modului de punere în operă (prin batere, prin presare, prin înșurubare, prin forare cu sau fără injectare).

Prevederile NP 123 nu se aplică la proiectarea micropiloților dar pot fi utilizate, în anumite condiții, la proiectarea fundațiilor pe barete.

7.1. Stări limită

Stările limită care trebuie avute în vedere la proiectarea unei fundații pe piloți se clasifică în trei categorii, după cum urmează:

(i) Referitor la epuizarea capacității portante în raport cu terenul (capacitatea portantă externă) a piloților:

- pierderea stabilității generale;
- epuizarea capacității portante a fundației pe piloți;
- ridicarea sau rezistența la tracțiune insuficientă a fundației pe piloți;
- cedarea terenului datorită încărcării transversale a fundației pe piloți.

(ii) Referitor la epuizarea capacității portante interne a piloților:

- cedarea structurală a pilotului la diferite tipuri de solicitări;
- cedarea combinată în teren și în fundația pe piloți;
- cedarea combinată în teren și structură.

(iii) Referitor la stările limită de exploatare sau ultime în structură:

- tasarea excesivă;
- ridicarea excesivă;
- deplasarea laterală excesivă;
- vibrațiile inacceptabile.

7.2. Acțiuni și situații de proiectare

Acțiunile și situațiile de proiectare care trebuie incluse în proiectarea geotehnică sunt descrise în Capitolul 5 din prezentul ghid.

Tipurile de acțiuni asupra piloților produse de deplasările terenului sunt: frecarea negativă, ridicarea (umflarea) și încărcarea transversală.

Frecarea negativă produsă de tasarea pământului din jurul pilotului

Frecarea negativă este o acțiune verticală, dirijată de sus în jos, care apare atunci când deplasarea terenului din jurul pilotului produsă de comprimarea terenului sub greutate proprie și/sau efectul oricărei supraîncărcări în jurul pilotului este mai mare decât deplasarea pilotului însuși.

Frecarea negativă se consideră ca o forță care se adaugă la forțele axiale provenite de la structură.

În mod normal, în grupările de încărcare nu se consideră simultan frecarea negativă și încărcările temporare.

Ridicarea terenului

Sunt numeroase cauze care pot produce ridicarea terenului: descărcarea terenului prin excavare, acțiunea înghețului, baterea piloților învecinați, umflarea pământului argilos, oprirea extragerii apei din pânzele acvifere, împiedicarea evaporării prin noi construcții, etc. Ridicarea se poate produce în cursul execuției, înainte de încărcarea piloților de către lucrare. Ca și în cazul frecării negative, ridicarea terenului se tratează drept o acțiune.

Încărcarea transversală produsă de mișcările terenului

În SR EN 1997-1, secțiunea 7 (7.3.2.4) sunt enumerate situațiile de proiectare în care pot apărea încărcări transversale asupra unui pilot produse de mișcările terenului din jurul acestuia.

Dintre acestea, situația cea mai des întâlnită este cea a piloților sau fundațiilor pe piloți realizate într-un taluz aflat în mișcare.

O altă situație de proiectare este arătată în figura 7.1. În cuprinsul stratificației apare un strat argilos de consistență redusă. Sub efectul unei suprasarcini nesimetrice (de o singură parte a fundației) este generată o tendință de deplasare laterală a stratului moale care încearcă să se „lamineze” printre piloții fundației. Presiunea orizontală rezultată, p_h , trebuie luată în considerare la proiectare pentru a preveni ruperea piloților.

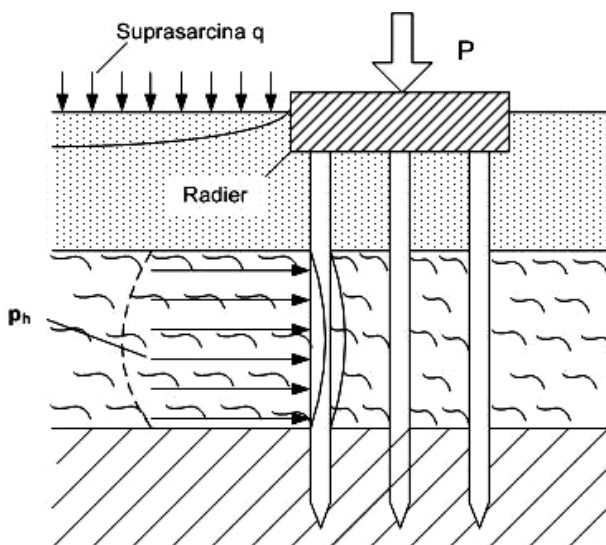


Figura 7.1 - Presiunea orizontală generată de tendința de deplasare laterală a stratului moale

7.3. Metode de proiectare și considerații referitoare la proiectare

Principiul de bază al metodelor de proiectare a piloților, respectiv a fundațiilor pe piloți constă în utilizarea rezultatelor încărcărilor statice pe piloții de probă obținute în mod direct, chiar pe amplasamentul fundației. În anumite cazuri, rezultatele încărcărilor statice pot fi utilizate în mod indirect, atunci când se folosesc metode de calcul empirice sau teoretice a căror validitate a fost confirmată de încărcări sub sarcini statice realizate în situații comparabile. De asemenea, utilizarea rezultatelor unor încercări sub sarcini dinamice este condiționată de validitatea demonstrată prin încercări statice în situații comparabile. Proiectarea se poate face

și pe baza datelor obținute prin monitorizarea comportării unor fundații pe piloți comparabile, dar numai dacă acest mod de abordare este susținut de rezultatele investigațiilor pe amplasament și ale încercărilor asupra terenului.

Factorii care trebuie luați în considerare la proiectarea fundațiilor pe piloți sunt:

- comportarea piloților individuali și a grupelor de piloți;
- durata și variația în timp a încărcării;
- suprasarcinile sau excavațiile prevăzute a se produce în viitor;
- modificările potențiale în regimul apei subterane.

De asemenea, la alegerea tipului de pilot și a metodei de punere în operă se vor avea în vedere diferitele aspecte enumerate în SR EN 1997-1, secțiunea 7.

7.4. Încărcări de probă pe piloți

În SR EN 1997-1, secțiunea 7, sunt indicate situațiile în care trebuie întreprinse încărcările de probă pe piloți și modalitățile de utilizare a acestora. Se examinează încărcările statice de probă, atât pe piloții de probă, cât și pe piloții care rămân în lucrare, precum și încărcările în condiții dinamice.

Normativul NP 123 precizează condițiile de utilizare a încărcărilor pe piloți în faza finală de proiectare și stabilește numărul total minim al piloților încercați static. Pentru încărcările în condiții dinamice, în NP 123 se precizează obligativitatea respectării indicațiilor din SR EN 1997-1 (7.5.3).

În privința modului de efectuare a încercărilor pe piloți este necesară respectarea prevederilor din reglementările tehnice în vigoare privind încercarea în teren a piloților de probă și a piloților din fundații.

7.5. Piloți supuși la solicitări axiale

În SR EN 1997-1(7.6) se precizează patru tipuri de stări limită care pot fi induse în cazul piloților supuși la solicitări axiale.

Primele două se referă la piloții izolați sau în grup:

- stări limită ultime de cedare prin epuizarea capacității portante la compresiune sau tracțiune a pilotului izolat;
- stări limită de cedare prin epuizarea capacității portante la compresiune sau tracțiune a fundației pe piloți ca un întreg.

Ultimele două sunt stări limită de tip SLU sau SLE datorate tasărilor piloților:

- stări limită ultime de cedare sau degradare severă a structurii produse de deplasări absolute sau diferențiale excesive ale fundației pe piloți;
- stări limită de exploatare ale structurii produse de deplasarea piloților.

Epuzarea capacității portante la compresiune sau tracțiune a pilotului izolat este definită drept acea stare la care pilotul se deplasează nelimitat în jos (dacă este solicitat la compresiune) sau în sus (dacă este solicitat la tracțiune), cu o creștere sau descreștere neglijabilă a rezistenței. În figura 7.2 este arătată o diagramă de încărcare-tasare obținută prin încărcarea de probă a unui pilot solicitat la compresiune, care corespunde acestei situații.

Sunt însă frecvente cazurile în care diagrama de încărcare-tasare are alura arătată în figura 7.3. În asemenea cazuri, criteriul de „cedare” se asociază cu o tasare limită, s_{lim} , egală cu 10% din diametrul (latura) pilotului.

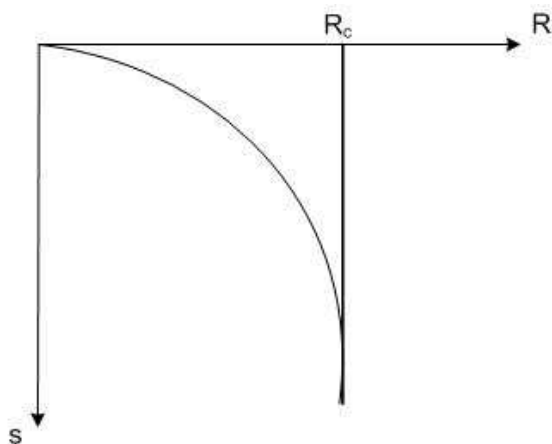


Figura 7.2

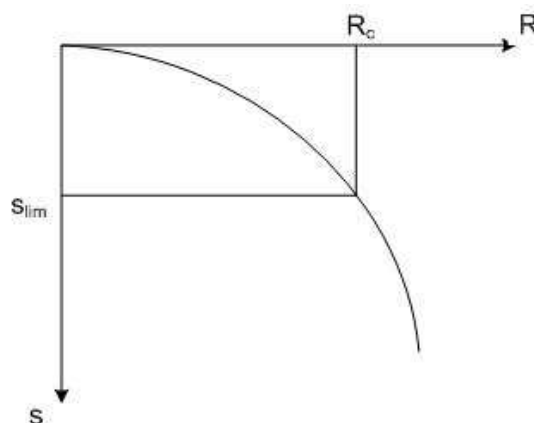


Figura 7.3

Diagrame de încărcare-tasare obținute prin încercarea la compresiune a unor piloți de probă

7.5.1. Capacitatea portantă la compresiune

Relația generală de verificare este [(1) NP 123]:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (7.1)$$

unde: $F_{c;d}$ - valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot sau a unui grup de piloți corespunzătoare stării limită ultime;

$R_{c;d}$ - valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a terenului în contact cu pilotul la starea limită ultimă, R_c .

Relațiile date în NP 123 privitoare la determinarea lui $R_{c;d}$ se referă exclusiv la pilotul individual.

Capacitatea portantă ultimă la compresiune stabilită pe baza încărcărilor statice de probă pe piloți

Pentru determinarea capacității portante ultime piloții încercați trebuie să fie de același tip cu piloții din fundație și să fie realizați în aceleași condiții de teren. Interpretarea rezultatelor încercărilor pe piloți trebuie să ia în considerare variabilitatea terenului de fundare de pe amplasament, precum și cea datorată abaterilor de la tehnologia normală de execuție.

În cazul unor piloți cu diametru foarte mare se admite să se efectueze încărcarea de probă pe piloți instrumentați cu diametru mai mic, fără a se coborî, însă, sub raportul 0,5 între diametrul pilotului de probă și cel al pilotului din lucrare. Totodată, tehnologia de execuție a celor doi piloți trebuie să fie aceeași.

Capacitatea portantă ultimă de compresiune stabilită pe baza încercărilor asupra pământurilor

În SR EN 1997-1 se precizează că metodele din această categorie să se bazeze pe rezultatele unor încercări pe piloți și pe o experiență comparabilă.

Este permisă utilizarea unui coeficient de model care să ia în considerare amploarea incertitudinii pe care o introduce metoda de calcul, astfel încât capacitatea portantă estimată pe această cale să fie suficient de sigură.

Între metodele din această categorie se înscrie și calculul capacității portante a piloților prefabricați introduși prin batere, obținut pe baza datelor din încercarea de penetrare statică cu conul (CPT) prezentată în NP 123.

Capacitatea portantă ultimă la compresiune stabilită pe baza rezultatelor unor încercări dinamice

În SR EN 1997-1 se consideră trei tipuri de încercări dinamice relevante în acest caz:

- pe baza încercărilor de impact dinamice;
- pe baza formulelor de batere;
- pe baza interpretării ecuației unde.

Normativul NP 123 se referă, de asemenea, la cele trei tipuri de încercări dinamice, dar că relații de calcul doar în cazul formulelor de batere, aplicabile în cazul piloților purtători pe vârf bătuți într-un pământ necoeziv.

Capacitatea portantă ultimă la compresiune a piloților stabilită prin metode prescriptive

În SR EN 1997-1 nu se face nici o referire cu privire la utilizarea de metode prescriptive în cazul piloților solicitați axial.

În NP 123 este inclusă o metodă prescriptivă, prin preluarea și adaptarea procedurilor din STAS 2561/3.

7.5.2. Capacitatea portantă la tracțiune

Relația generală de verificare este [(20) NP 123]:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad (7.2)$$

unde: $F_{t,d}$ - valoarea de calcul a tracțiunii exercitată asupra unui pilot corespunzătoare stării limită ultime;

$R_{t,d}$ - valoarea de calcul a rezistenței la tracțiune a pilotului în contact cu terenul la starea limită ultimă, R_t .

În SR EN 1997-1 se examinează determinarea capacității portante la tracțiune pe baza încărcărilor de probă asupra piloților și pe baza încercărilor asupra pământului.

În plus față de prevederile din SR EN 1997-1, în NP 123 se abordează stabilirea rezistenței ultime la tracțiune pe baza datelor din încercarea de penetrare statică și prin metode prescriptive.

Pe lângă cedarea prin smulgerea din pământ a piloților, în SR EN 1997-1 este inclusă și cedarea prin ridicarea sub efectul subpresiunii (starea limită UPL) a unui bloc de pământ care conține piloții.

7.5.3. Deplasări verticale ale fundațiilor pe piloți

Fundația pe piloți trebuie astfel proiectată încât deplasările verticale să fie limitate și să nu conducă la apariția unor stări limită, fie de tip SLU, fie de tip SLE, în structura suportată de piloți.

În SR EN 1997-1 se arată că, atunci când se calculează deplasările verticale ale unei fundații pe piloți, este indicat să se aibă în vedere incertitudinile asociate cu modelul de calcul și cu determinarea proprietăților pământului care intervin, ceea ce face ca de cele mai multe ori calculele să nu poată furniza decât o estimare aproximativă a deplasărilor. În acest sens trebuie considerată și metoda de calcul a tasării unei fundații pe piloți bazată pe schema fundației convenționale, dată în Anexa D la NP 123.

7.6. Piloți solicitați transversal

Relația de verificare este [(29) NP 123]:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d} \quad (7.3)$$

unde: $F_{tr,d}$ - valoarea de calcul a încărcării transversale asupra unui pilot corespunzătoare stării limită ultime;

$R_{tr,d}$ - valoarea de calcul a rezistenței la solicitare transversală a pilotului în contact cu terenul la starea limită ultimă, R_{tr} , luând în considerare efectul oricăror încărcări axiale de compresiune sau de tracțiune.

Potrivit SR EN 1997-1, în funcție de rigiditatea piloților sunt posibile două mecanisme de cedare:

- în cazul piloților scurți, rotirea sau translatarea pilotului ca un corp rigid (figura 7.4);
- în cazul piloților lungi și zvelți, cedarea prin încovoiere a pilotului, însoțită de o plastifiere locală și o deplasare a pământului în apropierea capului pilotului (figura 7.5).

În cazul piloților lungi și zvelți, conform SR EN 1997-1, se acceptă utilizarea teoriei grinzii pe mediu elastic suportată de resoarte elastice.

În Anexa A din NP 123 este prezentată o metodă de calcul a pilotului solicitat transversal, în ipoteza modelării terenului de fundare ca un mediu discret de tip Winkler.

Conform NP 123, pentru fazele preliminare de proiectare se acceptă la calculul rezistenței la încărcare transversală a pilotului utilizarea unei metode prescriptive bazată pe conceptul lungimii convenționale de încastrare, l_0 .

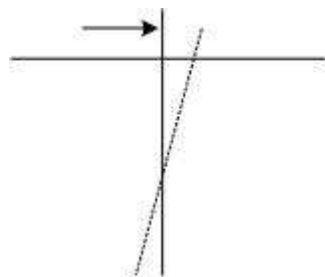


Figura 7.4
Cazul piloților scurți și rigizi

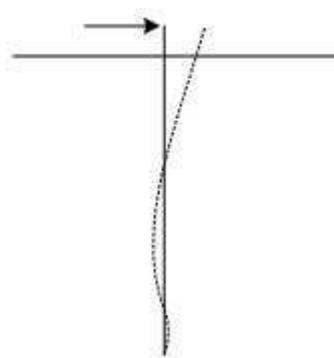


Figura 7.5
Cazul piloților lungi și zvelți

În Anexa B din NP 123 este prezentată o metodă de calcul a deplasărilor și rotirilor unui grup spațial de piloți cu radier rigid.

7.7. Proiectarea structurală a piloților

SR EN 1997-1 impune verificarea piloților față de cedarea structurală, cu respectarea prevederilor reglementărilor tehnice aplicabile pentru materialul din care este alcătuit pilotul.

Pentru piloții zvelți care trec prin apă sau printr-un strat gros de pământ foarte moale, se impune verificarea la flambaj, exceptând cazul în care valoarea coeziunii nedrenate, c_u , a stratului foarte moale este mai mare decât 10 kPa.

În capitolul 9 din NP 123 sunt prezentate elementele privind proiectarea structurală a piloților.

7.8. Supravegherea execuției

Standardul SR EN 1997-1 impune elaborarea unui program de instalare a piloților și specifică elementele pe care să le cuprindă acest program.

Totodată, precizează că instalarea tuturor piloților trebuie să fie monitorizată, înregistrându-se pe amplasament datele obținute pe parcursul instalării efectuate cu respectarea prevederilor din standardele de execuție a lucrărilor speciale de fundații.

În anexa A a prezentului ghid la pct. A3. sunt date exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți.

CAPITOLUL 8. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A ANCORAJELOR ÎN TEREN

Prezentul capitol corespunde cerințelor normativului NP 114 care sunt conforme cu prevederile din secțiunea 8 din SR EN 1997-1 privind proiectarea ancorajelor temporare și permanente care transmit o forță de tracțiune unui strat rezistent de pământ sau de rocă. Ancorajele pot fi pretensionate sau nepretensionate.

8.1. Stări limită caracteristice ancorajelor

În metoda stărilor limită sunt analizate: starea limită ultimă (SLU) și starea limită de exploatare (serviciu) – (SLE). Această metodă de calcul are la bază utilizarea de coeficienți de siguranță diferențiați (coeficienți parțiali), pentru încărcări, proprietățile materialelor și rezistențe. Aplicarea coeficienților parțiali de siguranță are avantajul de a putea distribui diferit marja de siguranță pentru diferiții parametri care intervin în calcul.

În cazul ancorajelor în teren, stările limită trebuie să facă referiri la deplasări excesive sau ruperi care pot privi, pe de o parte, ancorajul propriu-zis (cap de ancorare, armătură, bulb), iar pe de altă parte interacțiunea cu terenul (frecare bulb de ancorare – teren), respectiv cedarea generală a terenului.

Stările limită caracteristice ancorajelor în teren sunt cele indicate în NP 114 armonizat cu standardul SR EN 1997-1, paragraful 8.2.

8.2. Acțiuni și situații de proiectare

Acțiunile și situațiile de proiectare pentru calculul la stări limită al ancorajelor sunt cele precizate în normativul NP 114 armonizat cu SR EN 1997-1, paragraful 8.3.

Orice interacțiune teren – structură trebuie luată în considerare atunci când se determină acțiunile de proiectare pentru ancoraje.

Forța din ancoraj, P , trebuie luată în considerare ca o acțiune nefavorabilă la proiectarea ancorajului

Acțiunile sunt definite în conformitate cu SR EN 1990 și vor fi considerate în conformitate cu prevederile paragrafului 2.4.2 din SR EN 1997-1.

La calculul ancorajelor structurilor realizate în zone seismice se vor respecta prevederile din P100 -1 corelat cu SR EN 1998-1, paragraful 2.1 și SR EN 1998-5, secțiunea 7.

8.3. Abordări de calcul specifice ancorajelor

Abordările de calcul aplicabile ancorajelor, conform SR EN 1997-1 și SR EN 1997-1/NB sunt:

Abordarea de calcul 1

Gruparea 1: $A1$ “+” $M1$ “+” $R1$

Gruparea 2: $A2$ “+” $M1$ “+” $R4$

NOTA 1 În gruparea 1, coeficienții parțiali (de siguranță) sunt aplicați asupra acțiunilor și asupra parametrilor de rezistență ai terenului. În gruparea 2, coeficienții parțiali sunt aplicați asupra acțiunilor, asupra rezistențelor terenului și, uneori, asupra parametrilor de rezistență ai terenului.

NOTA 2 În gruparea 2, setul de coeficienți parțiali (de siguranță) $M1$ este utilizat pentru a calcula rezistențele ancorajelor.

Dacă este evident că una dintre cele două grupări guvernează proiectarea, nu mai este necesar să se efectueze calculele și pentru cealaltă grupare. Totuși, grupări diferite se pot dovedi critice pentru aspecte diferite ale aceluiași proiect.

La proiectarea ancorajelor, nu sunt luate în considerare celelalte abordări de calcul (2 și 3) în conformitate cu NP 114 și SR EN 1997-1/NB.

8.4. Calculul la starea limită ultimă

Calculul ancorajului

Valoarea de calcul, $R_{a;d}$, a rezistenței la smulgere, R_a , a unui ancoraj, trebuie să îndeplinească următoarea condiție limită:

$$P_d \leq R_{a;d} \quad (8.1)$$

unde P_d este valoarea de calcul a încărcării ancorajului

Valorile de calcul ale rezistenței la smulgere pot fi determinate pe baza rezultatelor încercărilor întreprinse asupra ancorajelor sau prin calcul.

Valoarea de calcul a rezistenței la smulgere stabilită pe baza rezultatelor încercărilor

Valoarea de calcul a rezistenței la smulgere trebuie stabilită pe baza valorii caracteristice $R_{a;k}$, folosind relația:

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a \quad (8.2)$$

NOTĂ: Coeficientul parțial γ_a ia în considerare abaterile nefavorabile ale rezistenței la smulgere ale ancorajului.

Valorile coeficienților parțiali γ_a sunt date în SR EN 1997-1/NB.

Este indicat să se coreleze valoarea caracteristică cu încercările de control prin aplicarea unui coeficient de corelare ξ_a (SR EN 1997-1/NB). Această precizare este valabilă pentru tipurile de ancoraje care nu sunt controlate în mod individual prin încercări de recepție. Valoarea coeficientului de corelare ξ_a , se stabilește prin prisma experienței acumulate în domeniu.

Valoarea de calcul a rezistenței la tracțiune determinată prin calcul

Valoarea de calcul a rezistenței la tracțiune trebuie evaluată în conformitate cu principiile din SR EN 1997-1, paragrafele 2.4.7 și 2.4.8, după caz.

Valoarea de calcul a rezistenței structurale a ancorajului

La proiectarea structurală a ancorajului trebuie satisfăcută inegalitatea:

$$R_{a;d} \leq R_{t;d} \quad (8.3)$$

Rezistența materialului ancorajelor trebuie calculată în conformitate cu SR EN 1537 și standardele aplicabile din seria SR EN 1990...1999 (Eurocoduri) aferente materialelor utilizate, după caz.

Atunci când ancorajele sunt supuse încercărilor de control, $R_{t;d}$ trebuie să țină seama de tracțiunea de probă (conform SR EN 1537).

Valoarea de calcul a încărcării ancorajului

În stabilirea valorii de calcul a încărcării din ancoraj, P_d , se alege valoarea maximă rezultată în urma calculului structurii de susținere, astfel:

- forța rezultată în urma calculului la SLU a structurii de susținere;

- sau forța rezultată din calculul la SLE a structurii de susținere, dacă aceasta este relevantă.

8.5. Calculul la starea limită de exploatare (serviciu)

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

Calculul ancorajelor la starea limită de exploatare se efectuează respectând prevederile din NP 114 armonizat cu SR EN 1997-1, paragraful 8.6.

Valoarea coeficientului de model aplicat asupra forței corespunzătoare stării limită de exploatare pentru ca rezistența ancorajului trebuie să asigure o securitate suficientă este indicată în SR EN 1997-1/NB. Se poate adopta valoarea 1.0 pentru coeficientul de model cu condiția aplicării prevederilor NP 114 armonizat cu SR EN 1997-1, paragraful 8.5.

În anexa A a prezentului ghid, la pct. A4. sunt date exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a ancorajelor în teren.

CAPITOLUL 9. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A LUCRĂRILOR DE SUSȚINERE

9.1. Generalități

Lucrările de susținere sunt lucrări care au ca scop reținerea terenului (pământ, roci, umpluturi) și a apei. În această categorie sunt incluse toate tipurile de lucrări și sisteme de sprijin în care elementele structurale sunt supuse forțelor generate de materialul reținut (teren, apă).

Prezentul capitol respectă prevederile Normativului NP 124 armonizat cu SR EN 1997-1 și se referă la următoarele tipuri de lucrări:

- ziduri de sprijin
 - ziduri de sprijin de greutate din piatră sau beton simplu, inclusiv gabioane;
 - ziduri de sprijin tip cornier din beton armat;
 - ziduri de sprijin din căsoaie;
- pereți de sprijin
 - sprijiniri simple din lemn și din elemente metalice de inventar pentru susținerea excavațiilor;
 - pereți din palplanșe;
 - pereți îngropați;
 - pereți de susținere de tip mixt;
 - pereți de susținere realizați prin injecție cu presiune înaltă (tehnologia „jet-grouting”).

Aceste lucrări de susținere sunt definite la paragraful II.1 din NP 124.

9.2. Stări limită

Pentru calculul la stări limită al lucrărilor de susținere se vor analiza cel puțin următoarele situații:

- stabilitatea generală,
- posibilitatea ca un element structural sau legătura dintre elemente să cedeze,
- rupere mixtă în teren și în elementul structural,
- cedare hidraulică de tip ridicare hidraulică sau eroziune regresivă,
- prăbușirea sau afectarea exploatarei normale a lucrării de susținere sau a lucrărilor învecinate datorită deplasărilor structurii de susținere,
- exfiltrații masive de apă prin sau pe sub perete,
- transport masiv de particule de pământ prin sau pe sub perete,
- modificări importante ale parametrilor ce definesc regimul de curgere al apei subterane.

Pentru ziduri de sprijin de greutate sau lucrări din pământ armat se mai analizează și:

- cedarea terenului de fundare prin pierderea capacității portante,
- alunecare pe talpa zidului,
- răsturnarea zidului.

Pentru pereți îngropați trebuie luate în calcul și:

- rotirea sau translația peretelui sau a unor părți ale acestuia care pot duce la cedare;
- pierderea echilibrului vertical al peretelui.

În afară de stările limită prezentate, considerate individual, trebuie luate în considerare și combinații ale acestora.

9.3. Acțiuni și situații de proiectare

Acțiunile și situațiile de proiectare pentru lucrările de susținere sunt cele precizate în paragraful IV.3.9 din NP 124.

Valorile reprezentative ale acțiunilor (F_{rep}) sunt obținute printr-o combinație a valorilor caracteristice (F_k), prin considerarea coeficientului de combinație, ψ , în baza prevederilor din Eurocodurile pertinente.

Pentru structurile de susținere realizate în zone seismice se vor respecta prevederile din P 100-1 corelat cu SR EN 1998-1, paragraful 2.1, și SR EN 1998-5, secțiunea 7.

Structurile construite în zone seismice trebuie să respecte două exigențe fundamentale:

- să nu cedeze (să reziste acțiunilor seismice de calcul fără cedare locală sau generală, conservându-și integritatea structurală și o capacitate portantă reziduală după evenimentul seismic);
- să fie limitate deformațiile (structura trebuie să fie concepută și construită astfel încât să reziste acțiunilor seismice cu probabilitate de apariție mai mare decât cea de calcul fără a apărea deteriorări și limitări ale exploatarei).

Grupările acțiunii seismice cu alte acțiuni trebuie realizate în conformitate cu CR 0 și SR EN 1990 (paragraful 6.4.3.4) și SR EN 1998-1 (paragraful 3.2.4).

9.4. Metode de proiectare

Metodele prin care se verifică atingerea stărilor limită sunt (a se vedea și paragraful IV.4 din NP 124):

- prin calcul
- pe bază măsurilor prescriptive
- pe bază de modele experimentale
- metode observaționale.

Metodele de proiectare prin calcul sunt descrise în NP 124 pentru fiecare tip de lucrare de susținere în parte.

Modelul de calcul utilizat trebuie să descrie comportarea prezumată a terenului, pentru starea limită considerată. Dacă pentru o stare limită nu există modele de calcul fiabile, calculul trebuie realizat pentru o altă stare limită, folosind coeficienți care să asigure că depășirea stării limite considerate este suficient de improbabilă. În astfel de cazuri, proiectarea se poate face și pe bază de măsuri prescriptive, modele, încercări sau metode observaționale. Modelul de calcul considerat poate fi: analitic, semi-empiric sau numeric.

Metoda de calcul aleasă pentru a fi utilizată depinde de complexitatea structurii, de procesul de construire, de informațiile necesare a fi obținute prin calcule, de datele de intrare avute la dispoziție și de beneficiul din punct de vedere economic care rezultă în urma rafinării calculelor. De exemplu, dacă peretele îngropat trebuie să satisfacă doar condiții de impermeabilitate, calculele prea complexe oferă beneficii reduse. De asemenea, nu sunt indicate calcule complexe pentru cazuri în care interacțiunea teren – structură este puțin relevantă (de exemplu la pereții în consolă).

Metodele de proiectare pe bază de măsuri prescriptive sunt prevăzute pentru lucrările de sprijiniri simple ale excavațiilor, pentru adâncimi de până la 3 m. Pentru adâncimi mai mari de excavare sau atunci când pe terenul din spatele peretelui există suprasarcini, dimensionarea prin calcul este obligatorie.

Metodele bazate pe modele experimentale sunt indicate să se utilizeze la lucrări de susținere complexe, la care comportarea lucrării de susținere în interacțiune cu terenul nu este cunoscută sau nu este modelată corespunzător prin metodele de calcul curente. Din această categorie se pot aminti modele de laborator (clasice sau centrifugate) sau la scară reală. În această categorie poate fi introdusă și adaptarea, respectiv validarea modelului de calcul, pe baza experienței similare. În urma realizării unor lucrări de susținere și a monitorizării acestora pe anumite amplasamente și a comparației între măsurători și rezultatele de calcul, modelul de calcul poate fi îmbunătățit. Această modalitate de calare a unor modele de calcul este mai accesibilă decât varianta unor modelări experimentale. Pentru a da însă rezultate este necesară o bază de date riguroasă, cu înregistrări cu un grad ridicat de fiabilitate.

Aplicarea **metodelor observaționale** presupune monitorizarea lucrării de susținere și corectarea proiectului pe parcursul execuției. Dacă măsurătorile realizate în timpul execuției indică valori diferite de cele din proiect pentru anumite mărimi (deplasări, forțe în șpraițuri, nivelul apei, etc.) se aplică prevederile SR EN 1997-1 paragraful 2.7.

Rezultatele calculelor se vor confrunta ori de câte ori este posibil cu experiența comparabilă. Dificultatea în a prognoza comportarea lucrării de susținere nu reprezintă singurul motiv pentru adoptarea metodei observaționale. Proiectarea geotehnică presupune o bună cunoaștere a parametrilor geotehnici, dar chiar și o investigație atentă este susceptibilă de a nu detecta anumite condiții ale terenului care pot influența hotărâtor comportarea lucrării. De aceea, metoda observațională poate fi considerată ca o parte integrantă a conceptului de siguranță și este necesar a fi planificată încă din faza de proiectare.

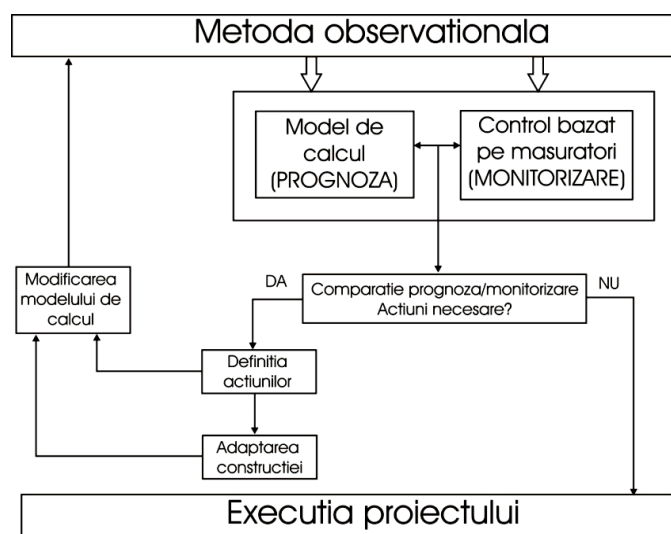


Figura 9.1 - Principiul metodei observaționale

Metoda observațională este o metodă de proiectare a cărei aplicare presupune mai mult decât o corectare a proiectului „din mers”. Este necesară prevederea în proiect a unor planuri de măsuri și a unor acțiuni corective în cazul detectării unor neconformități între situația din realitate și ipotezele, parametrii sau situațiile considerate în proiectare. Pe de altă parte, metoda observațională nu poate fi considerată ca o alternativă la o investigație geotehnică corespunzătoare.

În principiu, metoda observațională se aplică structurilor încadrate în Categoria geotehnică 3 – proiecte foarte complexe, cu pronunțată interacțiune teren – structură (pereți de susținere flexibili ancorați pe mai multe nivele, de exemplu), lucrări în care presiunea apei este importantă și variabilă (de exemplu, lucrări în zone maritime, eventual în zone cu maree

puternică), sisteme complexe în interacțiune alcătuite din teren, excavație adâncă, lucrare de sprijin și clădiri învecinate sau construcții pe pante.

9.5. Evaluarea presiunii pământului

Atunci când se determină valorile de proiectare ale presiunilor pământului, unul din elementele cele mai importante este considerarea acelor tipuri de presiuni și acelor amplitudini care sunt acceptabile pentru deplasările și deformațiile lucrării de susținere, cu alte cuvinte care sunt posibil a se produce pentru starea limită considerată.

Principali factori de influență ai presiunii pământului sunt:

- suprasarcina de la suprafața terenului,
- geometria terenului și a peretelui,
- nivelul apei subterane, precum și forțele hidrodinamice,
- mărimea, direcția și sensul deplasării lucrării de susținere,
- caracteristicile geotehnice ale masivului de pământ sprijinit,
- caracteristicile de rigiditate ale peretelui de susținere și ale sistemului de sprijin,
- caracteristicile de frecare pe suprafața de contact lucrare de sprijin - teren,
- în cazul rocilor mai trebuie luată în calcul prezența, geometria și caracteristicile eventualelor discontinuități.

Se presupune că frecarea maximă pe peretele de sprijin nu poate apare simultan cu rezistența maximă la forfecare de-a lungul suprafeței de rupere.

Valoarea presiunii pământului pentru calculul la starea limită ultimă este, în general, diferită de valoarea acesteia la starea limită de exploatare, presiunea pământului neavând o singură valoare caracteristică.

La evaluarea presiunii pământului se va ține seama de eventualul potențial de umflare al pământului, precum și de efectul compactării umpluturii din spatele lucrării de sprijin.

Valorile limită ale presiunii pământului trebuie determinate în funcție de deplasarea relativă a pământului și a lucrării de susținere, precum și de forma suprafeței de cedare.

În Anexa C a SR EN 1997-1 sunt date valori ale deplasărilor relative care duc la valorile limită ale presiunilor pământului.

În cazul unui perete vertical, valorile limită ale presiunii unui pământ coeziv sub acțiunea unei suprasarcini, q se calculează astfel:

- **stare limită activă**, corespunzătoare trecerii masivului în stare activă datorită deplasării peretelui de susținere prin îndepărtarea de masiv:

Presiunea activă a pământului, normală pe perete:

$$\sigma_a(z) = K_a(\gamma z + q) - 2c\sqrt{K_a} \quad (9.1)$$

unde:

- z – adâncimea punctului de calcul,
- K_a – coeficientul presiunii active orizontale,
- c – coeziunea pământului susținut.

- **stare limită pasivă**, corespunzătoare trecerii masivului în stare pasivă datorită deplasării peretelui de susținere înspre masiv:

Presiunea pasivă a pământului, normală pe perete:

$$\sigma_p(z) = K_p(\gamma z + q) + 2c\sqrt{K_p} \quad (9.2)$$

unde, în plus față de notațiile anterioare: K_p – coeficientul presiunii pasive orizontale.

În Anexa A a SR EN 1997-1 sunt date recomandări pentru determinarea coeficienților K_a și K_p în diferite cazuri.

Atunci când deplasările masivului sunt insuficiente pentru a mobiliza valorile limită, presiunea pământului este cuprinsă între presiunea în stare de repaus și valorile limită activă și, respectiv, pasivă.

Determinarea valorii intermediare a presiunii pământului trebuie să se facă pe baza mărimii și direcției deplasării lucrării de sprijin față de teren.

În Anexa C din SR EN 1997-1 sunt date unele recomandări privitoare la modul de determinare a valorilor intermediare ale presiunii pământului.

În condiții seismice, la evaluarea presiunii pământului se va ține seama de apariția unei presiuni suplimentare datorată solicitării seismice, față de presiunea pământului în condiții statice. În afara acestei presiuni suplimentare, elementul de susținere va fi supus forțelor inerțiale, în conformitate cu prevederile P 100-1 și SR EN 1998-5.

Calculul presiunii suplimentare a pământului în condiții seismice se poate efectua cu metoda „pseudo-statică”. În aplicarea acestei metode se vor avea în vedere prevederile SR EN 1998-5, paragraful 7.3.2 și cele ale NP 124, Capitolul V și Anexa A.

Conform SR EN 1998-5, la calculul presiunii pământului în condiții seismice unghiul de înclinare al diagramei de presiuni față de normală va fi luat nu mai mult de $(2/3 \phi)$ pentru presiunea activă și zero pentru rezistența pasivă.

9.6. Ziduri de sprijin

9.6.1. Calculul la starea limită ultimă a zidurilor de sprijin

Stările limită ultime în cazul zidurilor de sprijin sunt (conform NP 124 armonizat cu SR EN 1997-1):

- cedarea terenului de fundare: cedarea prin lunecarea pe talpă, prin răsturnare sau prin depășirea capacității portante a terenului de fundare;
- pierderea stabilității generale.

Se precizează faptul că prin aplicarea principiilor SR EN 1997-1, nu se mai obține un factor de siguranță global, unic (față de lunecarea pe talpă sau față de răsturnare) care să fie comparat cu un factor de siguranță admisibil. Marja de siguranță poate fi cuantificată prin calculul gradului de utilizare.

Verificarea la cedarea prin lunecare pe talpă este o stare limită de tip GEO și presupune verificarea următoarei relații, conform 6.5.3 din SR EN 1997-1:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (9.3)$$

unde: H_d – valoarea de calcul a lui H ;

H – încărcarea orizontală sau componenta orizontală a unei acțiuni totale aplicate paralel cu baza zidului (în acest caz rezultanta presiunii active a pământului);

R_d – valoarea de calcul a rezistenței față de o acțiune, în cazul acesta forța de frecare pe baza fundației zidului, calculată în conformitate cu paragraful 2.4 al SR EN 1997-1;

$R_{p,d}$ – valoarea de calcul a forței datorate presiunii pasive.

Pentru zidurile de sprijin se recomandă neglijarea presiunii pasive pe fața fundației zidului.

Rezistența de calcul la lunecare, R_d , în condiții drenate, se calculează aplicând coeficienți parțiali (de siguranță) fie asupra proprietăților pământului, fie asupra rezistențelor terenului, după cum urmează:

$$R_d = V'_d \tan \delta_d \quad (9.4)$$

sau:

$$R_d = (V'_d \tan \delta_k) / \gamma_{R,h} \quad (9.5)$$

unde: V'_d – valoarea de calcul a acțiunii verticale efective sau componenta normală a rezultantei acțiunilor efective aplicate asupra bazei fundației zidului;

δ - unghiul de frecare la interfața baza zidului – teren de fundare;

δ_k – valoarea caracteristică a lui δ ;

δ_d – valoarea de calcul a lui δ ;

$\gamma_{R,h}$ – coeficient parțial (de siguranță) pentru rezistența la lunecare (conform tabelului A-13 (RO) din SR EN 1997-1/NB).

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

Rezistența de calcul la lunecare în condiții nedrenate, R_d , trebuie calculată fie aplicând coeficienții parțiali asupra proprietăților pământului, fie aplicându-i asupra rezistențelor pământului, după cum urmează:

$$R_d = A_c c_{u;d} \quad (9.6)$$

sau:

$$R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R,h} \quad (9.7)$$

unde: A_c – suprafața totală a bazei supusă la compresiune;

$c_{u;k}$ – valoarea caracteristică a coeziunii nedrenate;

$c_{u;d}$ – valoarea de calcul a coeziunii nedrenate;

$\gamma_{R,h}$ – coeficient parțial (de siguranță) pentru rezistența la lunecare (conform tabelul A-13 (RO) din SR EN 1997-1/NB).

Dacă este posibil ca apa sau aerul să pătrundă la interfața dintre fundația zidului și un teren argilos nedrenat, trebuie verificată și relația următoare:

$$R_d \leq 0,4V_d \quad (9.8)$$

unde: V_d – valoarea de calcul a lui V ;

V – încărcarea verticală sau componenta normală a rezultantei acțiunilor aplicate asupra bazei fundației zidului.

Verificarea la răsturnare a zidului de sprijin presupune verificarea următoarei relații:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} \quad (9.9)$$

unde: $E_{dst;d}$ – valoarea de calcul a efectului acțiunilor destabilizatoare, respectiv a momentului forțelor destabilizatoare;

$E_{stb;d}$ - valoarea de calcul a efectului acțiunilor stabilizatoare, respectiv a momentului forțelor stabilizatoare.

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep} / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (9.10)$$

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep} / \gamma_M; a_d\}_{scb} \quad (9.11)$$

unde: E – efectul unei acțiuni;

γ_F – coeficient parțial (de siguranță) pentru acțiuni;

F_{rep} – valoarea reprezentativă a unei acțiuni;

X_k – valoarea caracteristică a proprietății unui material;

γ_M – coeficient parțial (de siguranță) pentru un parametru al pământului;

a_d – valoarea de calcul a datelor geometrice.

Răsturnarea poate fi considerată ca fiind o stare limită de tip EQU sau de tip GEO.

Starea limită de tip EQU poate fi considerată numai în cazuri speciale. Conform Notei 1 a paragrafului 2.4.7.2 din SR EN 1997-1, echilibrul static EQU este relevant în special în proiectarea structurală. În proiectarea geotehnică, verificarea EQU este limitată la cazuri rare, cum ar fi, de exemplu, o fundație rigidă pe un teren stâncos și este, în principiu, distinctă față de analiza stabilității generale sau de problemele datorate presiunilor arhimedice. Dacă se include o rezistență R_d , aceasta trebuie să fie de mică importanță. În aceste condiții, doar un zid masiv de greutate, fundat pe rocă ar putea ceda prin atingerea unei stări limită de tip EQU la răsturnare.

În toate celelalte cazuri, răsturnarea este o stare limită de tip GEO.

Coficienții parțiali (de siguranță) ai încărcărilor (conform Anexei A a SR EN 1997-1 și SR EN 1997-1/NB) se pot aplica fie asupra acțiunilor, fie asupra efectelor acțiunilor.

Pentru ziduri de sprijin realizate pe terenuri de fundare alcătuite din roci moi, răsturnarea ca stare limită ultimă nu este luată în considerare, având în vedere că starea limită ultimă de cedare prin depășirea capacității portante va apărea înaintea acesteia.

Verificarea capacității portante a terenului de fundare presupune satisfacerea următoarei relații (stare limită de tip GEO):

$$V_d \leq R_d \quad (9.12)$$

unde: V_d – valoarea de calcul a lui V ;

V – încărcarea verticală sau componenta normală a rezultantei acțiunilor aplicate asupra bazei fundației zidului;

R_d - valoarea de calcul a rezistenței față de o acțiune, calculată conform paragrafului 2.4 din SR EN 1997-1:

- când coeficienții parțiali sunt aplicați proprietăților terenului (X):

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; \gamma_M; a_d\} \quad (9.13)$$

sau:

- când coeficienții parțiali se aplică rezistențelor (R):

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} / \gamma_R \quad (9.14)$$

sau:

- când coeficienții parțiali se aplică simultan și proprietăților terenului și rezistențelor:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} / \gamma_R \quad (9.15)$$

În acest caz R_d este valoarea de calcul a capacității portante.

La stabilirea lui V_d trebuie să se țină seama de greutatea proprie a zidului, de greutatea oricărui material de umplutură, de toate presiunile pământului, favorabile sau nefavorabile, precum și de presiunea apei.

Coeficienții parțiali de rezistență pentru lucrări de susținere, γ_R , sunt dați în Tabelul A-13 (RO) din SR EN 1997-1/NB.

O metodă analitică de calcul a capacității portante a terenului de fundare este prezentată în Anexa D a SR EN 1997-1.

La calculul capacității portante se vor avea în vedere prevederile paragrafului 6.5.2 al SR EN 1997-1.

Pentru excentricități mari ale încărcărilor, depășind 1/3 din lățimea fundației dreptunghiulare a zidului, se vor verifica valorile de calcul ale acțiunilor în conformitate cu paragraful 6.5.4 din SR EN 1997-1.

Verificarea stabilității generale a zidului de sprijin se face în conformitate cu prevederile NP 124 armonizat cu SR EN 1997-1, secțiunea 11. Pe baza acestor principii se va demonstra că nu se produce o pierdere de stabilitate generală și că deformațiile corespunzătoare sunt suficient de mici.

Stabilitatea generală a taluzelor incluzând construcții existente sau proiectate, se verifică la stările limită ultime de tip GEO și STR, folosind valorile de calcul ale acțiunilor, rezistențelor și parametrilor geotehnici, precum și coeficienții parțiali definiți în Anexa A a SR EN 1997-1 corelat cu SR EN 1997-1/NB.

Se va ține cont de riscurile de cedare progresivă și de lichefiere.

Pentru stările limită ultime de tip GEO și STR trebuie verificată îndeplinirea condiției:

$$E_d \leq R_d \quad (9.16)$$

unde: E_d este valoarea de calcul a efectelor acțiunilor

- când coeficienții parțiali se aplică asupra acțiunilor (F_{rep}):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} \quad (9.17)$$

sau:

- când coeficienții parțiali se aplică asupra efectelor acțiunilor (E):

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} \quad (9.18)$$

unde : E – efectul unei acțiuni;

γ_F – coeficientul parțial pentru acțiuni;

F_{rep} – valoarea reprezentativă a unei acțiuni;

X_k – valoarea caracteristică a proprietății unui material;

γ_M – coeficientul parțial pentru un parametru al pământului;

α_d – valoarea de calcul a datelor geometrice;

γ_E – coeficientul parțial pentru efectul unei acțiuni;

R_d este valoarea de calcul a rezistenței față de o acțiune:

- când coeficienții parțiali sunt aplicați proprietăților terenului (X):

$$R_d = R\{\gamma_F F_{resp}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} \quad (9.19)$$

sau:

- când coeficienții parțiali se aplică rezistențelor (R):

$$R_d = R\{\gamma_F F_{resp}; X_k; \alpha_d\} / \gamma_R \quad (9.20)$$

sau:

- când coeficienții parțiali se aplică simultan și proprietăților terenului și rezistențelor:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{resp}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} / \gamma_R \quad (9.21)$$

La alegerea coeficienților parțiali (de siguranță) pentru fiecare caz în parte se vor respecta prevederile Anexei A și ale paragrafului 2.4.7.3 al SR EN 1997-1, în funcție de abordarea de calcul utilizată, corelat cu SR EN 1997-1/NB.

Coeficienții parțiali γ_R utilizați pentru verificarea stabilității generale sunt dați în Tabelul A-14 (RO) din SR EN 1997-1/NB.

Zidurile de sprijin realizate din elemente structurale, precum gabioanele sau căsoaiele vor fi verificate la stările limită ultime descrise mai sus, considerându-le ca un tot unitar (verificarea stabilității externe).

Pentru stările limită de tip STR și GEO se vor utiliza abordările de calcul prezentate în paragraful 2.4.7.3.4 al SR EN 1997-1, corelat cu SR EN 1997-1/NB, respectiv Abordarea de calcul 1 cu cele două grupări de încărcări și Abordarea de calcul 3. Atunci când acțiunile sunt doar de tip geotehnic, Abordarea de calcul 3 duce la rezultate identice cu Abordarea 1, gruparea 2. La verificarea stabilității generale a zidurilor de sprijin, acțiunile aplicate asupra terenului (cum ar fi, de exemplu acțiunile provenind de la structură sau încărcările date de trafic) sunt tratate drept acțiuni geotehnice. Pentru celelalte verificări trebuie făcută distincția între acțiunile structurale (cum este, de exemplu, greutatea zidului de sprijin din beton) și cele geotehnice, deoarece în Abordarea de calcul 3 se aplică coeficienți parțiali diferiți.

Pentru verificările zidurilor de sprijin în condiții seismice se vor avea în vedere prevederile SR EN 1990 (6.4.3.4) și cele ale SR EN 1998-1 (3.2.4).

Pentru ziduri de sprijin se pot adopta pentru calculul în condiții seismice valori unitare pentru coeficienții parțiali ai acțiunilor (γ_F), iar pentru caracteristicile geotehnice ale terenului se vor respecta prevederile SR EN 1998-5/NA (3.1(3)), care prevede valori ale coeficienților parțiali γ_M identice cu cele din setul $M2$.

9.6.2. Proiectarea structurală a zidurilor de sprijin

Lucrările de susținere, inclusiv elementele lor structurale de sprijin, trebuie verificate față de cedarea structurală în conformitate cu articolul 2.4 din SR EN 1997-1, precum și cu standardele din seria SR EN 1990...1999 (Eurocoduri) referitoare la materialele din care sunt alcătuite respectivele lucrări și elemente structurale.

În cazul zidurilor de sprijin alcătuite din elemente structurale, precum gabioane sau căsoaie, se va verifica și posibilitatea de cedare internă prin verificarea la lunecare la fiecare nivel (între două gabioane sau două căsoaie).

Pentru evaluarea rezistenței la lunecare la nivelul diferitelor interfețe ale unui zid din gabioane, se va considera unghiul de frecare internă a umpluturii de piatră din gabioane, fără a se conta pe materialul din care este realizată cutia.

În cazul zidurilor de sprijin din căsoaie, se va considera rezistența la forfecare a îmbinării dintre două căsoaie.

Pentru fiecare stare limită ultimă trebuie demonstrat că pot fi mobilizate rezistențele necesare, deoarece deformațiile din teren și cele din structură sunt compatibile.

9.6.3. Verificarea la starea limită de exploatare (serviciu) a zidurilor de sprijin

Verificarea la starea limită de exploatare a lucrărilor de susținere se face în conformitate cu prevederile NP 124 corelat cu paragrafele 2.4.8. și 9.8. din SR EN 1997-1.

Coefficienții parțiali (de siguranță) aferenți stării limită de exploatare (de serviciu) sunt egali cu 1,0.

Valorile de calcul ale presiunilor pământului pentru verificarea la starea limită de exploatare (de serviciu) trebuie stabilite luându-se în considerare deplasările admisibile ale structurii în această stare limită. Aceste valori nu sunt neapărat valori limită (activă sau pasivă).

Verificarea la starea limită de exploatare presupune satisfacerea următoarei condiții:

$$E_d \leq C_d \quad (9.22)$$

unde: E_d – valoarea de calcul a efectului acțiunilor;

C_d – valoarea de calcul limită a efectului unei acțiuni.

Valorile caracteristice ale parametrilor pământului trebuie modificate corespunzător în funcție de modificările așteptate pe durata de viață a structurii.

9.7. Pereți de susținere

9.7.1. Calcul la starea limită ultimă

Calculul la starea limită ultimă (SLU) trebuie realizat pe baza metodelor de echilibru limită sau a analizei de interacțiune teren – structură (prezentate în Anexa B – paragraful B.2 al NP 124). Principalul scop este determinarea adâncimii de încastrare și a capacității portante a peretelui, pentru asigurarea stabilității.

Stările limită pot apărea atât în teren, cât și în structură, sau prin cedare combinată în structură și teren. Orice interacțiune dintre structură și teren trebuie luată în considerare la determinarea acțiunilor de proiectare.

La verificarea stabilității generale trebuie respectate prevederile din NP 124 armonizat cu SR EN 1997-1, secțiunea 11.

Stabilitatea generală a taluzelor, incluzând construcții existente sau proiectate se verifică la stările limite ultime de tip GEO și STR, folosind valorile de calcul ale acțiunilor, rezistențelor și parametrilor geotehnici, precum și coeficienții parțiali (de siguranță) definiți în Anexa A a SR EN 1997-1.

La verificarea cedării de tip rotațional (stare limită tip GEO) a pereților de susținere trebuie demonstrat prin calcule că pereții încastrați au o fișă suficientă pentru a fi puși la adăpost de o astfel de cedare. Intensitatea și direcția de calcul ale efortului tangențial dintre pământ și perete trebuie să fie compatibile cu deplasarea verticală relativă care s-ar produce în situația de proiectare considerată.

La verificarea cedării verticale a pereților de susținere (stare limită tip GEO) trebuie demonstrat că se poate obține echilibrul pe verticală folosind valori de calcul atât pentru

rezistențele sau proprietățile de rezistență ale pământului cât și pentru forțele verticale care se exercită asupra peretelui. Se vor respecta prevederile paragrafului 9.7.5 al SR EN 1997-1.

La verificarea cedării pe verticală a pereților de susținere care acționează ca fundație pentru structură trebuie respectate principiile din SR EN 1997-1, secțiunea 6 și prevederile din NP 112.

Pentru verificarea ancorajelor la stări limită se vor respecta prevederile secțiunii 8 a SR EN 1997-1.

Pentru stările limită de tip GEO sau STR trebuie verificată îndeplinirea condiției:

$$E_d \leq R_d \quad (9.23)$$

unde: E_d este valoarea de calcul a efectelor acțiunilor:

- când coeficienții parțiali se aplică asupra acțiunilor (F_{rep}):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} \quad (9.24)$$

sau:

- când coeficienții parțiali se aplică asupra efectelor acțiunilor (E):

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} \quad (9.25)$$

în care: E – efectul unei acțiuni;

γ_F – coeficientul parțial pentru acțiuni;

F_{rep} – valoarea reprezentativă a unei acțiuni;

X_k – valoarea caracteristică a proprietății unui material;

γ_M – coeficientul parțial pentru un parametru al pământului;

α_d – valoarea de calcul a datelor geometrice;

γ_E – coeficientul parțial pentru efectul unei acțiuni.

R_d este valoarea de calcul a rezistenței față de o acțiune:

- dacă coeficienții parțiali sunt aplicați proprietăților terenului (X):

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} \quad (9.26)$$

sau:

- dacă coeficienții parțiali se aplică rezistențelor (R):

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; \alpha_d\} / \gamma_R \quad (9.27)$$

sau:

- dacă coeficienții parțiali se aplică simultan și proprietăților terenului și rezistențelor:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\} / \gamma_R \quad (9.28)$$

În alegerea coeficienților parțiali (de siguranță) pentru fiecare caz în parte se vor respecta prevederile Anexei A și ale paragrafului 2.4.7.3 al SR EN 1997, corelat cu SR EN 1997-1/NB, în funcție de abordarea de calcul utilizată.

Comentarii referitoare la modul de considerare al presiunilor pământului: Presiunea activă a pământului este, clar, o acțiune nefavorabilă asupra peretelui de sprijin. În cazul, însă, al presiunii pasive, întrucât aceasta asigură stabilitatea peretelui, proiectantul poate fi în situația de a o considera ca o acțiune sau ca o rezistență. Dacă presiunea pasivă este considerată acțiune trebuie să i se aplice coeficientul parțial aferent, γ_F . Acesta ar putea fi același ca și pentru presiunea activă (deoarece amândouă provin din aceeași sursă) sau ar putea fi diferit

pentru că presiunea pasivă este favorabilă, în timp ce presiunea activă este o acțiune defavorabilă. Abordarea corectă este cea care rezultă din „principiul sursei unice” enunțat în SR EN 1997-1 paragraful 2.4.2(9) Notă: „Acțiunile permanente nefavorabile (sau destabilizatoare) și favorabile (sau stabilizatoare) pot în anumite situații să se considere ca provenind dintr-o sursă unică. Dacă se consideră astfel, poate fi aplicat un singur coeficient parțial asupra sumei acestor acțiuni sau asupra sumei efectelor acestora”. Conform acestui principiu, atât presiunea activă, cât și cea pasivă provin din aceeași sursă (greutatea proprie a pământului), deci nu pot fi una favorabilă și una nefavorabilă. În cazul considerării ambelor ca acțiuni, acestea vor fi tratate ca acțiuni nefavorabile.

Considerarea presiunii pasive ca rezistență are sens doar în Abordarea de calcul 2, singura în care coeficienții parțiali pentru rezistențe, γ_R , nu sunt unitari. Întrucât SR EN 1997-1/NB nu recomandă utilizarea în proiectarea geotehnică a Abordării de calcul 2, presiunea pasivă nu va fi considerată ca rezistență.

Pentru stările limită de tip STR și GEO se vor utiliza abordările de calcul prezentate în paragraful 2.4.7.3.4 al SR EN 1997-1, corelat cu SR EN 1997-1/NB, respectiv Abordarea de calcul 1 cu cele două grupări de încărcări și Abordarea de calcul 3. Atunci când acțiunile sunt doar de tip geotehnic, Abordarea de calcul 3 duce la rezultate identice cu Abordarea de calcul 1, gruparea 2. La verificarea stabilității generale a pereților de susținere, acțiunile aplicate asupra terenului (cum ar fi, de exemplu acțiunile provenind de la structură sau încărcările date de trafic) sunt tratate drept acțiuni geotehnice. Pentru celelalte verificări trebuie făcută distincția între acțiunile structurale și cele geotehnice, deoarece în Abordarea 3 se aplică coeficienți parțiali diferiți.

Pentru verificările pereților de susținere în condiții seismice se vor avea în vedere prevederile SR EN 1990 (6.4.3.4) și cele ale SR EN 1998-1 (3.2.4).

Pentru verificările pereților de susținere în condiții seismice se recomandă adoptarea unor valori unitare pentru coeficienții parțiali ai acțiunilor (γ_F), iar pentru caracteristicile geotehnice ale terenului se vor respecta prevederile SR EN 1998-5/NA (3.1(3)), care consideră valori ale coeficienților parțiali γ_M identice cu cele din setul M2. Se vor avea în vedere și prevederile SR EN 1990 (6.4.3.4), precum și cele ale SR EN 1998-1 (3.2.4). De asemenea, în conformitate cu NP 124 capitolul V.5, se va ține seama și de durata de viață proiectată a lucrării de susținere.

9.7.2. Proiectarea structurală a pereților de susținere

Elementele structurale ale unei lucrări de susținere (perete, sisteme de rezemare de tip șpraițuri sau ancoraje) trebuie verificate la **cedarea de tip structural (STR)**.

În verificările la cedarea structurală a pereților de susținere din palplanșe se vor respecta prevederile standardelor seria SR EN 1990...1999 (Eurocoduri) aferente materialelor utilizate.

Pentru fiecare stare limită ultimă, trebuie demonstrat că rezistențele necesare pot fi mobilizate, cu deformații compatibile în teren și în lucrarea de susținere.

În elementele structurale este indicat să se ia în considerare reducerea rezistenței în funcție de deformații, ca urmare a unor efecte precum fisurarea secțiunilor nearmate, rotirile mari la articulațiile plastice sau flambajul local al secțiunilor metalice, în conformitate cu standardele din seria SR EN 1990...1999 (Eurocoduri) aferente materialelor respective.

9.7.3. Cedarea hidraulică în cazul pereților de susținere

În cazul în care peretele de susținere este etanș și este supus la presiuni diferențiale ale apei, trebuie verificată securitatea față de **ruperea prin ridicare hidraulică și prin eroziune internă sau regresivă**.

În acest caz se aplică prevederile din SR EN 1997-1, secțiunea 10.

În anexa A a prezentului ghid, la pct. A5. sunt date exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere.

CAPITOLUL 10. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A LUCRĂRILOR SUPUSE RISCULUI CEDĂRII DE NATURĂ HIDRAULICĂ

10.1. Generalități

Acest capitol detaliază verificările prin calcul la stările limită ultime privind cedarea sub acțiunea presiunii hidrostatice sau arhimedice (UPL) și cedarea prin ridicare hidraulică a terenului din cauza anulării eforturilor efective verticale (HYD).

10.2. Cedarea prin acțiunea presiunii hidrostatice (UPL)

10.2.1. Descrierea fenomenului UPL

Cedarea globală sub efectul subpresiunii apei (UPL) are loc atunci când aceasta produce o presiune sub structură sau un strat de pământ de permeabilitate redusă care este superioară efortului vertical mediu produs de structură sau de straturile de pământ aflate deasupra.

Stabilitatea unei lucrări trebuie verificată prin compararea acțiunii permanente stabilizatoare ($G_{stb;d}$) și a altor surse adiționale (R_d), cu acțiunea destabilizatoare permanentă și variabilă ($V_{dst;d}$) creată de subpresiune.

Acțiunea permanentă stabilizatoare este produsă de greutatea lucrării și a straturilor de pământ aflate deasupra și de acțiunea altor surse, ca forțele de frecare (T_d), forțele de ancorare (P), etc. Aceste forțe vor fi tratate drept o acțiune verticală permanentă stabilizatoare ($G_{stb;d}$).

Componenta verticală a acțiunilor destabilizatoare, acțiunea permanentă $G_{dst;d}$ produsă de subpresiune și cea variabilă $Q_{dst;d}$, reprezintă suma forțelor aplicate sub lucrare, $V_{dst;d}$. În aceste condiții, verificarea va fi făcută conform expresiei:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (10.1)$$

în care:

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d} \quad (10.2)$$

10.2.2. Coeficienți parțiali de siguranță

În aceste relații trebuie utilizați coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiunile permanente stabilizatoare ($G_{stb;d}$), și cele destabilizatoare ($G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$), precum și pentru acțiunile adiționale la ridicare (R_d), pentru situații permanente (acțiuni permanente) sau tranzitorii (acțiuni permanente și temporare).

Acești coeficienți sunt prevăzuți în Tabelele A.15 și A.16 din SR EN 1997-1.

10.3. Cedarea hidraulică sub acțiunea curentului ascendent de apă (HYD)

10.3.1. Descrierea fenomenului HYD

Pentru starea limită de cedare prin ridicarea terenului sub acțiunea curentului ascendent de apă trebuie să se verifice dacă, pentru orice coloană de pământ, valoarea presiunii totale destabilizatoare a apei din pori ($u_{dst;d}$) la baza coloanei de apă sau valoarea de calcul a forței curentului ($S_{dst;d}$) în coloana de apă, este inferioară sau egală cu tensiunea totală verticală stabilizatoare ($\sigma_{stb;d}$) la baza coloanei de apă sau cu greutatea în stare submersată $G'_{stb;d}$ a aceleiași coloane, conform expresiilor:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (10.3)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (10.4)$$

10.3.2. Coeficienți parțiali de siguranță

Pentru verificarea la starea limită de ridicare hidraulică locală sau de eroziune (HYD) vor fi aplicați coeficienții parțiali (γ_F), conform Tabelului A17 din SR EN 1997-1.

În anexa A a prezentului ghid, la pct. A6. sunt date exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a lucrărilor supuse riscului cedării de natură hidraulică.

CAPITOLUL 11. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A MASIVELOR DE PĂMÂNT ÎN PANTĂ

11.1. Generalități

Stabilitatea generală trebuie avută în vedere și verificată la toate tipurile de lucrări ce implică realizarea sau existența unei pante (naturală sau artificială), precum:

- excavații (inclusiv lucrările de susținere),
- rambleuri (diguri, baraje mici și lucrări de infrastructură),
- fundații pe pante sau în apropierea acestora,
- combaterea alunecărilor de teren.

Pentru diferite tipuri de lucrări geotehnice, în secțiunile 6 - 12 din SR EN 1997-1 sunt prezentate reguli referitoare la verificarea stabilității generale .

Stările limită care trebuie luate în considerare la verificarea stabilității generale sunt la latitudinea proiectantului, în funcție de tipul de lucrare, urmărind a fi îndeplinite cerințele fundamentale de stabilitate, de deformații limită, de durabilitate și de siguranță atât ale lucrării propriu-zise, cât și ale vecinătăților.

Pentru calculul la stări limită, acțiunile (forțe, presiuni, deplasări) se aleg de către proiectant având în vedere regula de aplicare (4) din cap. 2.4.2 din SR EN 1997-1 care conține o listă a acțiunilor, ca și principiile ce o însoțesc (5-9 P), referitoare la durata și tipul acțiunilor permanente nefavorabile (sau destabilizatoare), respectiv favorabile (sau stabilizatoare).

În mod distinct, în mod obligatoriu trebuie luate în considerare și efectele unor situații rezultate din procese antropice sau naturale, detaliate în cap.11.3 și 12 (SR EN 1997-1). Dintre acestea, o atenție deosebită trebuie acordată modului în care se consideră prezența apei (de suprafață, subterană și ca presiune în pori).

În cazul rambleurilor trebuie avute în vedere unele aspecte specifice:

- condițiile referitoare la alegerea cotei de fundare pentru asigurarea capacității portante a terenului și stabilitatea corpului rambleului, recomandând și soluții posibile;
- acțiunile pe care rambleul le impune structurilor adiacente;
- situațiile de proiectare speciale legate de efecte din procesul tehnologic de execuție (neomogenități ale materialelor din corpul rambleului), efecte ale unor structuri ce vor fi realizate adiacent, efecte ale acțiunii apei;
- sunt obligatorii verificările referitoare la:
 - pierderea stabilității generale și locale (în cuprinsul pantei, la coronament, curgere lentă prin îngheț - dezgheț), prin cedări cauzate de eroziune internă și/sau de suprafață;
 - deformații ale rambleului (tasări, deplasări, inclusiv cele produse de acțiuni hidraulice).

Problemele de stabilitate generală trebuie tratate și verificate pe baza unei experiențe comparabile. În acest sens, atunci când verificarea stabilității nu poate fi efectuată cu suficientă claritate, înainte de începerea proiectării se recomandă completarea investigațiilor geotehnice și, implicit, a calculelor. Aceste aspecte sunt deosebit de importante în cazul tratării efectelor unor alunecări de teren când, în general, nu se dispune de date geotehnice suficiente, iar primele măsuri se decid pe baza experienței, pentru etapa de proiectare, fiind apoi obligatorii studii de detaliere (conform normativului NP 074).

O situație des întâlnită în practica inginerescă o constituie cea a unor amplasamente considerate *necorespunzătoare* din condiții de stabilitate. În acest caz, utilizarea va fi condiționată de adoptarea unor măsuri de stabilizare, a căror eficiență trebuie dovedită printr-un nou calcul de stabilitate în cadrul unui proiect specific.

Este obligatoriu ca prin proiectare să se asigure că toate activitățile de construcție prevăzute pentru un amplasament pot fi planificate și realizate astfel încât apariția unei stări limită de serviciu să fie suficient de improbabilă.

Normativul NP 120 referitor la excavații adânci în zone urbane are o serie de prevederi specifice referitoare la planificarea și realizarea lucrărilor ținând seama de condiționările impuse de existența vecinătăților (de exemplu deplasări).

Aceste cerințe trebuie avute în vedere la elaborarea proiectelor și caietelor de sarcini specifice.

În soluțiile proiectate pentru asigurarea stabilității masivelor de pământ în pantă și a construcțiilor amplasate în aceste condiții, pot fi utilizate diferite soluții constructive, precum:

- pentru creșterea stabilității: geometrice (pante, berme), mecanice (lucrări de susținere, ancoraje, bulonare, țintuire),
- pentru protecția taluzurilor (etanșare, acoperire cu beton, vegetalizare),
- pentru controlul prezenței apei (drenaj),
- combinații ale acestora.

11.2. Aspecte specifice de calcul

11.2.1. Calcule la starea limită ultimă

Pentru **verificarea stabilității generale a pantelor în masive de pământ** incluzând structuri (existente sau proiectate), conform SR EN 1997-1, stările limită ultime sunt GEO și STR.

Conform prevederilor SR EN 1997-1/NB, abordările de calcul utilizate sunt Abordarea 1 și Abordarea 3, care sunt esențiale pentru modul în care se vor alege și utiliza valorile coeficienților parțiali de siguranță pentru a se stabili valorile de calcul ale acțiunilor, rezistențelor și parametrilor de rezistență ai materialelor.

Astfel, **Abordarea de calcul 1** permite utilizarea a două grupări și seturi de coeficienți parțiali de siguranță pentru a verifica faptul că nu se atinge în nici o stare limită (GEO și STR) cedarea sau deformația excesivă.

Gruparea 1 $A_1 + M_1 + R_1$

Gruparea 2 $A_2 + M_2 + R_1$

În acest caz, coeficienții parțiali de siguranță se aplică asupra acțiunilor și parametrilor de rezistență ai terenului.

Conform anexei A din SR EN 1997-1 și prevederilor din SR EN 1997-1/NB, rezultă:

- Pentru stările limită STR și GEO seturile de coeficienți parțiali de siguranță A_1 și A_2 de aplicat asupra acțiunilor (γ_F) sau efectelor acțiunilor (γ_E) sunt cele din tabelul A3
- Coeficienții parțiali de siguranță pentru parametrii pământului sunt grupați în seturile M_1 și M_2 având valorile din tabelul A4.
- Coeficienții parțiali de siguranță de rezistență $\gamma_{R,e}$ pentru seturile R_1 , au valorile din tabelul A14.

În **Abordarea de calcul 3**, conform SR EN 1997-1, în cazul calculului stabilității taluzurilor sau al stabilității generale, acțiunile aplicate asupra terenului (ex.: de la structură, din trafic) sunt tratate drept acțiuni geotehnice, astfel încât gruparea seturilor de coeficienți parțiali de siguranță este:

A₂ + M₂ + R₃

În această abordare, coeficienții parțiali de siguranță sunt aplicați asupra acțiunilor geotehnice și asupra parametrilor de rezistență ai terenului.

COMENTARIUL 1. Pe baza valorilor coeficienților parțiali de siguranță corespunzători celor două abordări de calcul (1 și 3) și seturilor aferente din tabelele A3, A4 și A14 din SR EN 1997-1, se observă că, în cazul stabilității taluzurilor și al stabilității generale, Abordarea de calcul 1 - gruparea 2, devine identică cu Abordarea de calcul 3. De aceea, pentru probleme de stabilitate a taluzurilor și de stabilitate generală se va utiliza Abordarea de calcul 1 cu cele 2 grupări, ținând seama de regula de aplicare (3) din capitolul 2, subpunctul 2.4.7.3.4. : "*Dacă este evident că una din grupări guvernează proiectarea, nu este necesar să se mai efectueze calculele și cu cealaltă grupare. Totuși grupări diferite se pot dovedi critice pentru aspecte diferite ale aceluiași proiect* "

În mod obligatoriu, la analiza stabilității generale trebuie luate în considerare toate modurile de cedare. În acest sens, trebuie acordată atenție unor aspecte specifice legate de metodele de calcul, de modelarea masivului de pământ și a mecanismului de cedare, de ipotezele ce trebuie avute în vedere (cu o atenție sporită la alegerea formei suprafeței de cedare), de posibilitatea reactivării unor alunecări vechi.

În cadrul breviarelor de calcul proiectanții trebuie să analizeze în detaliu aceste aspecte și să le justifice, astfel :

– **Metoda de calcul**

- calcul de echilibru limită
- metoda elementelor finite (metode numerice).

– **Modelarea masivului de pământ și mecanismul de cedare**

- stratificație: teren omogen sau complex (natură, parametrii geotehnici)
- prezență și înclinare a unor discontinuități
- prezența apei - regim hidrodinamic (presiunea apei din pori)
- tipul de cedare (în masiv, curgere pe pantă, alunecări vechi, alunecări reactivat, etc.)
- forma suprafeței de cedare (circulară, oarecare, strate cu rezistență la forfecare redusă, blocuri, etc.).

– **Ipotezele de calcul**

- stabilitate pe termen scurt și pe termen lung (etapa de execuție și etapa de exploatare)
- deformații de curgere lentă datorate forfecării
- simultaneitate posibilă a acțiunii seismice și a saturării masivului de pământ
- variații rapide ale nivelului apei subterane
- cedarea combinată a unor elemente structurale și a terenului
- estimarea daunelor posibile în cazul cedărilor.

Pentru rambleurile în contact permanent cu apa (ex. diguri), prin calcul trebuie în mod obligatoriu luată în considerare acțiunea acesteia, prin ipotezele bazate pe condițiile cele mai nefavorabile:

- nivele de calcul ale apei corespunzătoare situațiilor critice,

- condiții hidraulice defavorabile (regim hidrodinamic permanent pentru nivel maxim apă subterană, coborâre rapidă, nivel apă liberă),
- nefuncționarea sistemelor constructive hidraulice (ecrane etanșe, drenuri, filtre),
- anizotropia corpului rambleului.

COMENTARIUL 2. Din punct de vedere practic, se recomandă aplicarea Notei aferente principiului 1' de la cap. 11.5.1 și a regulei 12, din SR EN 1997-1 din care rezultă că la analiza stabilității pantelor naturale calculul se va realiza în două etape:

- etapa preliminară, fără a aplica abordările conform SR EN 1997-1, având ca scop estimarea unui coeficient de siguranță general F_s (determinarea suprafeței celei mai nefavorabile de cedare) utilizând valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici, după caz valori superioare sau inferioare. Se recomandă utilizarea experienței comparabile;
- etapa finală - conform SR EN 1997-1, paragraful 11.5.

COMENTARIUL 3. Aplicarea principiilor proiectării geotehnice prin calcul nu presupune stabilirea unui coeficient de siguranță F_s (factor de stabilitate) la alunecare minim admisibil. Conform SR EN 1997-1, paragraful 2.4. este necesară verificarea condiției $E_d < R_d$ cu luarea în considerare a abordărilor de calcul corespunzătoare și a coeficienților parțiali de siguranță aferenți (E_d valoarea de calcul a efectului acțiunilor, R_d valoarea de calcul a rezistenței față de o acțiune).

Impunerea unui coeficient de siguranță F_s minim admisibil pentru diferite ipoteze de calcul corespunde unei evaluări preliminare a stabilității și se efectuează cu valori caracteristice (nu de calcul) ale parametrilor rezistenței la forfecare (vezi Comentariul 2).

COMENTARIUL 4. Având în vedere că o serie de programe de calcul prezintă ca rezultat final un factor de stabilitate (coeficient de siguranță) F_s , în literatura de specialitate, pentru a se putea realiza comparații, s-a propus introducerea unui “factor de supra-dimensionare”, notat cu ODF (over-design factor), definit astfel:

- la metoda clasică (fără abordare SR EN 1997-1):
 $ODF = F_{s \text{ rezultat}} / F_{s \text{ admisibil}}$, în care $F_{s \text{ admisibil}}$ are o valoare impusă de proiectant sau de beneficiar, diferită pentru calculele în regim static și, respectiv, pentru calcul la cutremur.
- pentru Abordarea de calcul 1, gruparea 1:
 $ODF = F_{s \text{ rezultat}} / 1.35$, cu următoarele precizări:
 - o conform setului A1 de coeficienți parțiali de siguranță, $\gamma_G = 1.35$ pentru masa de pământ în zona impingerii active și $\gamma_G = 1.00$ pentru masa de pământ în zona rezistenței pasive, iar $\gamma_R = 1.5$, deoarece suprasarcina are întotdeauna efect defavorabil asupra rambleului;
 - o pentru programele de calcul în care nu se pot defini implicit coeficienții parțiali de siguranță prevăzuți în standardele din seria SR EN 1991, valoarea suprasarcinii din trafic se multiplică cu raportul $1.5/1.35 = 1.11$, iar expresia $E_d \leq R_d$ din SR EN 1997-1 se poate scrie astfel:

$$\gamma_G E_k \leq R_k / \gamma_R \text{ adică } (R_k / E_k) / (\gamma_G \gamma_R) \geq 1 \quad \Rightarrow F_{s \text{ rezultat}} / (1.35 \times 1.00) = ODF \geq 1$$

Pentru Abordarea de calcul 3 și pentru calculul la cutremur, $ODF = F_{s \text{ rezultat}}$.

În figura 11.1 se prezintă schema logică a modului de calcul la stabilitate efectuat cu și fără aplicarea SR EN 1997-1.

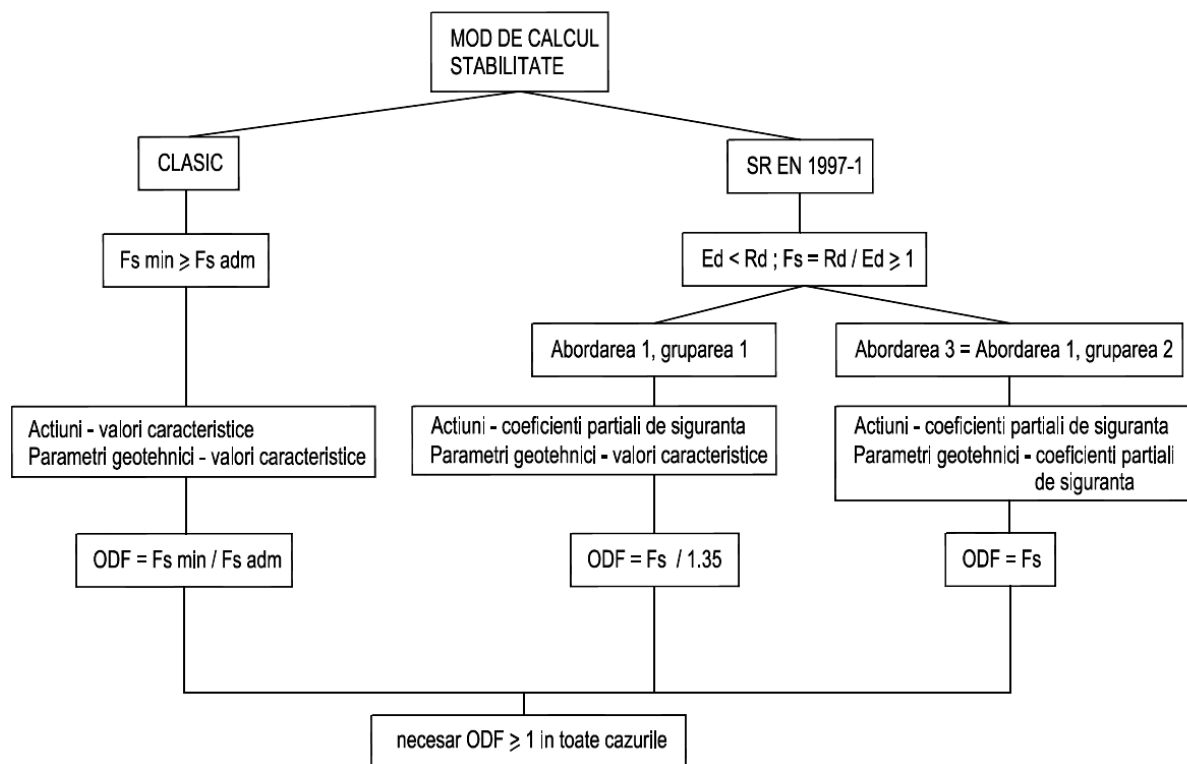


Figura 11.1 – Schema logică a modului de calcul la stabilitate

Modulul de calcul ilustrat de schema logică este aplicat în exemplele de calcul nr. 1 și nr. 2. de la pct. A7 din anexa A a ghidului.

În cazul rambleurilor se vor lua în considerare și stările limită ultime produse de eroziunea de suprafață sau/și internă, ca și de presiunea hidrostatică (stările limită HYD, UPL) care sunt explicitate în capitolul 10 al prezentului ghid.

La **verificarea stabilității excavațiilor** este obligatoriu a fi respectate principiile și regulile din normativul NP 120.

Acestea se referă la asigurarea stabilității vecinătăților din apropierea excavațiilor (structuri, drumuri, rețele existente) și la evaluarea stabilității fundului excavației.

11.2.2. Calcul la starea limită de serviciu

Prin calculul la **starea limită de serviciu** este obligatorie verificarea deformațiilor terenului, astfel încât structurile aflate în amplasament sau adiacent acestuia să nu fie afectate. Este indicată luarea în considerare a fenomenului de subsidență, generat de diferite condiții și de variații ale nivelului apei subterane din masivul de pământ analizat.

În cazul rambleurilor se atrage atenția asupra situației în care condițiile de fundare sunt dificile (rezistență redusă, compresibilități foarte mari). În astfel de cazuri, procesul de execuție trebuie adaptat pentru a nu depăși capacitatea portantă și tasările admisibile, sau se prevede îmbunătățirea (stabilizarea) terenului, urmărind ca volumul tratat să aibă o extindere suficient de mare pentru limitarea deformațiilor.

Calculul la starea limită de serviciu impune demonstrarea prin proiect că deformația rambleului sub efectul acțiunilor de calcul nu produce întreruperi ale exploatarea structurilor, drumurilor sau instalațiilor aflate pe sau în vecinătatea rambleului.

$$E_d \leq C_d \quad (11.1)$$

unde: E_d – valoarea de calcul a efectului acțiunilor
 C_d – valoarea de calcul limită a efectului acțiunilor.

Pentru a obține acțiunile de calcul, coeficienții parțiali de siguranță sunt, în general, unitari. Valorile deformațiilor limită sunt stabilite funcție de tipul structurilor de pe rambleu.

În situația rambleurilor construite pe un teren compresibil, este obligatorie luarea în considerare a evoluției tasărilor în timp și a efectului modificărilor condițiilor apei subterane. În acest sens trebuie respectate principiile din SR EN 1997-1, secțiunea 6 (cu accent asupra articolelor 6.6.1, 6.6.2) și recomandările din capitolul 6 al prezentului ghid.

Mijloacele practice prin care se poate evita apariția unei stări limită de exploatare normală, pot fi:

- prin calcul
 - la pante naturale: limitarea rezistenței la forfecare mobilizată utilizată în modelare,
 - la rambleuri: luarea în considerare a naturii și a proprietăților diferite ale materialelor din corpul rambleului și din terenul de fundare, ceea ce implică adaptarea unor valori ale rezistențelor în concordanță cu valorile compatibile ale deformațiilor materialelor, inclusiv în cazul terenului de fundare îmbunătățit (mobilizarea parametrilor rezistenței la forfecare cu deformațiile).
- în mod direct
 - etapizarea execuției, ceea ce implică verificări pentru fiecare fază (condiții de încărcare diferite),
 - observarea deformațiilor și prevederea unor acțiuni de intervenție pentru limitarea deformațiilor când acestea se apropie de valorile admisibile (metoda observațională bazată pe monitorizare).

Pentru situațiile în care din calcul a rezultat posibilitatea apariției stărilor limită este obligatorie prevederea activităților de monitorizare.

În SR EN 1997-1, ca și în reglementările tehnice aplicabile în vigoare, sunt prezentate elementele și mărimile geotehnice care trebuie urmărite prin monitorizare.

11.3. Activități de monitorizare

Astfel de activități se realizează pe baza unui proiect, care poate face parte din „*Memoriul geotehnic*”.

În proiect trebuie prevăzute atât operațiunile de supraveghere, cât și acțiunile de intervenție necesare, stabilite și aplicate pe baza rezultatelor obținute și interpretate.

În secțiunile 11 și 12 din SR EN 1997-1 sunt prezentate situațiile specifice pentru monitorizarea masivelor de pământ în pantă, inclusiv a rambleurilor, când se utilizează metoda observațională. Totodată se dau indicații asupra programului minimal specific de monitorizare.

Este obligatorie monitorizarea rambleurilor construite pe terenuri moi, cu permeabilitate redusă, situație în care trebuie măsurate atât evoluția presiunii apei în pori, cât și evoluția tasărilor.

Aceste aspecte trebuie evidențiate în cadrul proiectelor, atât în breviarele de calcul, cât și în caietele de sarcini specifice, pentru a permite evaluarea comportării în timp și, în cazuri speciale, adoptarea de măsuri corective.

În anexa A a prezentului ghid, la pct. A7. sunt date exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a masivelor de pământ în pantă.

Anexa A (informativă) EXEMPLE DE CALCUL

A1. Exemple de calcul privind stabilirea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici, de utilizat în calcule de deformații și de capacitate portantă

Într-un amplasament în care urmează a se construi un rezervor (fig. A1.1), s-au executat două foraje geotehnice din care au fost prelevate probe tulburate și netulburate, asupra cărora s-au efectuat încercări de laborator geotehnic pentru determinarea caracteristicilor fizice și mecanice.

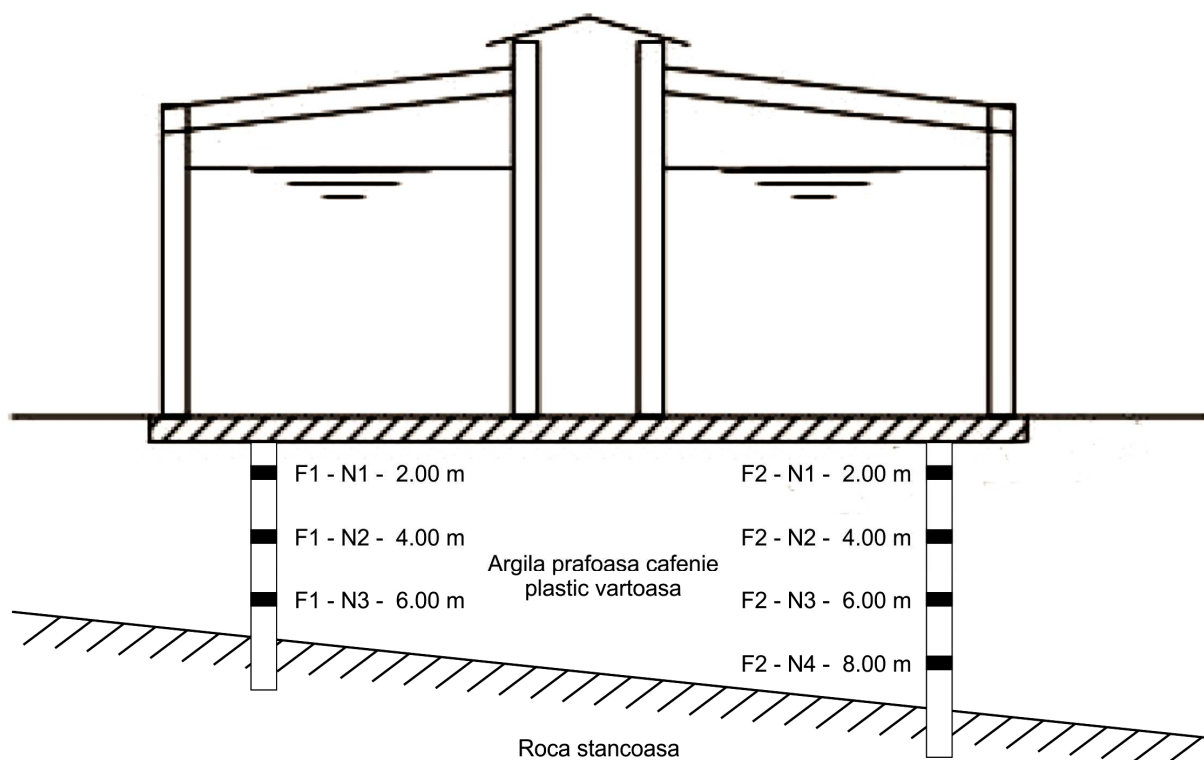


Figura A1.1

Pe baza investigării terenului de fundare a rezultat că acesta este alcătuit, până la adâncimea de 6.50...8.70 m, dintr-o argilă prăfoasă, cu plasticitate mare, aflată în stare de consistență plastic vâtoasă. Principalele rezultate ale încercărilor de laborator sunt prezentate în tabelul A1.1.

Tabelul A1.1 Principalele rezultate ale încercărilor de laborator

Forajul	Proba	Adâncimea	I_P [%]	I_C [-]	γ [g/cm ³]	n [%]	E_{oed} [kPa]	ϕ [°]	c [kPa]
F1	N1	2.00	28.6	0.78	1.87	40.3	8500	17.5	28.4
F1	N2	4.00	29.3	0.82	1.92	39.6	8800	17.8	29.6
F1	N3	6.00	30.2	0.93	1.97	39.3	9700	19.2	32.1
F2	N1	2.00	27.8	0.78	1.86	40.7	7800	16.8	24.8
F2	N2	4.00	28.3	0.84	1.90	39.7	8200	17.1	26.2
F2	N3	6.00	30.4	0.92	1.96	39.5	9300	19.3	31.6
F2	N4	8.00	31.2	0.97	1.99	39.1	9700	19.7	32.1

Pentru verificarea terenului de fundare la starea limită de deformații prin calculul tasării diferențiate (fig. A1.2), trebuie determinate valorile caracteristice pentru:

- Plasticitatea pământului
- Consistența pământului
- Greutatea volumică (densitatea) în stare naturală
- Porozitatea și indicele porilor
- Modulul de deformație edometric, E_{oed} și modulul de deformație liniară, $E = M_0 \cdot E_{oed}$, unde coeficientul de corecție M_0 se determină pe baza tabelului A.3.1. din NP 122
- Unghiul de frecare internă
- Coeziunea

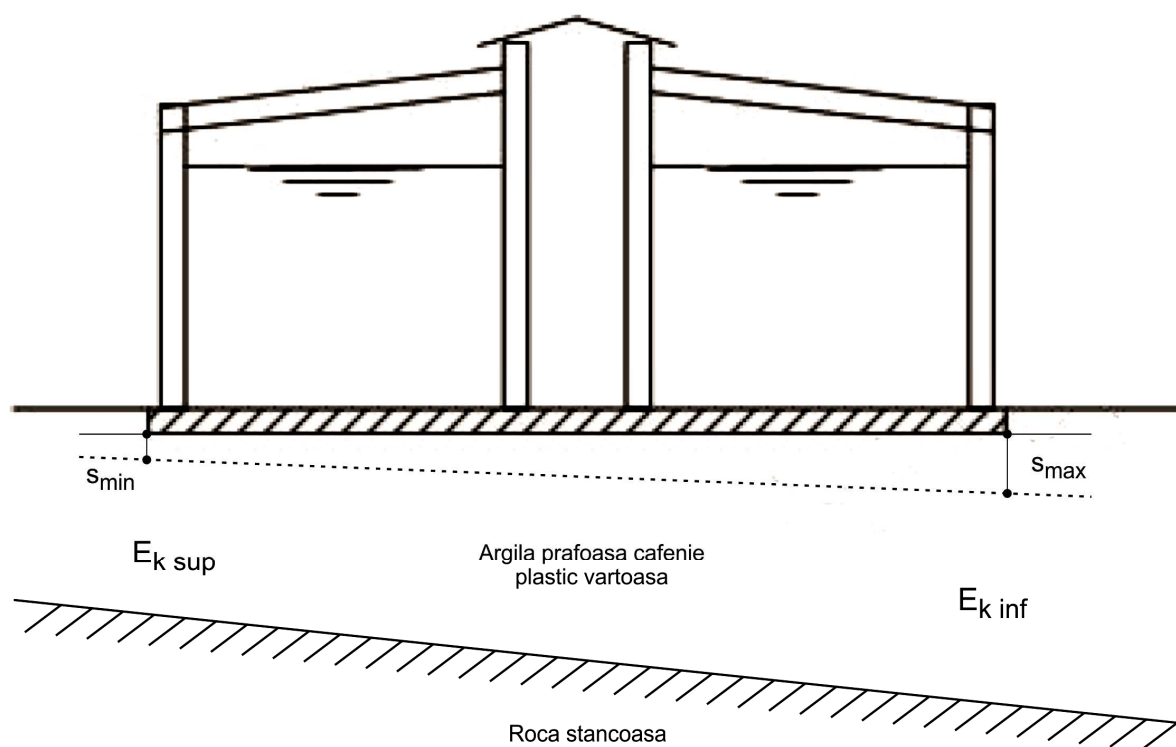


Figura A1.2

Exemplul de calcul 1: Determinarea valorilor caracteristice ale indicelui de plasticitate

1.1. Calculul coeficientului de variație, V_x :

1.1.1. Media aritmetică a valorilor X_i ;

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{28.6 + 29.3 + 30.2 + 27.8 + 28.3 + 30.4 + 31.2}{7} \Rightarrow X_m = I_{P_m} = 29.4 \%$$

1.1.2. Abaterea standard a valorilor individuale X_i ;

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} = \sqrt{\frac{1}{7-1} [(28.6 - 29.4)^2 + (29.3 - 29.4)^2 + \dots + (31.2 - 29.4)^2]} \Rightarrow s_x = 1.2$$

1.1.3. Coeficientul de variație, V_x ;

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} = \frac{1.2}{29.4} \Rightarrow V_x = 0.042$$

Observație: Prin consultarea tabelului 3.1 din NP 122 se constată că valoarea coeficientului de variație este mai mică decât valoarea maximă recomandată ($V_{x_{max}} = 0.30$) ceea ce confirmă faptul că probele provin din același strat geologic.

1.2. Calculul valorilor caracteristice ale indicelui de plasticitate:

1.2.1. Coeficientul statistic k_n pentru stabilirea valorilor caracteristice;

Deoarece se iau în considerare numai valorile determinate direct prin încercări, coeficientul de variație pentru terenul respectiv nu este cunoscut în prealabil iar valoarea k_n se ia din Tabelul 3.2 (NP 122), coloana V_x necunoscut. Pentru numărul de valori $n = 7$, k_n se determină prin interpolare, $k_n = 0.745$.

1.2.2. Valoarea caracteristică superioară:

$$X_{k\text{sup}} = X_m(1 + k_n \cdot V_x) = 29.4(1 + 0.745 \cdot 0.042) \Rightarrow X_{k\text{sup}} = I_{Pk\text{sup}} = 30.3\%$$

1.2.3. Valoarea caracteristică inferioară:

$$X_{k\text{inf}} = X_m(1 - k_n \cdot V_x) = 29.4(1 - 0.745 \cdot 0.042) \Rightarrow X_{k\text{inf}} = I_{Pk\text{inf}} = 28.5\%$$

Exemplul de calcul 2: Determinarea valorilor caracteristice ale indicelui de consistență

2.1. Calculul coeficientului de variație, V_x :

2.1.1. Media aritmetică a valorilor X_i ;

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{0.78 + 0.82 + 0.93 + 0.78 + 0.84 + 0.92 + 0.97}{7} \Rightarrow X_m = I_{Cm} = 0.86$$

2.1.2. Abaterea standard a valorilor individuale X_i ;

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} = \sqrt{\frac{1}{7-1} [(0.78 - 0.86)^2 + (0.82 - 0.86)^2 + \dots + (0.97 - 0.86)^2]} \Rightarrow s_x = 0.077$$

2.1.3. Coeficientul de variație, V_x ;

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} = \frac{0.077}{0.86} \Rightarrow V_x = 0.089$$

Observație: Prin consultarea tabelului 3 din NP 122 se constată că valoarea coeficientului de variație este mai mică decât valoarea maximă recomandată ($V_{x\text{max}} = 0.15$) ceea ce confirmă faptul că probele provin din același strat geologic.

2.2. Calculul valorilor caracteristice ale indicelui de consistență:

2.2.1. Coeficientul statistic k_n pentru stabilirea valorilor caracteristice;

Deoarece se iau în considerare numai valorile determinate direct prin încercări, coeficientul de variație pentru terenul respectiv nu este cunoscut în prealabil iar valoarea k_n se ia din tabelul 3.2 din NP 122, coloana V_x necunoscut. Pentru numărul de valori $n = 7$, k_n se determină prin interpolare, $k_n = 0.745$.

2.2.2. Valoarea caracteristică superioară:

$$X_{k\text{sup}} = X_m(1 + k_n \cdot V_x) = 0.86(1 + 0.745 \cdot 0.089) \Rightarrow X_{k\text{sup}} = I_{Ck\text{sup}} = 0.92$$

2.2.3. Valoarea caracteristică inferioară:

$$X_{k\text{inf}} = X_m(1 - k_n \cdot V_x) = 0.86(1 - 0.745 \cdot 0.089) \Rightarrow X_{k\text{inf}} = I_{Ck\text{inf}} = 0.81$$

Exemplul de calcul 3: Determinarea valorilor caracteristice ale densității în stare naturală

3.1. Calculul coeficientului de variație, V_x :

3.1.1. Media aritmetică a valorilor X_i ;

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{1.87 + 1.92 + 1.97 + 1.86 + 1.90 + 1.96 + 1.99}{7} \Rightarrow X_m = \rho_m = 1.924 \text{ g/cm}^3$$

3.1.2. Abaterea standard a valorilor individuale X_i ;

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} = \sqrt{\frac{1}{7-1} [(1.87 - 1.924)^2 + (1.92 - 1.924)^2 + \dots + (1.99 - 1.924)^2]} \Rightarrow s_x = 0.051$$

3.1.3. Coeficientul de variație, V_x ;

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} = \frac{0.051}{1.924} \Rightarrow V_x = 0.0263$$

Observație: Prin consultarea tabelului 3.1 din NP 122 se constată că valoarea coeficientului de variație este mai mică decât valoarea maximă recomandată ($V_{x \max} = 0.05$) ceea ce confirmă faptul că probele provin din același strat geologic.

3.2. Calculul valorii caracteristice a densității în stare naturală:

3.2.1. Coeficientul statistic k_n pentru stabilirea valorilor caracteristice;

Deoarece se iau în considerare numai valorile determinate direct prin încercări, coeficientul de variație pentru terenul respectiv nu este cunoscut în prealabil iar valoarea k_n se ia din tabelul 3.2 din NP 122, coloana V_x necunoscut. Pentru numărul de valori $n = 7$, k_n se determină prin interpolare, $k_n = 0.745$.

3.2.2. Valoarea caracteristică superioară:

$$X_{k \sup} = X_m (1 + k_n \cdot V_x) = 1.924(1 + 0.745 \cdot 0.0263) \Rightarrow X_{k \sup} = \rho_{k \sup} = 1.96 \text{ g/cm}^3$$

3.2.3. Valoarea caracteristică inferioară:

$$X_{k \inf} = X_m (1 - k_n \cdot V_x) = 1.924(1 - 0.745 \cdot 0.0263) \Rightarrow X_{k \inf} = \rho_{k \inf} = 1.89 \text{ g/cm}^3$$

Exemplul de calcul 4: Determinarea valorilor caracteristice ale porozității

4.1. Calculul coeficientului de variație, V_x :

4.1.1. Media aritmetică a valorilor X_i ;

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{40.3 + 39.6 + 39.3 + 40.7 + 39.7 + 39.5 + 39.1}{7} \Rightarrow X_m = n_m = 39.7 \%$$

4.1.2. Abaterea standard a valorilor individuale X_i ;

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} = \sqrt{\frac{1}{7-1} [(40.3 - 39.7)^2 + (39.6 - 39.7)^2 + \dots + (39.1 - 39.7)^2]} \Rightarrow s_x = 0.565$$

4.1.3. Coeficientul de variație, V_x ;

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} = \frac{0.565}{39.7} \Rightarrow V_x = 0.014$$

4.2. Calculul valorilor caracteristice ale porozității:

4.2.1. Coeficientul statistic k_n pentru stabilirea valorilor caracteristice;

Deoarece se iau în considerare numai valorile determinate direct prin încercări, coeficientul de variație pentru terenul respectiv nu este cunoscut în prealabil iar valoarea k_n se ia din

tabelul 3.2 din NP 122, coloana V_x necunoscut. Pentru numărul de valori $n = 7$, k_n se determină prin interpolare, $k_n = 0.745$.

4.2.2. Valoarea caracteristică superioară:

$$X_{k \text{ sup}} = X_m (1 + k_n \cdot V_x) = 39.7(1 + 0.745 \cdot 0.014) \Rightarrow X_{k \text{ sup}} = n_{k \text{ sup}} = 40.2\%$$

4.2.3. Valoarea caracteristică inferioară:

$$X_{k \text{ inf}} = X_m (1 - k_n \cdot V_x) = 39.7(1 - 0.745 \cdot 0.014) \Rightarrow X_{k \text{ inf}} = n_{k \text{ inf}} = 39.3\%$$

Exemplul de calcul 5: Determinarea valorilor caracteristice ale modulului de deformație edometric

5.1. Calculul coeficientului de variație, V_x :

5.1.1. Media aritmetică a valorilor X_i ;

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{8500 + 8800 + 9700 + 7800 + 8200 + 9300 + 9700}{7} \Rightarrow X_m = E_{oed m} = 8857 kPa$$

5.1.2. Abaterea standard a valorilor individuale X_i :

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} =$$

$$\sqrt{\frac{1}{7-1} [(8500 - 8857)^2 + (8800 - 8857)^2 + \dots + (9700 - 8857)^2]} \Rightarrow s_x = 741.3$$

5.1.3. Coeficientul de variație, V_x ;

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} = \frac{741.3}{8857} \Rightarrow V_x = 0.084$$

5.2. Calculul valorilor caracteristice ale modulului de deformație edometric:

5.2.1. Coeficientul statistic k_n pentru stabilirea valorilor caracteristice;

Deoarece se iau în considerare numai valorile determinate direct prin încercări, coeficientul de variație pentru terenul respectiv nu este cunoscut în prealabil iar valoarea k_n se ia din tabelul 3.2 din NP 122, coloana V_x necunoscut. Pentru numărul de valori $n = 7$, k_n se determină prin interpolare, $k_n = 0.745$.

5.2.2. Valoarea caracteristică superioară:

$$X_{k \text{ sup}} = X_m (1 + k_n \cdot V_x) = 8857(1 + 0.745 \cdot 0.084) \Rightarrow X_{k \text{ sup}} = E_{oed k \text{ sup}} = 9409 kPa$$

5.2.3. Valoarea caracteristică inferioară:

$$X_{k \text{ inf}} = X_m (1 - k_n \cdot V_x) = 8857(1 - 0.745 \cdot 0.084) \Rightarrow X_{k \text{ inf}} = E_{oed k \text{ inf}} = 8305 kPa$$

Din tabelul A.3.1. din NP 122, pentru un pământ cu plasticitate mare ($I_p > 20\%$), aflat în stare de consistență plastic vâtoasă ($I_C = 0.76 \div 1$), cu indicele porilor $e = 0.61 \div 0.80$, rezultă

$$M_0 = 1.5.$$

Tasarea minimă se va calcula în zona în care pachetul coeziv are grosimea minimă, considerându-se modulul de deformație liniară $E_{k \text{ sup}}$:

$$E_{k \text{ sup}} = E_{oed k \text{ sup}} \cdot M_0 = 9409 \cdot 1.5 \Rightarrow E_{k \text{ sup}} = 14114 kPa$$

Tasarea maximă se va calcula în zona în care pachetul coeziv are grosimea maximă, considerându-se modulul de deformare liniară $E_{k\text{ inf}}$:

$$E_{k\text{ inf}} = E_{oed\ k\text{ inf}} \cdot M_0 = 8305 \cdot 1.5 \Rightarrow E_{k\text{ inf}} = 12458\text{ kPa}$$

Pentru verificarea la depășirea locală a capacității portante a terenului, ilustrată prin schema de cedare din figura A1.3, se determină valorile caracteristice locale obținute în funcție de rezultatele date în tabelul A1.2 încercărilor de laborator pentru φ și c pe probe provenite de la adâncimile de 2 și 4 m.

Tabelul A1.2 Valorile φ și c la adâncimile de 2.00 și 4.00 m

Forajul	Proba	Adâncimea	φ [°]	c [kPa]
F1	N1	2.00	17.5	28.4
F1	N2	4.00	17.8	29.6
F2	N1	2.00	16.8	24.8
F2	N2	4.00	17.1	26.2

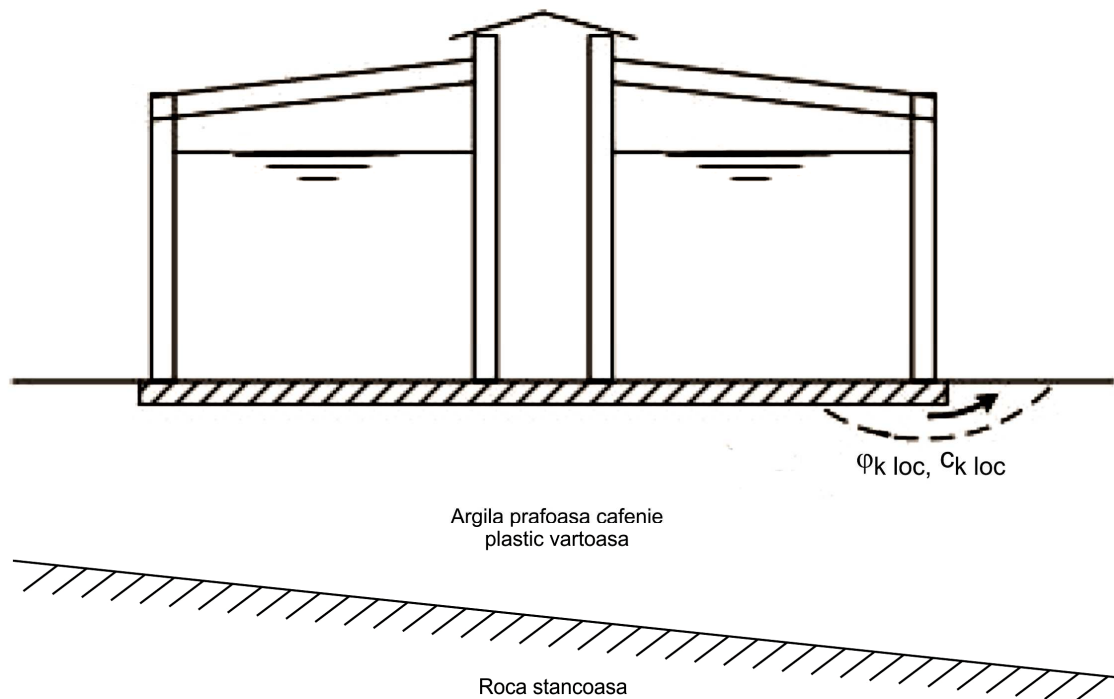


Figura A1.3

Exemplul de calcul 6: Determinarea valorilor caracteristice locale ale unghiului de frecare internă

6.1. Calculul coeficientului de variație, V_x :

6.1.1. Media aritmetică a valorilor X_i :

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{17.5 + 17.8 + 16.8 + 17.1}{4} \Rightarrow X_m = \varphi_m = 17.3^\circ$$

6.1.2. Abaterea standard a valorilor individuale X_i :

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} = \sqrt{\frac{1}{7-1} [(17.5-17.3)^2 + (17.8-17.3)^2 + \dots + (17.1-17.3)^2]} \Rightarrow s_x = 0.44$$

6.1.3. Coeficientul de variație, V_x ;

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} = \frac{0.44}{17.3} \Rightarrow V_x = 0.0254$$

6.2. Calculul valorii caracteristice locale a unghiului de frecare internă:

În cazul de față, ca și în majoritatea calculelor practice, intervine numai valoarea locală inferioară.

$$X_{kloc} = X_m(1 - 2 \cdot V_x) = 17.3(1 - 2 \cdot 0.0254) \Rightarrow X_{kloc} = \varphi_{kloc} = 16.4^\circ$$

Exemplul de calcul 7: Determinarea valorilor caracteristice locale ale coeziunii

7.1. Calculul coeficientului de variație, V_x :

7.1.1 Media aritmetică a valorilor X_i ;

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{28.4 + 29.6 + 24.8 + 26.2}{4} \Rightarrow X_m = c_m = 27.25 \text{ kPa}$$

7.1.2. Abaterea standard a valorilor individuale X_i ;

$$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (X_i - X_m)^2} = \sqrt{\frac{1}{7-1} [(28.4 - 27.25)^2 + (29.6 - 27.25)^2 + \dots + (26.2 - 27.25)^2]} \Rightarrow s_x = 2.16$$

7.1.3. Coeficientul de variație, V_x ;

$$V_x = \frac{s_x}{X_m} = \frac{2.16}{27.25} \Rightarrow V_x = 0.079$$

7.2. Calculul valorii caracteristice locale a coeziunii:

În cazul de față, ca și în majoritatea calculelor practice, intervine numai valoarea locală inferioară.

$$X_{kloc} = X_m(1 - 2 \cdot V_x) = 27.25(1 - 2 \cdot 0.079) \Rightarrow X_{kloc} = c_{kloc} = 22.9 \text{ kPa}$$

A2. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață

Exemplul de calcul 1. Fundație izolată sollicitată de forțe axiale centrice pe un strat de nisip uscat

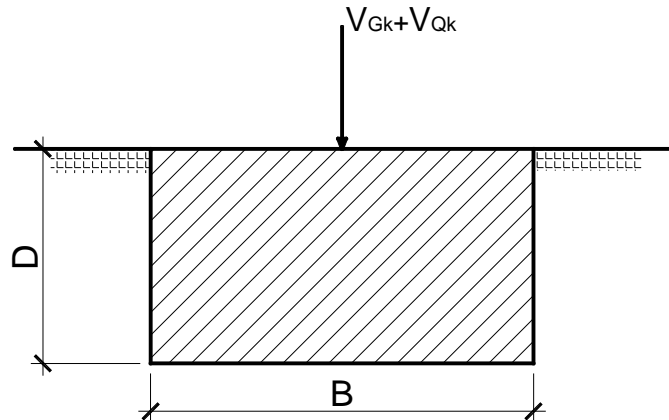
Situația de proiectare

Dimensiunile fundației: $L = 2,60$ m, $B = 2,20$ m, $D = 0,50$ m.

Valori caracteristice ale încărcărilor axiale centrice: $V_{Gk} = 800$ kN, $V_{Qk} = 450$ kN.

Valori caracteristice ale parametrilor geotehnici: $\phi'_k = 35^\circ$, $\gamma_k = 18$ kN/m³, $E_k = 15$ MPa.

Valoare caracteristică pentru greutatea volumică a betonului armat: $\gamma_{ck} = 25$ kN/m³.



1. Verificarea la SLU – GEO (Capacitatea portantă)

Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

A1: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$

M1: $\gamma_{\phi'} = 1,00$, $\gamma_{\gamma} = 1,00$

R1: $\gamma_{R,v} = 1,00$

Relația de verificare:

$$V_d \leq R_d$$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = \gamma_G(W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk} = \gamma_G(\gamma_{ck} L B D + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk} = \mathbf{1852 \text{ kN.}}$$

Valoarea capacității portante:

$$R = A' (c'_d N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma})$$

unde: c'_d - valoarea de calcul a coeziunii efective

N_c , N_q , N_{γ} - factori adimensionali pentru capacitate portantă în funcție de ϕ'_d :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'_d/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'_d$$

$$N_{\gamma} = 2 (N_q - 1) \tan \delta, \text{ în care } \delta = \phi'_d/2$$

ϕ'_d - valoarea de calcul a unghiului de frecare internă în termeni de eforturi efective

b_c , b_q , b_{γ} - factori adimensionali pentru înclinarea bazei fundației; pentru fundație cu baza orizontală: $b_q = b_{\gamma} = b_c = 1$

s_c , s_q , s_{γ} - factori adimensionali pentru forma bazei fundației; pentru fundația cu baza rectangulară:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'_d$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

i_c, i_q, i_γ - factori adimensionali pentru înclinarea încărcării; pentru încărcare verticală:

$$i_c = i_q = i_\gamma = 1$$

q' - suprasarcina efectivă la nivelul bazei fundației

γ - valoarea de calcul a greutății volumice efective a pământului sub baza fundației

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi'_d = 35^\circ;$$

$$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 33,3; N_c = 46,1; N_\gamma = 20,4;$$

$$s_q = 1,49; s_\gamma = 0,75; s_c = 1,5 (B' = B, L' = L \text{ pentru încărcarea centrică});$$

$$q' = \gamma_d D = 9 \text{ kPa};$$

$$R = 4267 \text{ kN}.$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R / \gamma_{R,v} = 4267 \text{ kN}.$$

Verificare:

$$1852 \text{ kN} \leq 4267 \text{ kN} \text{ (adevărat} \rightarrow \text{îndeplinită)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d/R_d)100 = 43\%.$$

Ab1G2: A2 “+” M2 “+” R1

$$\text{A2: } \gamma_G = 1; \gamma_Q = 1,30$$

$$\text{M2: } \gamma_\phi = 1,25, \gamma_\gamma = 1,00$$

$$\text{R1: } \gamma_{R,v} = 1,00$$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = 1457 \text{ kN}.$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi'_d = 29,3^\circ;$$

$$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 16,9; N_c = 28,4; N_\gamma = 8,3;$$

$$s_q = 1,41; s_\gamma = 0,75; s_c = 1,44;$$

$$q' = 9 \text{ kPa};$$

$$R = 1934 \text{ kN}.$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R / \gamma_{R,v} = 1934 \text{ kN}.$$

Verificare:

$$1457 \text{ kN} \leq 1934 \text{ kN} \text{ (adevărat} \rightarrow \text{îndeplinită)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,2} = (V_d/R_d)100 = 75\%.$$

Ab3: A1 “+” M2 “+” R3

$$\text{A1: } \gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,50$$

$$\text{M2: } \gamma_\phi = 1,25, \gamma_\gamma = 1,00$$

$$\text{R3: } \gamma_{R,v} = 1,00$$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = 1852 \text{ kN.}$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi'_d = 29,3^\circ;$$

$$\gamma'_d = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 16,9; N_c = 28,4; N_\gamma = 8,3;$$

$$s_q = 1,41; s_\gamma = 0,75; s_c = 1,44;$$

$$q' = 9 \text{ kPa};$$

$$R = 1934 \text{ kN.}$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R / \gamma_{Rv} = 1934 \text{ kN.}$$

Verificare:

$$1852 \text{ kN} \leq 1934 \text{ kN (adev\~{a}rat \rightarrow \text{\u00e2ndeplinit\u0103})}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},3} = (V_d / R_d) 100 = 96\%.$$

2. Verificarea la SLE

Coeficienții parțiali:

$$A: \gamma_G = 1; \gamma_Q = 1 \text{ (CR 0, pct. 7.4.1.1.)}$$

$$M: \gamma_M = 1,00 \text{ (NP 112, pct. I.7.3.5)}$$

Valorile de calcul:

$$V_d = 1322 \text{ kN};$$

$$\phi'_d = 35^\circ;$$

$$\gamma'_d = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$E_d = 15 \text{ MPa.}$$

Verificarea criteriului privind deplasarea (tasarea) fundației

$$s \leq s_{\text{lim}}$$

s – tasarea posibilă;

s_{lim} – tasarea limită stabilită de proiectantul structurii sau determinată conform NP 112, Anexa H.

Calculul tasării posibile se face prin metoda însumării tasărilor pe strate elementare (NP 112, Anexa H)

$$p_{\text{net}} = p_{\text{ef,med}} - q = V_d / LB - D \gamma'_d$$

$$p_{\text{ef,med}} = 231 \text{ kPa}; q = 9 \text{ kPa};$$

$$p_{\text{net}} = 222 \text{ kPa}$$

$$s = b \sum (s_{zi,med} h_i / E_{s,i}) \text{ (mm)}$$

$$s = 26,8 \text{ mm.}$$

Tasările straturilor elementare sunt calculate în tabelul de mai jos:

Nr. strat	h_i	z	z/B	L/B	a_0	s_z	$s_{z,med}$	s_{gz}	$s_z \leq 0,2s_{gz}$	s_i
	(m)	(m)				(kPa)	(kPa)	(kPa)		(mm)
1	0,8	0	0	1,18	1	222	204	9	nu	10,9
		0,8	0,36		0,84	186		23	nu	
2	0,8	0,8	0,36		0,84	186	152	23	nu	8,1
		1,6	0,73		0,53	118		38	nu	
3	0,8	1,6	0,73		0,53	118	95	38	nu	5,1
		2,4	1,09		0,33	73		52	nu	
4	0,8	2,4	1,09		0,33	73	60	52	nu	3,2
		3,2	1,45		0,21	47		67	nu	
5	0,8	3,2	1,45		0,21	47	41	67	nu	2,2
		4,0	1,82		0,16	36		81	nu	
6	0,8	4,0	1,82	0,16	36	32	81	nu	1,7	
		4,8	2,18	0,13	29		95	nu		
7	0,8	4,8	2,18	0,13	29	26	95	nu	1,4	
		5,6	2,55	0,10	22		110	nu		
8	0,8	5,6	2,55	0,10	22	18	110	nu	0,9	
		6,4	2,91	0,06	13		124	da		

Verificarea criteriului privind limitarea încărcărilor transmise la teren

$$p_{ef,med} \leq p_{pl}$$

$$p_{pl} = m_l (\bar{\gamma} B N_1 + q N_2 + c'_d N_3) \quad (\text{Anexa H din NP 112})$$

$$m_l = 1,7 \quad (\text{coeficient adimensional al condițiilor de lucru, Anexa H din NP 112})$$

N_1, N_2, N_3 – coeficienți adimensionali de capacitate portantă, definiți în funcție de ϕ'_d

$$N_1 = 1,68; N_2 = 7,73; N_3 = 9,60;$$

$$\bar{\gamma} = \gamma_d = 18 \text{ kPa};$$

$$q = \gamma_d D = 9 \text{ kPa}.$$

Rezultă:

$$p_{pl} = 231 \text{ kPa}$$

Verificare:

$$219 \text{ kPa} \leq 231 \text{ kPa} \quad (\text{adevărat} \rightarrow \text{îndeplinită})$$

Exemplul de calcul 2. Fundație izolată solicitată de forțe axiale excentrice pe un strat de nisip uscat

Situația de proiectare

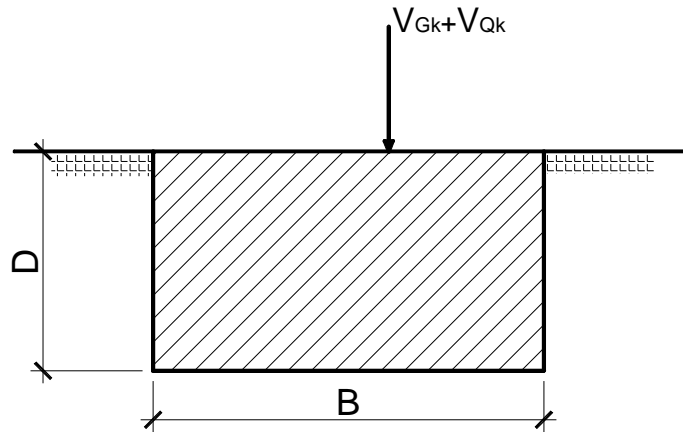
Dimensiunile fundației: $L = 3,00 \text{ m}$, $B = 2,20 \text{ m}$, $D = 0,50 \text{ m}$.

Valori caracteristice ale încărcărilor axiale excentrice: $V_{Gk} = 800 \text{ kN}$, $V_{Qk} = 450 \text{ kN}$.

Excentricitățile încărcărilor axiale: $e_B = 75 \text{ mm}$, $e_L = 100 \text{ mm}$.

Valori caracteristice ale parametrilor geotehnici: $\phi_k = 35^\circ$, $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$.

Valoare caracteristică pentru greutatea volumică a betonului armat: $\gamma_{ck} = 25 \text{ kN/m}^3$.



Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

A1: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$

M1: $\gamma_{\phi} = 1,00$, $\gamma_{\gamma} = 1,00$

R1: $\gamma_{R,v} = 1,00$

Relația de verificare:

$$V_d \leq R_d$$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = \gamma_G (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk} = \gamma_G (\gamma_{ck} L B D + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk} = \mathbf{1866 \text{ kN.}}$$

Aria efectivă (redușă) a bazei fundației:

$$e'_B = (\gamma_G V_{Gk} + \gamma_Q V_{Qk}) e_B / [\gamma_G (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk}] = 70,5 \text{ mm} \leq B/6 = 367 \text{ mm}$$

$$e'_L = (\gamma_G V_{Gk} + \gamma_Q V_{Qk}) e_L / [\gamma_G (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk}] = 94 \text{ mm} \leq L/6 = 500 \text{ mm}$$

$$A' = B'L' = (B - 2e'_B)(L - 2e'_L) = 5,79 \text{ m}^2.$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi_d = 35^\circ;$$

$$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$N_q = 33,3; N_c = 46,1; N_{\gamma} = 20,4;$$

$$s_q = 1,42; s_{\gamma} = 0,78; s_c = 1,43 (B - 2e'_B; L - 2e'_L);$$

$$q' = \gamma_d D = 9 \text{ kPa};$$

$$R = 4169 \text{ kN.}$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R / \gamma_{R,v} = \mathbf{4169 \text{ kN.}}$$

Verificare:

$$\mathbf{1866 \text{ kN} \leq 4169 \text{ kN}} \text{ (adevărat} \rightarrow \text{îndeplinită)}$$

Factorul de utilizare:

$$\Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d / R_d) 100 = 45\%$$

Ab1G2: A2 “+” M2 “+” R1

A2: $\gamma_G = 1$; $\gamma_Q = 1,30$

M2: $\gamma_{\phi} = 1,25$, $\gamma_{\gamma} = 1,00$

R1: $\gamma_{R,v} = 1,00$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = \mathbf{1468 \text{ kN.}}$$

Aria efectivă (redușă) a bazei fundației:

$$e'_B = 70,8 \text{ mm} \leq B/6 = 367 \text{ mm}$$

$$e'_L = 94,4 \text{ mm} \leq L/6 = 500 \text{ mm}$$

$$A' = 5,79 \text{ m}^2.$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi'_d = 29,3^\circ;$$

$$\gamma'_d = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 16,9; N_c = 28,4; N_\gamma = 8,3;$$

$$s_q = 1,36; s_\gamma = 0,78; s_c = 1,38;$$

$$q' = 9 \text{ kPa};$$

$$R = 1892 \text{ kN}.$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R/\gamma_{R_v} = \mathbf{1892 \text{ kN}}.$$

Verificare:

$$\mathbf{1468 \text{ kN} \leq 1892 \text{ kN}} \text{ (adev\text{ă}rat \rightarrow \text{\u00e}ndeplinit\text{ă})}$$

Factorul de utilizare:

$$\Delta_{\text{GEO},1,2} = (V_d/R_d) 100 = 78\%.$$

Ab3: A1 “+” M2 “+” R3

$$A1: \gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,50$$

$$M2: \gamma_\phi = 1,25, \gamma_\gamma = 1,00$$

$$R3: \gamma_{R,v} = 1,00$$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = \mathbf{1866 \text{ kN}}.$$

Aria efectivă (redușă) a bazei fundației:

$$e'_B = 70,5 \text{ mm} \leq B/6 = 367 \text{ mm}$$

$$e'_L = 94,0 \text{ mm} \leq L/6 = 500 \text{ mm}$$

$$A' = 5,79 \text{ m}^2.$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi'_d = 29,3^\circ;$$

$$\gamma'_d = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 16,9; N_c = 28,4; N_\gamma = 8,3;$$

$$s_q = 1,36; s_\gamma = 0,78; s_c = 1,38;$$

$$q' = 9 \text{ kPa};$$

$$R = 1893 \text{ kN}.$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R/\gamma_{R_v} = \mathbf{1893 \text{ kN}}.$$

Verificare:

$$\mathbf{1866 \text{ kN} \leq 1893 \text{ kN}} \text{ (adev\text{ă}rat \rightarrow \text{\u00e}ndeplinit\text{ă})}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},3} = (V_d/R_d) 100 = 99\%.$$

Exemplul de calcul 3. Fundație continuă pe un strat de pământ coeziv

Situația de proiectare

Dimensiunile fundației: $B = 3,40$ m, $D = 1,50$ m.

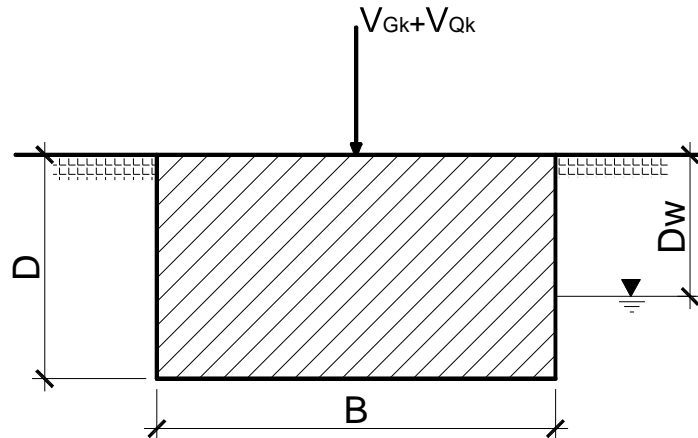
Valori caracteristice ale încărcărilor axiale centrice: $V_{Gk} = 200$ kN/m, $V_{Qk} = 80$ kN/m (calculul se face pentru o lungime egală cu 1m).

Valori caracteristice ale parametrilor geotehnici:

$c_{uk} = 45$ kPa, $\phi'_k = 25^\circ$, $c'_k = 5$ kPa, $\gamma_k = 21$ kN/m³.

Apa subterană: $D_w = 1,00$ m, $\gamma_{wk} = 10$ kN/m³.

Valoare caracteristică pentru greutatea volumică a betonului armat: $\gamma_{Gk} = 25$ kN/m³.



Ab1G1: A1 "+" M1 "+" R1

A1: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,50$; $\gamma_{G;stb} = 0,9$; $\gamma_{G;dst} = 1,35$

M1: $\gamma_{\phi'} = 1,00$, $\gamma_{c'} = 1,00$, $\gamma_{cu} = 1,00$, $\gamma_{\gamma} = 1,00$

R1: $\gamma_{R;v} = 1,00$

Relația de verificare:

$$V_d \leq R_d$$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = \gamma_G (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk} - \gamma_{G;stb} \gamma_w B (D - D_w) = 547 \text{ kN/m.}$$

Capacitatea portantă în condiții drenate

$$R = A' (c'_d N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma})$$

$$A' = 1 \cdot B$$

$$b_q = b_{\gamma} = b_c = 1 \text{ (pentru fundație cu baza orizontală)}$$

$$s_q = s_{\gamma} = s_c = 1 \text{ (pentru fundație continuă)}$$

$$i_c = i_q = i_{\gamma} = 1 \text{ (pentru încărcare verticală)}$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi'_d = 25^\circ;$$

$$c'_d = 5 \text{ kPa};$$

$$\gamma'_d = 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 10,7; N_c = 20,7; N_{\gamma} = 4,3;$$

$$q' = \gamma'_d D - \gamma_{G;dst} \gamma_w (D - D_w) = 24,7 \text{ kPa};$$

$$R = 1772 \text{ kN/m.}$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R/\gamma_{Rv} = 1772 \text{ kN/m.}$$

Verificare:

$$547 \text{ kN/m} \leq 1772 \text{ kN/m (adev\^arat} \rightarrow \text{\u00e2ndeplinit\u0103)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d/R_d)100 = 31\%.$$

Capacitatea portant\u0103 \u00een condi\u021bie nedrenate

$$R = A' (\pi+2) c_{u;d} b_c s_c i_c + q$$

$$A' = 1 \cdot B$$

$$b_c = 1 \text{ (pentru funda\u021bie cu baza orizontal\u0103)}$$

$$s_c = 1 \text{ (pentru funda\u021bie continu\u0103)}$$

$$i_c = 1 \text{ (pentru \u00e2nc\u0103rcare vertical\u0103)}$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici \u021i de rezisten\u021b\u0103:

$$c_{u;d} = 45 \text{ kPa;}$$

$$\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$q = \gamma_d D = 31,5 \text{ kPa;}$$

$$R = 818 \text{ kN/m.}$$

Valoarea de calcul a capacit\u0103ii portante:

$$R_d = R/\gamma_{Rv} = 818 \text{ kN/m.}$$

Verificare:

$$547 \text{ kN/m} \leq 818 \text{ kN/m (adev\^arat} \rightarrow \text{\u00e2ndeplinit\u0103)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d/R_d)100 = 67\%.$$

Ab1G2: A2 “+” M2 “+” R1

$$\text{A2: } \gamma_G = 1; \gamma_Q = 1,30; \gamma_{G;\text{stb}} = 0,9; \gamma_{G;\text{dst}} = 1,35$$

$$\text{M2: } \gamma_{\phi'} = 1,25, \gamma_c = 1,25, \gamma_{cu} = 1,40, \gamma_\gamma = 1,00$$

$$\text{R1: } \gamma_{R;v} = 1,00$$

Valoarea de calcul a ac\u021biunilor verticale:

$$V_d = 416 \text{ kN/m.}$$

Capacitatea portant\u0103 \u00een condi\u021bie drenate

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici \u021i de rezisten\u021b\u0103:

$$\phi'_d = 20,5^\circ;$$

$$c'_d = 4 \text{ kPa;}$$

$$\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 6,7; N_c = 15,3; N_\gamma = 2,1;$$

$$q' = \gamma_d D - \gamma_{G;\text{dst}} \gamma_w (D - D_w) = 24,7 \text{ kPa;}$$

$$R = 1026 \text{ kN/m.}$$

Valoarea de calcul a capacit\u0103ii portante:

$$R_d = R/\gamma_{Rv} = 1026 \text{ kN/m.}$$

Verificare:

$$416 \text{ kN/m} \leq 1026 \text{ kN/m (adev\^arat} \rightarrow \text{\u00e2ndeplinit\u0103)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d/R_d)100 = 41\%$$

Capacitatea portantă în condiții nedrenate

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$c_{u;d} = 32,1 \text{ kPa};$$

$$\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$q = \gamma_d D = 31,5 \text{ kPa};$$

$$R = 593 \text{ kN/m}.$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R/\gamma_{Rv} = 593 \text{ kN/m}.$$

Verificare:

$$416 \text{ kN/m} \leq 593 \text{ kN/m} \text{ (adevărat} \rightarrow \text{îndeplinită)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d/R_d)100 = 70\%.$$

Ab3: A1 “+” M2 “+” R3

$$\text{A1: } \gamma_G = 1,35, \gamma_Q = 1,50; \gamma_{G;\text{stb}} = 0,9; \gamma_{G;\text{dst}} = 1,35$$

$$\text{M2: } \gamma_{\phi'} = 1,25, \gamma_{c'} = 1,25, \gamma_{cu} = 1,40, \gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\text{R1: } \gamma_{R;v} = 1,00$$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale:

$$V_d = 547 \text{ kN/m}.$$

Capacitatea portantă în condiții drenate

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$\phi'_d = 20,5^\circ;$$

$$c'_d = 4 \text{ kPa};$$

$$\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$N_q = 6,7; N_c = 15,3; N_{\gamma} = 2,1;$$

$$q' = \gamma_d D - \gamma_{G;\text{dst}} \gamma_w (D - D_w) = 24,7 \text{ kPa};$$

$$R = 1026 \text{ kN/m}.$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R/\gamma_{Rv} = 1026 \text{ kN/m}.$$

Verificare:

$$547 \text{ kN/m} \leq 1026 \text{ kN/m} \text{ (adevărat} \rightarrow \text{îndeplinită)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d/R_d)100 = 53\%.$$

Capacitatea portantă în condiții nedrenate

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici și de rezistență:

$$c_{u;d} = 32,1 \text{ kPa};$$

$$\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$q = \gamma_d D = 31,5 \text{ kPa};$$

$$R = 593 \text{ kN/m}.$$

Valoarea de calcul a capacității portante:

$$R_d = R/\gamma_{Rv} = 593 \text{ kN/m}.$$

Verificare:

$$547 \text{ kN/m} \leq 593 \text{ kN/m} \text{ (adevărat} \rightarrow \text{îndeplinită)}$$

$$\text{Factorul de utilizare: } \Delta_{\text{GEO},1,1} = (V_d/R_d)100 = 92\%.$$

A3. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți

Exemplul de calcul 1. Calculul capacității portante ultime la compresiune a unor piloți de beton armat prin metode prescriptive

Se consideră piloți de beton armat, cu o fișă $L = 10,00$ m, din care 8,00 m într-o argilă nisipoasă și 2,00 m într-un nisip cu pietriș de îndesare medie.

Stratul de argilă are drept valori caracteristice $c_{u;k} = 45$ kPa pentru coeziunea nedrenată și $\gamma_{k1} = 18,5$ kN/m³ pentru greutatea volumică.

Nisipul are parametrii de rezistență în stare drenată $\phi_k = 36^\circ$, $c'_k = 0$ kPa și greutatea volumică $\gamma_{k2} = 20$ kN/m³.

Apa subterană a fost întâlnită la adâncimea $d_w = 1,00$ m.

Frecarea laterală pe pilot va fi ignorată deasupra cotei - 1,00, pământul de deasupra acestei cote urmând a fi îndepărtat.

Se cere calculul capacității portante ultime la compresiune, $R_{c;d}$, în condițiile de teren date, pentru cele 3 tipuri de piloți (fig. A3.1 și A3.2).

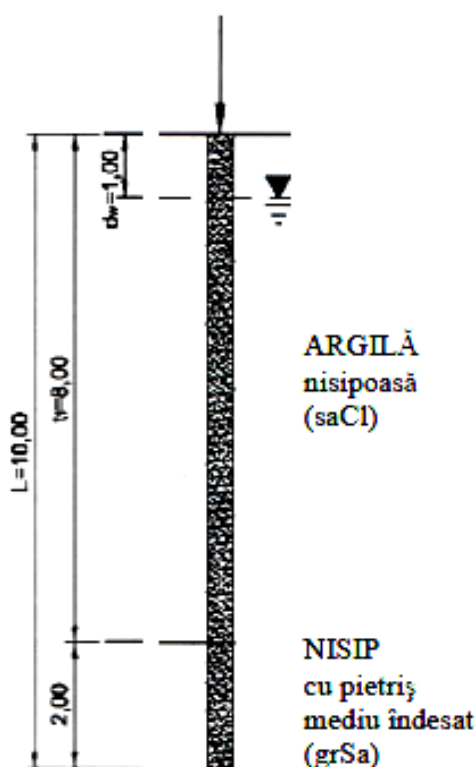


Figura A3.1
Secțiune verticală

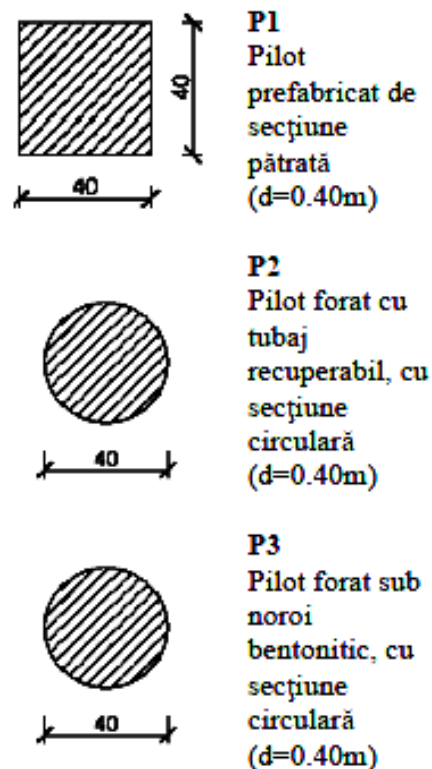


Figura A3.2
Tipurile de piloți

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$) depinde de abordarea de calcul.

Abordările de calcul pentru piloți, conform SR EN 1997-1/NB, sunt prezentate în tabelul A3.1.

Tabelul A3.1 – Abordări de calcul

Abordarea de calcul	Acronim	Setul de coeficienți parțiali		
		A	M	R
Abordarea 1, gruparea 1	Ab1G1	A1	M1	R1
Abordarea 1, gruparea 2	Ab1G2	A2	M1 sau M2*	R4

* M1 pentru calculul rezistenței piloților și ancoraje; M2 pentru calculul acțiunilor defavorabile (frecare negativă, încărcări transversale)

În NP 123, punctul 7.2.4, sunt date valorile coeficienților parțiali de rezistență. Aceste valori nu depind de abordarea de calcul.

P1 - Pilot prefabricat de secțiune pătrată (b = 0,40m)

Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

M1: $\gamma_\phi = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R1: (1) $\gamma_b = \gamma_s = 1,0$ conform Tabelului A.6 (RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{bl} = \gamma_{sl} = 1,0$ conform Tabelului 4 din NP 123

Ab1G2: A2 “+” M1 “+” R4

M1: $\gamma_\phi = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R4: (1) $\gamma_b = \gamma_s = 1,3$ conform Tabelului A.6 (RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{bl} = \gamma_{sl} = 1,0$ conform Tabelului 4 din NP 123

Valoarea caracteristică a rezistenței pe bază a pilotului ($R_{b;k}$)

Conform NP 123, relația (11), valoarea caracteristică a rezistenței pe bază este:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k}$$

unde: A_b suprafața bazei pilotului
 $q_{b;k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe bază

$$A_b = d^2 = 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

Conform tabelului 5 din NP 123, pentru pilot cu vârful în pământ necoeziv (nisipuri mari) și adâncimea de înfigere $L=10\text{m}$, valoarea caracteristică a presiunii pe bază va fi:

$$q_{b;k} = 7300 \text{ kPa}$$

Dar, conform observației 4 de la tabelul 5, valoarea $q_{b;k}$ va trebui corectată, deoarece $t/d < 15$, unde:

- $t = 2\text{m}$ – adâncimea de încastrare a vârfului pilotului în stratul de nisip mare sau pietriș;
- $d = 0,4\text{m}$ – diametrul pilotului în planul bazei;
- $t/d = 2/0,4 = 5$.

Prin urmare, valoarea caracteristică corectată a rezistenței pe bază este:

$$q_{b;k;cor} = q_{b;k} (0,7 + 0,02 t/d) = 7300(0,7 + 0,1) = 5840 \text{ kPa}$$

Rezultă:

$$R_{b;k} = 0,16 \cdot 5840 = \mathbf{934,4 \text{ kN}}$$

Valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală ($R_{s;k}$)

Conform NP 123, relația (12), valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală pe bază este:

$$R_{s;k} = \sum A_{s;i} q_{s;i;k} = U \sum q_{s;i;k} l_i$$

unde: $A_{s;i}$ suprafața laterală a pilotului în stratul i
 U perimetrul secțiunii transversale a pilotului
 l_i lungimea pilotului în contact cu stratul i
 $q_{s;i;k}$ valoarea caracteristică a rezistenței de frecare laterală în stratul i

$$U = 4d = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ m}$$

Pentru calculul frecării pe suprafața laterală, straturile de pământ se împart în orizonturi de maxim 2 m. Vor rezulta astfel grosimile straturilor de calcul (l_i) ca în figura A3.3.

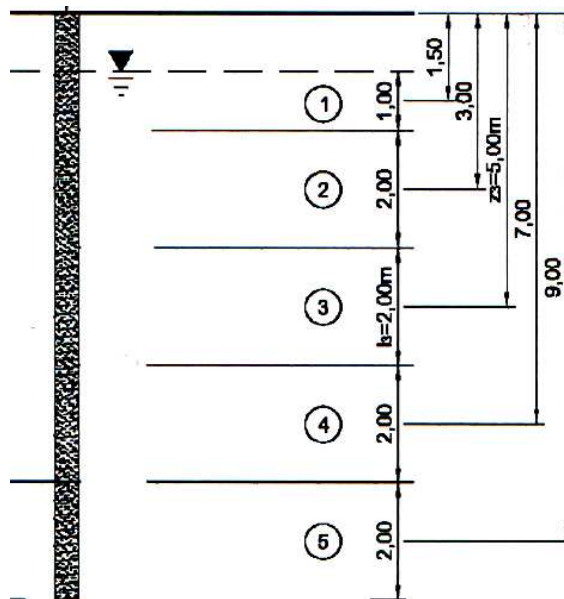


Figura A3.3 - Schema pentru calculul frecării pe suprafața laterală

În funcție de adâncimea medie a stratului (măsurată de la suprafața terenului) și de natura pământului din stratul respectiv, prin interpolare în tabelul 6 din NP 123 se obțin valorile $q_{s;i;k}$.

Pentru straturile 1, 2, 3, și 4 s-au utilizat valorile pentru pământuri coezive cu $I_c = 0,7$; pentru stratul 5 s-au utilizat valorile pentru pământuri necozive mari și medii.

Tabelul A3.2 Calculul rezistenței de frecare pe suprafața laterală a pilotului

	Nr. strat	l_i	z_i	$q_{s;i;k}$	$q_{s;i;k} l_i$	$\sum q_{s;i;k} l_i$
		[m]	[m]	[kPa]	[kN/m]	[kN/m]
ARGILA	1	1	1,5	26,5	26,5	262,5
	2	2	3	35	70	
	3	2	5	40	80	
	4	2	7	43	86	
NISIP	5	2	9	63,3	126,7	126,7
TOTAL						389,2

Observație: Primul strat începe de la cota – 1,00 m, deoarece tema de proiectare prevede faptul că pământul deasupra acestei cote va fi îndepărtat.

Rezultă:

$$R_{s;k} = 1,6 \cdot 389,2 = \mathbf{622,7 \text{ kN}}$$

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$)

Ab1G1

$$(1) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 934,4 / 1,0 + 622,7 / 1,0 = \mathbf{1557,1 \text{ kN}}$$

$$(2) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_{bl} + R_{s;k} / \gamma_{sl} = 934,4 / 1,0 + 622,7 / 1,0 = \mathbf{1557,1 \text{ kN}}$$

Ab1G2

$$(1) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 934,4 / 1,3 + 622,7 / 1,3 = \mathbf{1197,8 \text{ kN}}$$

$$(2) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_{bl} + R_{s;k} / \gamma_{sl} = 934,4 / 1,0 + 622,7 / 1,0 = \mathbf{1557,1 \text{ kN}}$$

P2 - Pilot forat cu tubaj recuperabil, cu secțiune circulară ($d = 0,40\text{m}$)

Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

M1: $\gamma_\phi = \gamma_c' = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R1: (1) $\gamma_b = 1,25$; $\gamma_s = 1,0$ conform Tabelului A.7(RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b2} = 1,3$ conform Tabelului 7 din NP 123

$\gamma_{s2} = 1,90$ când pilotul strabate un strat coeziv conform Tabelului 8 din NP 123

$\gamma_{s2} = 1,70$ când pilotul străbate un strat necoeziv conform Tabelului 8 din NP 123

Ab1G2: A2 “+” M1 “+” R4

M1: $\gamma_\phi = \gamma_c' = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R4: (1) $\gamma_b = 1,6$; $\gamma_s = 1,3$ conform Tabelului A.7(RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b2} = 1,3$ conform Tabelului 7 din NP 123

$\gamma_{s2} = 1,90$ când pilotul strabate un strat coeziv conform Tabelului 8 din NP 123

$\gamma_{s2} = 1,70$ când pilotul străbate un strat necoeziv conform Tabelului 8 din NP 123

Valoarea caracteristică a rezistenței pe bază a pilotului ($R_{b;k}$)

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k}$$

Conform NP 123, punctul 7.2.4.2.5 (iv), pentru piloții de dislocuire care reazemă cu baza pe straturi necoezive:

$$q_{b;k} = \alpha (\gamma_d d_b N_\gamma + \gamma_{d;1} D_c N_q)$$

unde:

α coeficient determinat în funcție de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza pilotului, dat în tabelul 10 din NP 123

γ_d valoarea de calcul a greutateii volumice a pământului de sub baza pilotului

$\gamma_{d;1}$ media ponderată, prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul ale greutateilor volumice ale straturilor străbătute de pilot

d_b diametrul pilotului la nivelul bazei

N_γ, N_q factori de capacitate portantă determinați în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară, ϕ'_d , al stratului de la baza pilotului, dați în tabelul 11 din NP 123

D_c fișa de calcul a pilotului:

$$D_c = \beta d_b \text{ dacă } D \geq \beta d_b$$

$$D_c = D \text{ dacă } D < \beta d_b$$

unde:

β coeficient în funcție de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza pilotului, dat în tabelul 10 NP 123

Pentru $0,36 < I_D < 0,65$ rezultă: $\alpha = 0,4$; $\beta = 15$

$$\gamma_d = \gamma_{k2} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{d;1} = \sum \gamma_{ki} h_i / \sum h_i = (18,5 \cdot 8 + 20 \cdot 2) / (8+2) = 18,8 \text{ kN/m}^3$$

$$d_b = 0,4 \text{ m}$$

Din tabelul 11 NP 123, pentru $\varphi'_d = 36^\circ$ rezultă: $N_\gamma = 48,6$; $N_q = 87,6$

$$D_c = \beta d_b = 15 \cdot 0,4 = 6,0 \text{ m } (D_c < D)$$

$$q_{b;k} = 0,4 (20 \cdot 0,4 \cdot 48,6 + 18,8 \cdot 6 \cdot 87,6) = 4108 \text{ kPa}$$

$$A_b = \pi d^2 / 4 = \pi \cdot 0,4^2 / 4 = 0,1256 \text{ m}^2$$

Rezultă:

$$R_{b;k} = 0,1256 \cdot 4108 = \mathbf{516 \text{ kN}}$$

Valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală ($R_{s;k}$)

Calculul rezistenței de frecare pe suprafața laterală a pilotului se face conform tabelului A3.2.

$$R_{s;k}^{\text{coeziv}} = 1,2566 \cdot 262,5 = \mathbf{329,9 \text{ kN}}$$

$$R_{s;k}^{\text{necoeziv}} = 1,2566 \cdot 126,7 = \mathbf{159,2 \text{ kN}}$$

$$U = \pi d = \pi \cdot 0,4 = 1,2566 \text{ m}$$

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$)

Ab1G1

$$(1) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 516 / 1,25 + 489 / 1,0 = \mathbf{901,8 \text{ kN}}$$

$$(2) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_{b2} + R_{s;k} / \gamma_{s2} = 516 / 1,3 + 329,9 / 1,9 + 159,2 / 1,7 = \mathbf{664,2 \text{ kN}}$$

Ab1G2

$$(1) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 516 / 1,6 + 489 / 1,3 = \mathbf{698,7 \text{ kN}}$$

$$(2) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_{b2} + R_{s;k} / \gamma_{s2} = 516 / 1,3 + 329,9 / 1,9 + 159,2 / 1,7 = \mathbf{664,2 \text{ kN}}$$

P3 - Pilot forat sub noroi bentonitic, cu secțiune circulară ($d = 0,40\text{m}$)

Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

M1: $\gamma_\phi = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R1: (1) $\gamma_b = 1,25$; $\gamma_s = 1,0$ conform Tabelului A.7(RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b2} = 1,5$ conform Tabelului 7 din NP 123

$\gamma_{s2} = 2,4$ conform Tabelului 8 din NP 123 (pământ coeziv în jurul pilotului)

$\gamma_{s2} = 1,9$ conform Tabelului 8 din NP 123 (pământ necoeziv în jurul pilotului)

Ab1G2: A2 “+” M1 “+” R4

M1: $\gamma_\phi = \gamma_c' = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R4: (1) $\gamma_b = 1,6$; $\gamma_s = 1,3$ conform Tabelului A.7(RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b2} = 1,5$ conform Tabelului 7 din NP 123

$\gamma_{s2} = 2,4$ conform Tabelului 8 din NP 123 (pământ coeziv în jurul pilotului);

$\gamma_{s2} = 1,9$ conform Tabelului 8 din NP 123 (pământ necoeziv în jurul pilotului)

Valoarea caracteristică a rezistenței pe bază a pilotului ($R_{b;k}$)

$$R_{b;k} = 0,1256 \cdot 4108 = 516 \text{ kN}$$

Valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală ($R_{s;k}$)

$$R_{s;k}^{\text{coeziv}} = 1,2566 \cdot 262,5 = 329,9 \text{ kN}$$

$$R_{s;k}^{\text{necoeziv}} = 1,2566 \cdot 126,7 = 159,2 \text{ kN}$$

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$)

Ab1G1

$$(1) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 516 / 1,25 + 489 / 1,0 = 901,8 \text{ kN}$$

$$(2) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_{b2} + R_{s;k} / \gamma_{s2} = 516 / 1,5 + 329,9 / 2,4 + 159,2 / 1,9 = 565,2 \text{ kN}$$

Ab1G2

$$(1) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s = 516 / 1,6 + 489 / 1,3 = 698,7 \text{ kN}$$

$$(2) R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = R_{b;k} / \gamma_{b2} + R_{s;k} / \gamma_{s2} = 516 / 1,5 + 329,9 / 2,4 + 159,2 / 1,9 = 565,2 \text{ kN}$$

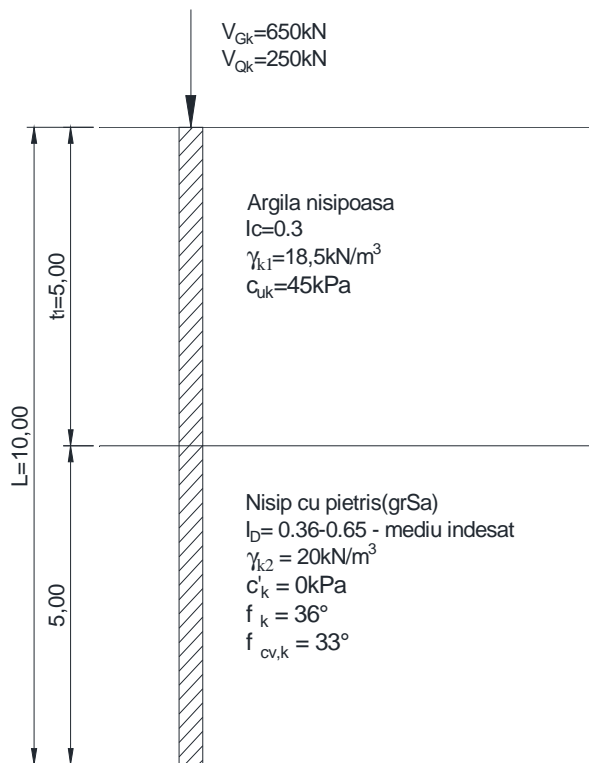
În tabelul A3.3 sunt prezentate centralizat valorile de calcul ale capacității portante ultime la compresiune, $R_{c;d}$.

Tabelul A3.3 Valori de calcul ale capacității portante ultime la compresiune

Reglementarea tehnică	SR EN 1997-1/NB		NP 123
Abordarea de calcul	Ab1G1	Ab1G2	Ab1G1 și Ab1G2
Tip pilot	$R_{c;d}$ [kN]		
P1	1557,1	1197,8	1557,1
P2	901,8	698,7	664,2
P3	901,8	698,7	565,2

Exemplul de calcul 2. Calculul capacității portante ultime la compresiune a unor piloți de beton armat care străbat un strat de pământ foarte compresibil

Se consideră un pilot de beton armat cu o fișă $L = 10,0$ m, din care 5,0 m într-o argilă moale și 5,0 m într-un nisip cu pietriș de îndesare medie (fig. A3.4), care suportă încărcările $V_{G;k} = 650$ kN (permanentă) și $V_{Q;k} = 250$ kN (variabilă).



1. Parametri geometrici

- Lungimea pilotului – $L = 10,0 \text{ m}$
- Diametrul pilotului – $d = 0,4 \text{ m}$

2. Acțiuni

- Acțiune permanentă: $V_{G;k} = 650 \text{ kN}$
- Acțiune variabilă: $V_{Q;k} = 250 \text{ kN}$

Figura A3.4 - Situația de proiectare

Greutatea volumică caracteristică a betonului armat este $\gamma_{c;k} = 25 \text{ kN/m}^3$.

Stratul de argilă are valoarea caracteristică a greutateii volumice $\gamma_{k1} = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Nisipul are parametrii de rezistență în stare drenată $\varphi'_k = 36^\circ$, $c'_k = 0 \text{ kPa}$ și greutatea volumică $\gamma_{k2} = 20 \text{ kN/m}^3$.

Unghiul de frecare interioară al nisipului în condiții de volum constant este $\varphi_{cv,k} = 33^\circ$.

Se cere calculul capacității portante ultime la compresiune în condițiile de teren dat, pentru următoarele tipuri de piloți:

- P1 – pilot prefabricat de secțiune pătrată ($b = 0,40\text{m}$)
- P2 – pilot forat cu tubaj recuperabil cu secțiune circulară ($d = 0,40\text{m}$)

P1 - Pilot prefabricat introdus prin batere, cu secțiune pătrată ($b = 0,4\text{m}$)

Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

M1: $\gamma_\varphi = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R1: (1) $\gamma_b = \gamma_s = 1,0$ conform Tabelului A.6(RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b1} = \gamma_{s1} = 1,0$ conform Tabelului 4 din NP 123

Ab1G2: A2 “+” M2 “+” R4

M2: $\gamma_\varphi = \gamma_{c'} = 1,25$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

$\gamma_{cu} = 1,40$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

$\gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R4: (1) $\gamma_b = \gamma_s = 1,3$ conform Tabelului A.6(RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b1} = \gamma_{s1} = 1,0$ conform Tabelului 4 din NP 123

Valoarea caracteristică a rezistenței pe bază a pilotului ($R_{b;k}$)

Conform NP 123, relația (11), valoarea caracteristică a rezistenței pe bază este:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k}$$

unde:

A_b suprafața bazei pilotului

$q_{b;k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe bază

Conform NP 123, relația (11), valoarea caracteristică a rezistenței pe bază este:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k}$$

unde:

A_b suprafața bazei pilotului

$q_{b;k}$ valoarea caracteristică a presiunii pe bază

$$A_b = d^2 = 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

Conform tabelului 5 din NP 123, pentru pilot cu vârful în pământ necoeziv (nisipuri mari) și adâncimea de înfigere $L=10\text{m}$:

$$q_{b;k} = 7300 \text{ kPa}$$

Dar, conform observației 4 de la tabelul 5, valoarea $q_{b;k}$ va trebui corectată, deoarece $t/d < 15$, unde:

- $t = 5\text{m}$ - adâncimea de încastrare în stratul de nisip mare sau pietriș a vârfului pilotului
- $d = 0,4\text{m}$
- $t/d = 5/0,4 = 12,5$

Prin urmare, valoarea presiunii caracteristice corectate pe bază devine:

$$q_{b;k;cor} = q_{b;k} (0,7 + 0,02 t/d) = 7300 (0,7 + 0,25) = 6935 \text{ kPa}$$

Rezultă:

$$R_{b;k} = 0,16 \cdot 6935 = \mathbf{1109,6 \text{ kN}}$$

Valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală ($R_{s;k}$)

Conform NP 123, relația (12) valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală pe bază este:

$$R_{s;k} = \sum A_{s;i} q_{s;i;k} = U \sum q_{s;i;k} l_i$$

unde:

$A_{s;i}$ suprafața laterală a pilotului în stratul i

U perimetrul secțiunii transversale a pilotului

l_i lungimea pilotului în contact cu stratul i

$q_{s;i;k}$ valoarea caracteristică a rezistenței de frecare laterală în stratul i

$$U = 4d = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ m}$$

Valorile $q_{s;i;k}$ se determină conform tabelului 6 din NP 123 cu luarea în considerare a observației 3.

Împărțirea pe straturi s-a detaliat în figura A3.5.

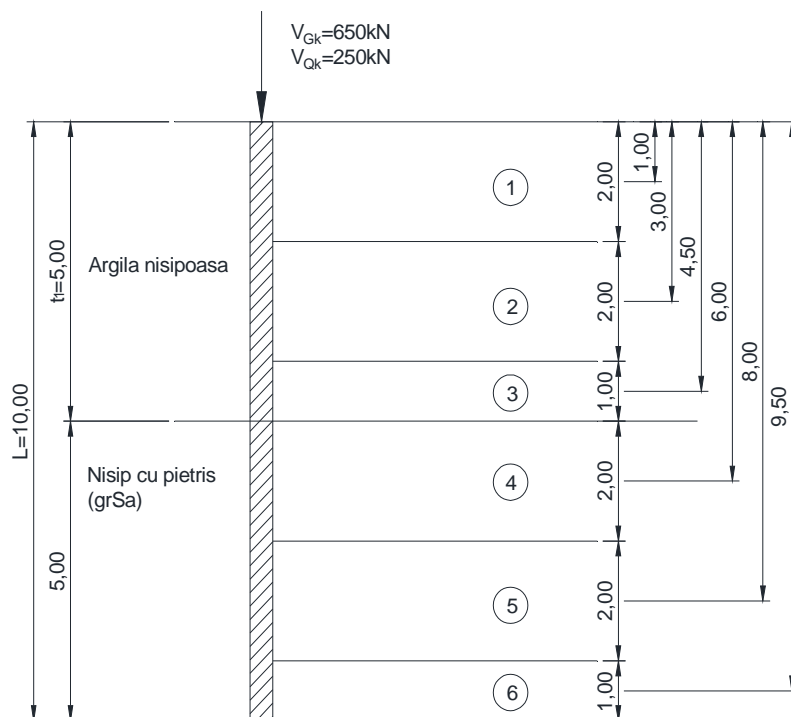


Figura A3.5- Schema pentru calculul frecării pe suprafața laterală

În tabelul A3.4 s-a centralizat calculul frecărilor pe suprafața laterală a pilotului conform observației 3, care pune în evidență faptul că pentru o suprasarcină mai mică de 30 kPa valoarea $q_{s;k}$ este zero, iar pentru o suprasarcină mai mare sau egală cu 30 kPa valoarea $q_{s;k}$ este de -5 kPa.

Tabelul A3.4 - Calculul $R_{s;k}$

Nr. strat	l_i [m]	z_i [m]	$q_{s;i;k}$ [kPa]		$R_{s;i;k}$ [kN/m]	
			$q < 30$ kPa	$q \geq 30$ kPa	$q < 30$ kPa	$q \geq 30$ kPa
1	2	1	0	-5	0	-31,4
2	2	3				
3	1	4,5				
4	2	6	58		146	
5	2	8	61,7		155	
6	1	9,5	64,2		80,7	
			$R_{s;k}$		381	350

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$)

În tabelul A3.5 sunt prezentate centralizat valorile de calcul ale capacității portante ultime la compresiune, $R_{c;d}$.

Tabelul A3.5 Calculul $R_{c;d}$

	Simbol	SR EN 1997-1/NB				NP 123	
		Ab1G1		Ab1G2		Ab1G1 și Ab1G2	
PE BAZĂ	γ_{b1}	1,0		1,3		1,0	
	$R_{b;k}$ [kN]	1109,6		1109,6		1109,6	
	$R_{b;d}$ [kN]	1109,6		853,5		1109,6	
PE SUPRAFAȚA LATERALĂ	q [kPa]	q < 30	q > 30	q < 30	q > 30	q < 30	q > 30
	γ_{s1}	1,0		1,3		1,0	1,0
	$R_{s;k}$ [kN]	381	350	381	350	381	350
	$R_{s;d}$ [kN]	381	350	293	269	381	350
TOTAL	$R_{c;d}$ [kN]	1490,6	1459,6	1146,5	1122,5	1490,6	1459,6

P2 - Pilot forat cu tubaj recuperabil, cu secțiune circulară ($d = 0,40m$)

Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

M1: $\gamma_{\phi} = \gamma_{c'} = \gamma_{cu} = \gamma_{\gamma} = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R1: (1) $\gamma_b = 1,25$; $\gamma_s = 1,0$ conform Tabelului A.7(RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b2} = 1,3$ conform Tabelului 7 din NP 123;

$\gamma_{s2} = 1,2$ conform Tabelului 8 din NP 123

Ab1G2: A2 “+” M2 “+” R4

M2: $\gamma_{\phi} = \gamma_{c'} = 1,25$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

$\gamma_{cu} = 1,40$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

$\gamma_{\gamma} = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R4: (1) $\gamma_b = 1,6$; $\gamma_s = 1,3$ conform Tabelului A.7 (RO) din SR EN 1997-1/NB

(2) $\gamma_{b2} = 1,3$ conform Tabelului 7 din NP 123;

$\gamma_{s2} = 1,2$ conform Tabelului 8 din NP 123

Valoarea caracteristică a rezistenței pe bază a pilotului ($R_{b;k}$)

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k}$$

Conform NP 123, punctul 7.2.4.2.5 (iv), pentru piloții de dislocuire care reazemă cu baza pe straturi necoezive:

$$q_{b;k} = \alpha (\gamma_d d_b N_{\gamma} + \gamma_{d;1} D_c N_q)$$

unde:

α coeficient determinat în funcție de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza pilotului, dat în tabelul 10 din NP 123

γ_d valoarea de calcul a greutatei volumice a pământului de sub baza pilotului

$\gamma_{d;1}$ media ponderată, prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul ale greutateilor volumice ale straturilor străbătute de pilot

d_b diametrul pilotului la nivelul bazei

N_{γ}, N_q factori de capacitate portantă determinați în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară, ϕ'_d , al stratului de la baza pilotului, dați în tabelul 11 din NP 123

D_c fișa de calcul a pilotului:

$$D_c = \beta d_b \text{ dacă } D \geq \beta d_b$$

$$D_c = D \text{ dacă } D < \beta d_b$$

unde:

β coeficient în funcție de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza pilotului, dat în tabelul 10 din NP 123.

Conform punctului 7.2.4.2.5 din NP 123, pentru pilot cu vârful în pământ necoeziv (nisipuri mari):

$$q_{b;k} = \alpha (\gamma_d d_b N_\gamma + \gamma_{d;1} D_c N_q) + \gamma_{d;2} \cdot h$$

unde: $\gamma_{d;1}$ – media ponderată, prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul ale greutateii volumice ale straturilor de pământ

$$\gamma_{d;1} = 5 \cdot 18,5 + 5 \cdot 20 / 10 = 19,25 \text{ kPa}$$

Dar, conform observației, la valoarea $q_{b;k}$ se adaugă termenul $\gamma_{d;2} \cdot h$, unde $\gamma_{d;2}$ este valoarea de calcul a greutateii volumice a stratului slab și h , grosimea acestuia.

Din tabelul 10 din NP 123, pentru $I_D = 0.36 \div 0.65$

- $\alpha = 0.4$
- $\beta = 15$

Cum $D < \beta d_b$, rezultă $D_c = D = 5,0\text{m}$, unde:

- $d_b = 0,4\text{m}$, diametrul pilotului
- D_c – fișa de calcul a pilotului
- D – fișa pilotului

Din tabelul 11 din NP 123, în funcție de φ'_d rezultă valorile N_γ și N_q conform tabelului 7.16 din NP 123.

$\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$ – valoarea de calcul a greutateii volumice a pământului de sub baza pilotului;

$\gamma_{d;2} = 18,5 \text{ kN/m}^3$ – greutatea volumică a stratului slab;

$h = 5\text{m}$ – grosimea stratului slab;

$$\gamma_{d;2} \cdot h = 92,5 \text{ kPa}$$

$$A_b = 0,1256 \text{ m}^2.$$

În tabelul A3.6 sunt prezentate centralizat valorile caracteristice ale rezistenței pe bază, $R_{b;k}$.

Tabelul A3.6 – Valori caracteristice ale rezistenței pe bază, $R_{b;k}$

	Ab1G1	Ab2G2
γ_ϕ	1,00	1,25
φ'_k [°]	36	36
φ'_d [°]	36	30,2
N_γ	48,6	17,89
N_q	87,6	33,86
$q_{b;k}$ [kPa]	3618,5	1454,5
$R_{b;k}$ [kN]	454	183

Valoarea caracteristică a rezistenței de frecare pe suprafața laterală ($R_{s;k}$)

Valorile $q_{s;i;k}$, se determină conform tabelul 6 din NP 123, cu luarea în considerare a observației 3. Impărțirea pe straturi s-a detaliat în figura A3.5.

$$U = \pi d = \pi \cdot 0,4 = 1,2566 \text{ m}$$

În tabelul A3.7 s-a centralizat calculul frecărilor pe suprafața laterală a pilotului, $R_{s;k}$.

Tabelul A3.7 - Calculul $R_{s;k}$

Nr. strat	l_i [m]	z_i [m]	$q_{s;i;k}$ [kPa]				$R_{s;k}$ [kN/m]				
			$q < 30$ kPa		$q \geq 30$ kPa		$q < 30$ kPa		$q \geq 30$ kPa		
			coeziv	necoeziv	coeziv	necoeziv	coeziv	necoeziv	coeziv	necoeziv	
1	2		0	-	-5	-	0	-	-31,4	-	
2	2	3									
3	1	4,5									
4	2	6	-	58	-	58	-	145,77	-	145,77	
5	2	8		61,7		61,7		155,07		155,07	
6	1	9,5		64,2		64,2		80,68		80,68	
							$R_{s;k}$	0	381,5	-31,4	381,5

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$)

În tabelul A3.8 sunt prezentate centralizat valorile de calcul ale capacității portante ultime la compresiune, $R_{c;d}$.

Tabelul A3.8 - Calculul $R_{c;d}$

	Simbol	SR EN 1997-1/NB				NP 123			
		Ab1G1		Ab1G2		Ab1G1		Ab1G2	
PE BAZĂ	γ	1,25		1,6		1,3			
	$R_{b;k}$ [kN]	454		183		454		183	
	$R_{b;d}$ [kN]	363,2		114,4		349,2		140,8	
PE SUPRA-FAȚA LATERALĂ	q [kPa]	$q < 30$	$q > 30$	$q < 30$	$q > 30$	$q < 30$	$q > 30$	$q < 30$	$q > 30$
	γ_s	1,0		1,3		1,7			
	$R_{s;k}$ [kN]	381,5	350,1	381,5	350,1	381,5	350,1	381,5	350,1
	$R_{s;d}$ [kN]	381,5	350,1	293,5	269,3	224,4	205,9	224,4	205,9
TOTAL	$R_{c;d}$ [kN]	744,7	713,3	407,9	383,7	573,6	555,1	365,2	346,7

Exemplul de calcul 3. Calculul capacității portante ultime la compresiune pe baza încărcărilor statice de probă. Determinarea numărului necesar de piloți.

Se cunosc rezultatele încărcărilor statice de probă, $R_{c;m}$, pentru 4 piloți forajă de beton armat cu lungimea de 55,5 m și diametrul de 1,22 m:

P1: $R_{c;m} = 14,0$ MN

P2: $R_{c;m} = 14,4$ MN

P3: $R_{c;m} = 12,1$ MN

P4: $R_{c;m} = 13,9$ MN

Încărcările pe fundația pe piloți sunt:

$V_{G;k} = 31$ MN

$V_{Q;k} = 16$ MN

Calculul capacității portante ultime la compresiune pe baza încărcărilor statice de probă

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$) depinde de abordarea de calcul.

Ab1G1: A1 “+” M1 “+” R1

M1: $\gamma_\phi = \gamma_c' = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R1: $\gamma_f = 1,15$ conform Tabelului A.7(RO) din SR EN 1997-1/NB

Ab1G2: A2 “+” M1 “+” R4

M1: $\gamma_\phi = \gamma_c' = \gamma_{cu} = \gamma_\gamma = 1,0$ conform Tabelului A.4 din SR EN 1997-1

R4: $\gamma_f = 1,5$ conform Tabelului A.7(RO) din SR EN 1997-1/NB

Valoarea caracteristică a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;k}$)

$$R_{c;k} = \text{Min} \{ (R_{c;m})_{\text{med}} / \xi_1; (R_{c;m})_{\text{min}} / \xi_2 \}$$

unde:

$R_{c;m}$ valoarea măsurată a lui R_c în una sau mai multe încărcări de probă pe piloți

$(R_{c;m})_{\text{med}}$ valoarea medie a lui $R_{c,m}$

$(R_{c;m})_{\text{min}}$ valoarea minimă a lui $R_{c,m}$

$\xi_1; \xi_2$ coeficienți de corelare

Pentru **Ab1G1** și **Ab1G2**, valorile $\xi_1; \xi_2$ sunt date în tabelul A9(RO) din SR EN 1997-1/NB.

Pentru $n = 4$ (piloți încercați):

$$\xi_1 = 1,15$$

$$\xi_2 = 1,05$$

$$(R_{c;m})_{\text{med}} = (14 + 14,4 + 12,1 + 13,9)/4 = 13,6 \text{ MN}$$

$$(R_{c;m})_{\text{min}} = \min(14; 14,4; 12,1; 13,9) = 12,1 \text{ MN}$$

Ab1G1 și Ab1G2

$$R_{c;k} = \text{Min} (13,6/1,15; 12,1/1,05) = \mathbf{11,52 \text{ MN}}$$

Valoarea de calcul a capacității portante ultime la compresiune ($R_{c;d}$)

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_f$$

Ab1G1

$$R_{c;d} = 11,52/1,15 = \mathbf{10 \text{ MN}}$$

Ab1G2

$$R_{c;d} = 11,52/1,5 = \mathbf{7,7 \text{ MN}}$$

Determinarea numărului necesar de piloți (n_p)

Ab1G1

$$A1: \gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,5$$

$$F_{c;d} = V_{G;d} + V_{Q;d} = \gamma_G V_{G;k} + \gamma_Q V_{Q;k} = 1,35 \cdot 31 + 1,5 \cdot 16 = \mathbf{65,85 \text{ MN}}$$

Rezultă:

$$n_p = F_{c;d} / R_{c;d} = 65,85/10 = \mathbf{6,59}$$

Ab1G2

$$A2: \gamma_G = 1; \gamma_Q = 1,3$$

$$F_{c;d} = V_{G;d} + V_{Q;d} = \gamma_G V_{G;k} + \gamma_Q V_{Q;k} = 1 \cdot 31 + 1,3 \cdot 16 = \mathbf{51,8 \text{ MN}}$$

Rezultă:

$$n_p = F_{c;d} / R_{c;d} = 51,8/7,7 = \mathbf{6,73}$$

Numărul minim necesar de piloți este:

$$n_{p;\min} = \max(6,59; 6,73) = \mathbf{7}$$

Exemplul de calcul 4. Determinarea rezistenței de calcul la încărcare transversală pe baza încercărilor pe piloți de probă

În urma încercărilor pe piloți de probă solicitați transversal, pe baza valorilor măsurate, $R_{tr,m}$, s-au determinat valorile medii, $(R_{tr,m})_{med}$, respectiv valorile minime, $(R_{tr,m})_{min}$, ale rezistenței la încărcare transversală (tabelul A3.9). Toate încercările au fost efectuate pe același amplasament și același tip de pilot.

Determinarea rezistenței caracteristice la încărcare transversală ($R_{tr,k}$)

$$R_{tr;k} = \text{Min} \{ (R_{tr,m})_{med} / \xi_1; (R_{tr,m})_{min} / \xi_2 \}$$

Valorile coeficienților de corelare, ξ_1 ; ξ_2 , sunt date în tabelul A9(RO) din SR EN 1997-1/NB.

Tabelul A3.9 – Rezultatele încercărilor pe piloți de probă solicitați transversal

Numărul de încercări realizate	Rezistența la încărcare transversală	
	$(R_{tr,m})_{med}$	$(R_{tr,m})_{min}$
	[kN]	[kN]
1	1622	1622
2	1453	1284
3	1408	1284
4	1330	1096

Pentru $n = 1$ (piloți încercați):

$$\xi_1 = 1,5$$

$$\xi_2 = 1,5$$

$$R_{tr;k} = \text{Min} (1622/1,5; 1622/1,5) = \mathbf{1081 \text{ kN}}$$

Pentru $n = 2$ (piloți încercați):

$$\xi_1 = 1,35$$

$$\xi_2 = 1,25$$

$$R_{tr;k} = \text{Min} (1453/1,35; 1284/1,25) = \mathbf{1027 \text{ kN}}$$

Pentru $n = 3$ (piloți încercați):

$$\xi_1 = 1,25$$

$$\xi_2 = 1,1$$

$$R_{tr;k} = \text{Min} (1408/1,25; 1284/1,1) = \mathbf{1126 \text{ kN}}$$

Pentru $n = 4$ (piloți încercați):

$$\xi_1 = 1,15$$

$$\xi_2 = 1,05$$

$$R_{tr;k} = \text{Min} (1330/1,15; 1096/1,05) = \mathbf{1044 \text{ kN}}$$

Determinarea rezistenței de calcul la încărcare transversală ($R_{tr,d}$)

$$R_{tr,d} = (R_{tr,k})_{\min} / \gamma_{tr} = 1027/2 = \mathbf{513,5 \text{ kN}}$$

Valoarea coeficientului parțial $\gamma_{tr} = 2$ este indicată în NP 123, punctul 8.2.2.

Exemplul de calcul 5. Calculul unui grup de piloți de beton armat la stări limită conform NP 123

Se consideră o fundație pe piloți de beton armat.

Încărcările permanente transmise fundației, la partea superioară a radierului, sunt:

- încărcare axială, $V_{G;k} = 1500 \text{ kN}$;

- moment de răsturnare, $M_{G;k} = 1467 \text{ kNm}$.

Se consideră condițiile de teren și piloții conform datelor prezentate la pct. 7.9.1, pilotul tip P2 (pilot forat cu tubaj recuperabil, cu secțiune circulară de 0,40 m și fișa $L = 10,00 \text{ m}$) (fig. A3.1 și A3.2).

Fundația este alcătuită din 6 piloți dispuși la distanța de 1,20 m interax (fig. A3.6). Grosimea radierului, h_R , este de 0,6 m. Adâncimea de fundare se consideră la -1,0 m sub nivelul terenului de fundare.

Capacitatea portantă ultimă la compresiune ($R_{c;d}$)

$$R_{c;d} = \mathbf{664,2 \text{ kN}}$$
 (pct. 7.9.1, pilotul tip P2)

Capacitatea portantă ultimă la compresiune a unui pilot care lucrează în grup ($R_{c;g}$)

Capacitatea portantă ultimă la compresiune a unui pilot care lucrează în grup se calculează cu relația [(19) din NP 123]:

$$R_{c;g} = m_u R_{c;d}$$

unde:

$m_u = f(r/r_0)$ - coeficient de utilizare;

r = lumina între 2 piloți vecini;

$r_0 = \sum(l_i \text{tg}\varepsilon_i)$ - raza de influență a pilotului în planul bazei;

l_i = grosimea stratului i prin care trece pilotul;

$\varepsilon_i = (\varphi'_d / 4)$

$$r_0 = 7 \text{tg}(12^\circ/4) + 2 \text{tg}(36^\circ/4) = 0,68$$

$$r = 0,8\text{m}$$

$$r/r_0 = 0,8/0,68 = 1,17$$

Rezultă:

$$m_u = 0,785 \text{ (Tabelul 14 din NP 123)}$$

$$R_{c;g} = 0,785 \cdot 664,2 = \mathbf{521,4 \text{ kN.}}$$

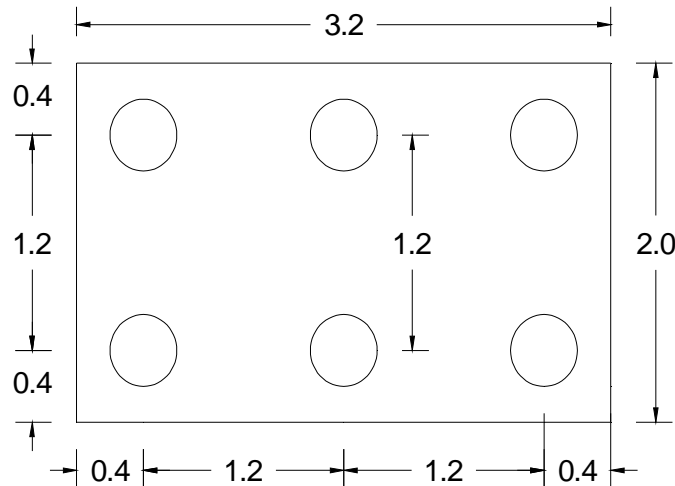


Figura A3.6 - Grupul de piloți. Vedere în plan. Distanța interax 1,2 m

Rezistența ultimă la tracțiune($R_{t;d}$)

Rezistența ultimă la tracțiune pentru piloții executați pe loc se calculează cu relația [(27) din NP 123]:

$$R_{t;d} = U \Sigma(q_{s;i;k} l_i) / (\gamma_m \gamma_2)$$

$$\gamma_m = 2,4$$

Rezultă:

$$R_{t;d} = (329,9/1,9 + 159,2/1,7) / 2,4 = \mathbf{111,4 \text{ kN.}}$$

Calculul solicitărilor axiale în piloți

Calculul solicitărilor axiale în piloți, S_i , se poate face prin metoda simplificată, în baza ipotezelor următoare:

- radierul este infinit rigid
- piloții sunt bare rigide
- încărcările transmise de radier la piloți sunt preluate integral de piloți (se neglijează transmiterea încărcărilor la teren prin baza radierului)
- calculul solicitărilor se face independent pentru încărcările axiale, respectiv transversale (se admite suprapunerea de efecte)

Încărcările caracteristice la baza radierului pe piloți sunt:

$$N_{G;k} = V_{G;k} + G_{R;k} = 1596\text{kN}$$

$$G_{R;k} - \text{greutatea radierului; } \gamma_{c;k} = 25 \text{ kN/m}^3 \quad M_{G;k} = 1467\text{kNm}^1)$$

1) **Notă:** în cazul unei forțe tăietoare permanente ($T_{G;k}$) la partea superioară a radierului, $M_{G;T;k} = M_{G;k} + T_{G;k} h_R$

Încărcările de calcul reduse la baza radierului pe piloți sunt:

Ab1G1

$\gamma_G = 1,35$

$N_{G;d} = 2155 \text{ kN}$

$M_{G;d} = 1980 \text{ kNm}$

Ab1G2

$\gamma_G = 1,00$

$N_{G;d} = 1596 \text{ kN}$

$M_{G;d} = 1467 \text{ kNm}$

Calculul solicitărilor axiale în piloți, S_i , se face utilizând relația:

$$S_i = \frac{N_{G;d}}{n_p} \pm \frac{M_{G;d} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

unde:

n_p - numărul de piloți

x_i - distanța din centrul pilotului i în centrul radierului pe direcția solicitării

În tabelul A3.10 sunt centralizate rezultatele obținute.

Tabelul A3.10 – Rezultatele calculelor pentru grupa de piloți – primul mod de dispunere a piloților

Tip încărcări	Simbol	Abordarea de calcul	
		Ab1G1	Ab1G2
Încărcări permanente	$N_{G;k}$ [kN]	1596	
	$M_{G;k}$ [kNm]	1467	
	γ_G [-]	1,35	1,00
	$N_{G;d}$ [kN]	2155	1596
	$M_{G;d}$ [kNm]	1980	1467
Solicitări în piloți	S_{\max} [kN]	771,6	571,6
	S_{\min} [kN]	-53,3	-39,6
Capacitatea portantă a unui pilot	$R_{c;g}$ [kN]	521,4	
	$R_{t;d}$ [kN]	111,4	

Verificările la starea limită ultimă - SLU

Relația generală de verificare este:

$$S_i \leq R_d$$

unde:

S_i - solicitarea axială în pilotul i corespunzătoare stării limită ultime

R_d - capacitatea portantă de calcul corespunzătoare.

Conform valorilor din tabelul A3.10:

$S_{\max} > R_{c;g} \Rightarrow$ **Verificarea nu este îndeplinită pentru nici una din abordările de calcul.**

Redimensionarea grupului se face măbind distanța interax dintre piloți.

a) Distanța interax dintre piloți de 1,60 m (fig. A3.7).

Capacitatea portantă ultimă la compresiune a unui pilot care lucrează în grup ($R_{c;g}$)

$$r/r_0 = 1,2/0,68 = 1,765$$

Rezultă:

$$m_u = 0,941.$$

$$R_{c;g} = 0,941 \cdot 664,2 = \mathbf{625,1 \text{ kN.}}$$

Încărcările caracteristice la baza radierului pe piloți sunt:

$$N_{G;k} = V_{G;k} + G_{R;k} = 1644 \text{ kN;}$$

$$M_{G;k} = 1467 \text{ kNm.}$$

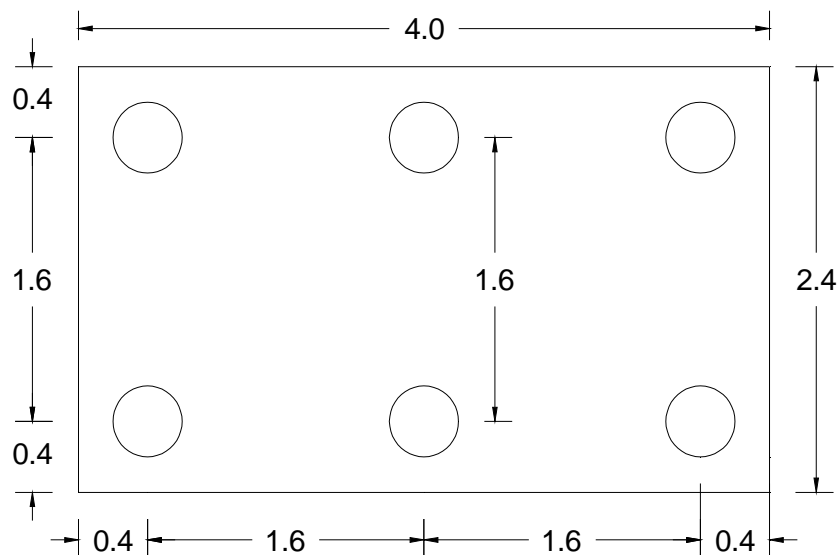


Figura A3.7- Grupul de piloți. Vedere în plan. Distanța interax 1,6 m

Încărcările de calcul la baza radierului pe piloți sunt:

Ab1G1

$$\gamma_G = 1,35$$

$$N_{G;d} = 2219 \text{ kN}$$

$$M_{G;d} = 1980 \text{ kNm}$$

Ab1G2

$$\gamma_G = 1,00$$

$$N_{G;d} = 1644 \text{ kN}$$

$$M_{G;d} = 1467 \text{ kNm}$$

În tabelul A3.11 sunt centralizate rezultatele obținute.

Tabel A3.11 - Rezultatele calculelor pentru grupa de piloți – al doilea mod de dispunere a piloților

Tip încărcări	Simbol	Abordarea de calcul	
		Ab1G1	Ab1G2
Încărcări permanente	$N_{G;k}$ [kN]	1644	
	$M_{G;k}$ [kN]	1467	
	γ_G [-]	1,35	1,00
	$N_{G;d}$ [kN]	2219	1644
	$M_{G;d}$ [kN]	1980	1467
Solicitări în piloți	S_{max} [kN]	679	503
	S_{min} [kN]	60,5	44,8
Capacitatea portantă	$R_{c;g}$ [kN]	625,1	
	$R_{t;d}$ [kN]	111,4	

Conform valorilor din tabelul A3.11:

$S_{max} > R_{c;g} \Rightarrow$ Verificarea nu este îndeplinită pentru abordarea de calcul Ab1G1.

b) Distanța interax dintre piloți de 1,80 m

Capacitatea portantă ultimă la compresiune a unui pilot care lucrează în grup ($R_{c;g}$)

$$r/r_0 = 1,4/0,68 = 2,05$$

Rezultă:

$$m_u = 1;$$

$$R_{c;g} = R_{c;d} = 664,2 \text{ kN.}$$

Încărcările caracteristice la baza radierului pe piloți sunt:

$$N_{G;k} = V_{G;k} + G_{R;k} = 1672 \text{ kN};$$

$$M_{G;k} = 1467 \text{ kNm.}$$

Încărcările de calcul la baza radierului pe piloți sunt:

Ab1G1

$$\gamma_G = 1,35$$

$$N_{G;d} = 2257 \text{ kN}$$

$$M_{G;d} = 1980 \text{ kNm}$$

Ab1G2

$$\gamma_G = 1,00$$

$$N_{G;d} = 1672 \text{ kN}$$

$$M_{G;d} = 1467 \text{ kNm}$$

În tabelul A3.12 sunt centralizate rezultatele obținute.

Tabel A3.12 - Rezultatele calculelor pentru grupa de piloți –modul final de dispunere a piloților

Tip încărcări	Simbol	Abordare de calcul	
		Ab1G1	Ab1G2
Încărcări permanente	$N_{G;k}$ [kN]	1672	
	$M_{G;k}$ [kN]	1467	
	γ_G [-]	1,35	1,00
	$N_{G;d}$ [kN]	2257	1672
	$M_{G;d}$ [kN]	1980	1467
Solicitări în piloți	S_{\max} [kN]	652	482
	S_{\min} [kN]	101	75
Capacitatea portantă	$R_{c;g}$ [kN]	664,2	
	$R_{t;d}$ [kN]	111,4	

Conform valorilor din tabelul A3.12:

$$S_{\max} < R_{c;d} \Rightarrow \text{Verificarea este îndeplinită.}$$

$$S_{\min} < R_{t;d} \Rightarrow \text{Verificarea este îndeplinită.}$$

Verificarea la starea limită de exploatare - SLE

Tasarea probabilă a fundației pe piloți se calculează conform anexei D din NP 123.

A4. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a ancorajelor în teren

Exemplu de calcul 1. Calculul unui ancoraj într-un masiv de pământ necoeziv (ancoraje tip C – ancoraje temporare)

Date de intrare:

Caracteristicile geotehnice ale masivului de pământ:

- unghi frecare interioară (valoare caracteristică): $\varphi = 30^\circ$

Solicitările asupra ancorajului:

- încărcări (valori caracteristice):

$$E_G = 250 \text{ kN} \quad (\text{încărcare permanentă})$$

$$E_Q = 100 \text{ kN} \quad (\text{încărcare temporară})$$

Notă: Încărcările asupra ancorajelor provin dintr-un calcul prealabil al unei lucrări de susținere sau al unui alt tip de structură ancorată în teren.

Calculul ancorajelor conform SR EN 1997-1 și SR EN 1997-1/NB

Abordarea de calcul 1

1. Gruparea 1: A1 “+” M1 “+” R1

2. Gruparea 2: A2 “+” M1 “+” R4

Gruparea A1+M1+R1 (STR, GEO):

Coeficienți parțiali (de siguranță):

A1

$$\gamma_G = 1.35$$

$$\gamma_Q = 1.5 \quad (\text{Tabelul din A.3, din SR EN 1997-1})$$

M1

$$\gamma_\phi = 1 \quad (\text{Tabelul din A.4 din SR EN 1997-1})$$

R1

$$\gamma_{at} = 1.1 \quad (\text{Tabelul din A.12 RO din SR EN 1997-1/NB – ancoraje temporare})$$

Diametrul forajului pentru ancoraj (propunere):

$$D = 150 \text{ mm}$$

Diametrul nominal al armăturii (propunere):

$$d_a = 4 \text{ mm}$$

Un toron (propunere): 7 armături $\phi 4\text{mm}$

- secțiune nominală toron:

$$A_{1t} = 7\pi \frac{d_a^2}{4} \quad A_{1t} = 87.965 \text{ mm}^2$$

$$\text{Forța de rupere minimă toron: } F_{rmin} = 147150 \text{ N}$$

$$\text{Forța de curgere minimă toron: } F_{cmin} = 122630 \text{ N}$$

Rezistența normată a armăturii pretensionate:

$$R_{pn} = \frac{F_{cmin}}{A_{1t}} \quad R_{pn} = 1.394 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

Condiția generală de verificare a ancorajului în teren:

$$P_d < R_{ad}$$

P_d – valoarea de calcul a solicitării în ancoraj;

R_{ad} – valoarea de calcul a rezistenței la smulgere a ancorajului (determinată pe baza încercărilor pe teren sau prin calcul).

Notă: Pentru exemplul considerat, valoarea lui R_{ad} este determinată prin calcul (cu respectarea prevederilor normativului NP 114).

Verificarea în funcție de armătura ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114):

a) Pentru solicitările corespunzătoare SLU

$$P_d < R_{adI}$$

unde:

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad1} = f_{tk} A_t / \gamma_a$$

$$f_{tk} = R_{pn} / 1.15$$

f_{tk} – rezistența caracteristică la întindere a armăturii;

A_t - aria transversală a armăturii ancorajului;

$n = 6$ (număr de toroane propus)

$$A_t = n A_{1t}$$

$$A_t = 527.788 \text{ mm}^2$$

se considera $\gamma_a = 1.11$ (NP 114)

$$P_d = 487.5 \text{ kN}$$

$$R_{ad1} = 576.37 \text{ kN}$$

$487.5 \text{ kN} < 576.37 \text{ kN}$ (verificare îndeplinită)

b) Pentru solicitările corespunzătoare SLE

$$P_{dSLE} < R_{ad2}$$

$P_{dSLE} = E_G + E_Q$ (valorile coeficienților parțiali sunt considerați unitari)

$$R_{ad2} = A_t (\sigma_{pk} - \xi \Sigma k_i)$$

σ_{pk} - efortul unitar de blocare;

k_i - suma pierderilor de tensiune în ancoraj;

ξ - coeficient al pierderii de tensiune, dat în tabel (NP 114)

$$\sigma_{pkadm} = 0.76 R_{pn}$$

$\sigma_{pk} < 0.76 R_{pn}$ (NP 114, TBP - ancoraje temporare)

$$\sigma_{pk} = \sigma_{pkadm} = 1.06 \times 10^3 \text{ n/mm}^2$$

$$\xi = 0.8$$

$$\Sigma k_i = \frac{7}{100} \sigma_{pk} n$$

$$A_t = 527.788 \text{ mm}^2$$

$$P_{dSLE} = 350 \text{ kN}$$

$$R_{ad2} = 371.304 \text{ kN}$$

$350 \text{ kN} < 371.304 \text{ kN}$ (verificare îndeplinită)

Verificarea în funcție de bulbul ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114)

$P_d < R_{ad3}$ (pentru solicitările corespunzătoare SLU)

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad3} = N_{2s} / \gamma_a$$

$$N_{2s} = \pi D_{ef} z_a f_{in}$$

D_{ef} - diametrul mediu efectiv al bulbului format prin injectare;

z_a - lungimea zonei de ancorare;

f_{in} – rezistența normată pe suprafața laterală a zonei de ancorare (NP 114).

$$D_{ef} = 3D$$

$z_a = 6.5 \text{ m}$ (lungime propusă)

$$f_{in} = 105 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

se considera $\gamma_a = 1.78$ (NP 114)

$$P_d = 487.5 \text{ kN}$$

$$R_{ad3} = 540.3 \text{ kN}$$

487.5 kN < 540.3 kN (verificare îndeplinită)

Gruparea A2+M1+R4 (STR, GEO):

Coeficienți parțiali (de siguranță):

A2

$$\gamma_G = 1.1$$

$$\gamma_Q = 1.3 \quad (\text{Tabelul din A.3 din SR EN 1997-1})$$

M1

$$\gamma_\phi = 1 \quad (\text{Tabelul din A.4 din SR EN 1997-1})$$

R4

$$\gamma_{at} = 1.1 \quad (\text{Tabelul din A.12 RO din SR EN 1997-1/NB – ancoraje temporare})$$

Diametrul forajului pentru ancoraj (propunere):

$$D = 150 \text{ mm}$$

Diametrul nominal al armăturii (propunere):

$$d_a = 4 \text{ mm}$$

Un toron (propunere): 7 armături ϕ 4mm

- secțiune nominală toron: $A_{It} = 7\pi \frac{d_a^2}{4}$

$$A_{It} = 87.965 \text{ mm}^2$$

Forța de rupere minimă toron: $F_{rmin} = 147150 \text{ N}$

Forța de curgere minimă toron: $F_{cmin} = 122630 \text{ N}$

Rezistența normată a armăturii pretensionate:

$$R_{pn} = \frac{F_{cmin}}{A_{It}} \quad R_{pn} = 1.394 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

Verificarea în funcție de armătura ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114):

a) Pentru solicitările corespunzătoare SLU

$$P_d < R_{ad1}$$

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad1} = f_{tk} A_t / \gamma_a$$

$$f_{tk} = R_{pn} / 1.15$$

$$n = 6 \quad (\text{număr de toroane propus})$$

$$A_t = n A_{It}$$

$$A_t = 527.788 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_a = 1.11$$

$$P_d = 380 \text{ kN}$$

$$R_{ad1} = 575.8 \text{ kN}$$

380 kN < 575.8 kN (verificare îndeplinită)

b) Pentru solicitările corespunzătoare SLE

$$P_{dSLE} < R_{ad2}$$

$$P_{dSLE} = E_G + E_Q \quad (\text{valorile coeficienților parțiali sunt considerați unitari})$$

$$R_{ad2} = A_t (\sigma_{pk} - \xi \Sigma k_i)$$

$$\sigma_{pkadm} = 0.76 R_{pn}$$

$$\sigma_{pk} < 0.76 R_{pn} \quad (\text{NP 114, TBP - ancoraje temporare})$$

$$\sigma_{pk} = \sigma_{pkadm} = 1.06 \times 10^3 \text{ n/mm}^2$$

$$\xi = 0.8$$

$$\Sigma k_i = \frac{7}{100} \sigma_{pk} n$$

$$A_t = 527.788 \text{ mm}^2$$

$$P_{dSLE} = 350 \text{ kN}$$

$$R_{ad2} = 371.304 \text{ kN}$$

$$350 \text{ kN} < 371.304 \text{ kN} \quad (\text{verificare îndeplinită})$$

Verificarea în funcție de bulbul ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114)

$$P_d < R_{ad3}$$

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad3} = N_{2s} / \gamma_a$$

$$N_{2s} = \pi D_{ef} z_a f_{in}$$

$$D_{ef} = 3D$$

$$z_a = 5.5 \text{ m} \quad (\text{lungime propusă})$$

$$f_{in} = 105 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_a = 1.78$$

$$P_d = 380 \text{ kN}$$

$$R_{ad3} = 457.1 \text{ kN}$$

$$380 \text{ kN} < 457.1 \text{ kN} \quad (\text{verificare îndeplinită})$$

Rezultatele calculului ancorajelor în masiv de pământ necoeziv

Tabelul A4.1

Parametri geotehnici		Încărcări permanente	Încărcări temporare	Coeficienți parțiali			Diametru foraj	Diametru armătură	Nr. armături / toron	Număr toroane	Lungime bulb
ϕ	c (kPa)	E_G (kN)	E_Q (kN)	A1	M1	R1	D (mm)	d (mm)	buc.	buc.	z_a (m)
30	0	250	100	1.35; 1.5	1	1.1	150	4	7	6	6.5
				A2	M1	R4					
				1; 1.3	1	1.1	150	4	7	6	5.5

Exemplu de calcul 2. Calculul unui ancoraj într-un masiv de pământ coeziv (ancoraje tip C – ancoraje temporare)

Date de intrare:

Caracteristicile geotehnice ale masivului de pământ:

- unghi frecare interioară (valoare caracteristică): $\phi = 9^\circ$

- coeziune (valoare caracteristică): $c = 15$ kPa

Solicitările asupra ancorajului:

- încărcări (valori caracteristice):

$E_G = 200$ kN (încărcare permanentă)

$E_Q = 75$ kN (încărcare temporară)

Notă: Încărcările asupra ancorajelor provin dintr-un calcul prealabil al unei lucrări de susținere sau al unui alt tip de structură ancorată în teren.

Calculul ancorajelor conform SR EN 1997-1 și SR EN 1997-1/NB

Abordarea de calcul 1

1. Gruparea 1: A1 “+” M1 “+” R1

2. Gruparea 2: A2 “+” M1 “+” R4

Gruparea A1+M1+R1 (STR, GEO):

Coeficienți parțiali (de siguranță):

A1

$$\gamma_G = 1.35$$

$$\gamma_Q = 1.5 \quad (\text{Tabelul din A.3 din SR EN 1997-1})$$

M1

$$\gamma_\phi = 1 \quad (\text{Tabelul din A.4 din SR EN 1997-1})$$

R1

$$\gamma_{at} = 1.1 \quad (\text{Tabelul din A.12 RO din SR EN 1997-1/NB – ancoraje temporare})$$

Diametrul forajului pentru ancoraj (propunere):

$$D = 150 \text{ mm}$$

Diametrul nominal al armăturii (propunere): $d_a = 4$ mm

Un toron (propunere): 7 armături $\phi 4$ mm

- secțiune nominală toron:

$$A_{1t} = 7\pi \frac{d_a^2}{4}$$

$$A_{1t} = 87.965 \text{ mm}^2$$

Forța de rupere minimă toron: $F_{rmin} = 147150$ N

Forța de curgere minimă toron: $F_{cmin} = 122630$ N

Rezistența normală a armăturii pretensionate:

$$R_{pn} = \frac{F_{cmin}}{A_{1t}}$$

$$R_{pn} = 1.394 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

Condiția generală de verificare a ancorajului în teren:

$$P_d < R_{ad}$$

P_d – valoarea de calcul a solicitării în ancoraj;

R_{ad} – valoarea de calcul a rezistenței la smulgere a ancorajului (poate fi determinată pe baza încercărilor pe teren sau prin calcul).

Notă: Pentru exemplul considerat, valoarea lui R_{ad} este determinată prin calcul (cu respectarea prevederilor normativului NP 114).

Verificarea în funcție de armătura ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114):

a) Pentru solicitările corespunzătoare SLU

$$P_d < R_{ad1}$$

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad1} = f_{tk} A_t / \gamma_a$$

$$f_{tk} = R_{pn} / 1.15$$

$$n = 5 \quad (\text{număr de toroane propus})$$

$$A_t = n A_{1t}$$

$$A_t = 439.823 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_a = 1.11$$

$$P_d = 420 \text{ kN}$$

$$R_{ad1} = 479.8 \text{ kN}$$

$$420 \text{ kN} < 479.8 \text{ kN} \quad (\text{verificare îndeplinită})$$

b) Pentru solicitările corespunzătoare SLE

$$P_{dSLE} < R_{ad2}$$

$$P_{dSLE} = E_G + E_Q \quad (\text{valorile coeficienților parțiali sunt considerați unitari})$$

$$R_{ad2} = A_t (\sigma_{pk} - \xi \Sigma k_i)$$

$$\sigma_{pkadm} = 0.76 R_{pn}$$

$$\sigma_{pk} < 0.76 R_{pn} \quad (\text{NP 114, TBP - ancoraje temporare})$$

$$\sigma_{pk} = \sigma_{pkadm} = 1.06 \times 10^3 \text{ n/mm}^2$$

$$\xi = 0.8$$

$$\Sigma k_i = \frac{7}{100} \sigma_{pk} n$$

$$A_t = 439.823 \text{ mm}^2$$

$$P_{dSLE} = 300 \text{ kN}$$

$$R_{ad2} = 335.516 \text{ kN}$$

$$300 \text{ kN} < 335.516 \text{ kN} \quad (\text{verificare îndeplinită})$$

Verificarea în funcție de bulbul ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114)

$$P_d < R_{ad3} \quad (\text{pentru solicitările corespunzătoare SLU})$$

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad3} = N_{2s} / \gamma_a$$

$$N_{2s} = \pi D_{ef} z_a f_{in}$$

$D_{ef} = 2.5D$
 $z_a = 10.5 \text{ m}$ (lungime propusă)
 $f_{in} = 70 \text{ kN/m}^2$
 $(I_c = 0.75 \dots 1.0)$
 $\gamma_a = 1.78$
 $P_d = 420 \text{ kN}$
 $R_{ad3} = 484.8 \text{ kN}$
 $420 \text{ kN} < 484.8$ (verificare îndeplinită)

Gruparea A2+M1+R4 (STR, GEO):

Coefficienți parțiali (de siguranță):

A2 $\gamma_G = 1.1$
 $\gamma_Q = 1.3$ (Tabelul din A.3 din SR EN 1997-1)
 M1
 $\gamma_\phi = 1$ (Tabelul din A.4 din SR EN 1997-1)
 R4
 $\gamma_{at} = 1.1$ (Tabelul din A.12 RO din SR EN 1997-1/NB – ancoraje temporare)

Diametrul forajului pentru ancoraj (propunere):

$$D = 150 \text{ mm}$$

Diametrul nominal al armaturii (propunere):

$$d_a = 4 \text{ mm}$$

Un toron (propunere): 7 armături $\phi 4 \text{ mm}$

- secțiune nominală toron:

$$A_{It} = 7\pi \frac{d_a^2}{4} \quad A_{It} = 87.965 \text{ mm}^2$$

Forța de rupere minimă toron:

$$F_{rmin} = 147150 \text{ N}$$

Forța de curgere minimă toron:

$$F_{cmin} = 122630 \text{ N}$$

Rezistența normată a armaturii pretensionate:

$$R_{pn} = \frac{F_{cmin}}{A_{It}}$$

$$R_{pn} = 1.394 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

Verificarea în funcție de armătura ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114):

a) Pentru solicitările corespunzătoare SLU

$$P_d < R_{ad1}$$

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad1} = f_{tk} A_t / \gamma_a$$

$$f_{tk} = R_{pn} / 1.15$$

$$n = 5 \quad (\text{număr de toroane propus})$$

$$A_t = n A_{It} \quad A_t = 439.823 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_a = 1.11$$

$$P_d = 330 \text{ kN}$$

$$R_{ad1} = 479.8 \text{ kN}$$

$$330 \text{ kN} < 479.8 \text{ kN} \quad (\text{verificare îndeplinită})$$

b) Pentru solicitările corespunzătoare SLE

$$P_{dSLE} < R_{ad2}$$

$$P_{dSLE} = E_G + E_Q \quad (\text{valorile coeficienților parțiali sunt considerați unitari})$$

$$R_{ad2} = A_t (\sigma_{pk} - \xi \Sigma k_i)$$

$$\sigma_{pkadm} = 0.76 R_{pn}$$

$$\sigma_{pk} < 0.76 R_{pn} \quad (\text{NP 114, TBP - ancoraje temporare})$$

$$\sigma_{pk} = \sigma_{pkadm} = 1.06 \times 10^3 \text{ n/mm}^2$$

$$\xi = 0.8$$

$$\Sigma k_i = \frac{7}{100} \sigma_{pk} n$$

$$A_t = 439.823 \text{ mm}^2$$

$$P_{dSLE} = 300 \text{ kN}$$

$$R_{ad2} = 335.516 \text{ kN}$$

$$300 \text{ kN} < 335.516 \text{ kN} \quad (\text{verificare îndeplinită})$$

Verificarea în funcție de bulbul ancorajului (SR EN 1997-1, NP 114):

$$P_d < R_{ad3} \quad (\text{pentru solicitările corespunzătoare SLU})$$

$$P_d = \gamma_G E_G + \gamma_Q E_Q$$

$$R_{ad3} = N_{2s} / \gamma_a$$

$$N_{2s} = \pi D_{ef} z_a f_{in}$$

$$D_{ef} = 2.5D$$

$$z_a = 8 \text{ m} \quad (\text{lungime propusă})$$

$$f_{in} = 70 \text{ kN/m}^2$$

$$(I_c = 0.75 \dots 1.0)$$

$$\gamma_a = 1.78$$

$$P_d = 330 \text{ kN}$$

$$R_{ad3} = 369.4 \text{ kN}$$

$$330 \text{ kN} < 369.4 \text{ kN} \quad (\text{verificare îndeplinită})$$

Rezultatele calculului ancorajelor în masiv de pământ coeziv

Tabelul A4.2

Parametri geotehnici		Încărcări permanente	Încărcări temporare	Coeficienți parțiali			Diametru foraj	Diametru armătură	Nr. armături / toron	Număr toroane	Lungime bulb
ϕ	c (kPa)	E_G (kN)	E_Q (kN)	A1	M1	R1	D (mm)	d (mm)	buc.	buc.	z_a (m)
9	15	200	75	1.35; 1.5	1	1.1	150	4	7	5	10.5
				A2	M1	R4					
				1; 1.3	1	1.1	150	4	7	5	8

1. Parametrii geometrici

- Nu este necesar să se considere abateri datorită excavației
- Înălțimea zidului $H = 4.00 \text{ m}$
- Lățimea fundației $B = 2.00 \text{ m}$
- Lățimea la coronament $b = 1.00 \text{ m}$
- Înclinarea feței zidului de greutate: $\theta = \frac{B-b}{2H}$ $\theta = 7.2^\circ$ $b_h = \frac{B-b}{2}$

2. Acțiuni verticale caracteristice și momente datorate acestora

- Greutatea totală caracteristică

$$G_K = \gamma_{k_{beton}} \left(\frac{B+b}{2} \right) H \quad G_K = 144 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- Momentul total caracteristic – stabilizator

$$M_{Ek_{stb}} = G_K \cdot \frac{B}{2} \quad M_{Ek_{stb}} = 144 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

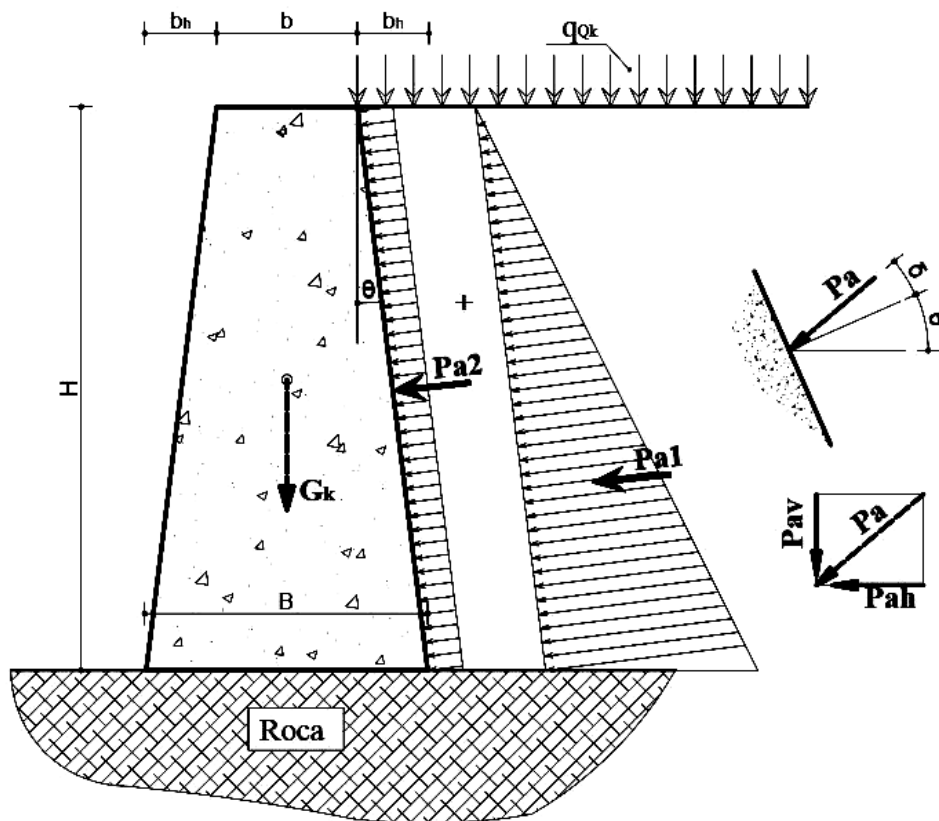


Figura A5.2 - Forțe acționând pe zidul de greutate

ABORDAREA DE CALCUL 1 – Gruparea 1 (A1, M1, R1)

A. Valorile de calcul ale materialelor

Coeficienți parțiali (de siguranță) M1: $\gamma_{\varphi} = 1$ $\gamma_{c'} = 1$

- Unghiul de frecare internă de calcul pentru umplutură

$$\varphi_{d_nisip} = a \cdot \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k_nisip})}{\gamma_{\varphi}}\right) \quad \varphi_{d_nisip} = 36^{\circ}$$

- Coeziunea de calcul pentru umplutura

$$c'_{d} = \frac{c'_{k_nisip}}{\gamma_{c'}} \quad c'_{d} = 0 \frac{KN}{m^2}$$

- Unghiul de frecare internă de calcul la starea critică

$$\varphi_{cv_d_nisip} = \min(\varphi_{cv_k_nisip}, \varphi_{k_nisip}) \quad \varphi_{cv_d_nisip} = 30^{\circ}$$

- Unghiul de frecare de calcul la interfața teren-structură pentru umplutură la betonul turnat pe loc, se poate admite o valoare a lui $k = 1.0$

$$\delta_{d_nisip} = k \cdot \varphi_{cv_d_nisip} \quad \delta_{d_nisip} = 30^{\circ}$$

- Unghiul de frecare internă de calcul pentru rocă

$$\varphi_{d_roca} = a \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k_roca})}{\gamma_{\varphi}}\right) \quad \varphi_{d_roca} = 40^{\circ}$$

- Unghiul de frecare de calcul la interfața teren-structură între baza zidului și rocă la betonul turnat pe loc, se poate admite o valoare a lui $k = 1.0$

$$\delta_{d_roca} = k \cdot \varphi_{d_roca} \quad \delta_{d_roca} = 40^{\circ}$$

Valorile de calcul ale materialelor pentru verificarea la răsturnare – starea limită EQU

Coeficienți parțiali (de siguranță) EQU:

$$(\gamma_{\varphi_EQU} = 1.25) \quad (\gamma_{c'_EQU} = 1.25) \quad (\gamma_{cu_EQU} = 1.4)$$

- Unghiul de frecare internă de calcul pentru umplutură

$$\varphi_{d_nisip_EQU} = a \cdot \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k_nisip})}{\gamma_{\varphi_EQU}}\right) \quad \varphi_{d_nisip_EQU} = 30.167^{\circ}$$

- Coeziunea de calcul pentru umplutură

$$c'_{d_EQU} = \frac{c'_{k_nisip}}{\gamma_{c'_EQU}} \quad c'_{d_EQU} = 0 \frac{KN}{m^2}$$

- Unghiul de frecare internă de calcul pentru rocă

$$\varphi_{d_roca_EQU} = a \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k_roca})}{\gamma_{\varphi_EQU}}\right) \quad \varphi_{d_roca_EQU} = 33.873^{\circ}$$

- Unghiul de frecare de calcul la interfața teren-structură între baza zidului și rocă la betonul turnat pe loc, se poate admite o valoare a lui $k = 1.0$

$$\delta_{d_roca_EQU} = k \cdot \varphi_{d_roca_EQU} \quad \delta_{d_roca_EQU} = 33.873^{\circ}$$

B. Efectele acțiunilor

Coeficienți parțiali (de siguranță) A1:

$$(\gamma_G = 1.35) \quad (\gamma_{G_{fav}} = 1) \quad (\gamma_Q = 1.5)$$

Coeficientul presiunii active K_a pentru umplutură

$$K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_{d_{nisip}}}{2}\right)^2 \quad \text{sau} \quad (K_a) = 0.26$$

Împingerile dezvoltate de umplutură și suprasarcină și momentele generate de acestea:

- Împingerea și momentul generate de umplutura de nisip:

forța orizontală:

$$P_{ahd1} := \gamma_G \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \cdot \frac{\gamma_{k_{nisip}} \cdot H^2}{2} \quad P_{.ahd1} = 42.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

forța verticală:

$$P_{avd1} = P_{ahd1} \cdot \tan(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \quad P_{.avd1} = 32.2 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

momentul generat de P_{ahd1} :

$$M_{d1} = P_{ahd1} \cdot \frac{H}{3} \quad M_{.d1} = 56.6 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

- Forțele și momentul generate de suprasarcină:

forța orizontală:

$$P_{ahd2} := \gamma_Q \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \cdot q_{QK} \cdot H \quad P_{.ahd2} = 12.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

forța verticală:

$$P_{avd2} = P_{ahd2} \cdot \tan(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \quad P_{.avd2} = 9.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

momentul generat de P_{ahd2} :

$$M_{d2} = P_{ahd2} \cdot \frac{H}{2} \quad M_{.d2} = 24.8 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

• încărcarea orizontală de calcul

$$H_{Ed} = P_{ahd1} + P_{ahd2} \quad H_{.Ed} = 54.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

• încărcarea verticală de calcul

$$P_{avd} = P_{avd1} + P_{avd2} \quad P_{.avd} = 41.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

• momentul de calcul destabilizator

$$M_{Ed_{dst}} = M_{d1} + M_{d2} \quad M_{.Ed_{dst}} = 81.4 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

- Valorile de calcul ale încărcărilor verticale

$$\begin{aligned}
 & \text{- favorabile} \quad (V_{d_{fav}} = \gamma_{G_{fav}} \cdot G_k + P_{avd}) \quad (V_{d_{fav}}) = 185.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\
 & \text{- nefavorabile} \quad (V_d = \gamma_G \cdot G_k + P_{avd}) \quad (V_d) = 236 \frac{\text{KN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

Efectele acțiunilor pentru verificarea la răsturnare – stare limită EQU

Coeficienți parțiali (de siguranță) EQU:

$$(\gamma_{G_{EQU}} = 1.1) \quad (\gamma_{G_{fav_{EQU}}} = 0.9) \quad (\gamma_{Q_{EQU}} = 1.5)$$

Coeficientul presiunii active K_a pentru umplutură

$$K_{a_{EQU}} = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_{d_{nisip_{EQU}}}}{2}\right)^2 \text{ sau } (K_{a_{EQU}}) = 0.331$$

Împingerile dezvoltate de umplutură și suprasarcină și momentele generate de acestea

- Împingerile și momentul generate de umplutura de nisip:

forța orizontală:

$$P_{ahd1_{EQU}} := \gamma_{G_{EQU}} K_{a_{EQU}} \cos(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \cdot \frac{\gamma_{k_{nisip}} \cdot H^2}{2} \quad P_{.ahd1_{EQU}} = 44.1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

forța verticală:

$$P_{avd1_{EQU}} = P_{ahd1_{EQU}} \cdot \tan(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \quad P_{.avd1_{EQU}} = 33.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

momentul generat de P_{ahd1} :

$$M_{d1_{EQU}} = P_{ahd1_{EQU}} \cdot \frac{H}{3} \quad M_{.d1_{EQU}} = 58.8 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

- Împingerile și momentul generate de suprasarcină:

forța orizontală:

$$P_{ahd2_{EQU}} := \gamma_{Q_{EQU}} K_{a_{EQU}} \cos(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \cdot q_{Qk} \cdot H \quad P_{.ahd2_{EQU}} = 15.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

forța verticală:

$$P_{avd2_{EQU}} = P_{ahd2_{EQU}} \cdot \tan(\theta + \delta_{d_{nisip}}) \quad P_{.avd2_{EQU}} = 12 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

momentul generat de P_{ahd2} :

$$M_{d2_{EQU}} = P_{ahd2_{EQU}} \cdot \frac{H}{2} \quad M_{.d2_{EQU}} = 31.7 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

- încărcarea orizontală de calcul

$$H_{Ed_{EQU}} = P_{ahd1_{EQU}} + P_{ahd2_{EQU}} \quad H_{.Ed_{EQU}} = 59.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- momentul de calcul destabilizator

$$M_{Ed_dst_EQU} = M_{d1_EQU} + M_{d2_EQU} \quad M_{Ed_dst_EQU} = 90.5 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

C. Rezistența la lunecare

Coeficienți parțiali (de siguranță) R1: $\gamma_{Rh} = 1$

- rezistența la lunecare de calcul

Pentru condiții nedrenate se calculează rezistența la lunecare conform SR EN 1997-1, 6.5.3(8) ec. (6.3b)

$$H_{Rd} = \frac{V_d \cdot f_{av} \cdot \tan(\delta_{d_reca})}{\gamma_{Rh}} \quad H_{Rd} = 155.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

D. Rezistența la răsturnare pentru starea limită EQU

- Momentele stabilizatoare de calcul:

Moment generat de umplutură:

$$M_{d1_stb} = P_{ahd1_EQU} \cdot \tan(\theta + \delta_{d_nisiy}) \cdot \left(B - \frac{b_h}{3}\right) \quad M_{d1_stb} = 61 \cdot \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Moment generat de suprasarcină:

$$M_{d2_stb} = P_{ahd2_EQU} \cdot \left[\tan(\theta + \delta_{d_nisiy}) \cdot \left(B - \frac{b_h}{2}\right)\right] \quad M_{d2_stb} = 21 \cdot \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Moment generat de zidul de greutate:

$$M_{d3_stb} = M_{Ek_stb} \cdot \gamma_G \cdot f_{av_EQU} \quad M_{d3_stb} = 129.6 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

- momentul stabilizator de calcul

$$M_{Ed_stb} = M_{d1_stb} + M_{d2_stb} + M_{d3_stb} \quad M_{Ed_stb} = 211.91 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

- Excentricitatea încărcării:

$$e_B = \frac{B}{2} - \frac{M_{Ed_stb} - M_{Ed_dst}}{V_d} \quad e_B = 0.45\text{m}$$

Verificare sâmbure central:

Încărcarea acționează în sâmburele central dacă excentricitatea e_B este mai mică decât $\frac{2B}{3}$

$$e_B < \frac{2B}{3} \quad \frac{2B}{3} = 1.3\text{m}$$

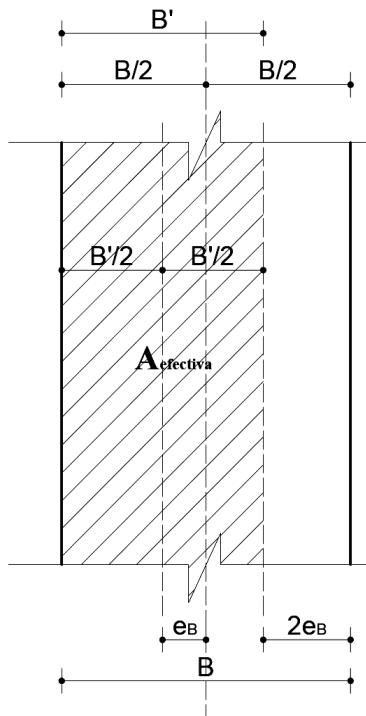


Figura A5.3 - Notații pentru calculul excentricității

E. VERIFICĂRI

- verificarea la lunecare

$$H_{Ed} < H_{Rd} \quad H_{Ed} = 54.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad H_{Rd} = 155.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Gradul de utilizare Abordarea 1 gruparea 1:

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{H_{Ed}}{H_{Rd}} \quad \Lambda_{GEO_11} = 35\%$$

- verificarea la răsturnare

$$M_{Ed_dst_EQU} < M_{Ed_dst} \quad M_{Ed_dst_EQU} = 90.5 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_{Ed_dst} = 211.91 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{M_{Ed_dst_EQU}}{M_{Ed_dst}} \quad \Lambda_{GEO_11} = 43\%$$

SINTEZA REZULTATELOR PENTRU EXEMPLUL DE CALCUL 1

Tabelul A5.1. Sinteza rezultatelor pentru exemplul 1 – Abordările de calcul 1 și 3

[condiții drenate]		ABORDAREA DE CALCUL 1		ABORDAREA DE CALCUL 3 (A1*, A2, M1, R1)		
		gruparea 1 (A1,M1,R1)	gruparea 2 (A2,M2,R1)			
FACTORI PARȚIALI DE SIGURANȚĂ	γ_{ϕ}	1	1.25	1.25		
	γ_c	1	1.25	1.25		
	γ_{ϕ_EQU}	1.25	1.25	1.25		
	γ_{c_EQU}	1.25	1.25	1.25		
	<i>In cazul AC3 coeficienții parțiali A1 se aplică asupra acțiunilor provenind de la structură, iar A2 se aplică asupra acțiunilor geotehnice</i>			A1	A2	
	γ_G	1.35	1	1.35	1	
	γ_{G_fav}	1	1	1	1	
	γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.3	
	γ_{G_EQU}	1.1	1.1	1.1		
	$\gamma_{G_fav_EQU}$	0.9	0.9	0.9		
	γ_{Q_EQU}	1.5	1.5	1.5		
	γ_{Rh}	1	1	1		
VERIFICAREA LA ALUNECARE	H_{ed} [KN/m]	54.9	53.8	53.8		
	H_{Rd} [KN/m]	155.7	124.1	124.1		
	H_{ed}/H_{Rd} [%]	35	43	43		
VERIFICAREA LA RĂSTURNARE	M_{Ed_dst} [KNM/m]	90.5	90.5	90.5		
	M_{Ed_stb} [KNM/m]	211.91	211.91	211.91		
	M_{Ed_dst}/M_{Ed_stb} [%]	43	43	43		

Notă: În acest exemplu există câteva aspecte specifice:

- răsturnarea este o stare limită de tip EQU, deoarece nu implică nici o rezistență de tip geotehnic;
- verificarea capacității portante nu are sens având în vedere terenul alcătuit din rocă;
- în Abordarea de calcul 3 greutatea structurii din beton este acțiune structurală favorabilă pentru verificarea la starea limită de alunecare pe talpă (de tip GEO), de aceea coeficientul parțial aplicat este $\gamma_{G_fav} = 1$, același ca și la Abordarea de calcul 1, iar coeficienții parțiali de material sunt identici cu cei din Abordarea 1 gruparea 2. De aceea rezultatele sunt identice în acest exemplu pentru Abordarea 1 gruparea 2 și Abordarea 3.

Exemplul de calcul 2 – Zid de sprijin de tip cornier din beton armat fundat pe teren argilos

Ipoteza 1. CONDIȚII NEDRENATE PENTRU TERENUL DE BAZĂ

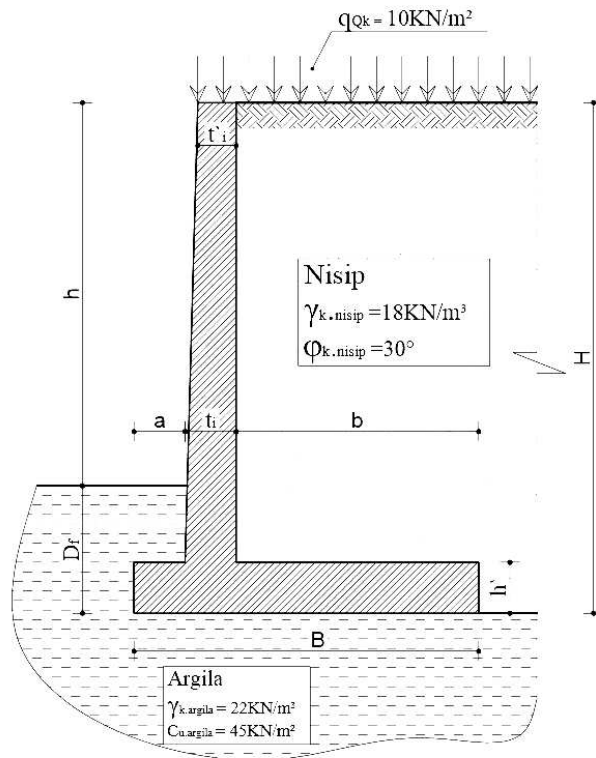


Figura A5.4 - Schema zidului de sprijin cornier fundat pe teren argilos

$$q_{Qk} = 10 \frac{KN}{m^2}$$

$$\gamma_{k_beton} = 25 \frac{KN}{m^3}$$

$$\gamma_{k_nisip} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

$$\varphi_{k_nisip} = 36^\circ$$

$$c'_{k_nisip} = 0 \frac{KN}{m^2}$$

$$\gamma_{k_argila} = 22 \frac{KN}{m^3}$$

$$c_{uk_argila} = 45 kPa$$

1. Parametrii geometrici

- Înălțimea zidului $H = 3.50 \text{ m}$

- Adâncimea de fundare $D_f = 1.00 \text{ m}$
- Lățimea fundației $B = 3.2 \text{ m}$
- Grosimea fundației $h' = 0.40 \text{ m}$
- Grosimea inimii $t'_i = 0.30\text{m}$ $t_i = 0.40\text{m}$

$$a = 0.40\text{m}$$

$$b = B - t_i - a \quad b = 2.4\text{m}$$

$$\text{Abateri datorită excavației} \quad \Delta H = \min(10\% \cdot H, 0.5\text{m}) \quad \Delta H = 0.35\text{m}$$

$$\text{Înălțimea de calcul} \quad H_e = H + \Delta H \quad H_e = 3.85\text{m}$$

2. Acțiuni verticale caracteristice și momente datorate acestora

- Greutatea caracteristică talpă fundație $G_{k,1} = \gamma_{k, \text{beton}} \cdot B \cdot h'$ $G_{k,1} = 32 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

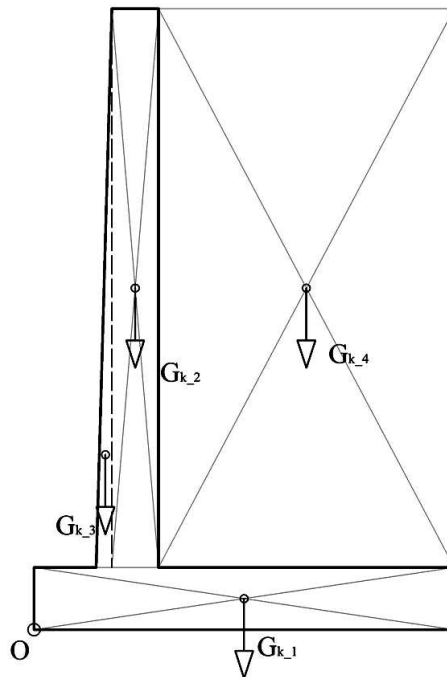


Figura A5.5 - Forțe de greutate pe zidul de sprijin cornier

- Momentul generat de $G_{k,1}$: $M_{k,1} = G_{k,1} \cdot \frac{B}{2}$ $M_{k,1} = 51.2 \frac{\text{KN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

- Greutatea caracteristică a inimii zidului:

$$G_{k,2} = \gamma_{k, \text{beton}} \cdot t'_i \cdot (H_e - h) \quad G_{k,2} = 25.88 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$G_{k,3} = \gamma_{k, \text{beton}} \cdot \frac{(t_i - t'_i)(H_e - h)}{2} \quad G_{k,3} = 4.31 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- Momentul generat de G_{k_2} și G_{k_3} :

$$M_{k_2} = G_{k_2} \cdot \left[\frac{t_i'}{2} + (t_i - t_i') + a \right]$$

$$M_{k_2} = 16.819 \frac{KN \cdot m}{m}$$

$$M_{k_3} = G_{k_3} \cdot \left[\frac{2}{3} (t_i - t_i') + a \right]$$

$$M_{k_3} = 2.013 \frac{KN \cdot m}{m}$$

- Greutatea caracteristică umplutură de nisip:

$$G_{k_4} = \gamma_{k_{nisip}} \cdot b \cdot (H_c - h')$$

$$G_{k_4} = 149.04 \frac{KN}{m}$$

- Momentul generat de G_{k_4} :

$$M_{k_4} = G_{k_4} \cdot \left(\frac{b}{2} + t_i + a \right)$$

$$M_{k_4} = 298.08 \frac{KN \cdot m}{m}$$

- Greutatea totală caracteristică:

$$G_k = G_{k_1} + G_{k_2} + G_{k_3} + G_{k_4}$$

$$G_k = 211.228 \frac{KN}{m}$$

- Momentul total caracteristic – stabilizator

$$M_{Ek_{stb}} = M_{k_1} + M_{k_2} + M_{k_3} + M_{k_4}$$

$$M_{Ek_{stb}} = 368.111 \frac{KN \cdot m}{m}$$

- Încărcarea caracteristică din suprasarcină

$$Q_{Qk} = q_{Qk} \cdot [B - a - (t_i - t_i')]$$

$$Q_{Qk} = 27 \frac{KN}{m}$$

Suprasarcina este o încărcare variabilă și acționează pe toată lungimea umpluturii și a inimii peretelui și se consideră ca fiind încărcare nefavorabilă pentru capacitatea portantă a terenului.

În cazul în care încărcarea din suprasarcină se consideră ca acțiune favorabilă, aceasta se exclude din calcul.

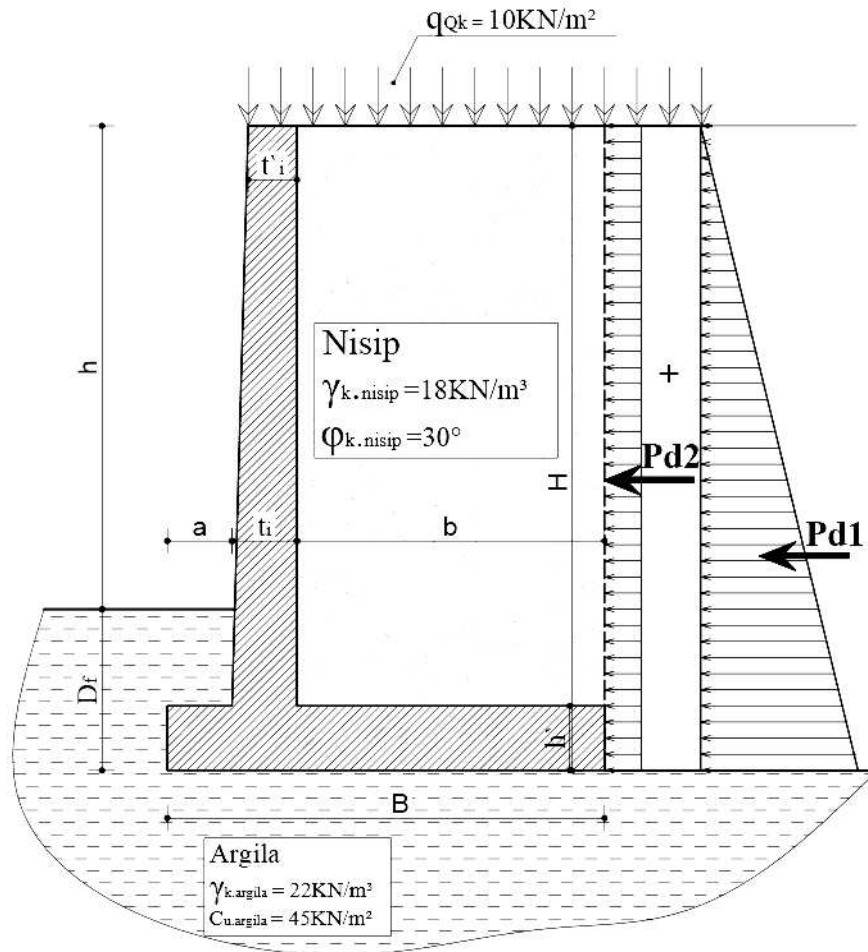


Figura A5.6 - Notații și forțe de împingere pentru zidul cornier

ABORDAREA DE CALCUL 1 – Gruparea 1 (A1, M1, R1)

A. Valorile de calcul ale materialelor

Coeficienți parțiali (de siguranță) M1:

$$\gamma_{\varphi} = 1 \quad \gamma_{c'} = 1 \quad \gamma_{c_{u,d}} = 1$$

- Unghiul de frecare internă de calcul pentru umplutură:

$$\varphi_{d} = a \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k, nisip})}{\gamma_{\varphi}}\right) \quad \varphi_{d} = 36^\circ$$

- Coeziunea de calcul pentru umplutură:

$$c'_{d} = \frac{c'_{k, nisip}}{\gamma_{c'}} \quad c'_{d} = 0 \frac{KN}{m^2}$$

- Coeziunea nedrenată de calcul pentru argilă:

$$c_{u,d} = \frac{c_{u,k, argila}}{\gamma_{c_{u,d}}} \quad c_{u,d} = 45 \frac{KN}{m^2}$$

B. Efectele acțiunilor

Coeficienți parțiali (de siguranță) A1:

$$\gamma_G = 1.35 \quad \gamma_{G_{fav}} = 1 \quad \gamma_Q = 1.5$$

- Valorile de calcul ale încărcărilor verticale:

$$\begin{aligned} - \text{ favorabile: } & V_{d_{fav}} = G_k \cdot \gamma_{G_{fav}} & V_{d_{fav}} &= 211.228 \frac{KN}{m} \\ - \text{ nefavorabile: } & V_d = G_k \cdot \gamma_G + Q_{Qk} \cdot \gamma_Q & V_d &= 325.657 \frac{KN}{m} \end{aligned}$$

- Coeficientul presiunii active K_a pentru umplutură:

$$K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2}\right)^2 \text{ sau } K_a = \frac{1 - \sin(\varphi_d)}{1 + \sin(\varphi_d)} \quad K_a = 0.26$$

- Presiunile dezvoltate de umplutură și suprasarcină și momentele generate de acestea:

Presiunea generată de umplutura de nisip:

$$P_{ad1} = \frac{\gamma_G \cdot K_a \cdot \gamma_k \cdot n_{stip} \cdot H_c^2}{2} \quad P_{ad1} = 46.76 \frac{KN}{m}$$

Momentul generat de P_{ad1} :

$$M_{d1} = P_{ad1} \cdot \frac{H_c}{3} \quad M_{d1} = 60 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Presiunea generată de suprasarcină:

$$P_{ad2} = \gamma_G \cdot K_a \cdot q_{Qk} \cdot H_c \quad P_{ad2} = 14.99 \frac{KN}{m}$$

Momentul generat de P_{ad2} :

$$M_{d2} = P_{ad2} \cdot \frac{H_c}{2} \quad M_{d2} = 28.86 \frac{KN \cdot m}{m}$$

- Încărcarea orizontală totală de calcul

$$H_{Ed} = P_{ad1} + P_{ad2} \quad H_{Ed} = 61.75 \frac{KN}{m}$$

- Momentul de calcul destabilizator

$$M_{Ed_{dst}} = M_{d1} + M_{d2} \quad M_{Ed_{dst}} = 88.86 \frac{KN}{m}$$

C. Rezistența la lunecare

Coeficienți parțiali (de siguranță) R1: $\gamma_{Rh} = 1$

- Rezistența la lunecare de calcul

Pentru condiții nedrenate se calculează rezistența la lunecare conform SR EN 1997-1, 6.5.3(11), ec. (6.4b)

$$H_{Rd} = \frac{c_{ud} \cdot B}{\gamma_{Rh}} \quad H_{Rd} = 144 \frac{KN}{m}$$

D. Capacitatea portantă

Coefficienți parțiali (de siguranță) R1: $\gamma_{Rv} = 1$

Momentul datorat greutateii proprii și suprasarcinii:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{Ek_stb} + \gamma_Q \cdot Q_{Qk} \cdot \left[\frac{b+t_i'}{2} + (t_i - t_i') + a \right] \quad M_{Ed} = 571.88 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Excentricitatea încărcării (vezi figura A5.3):

$$e_B = \frac{B}{2} - \frac{M_{Ed} - M_{Ed-dst}}{V_d} \quad e_B = 0.117m$$

Verificare sâmbure central:

Încărcarea acționează în sâmburele central dacă excentricitatea e_B este mai mică decât $\frac{B}{6}$.

$$e_B < \frac{B}{6} \quad \frac{B}{6} = 0.533m$$

Aria efectivă de calcul:

$$B = B - 2 \cdot e_B \quad B' = 2.97m \quad A' = B'$$

Înclinarea încărcării produsă de o sarcină orizontală H:

$$i_c = \left[\frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_{Ed}}{A' c_{ud}}} \right) \right] \quad i_c = 0.87$$

Efortul vertical produs de încastrarea fundației zidului în pământ (D_f):

$$\sigma_{vk} = \gamma_{k_avgtld} \cdot D_f \quad \sigma_{vk} = 22 \cdot \frac{KN}{m^2}$$

CAPACITATEA PORTANTĂ DE CALCUL (conform anexa D – SR EN 1997-1)

Capacitatea portantă caracteristică:

$$R_k = (\pi + 2) \cdot c_{ud} \cdot i_c + \sigma_{vk} \quad R_k = 222.49 \frac{KN}{M^2}$$

Capacitatea portantă de calcul:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_v} \quad R_d = 222.49 \frac{KN}{m^2}$$

E. Rezistența la răsturnare

Momentul stabilizator de calcul datorat greutateii:

$$M_{Ed_stb} = \gamma_{G_fav} \cdot M_{Ek_stb} \quad M_{Ed_stb} = 368.11 \frac{KN \cdot m}{m}$$

F. VERIFICĂRI

VERIFICAREA LA LUNECARE

$$H_{Ed} < H_{Rd} \quad H_{Ed} = 61.75 \frac{KN}{m} \quad H_{Rd} = 144 \frac{KN}{m}$$

Gradul de utilizare Abordarea 1 Gruparea 1:

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{H_{Ed}}{H_{Rd}} \quad \Lambda_{GEO_11} = 43\%$$

VERIFICAREA CAPACITĂȚII PORTANTE:

$$\frac{V_d}{B} < R_d \quad \frac{V_d}{B} = 109.783 \frac{KN}{m^2} \quad R_d = 222.49 \frac{KN}{m^2}$$

Gradul de utilizare Abordarea 1 Gruparea 1:

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{V_d}{R_d} \quad \Lambda_{GEO_11} = 49\%$$

VERIFICAREA LA RĂSTURNARE

$$M_{Ed_dst} < M_{Ed_stb} \quad M_{Ed_dst} = 88.86 \cdot \frac{KN \cdot m}{m} \quad M_{Ed_stb} = 368.11 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Gradul de utilizare Abordarea 1 Gruparea 1:

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{M_{Ed_dst}}{M_{Ed_stb}} \quad \Lambda_{GEO_11} = 24\%$$

Ipoteza 2. CONDIȚII DRENATE PENTRU TERENUL DE BAZĂ

În condiții drenate terenul de bază are următorii parametri:

$$c_{k_argilă} = 5kPa \quad \varphi_{k_argilă} = 21^\circ$$

Ceilați parametri rămân identici cu parametri de la condițiile nedrenate.

Acțiuni verticale caracteristice și momente datorate acestora din calculul anterior pentru condiții nedrenate

Greutatea totală caracteristică

$$G_k = G_{k_1} + G_{k_2} + G_{k_3} + G_{k_4} \quad G_k = 211.228 \frac{KN}{m}$$

Momentul total caracteristic – stabilizator

$$M_{Ek_stb} = M_{k_1} + M_{k_2} + M_{k_3} + M_{k_4} \quad M_{Ek_stb} = 368.111 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Încărcarea caracteristică din suprasarcină

$$Q_{Qk} = q_{Qk} \cdot [B - a - (t_i - t'_i)] \quad Q_{Qk} = 27 \frac{KN}{m}$$

Valorile de calcul a încărcărilor verticale:

- favorabile: $V_{d, fav} = G_k \cdot \gamma_{G, fav}$ $V_{d, fav} = 211.228 \frac{KN}{m}$

- nefavorabile: $V_d = G_k \cdot \gamma_G + Q_{Qk} \cdot \gamma_Q$ $V_d = 325.657 \frac{KN}{m}$

A. Valorile de calcul ale materialelor

Coeficienți parțiali (de siguranță) M1:

$$\gamma_\varphi = 1 \quad \gamma_{c'} = 1$$

Unghiul de frecare internă de calcul pentru argilă:

$$\varphi_{d, argila} = \alpha \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k, argila})}{\gamma_\varphi}\right) \quad \varphi_{d, argila} = 21^\circ$$

Coeziunea drenată de calcul pentru argilă:

$$c_d = \frac{c_{k, argila}}{\gamma_{c'}} \quad c_d = 5 \frac{KN}{m^2}$$

Unghiul de frecare de calcul la interfața teren-structura pentru umplutură la betonul turnat pe loc; se poate admite o valoare a lui $k = 1.0$

$$\delta_{d, argila} = k \cdot \varphi_{d, argila} \quad \delta_{d, argila} = 21^\circ$$

B. Rezistența la lunecare

Coeficienți parțiali (de siguranță) R1: $\gamma_{Rh} = 1$

Rezistența la lunecare de calcul

Pentru condiții nedrenate se calculează rezistența la lunecare conform SR EN 1997-1, 6.5.3(8), ec.(6.3b)

$$H_{Rd} = \frac{V_{d, fav} \tan(\delta_{d, argila})}{\gamma_{Rh}} \quad H_{Rd} = 81.08 \frac{KN}{m}$$

C. Capacitatea portantă

Coeficienți parțiali (de siguranță) R1: $\gamma_{Rv} = 1$

Factorii capacității portante (conform anexa D – SR EN 1997-1)

$$N_q = \left(e^{\pi \tan(\varphi_{d, argila})} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_{d, argila}}{2}\right) \right)^2 \quad N_q = 7.07$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_{d, argila}) \quad N_c = 15.81$$

$$N_y = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_{d_argild})]$$

$$N_y = 4.661$$

Înclinarea încărcării produsă de o sarcină orizontală H:

$$L' = \omega \cdot m$$

Exponentul m_B

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad m_B = 2$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_{Ed}}{V_d + B' \cdot c_d \cdot \cot(\varphi_{d_argild})}\right)^{m_B} \quad i_q = 0.69$$

$$i_c = \left(i_q - \frac{1 - i_q}{V_d + B' \cdot c_d \cdot \cot(\varphi_{d_argild})}\right) \quad i_c = 0.64$$

$$i_y = \left(1 - \frac{H_{Ed}}{V_d + B' \cdot c_d \cdot \cot(\varphi_{d_argild})}\right)^{m_B + 1} \quad i_y = 0.57$$

Efortul vertical produs de încastrarea fundației zidului în pământ (D_f):

$$\sigma_{vk} = \gamma_{k_argild} \cdot D_f \quad \sigma_{vk} = 22 \frac{KN}{m^2}$$

CAPACITATEA PORTANTĂ DE CALCUL (conform Anexa D – SR EN 1997-1)

Capacitățile portante caracteristice:

$$R_{k1} = N_q \cdot i_q \cdot \sigma_{vk} \quad R_{k1} = 107.292 \frac{KN}{m^2}$$

$$R_{k2} = (N_c \cdot i_c \cdot c_d) \quad R_{k2} = 50.5 \frac{KN}{m^2}$$

$$R_{k3} = N_y \cdot i_y \cdot \gamma_{k_argild} \cdot \frac{B'}{2} \quad R_{k2} = 50.5 \frac{KN}{m^2}$$

Capacitatea portantă de calcul:

$$R_d = \frac{R_{k1} + R_{k2} + R_{k3}}{\gamma_{Rv}} \quad R_d = 244.91 \frac{KN}{m^2}$$

D. REZISTENȚA LA RĂSTURNARE

Momentul stabilizator de calcul datorat greutateii:

$$M_{Ed_stb} = \gamma_{G_fav} \cdot M_{Ek_stb} \quad M_{Ed_stb} = 368.11 \frac{KN \cdot m}{m}$$

E. VERIFICĂRI

- Verificarea la alunecare

$$H_{Ed} < H_{Rd} \quad H_{Ed} = 61.75 \frac{KN}{m} \quad H_{Rd} = 81.083 \frac{KN}{m}$$

Gradul de utilizare Abordarea 1 Gruparea 1:

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{H_{Ed}}{H_{Rd}} \quad \Lambda_{GEO_11} = 76\%$$

- Verificarea capacității portante

$$\frac{V_d}{B} < R_d \quad \frac{V_d}{B} = 109.783 \frac{KN}{m^2} \quad R_d = 244.91 \frac{KN}{m^2}$$

Gradul de utilizare Abordarea 1 Gruparea 1:

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{\frac{V_d}{B}}{R_d} \quad \Lambda_{GEO_11} = 45\%$$

- Verificarea la răsturnare:

$$M_{Ed_dst} < M_{Ed_stb} \quad M_{Ed_dst} = 88.86 \cdot \frac{KN \cdot m}{m} \quad M_{Ed_stb} = 368.11 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Gradul de utilizare Abordarea 1 Gruparea 1:

$$\Lambda_{GEO_11} = \frac{M_{Ed_dst}}{M_{Ed_stb}} \quad \Lambda_{GEO_11} = 24\%$$

SINTEZA REZULTATELOR PENTRU EXEMPLUL DE CALCUL 2

Tabelul A5.2. Sinteza rezultatelor pentru exemplul 2: Abordările de calcul 1 și 3 – condiții nedrenate

[condiții nedrenate]		ABORDAREA DE CALCUL 1		ABORDAREA DE CALCUL 3 (A1*,A2,M1,R1)	
		gruparea 1 (A1,M1,R1)	gruparea 2 (A2,M2,R1)		
FACTORI PARȚIALI DE SIGURANȚĂ	γ_{ϕ}	1	1.25	1.25	
	γ_c	1	1.25	1.25	
	γ_{cu}	1	1.4	1.4	
	<i>În cazul AC3 coeficienții parțiali A1 se aplică asupra acțiunilor provenind de la structură, iar A2 se aplică asupra acțiunilor geotehnice</i>			A1	A2
	γ_G	1.35	1	1.35	1
	$\gamma_{G_{fav}}$	1	1	1	1
	γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.3
	γ_{Rv}	1	1	1	
	γ_{Rh}	1	1	1	
VERIFICAREA LA ALUNECARE	H_{ed} [KN/m]	61.75	60.74	60.74	
	H_{Rd} [KN/m]	144	102.857	102.857	
	H_{ed}/H_{Rd} [%]	43	59	59	
VERIFICAREA LA CAPACITĂȚII PORTANTE	V_{ed} [KN/mp]	109.783	88.075	108.35	
	R_d [KN/mp]	222.49	151.69	154.26	
	V_{ed}/R_d [%]	49	58	70	
VERIFICAREA LA RĂSTURNARE	$M_{Ed_{dst}}$ [KNM/m]	88.86	88.58	88.58	
	$M_{Ed_{stb}}$ [KNM/m]	368.11	368.11	368.11	
	$M_{Ed_{dst}}/M_{Ed_{stb}}$ [%]	24	24	24	

Notă: În cazul zidului cornier trebuie verificată lungimea consolei amonte dacă este suficientă pentru formarea planului de cedare înclinat cu unghiul $45^\circ - \phi/2$ față de verticală, adică $b \geq H \tan(45^\circ - \phi/2)$, condiție îndeplinită în exemplul prezentat. În acest caz se poate aplica teoria lui Rankine, iar planul virtual de acțiune a împingerii pământului este planul vertical din figura A5.6. Dacă această lungime nu este suficientă, corect este ca împingerea pământului să fie considerată pe un plan înclinat care pleacă din extremitatea amonte a tălpii și este înclinat cu unghiul $45^\circ - \phi/2$ față de verticală.

Tabelul A5.3. Sinteza rezultatelor pentru exemplul 2 – Abordările de calcul 1 și 3 – condiții drenate

[condiții drenate]		ABORDAREA DE CALCUL 1		ABORDAREA DE CALCUL 3 (A1*, A2, M1, R1)		
		gruparea 1 (A1,M1,R1)	gruparea 2 (A2,M2,R1)			
FACTORI PARȚIALI DE SIGURANȚĂ	γ_{ϕ}	1	1.25	1.25		
	γ_c	1	1.25	1.25		
	<i>În cazul AC3 coeficienții parțiali A1 se aplică asupra acțiunilor provenind de la structură, iar A2 se aplică asupra acțiunilor geotehnice</i>			A1	A2	
	γ_G	1.35	1	1.35	1	
	$\gamma_{G_{fav}}$	1	1	1	1	
	γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.3	
	γ_{Rv}	1	1	1		
	γ_{Rh}	1	1	1		
VERIFICAREA LA ALUNECARE	H_{ed} [KN/m]	61.75	60.74	60.74		
	H_{Rd} [KN/m]	81.08	64.86	64.86		
	H_{ed}/H_{Rd} [%]	76	94	94		
VERIFICAREA LA CAPACITĂȚII PORTANTE	V_{ed} [KN/mp]	109.78	88.075	108.35		
	R_d [KN/mp]	244.91	125.54	146.66		
	V_{ed}/R_d [%]	45	70	74		
VERIFICAREA LA RĂSTURNARE	$M_{Ed_{dst}}$ [KNM/m]	88.86	88.58	88.58		
	$M_{Ed_{stb}}$ [KNM/m]	368.11	368.11	368.1		
	$M_{Ed_{dst}}/M_{Ed_{stb}}$ [%]	24	24	24		

Notă: În acest exemplu de calcul există unele specificități:

- terenul de fundare fiind alcătuit dintr-o argilă, a fost necesară realizarea analizei atât în condiții nedrenate, cât și în condiții drenate;
- în cazul zidului de sprijin pe pământ (și nu pe rocă), răsturnarea presupune o cedare în zona piciorului aval al zidului, deci o rezistență din partea terenului (geotehnică), de aceea răsturnarea este o stare limită de tip GEO în acest caz;
- în Abordarea de calcul 3 greutatea zidului de sprijin este o acțiune structurală favorabilă pentru verificările la alunecare pe talpă și răsturnare, coeficientul parțial (de siguranță) aplicat fiind cel din setul A1, $\gamma_{G_{fav}} = 1$, identic cu cel de la Abordarea de calcul 1, gruparea 2. De aceea, rezultatele pentru alunecare pe talpă și răsturnare sunt identice în Abordarea de calcul 1, gruparea 2 și Abordarea de calcul 3. În schimb, greutatea zidului devine acțiune structurală defavorabilă pentru verificarea capacității portante și coeficientul parțial corespunzător din setul A1 este $\gamma_G = 1.35$. Abordarea de calcul 3 dimensionează în cazul verificării la capacitate portantă, fiind cea mai severă (gradul de utilizare cel mai mare).
- În Abordarea de calcul 3 suprasarcina se consideră acțiune geotehnică și i s-a aplicat coeficientul parțial din setul A2 ($\gamma_Q = 1.3$).

Exemplul de calcul 3 – Perete îngropat liber la partea superioară și încastrat în teren

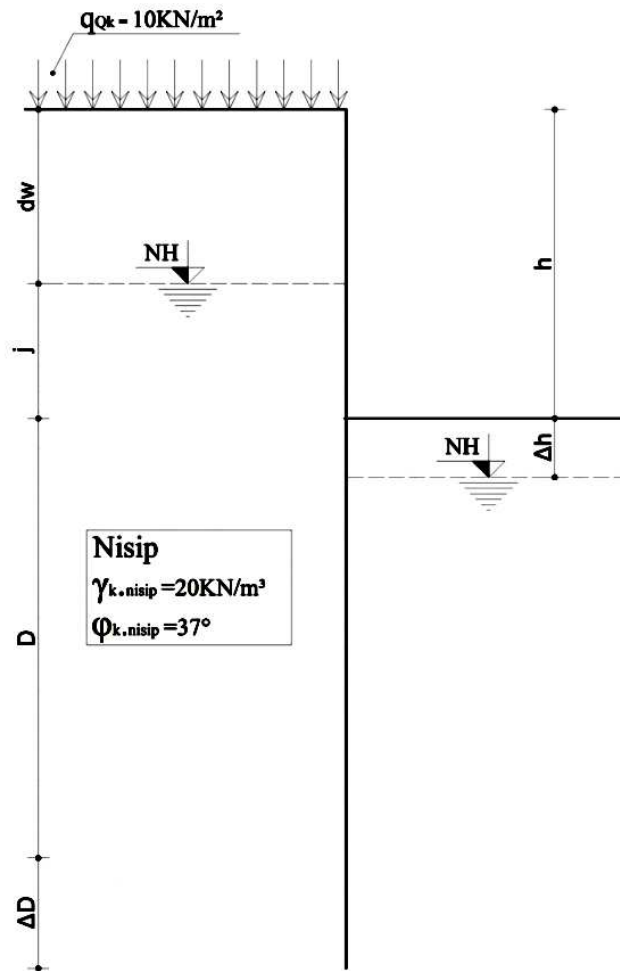


Figura A5.7 - Schema peretelui îngropat liber la partea superioară și încastrat în teren

$$q_{Qk} = 10 \frac{KN}{m^2}$$

$$\gamma_{k_nisip} = 19 \frac{KN}{m^3}$$

$$\gamma_{sat_k_nisip} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$\varphi_{k_nisip} = 37^\circ$$

$$c'_{k_nisip} = 0 \frac{KN}{m^2}$$

$$\gamma_w = 10 \frac{KN}{m^3}$$

$j = 1.5m$ se propune: $D = 4.665m$

Parametrii geometrici

- Înălțimea excavației $h = 3.00 m$
- Abateri datorită excavației $\Delta h = \min(10\%h, 0.5m)$ $\Delta h = 0.3m$
- Adâncimea nivelului hidrostatic $d_w = 1.50 m$

- Lungimea liniei de curent $L = 2D + j - \Delta h$ $L = 11.36m$

$$h_t = (D + j) - \left[\frac{(D+j) - (D-\Delta h)}{L} \right] \cdot (D + j) \quad h_t = 5.54m$$

Notă: Datorită faptului că peretele este încastrat într-un strat permeabil, va exista curgere pe sub perete. Lungimea liniei de curent, L este distanța parcursă de apă pe sub perete între nivelul de apă din amonte și nivelul de apă din aval. Datorită existenței curgerii abordarea corectă de calcul este echilibrarea presiunilor apei la baza peretelui între amonte și aval. Vezi figura A5.8.

În amonte: presiunea la baza peretelui este $u_1 = \gamma_w H_1 = \gamma_w (D+j) = 10(5.081+1.5) = 65.81 \text{ kPa}$

În aval: presiunea la baza peretelui este $u_2 = \gamma_w H_2 = \gamma_w (D-\Delta h) = 10(5.081-0.3) = 47.81 \text{ kPa}$

Diferența $\Delta u = u_1 - u_2 = 18 \text{ kPa}$ se va distribui uniform pe lungimea liniei de curent, $L = 11.36 \text{ m}$. Rezultă o presiune uniform distribuită pe înălțime de $x = 18/11.36 = 1.58 \text{ kPa/ml}$.

Presiunea finală la baza peretelui va fi, de exemplu în amonte: $u_t = u_1 - x H_1 = u_1 - x (D+j) = 65.81 - 1.58 (5.081+1.5) = 55.41 \text{ kPa}$. (aceiași rezultat se obține și dacă se calculează pentru aval).

Coloana echivalentă de apă corespunzătoare acestei presiuni u_t este $h_t = u_t/\gamma_w = 5.54 \text{ m}$.

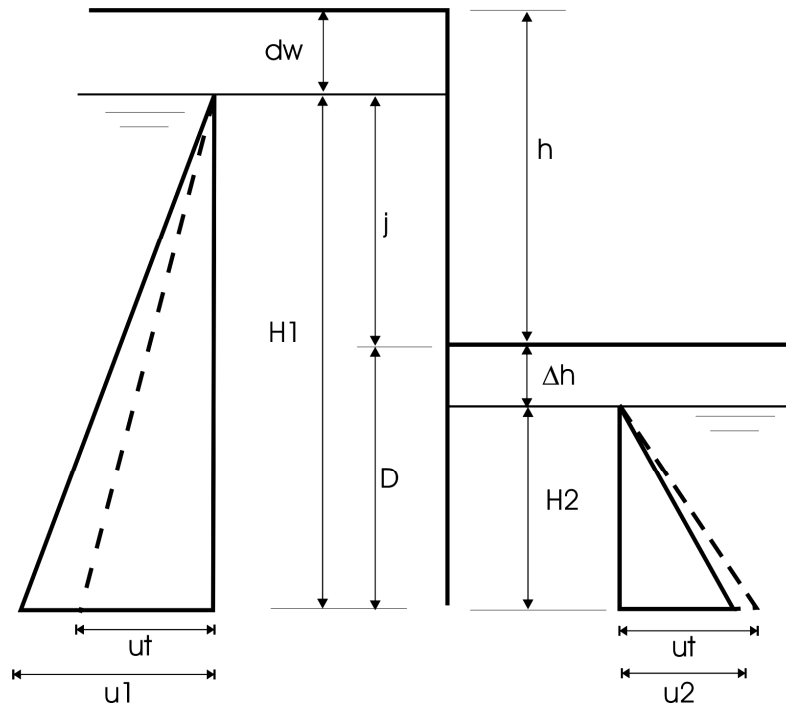


Figura A5.8 - Schemă pentru calculul presiunilor apei

ABORDAREA DE CALCUL 1 – Gruparea 1 (A1, M1, R1)

A. Valorile de calcul ale materialelor

Coefficienți parțiali (de siguranță) M1: $\gamma_\varphi = 1$ $\gamma_{c'} = 1$

- Unghiul de frecare internă de calcul pentru umplutură

$$\varphi_{d_nisp} = \alpha \cdot \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k_nisp})}{\gamma_\varphi}\right) \quad \varphi_{d_nisp} = 37^\circ$$

- Coeziunea de calcul $c'_d = \frac{c'_{k_nisp}}{\gamma_c}$ $c'_d = 0 \frac{KN}{m^2}$

- Unghiul de frecare de calcul la interfața teren-structură

– în partea activă: $\delta_{ad} = \frac{2}{3} \cdot \varphi_{d_nisiip}$ $\delta_{ad} = 24.7^\circ$

– în partea pasivă: $\delta_{pd} = \frac{2}{3} \cdot \varphi_{d_nisiip}$ $\delta_{pd} = 24.7^\circ$

- Coeficientul presiunii active Ka

$$K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_{d_nisiip}}{2}\right)^2 \quad K_a = 0.25$$

- Coeficientul presiunii pasive Kp

$$K_p = \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_{d_nisiip}}{2}\right)^2 \quad K_p = 4.02$$

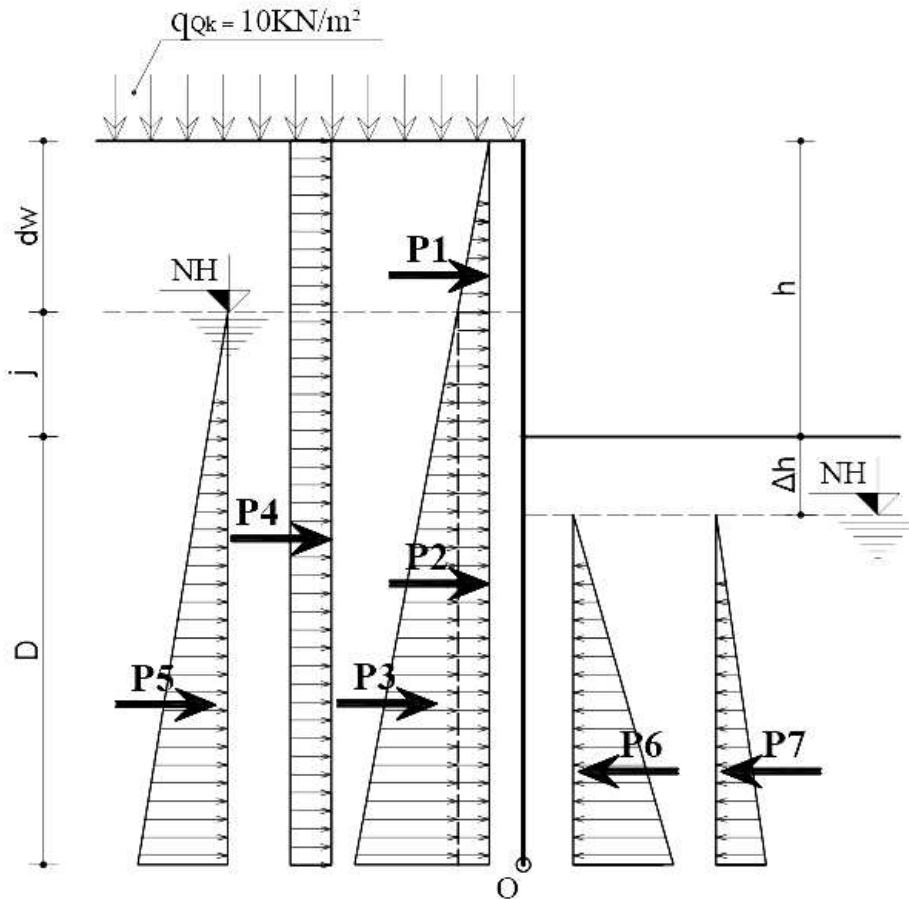


Figura A5.9 - Schema de presiuni pe peretele îngropat liber la partea superioară și încastrat în teren până la punctul de rotire (O)

D. Efectele acțiunilor

Coeficienți parțiali (de siguranță) A1: $\gamma_G = 1.35$ $\gamma_{G_fav} = 1$ $\gamma_Q = 1.5$

- Presiunile dezvoltate de umplutură și suprasarcină și momentele generate de acestea

Presiunile generate de împingerea pământului, a apei și a suprasarcinii:

- presiunea activă în amonte deasupra NH:

$$P_1 = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot K_a \cdot \gamma_{k_nisip} \cdot dw^2 \quad P_1 = 7.551 \frac{KN}{m}$$

- presiunea activă în amonte sub NH:

$$P_2 = \gamma_G \cdot K_a \cdot (\gamma_{sat_k_nisip} - \gamma_w) \cdot dw(D + j) \quad P_2 = 31.03 \frac{KN}{m}$$

$$P_3 = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot K_a \cdot [\gamma_{sat_k_nisip} (D + j) - \gamma_w \cdot h_t] \cdot (D + j) \quad P_3 = 74.68 \frac{KN}{m}$$

- presiunea activă în amonte datorită suprasarcinii:

$$P_4 = \gamma_Q \cdot K_a \cdot q_{Qk} \cdot (h + D) \quad P_4 = 28.58 \frac{KN}{m}$$

- presiunea hidrostatică a apei în amonte (calculată pe înălțimea echivalentă h_t):

$$P_5 = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_t \cdot (D + j) \quad P_5 = 212.69 \frac{KN}{m}$$

- rezistența pasivă în aval (calculată în eforturi efective – din valoarea totală calculată cu γ_{k_nisip} se scade presiunea apei la baza peretelui $u_t = \gamma_w h_t$):

$$P_6 = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot K_p \cdot [\gamma_{sat_k_nisip} \cdot (D - \Delta h) - \gamma_w \cdot h_t] \cdot (D - \Delta h) \quad P_6 = 428.93 \frac{KN}{m}$$

- presiunea hidrostatică a apei în aval (calculată pe înălțimea echivalentă h_t):

$$P_7 = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_t \cdot (D - \Delta h) \quad P_7 = 150.59 \frac{KN}{m}$$

- Distanțele până în punctul O

$$I_1 = D + h - \frac{2}{3} dw \quad I_1 = 6.665m$$

$$I_2 = \frac{D+j}{2} \quad I_2 = 3.083m$$

$$I_3 = \frac{D+j}{3} \quad I_3 = 2.06m$$

$$I_4 = \frac{D+h}{2} \quad I_4 = 3.832m$$

$$I_5 = \frac{D+j}{3} \quad I_5 = 2.06m$$

$$I_6 = \frac{D - \Delta h}{3} \quad I_6 = 1.46m$$

$$I_7 = \frac{D - \Delta h}{3} \quad I_7 = 1.46m$$

Momentele până în O (punctul de rotire):

- moment generat de presiunile active

$$M_a = P_1 \cdot I_1 + P_2 \cdot I_2 + P_3 \cdot I_3 \quad M_a = 296.93 \frac{KN \cdot m}{m}$$

- moment generat de suprasarcină

$$M_q = P_4 \cdot I_4 \quad M_q = 109.536 \frac{KN \cdot m}{m}$$

- moment generat de presiunile pasive

$$M_p = P_6 \cdot I_6 \quad M_p = 624.09 \frac{KN \cdot m}{m}$$

- moment generat de presiunea apei

$$M_w = P_5 \cdot I_5 - P_7 I_7 \quad M_w = 217.97 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Echilibru de momente în punctul O

$$M_O = M_p - (M_a + M_q + M_w) \quad M_O = -0 \frac{KNm}{m}$$

Calculul este repetitiv până se ajunge la un echilibru de momente în punctul O.

$$M_O = 0 \quad D = 4.665m$$

C. Verificarea echilibrului orizontal

Adâncime adițională pentru a se realiza echilibrul orizontal

$$\Delta D = 0.365m \quad D_{nec} = D + \Delta D \quad D_{nec} = 5.03m$$

ΔD este fișa peretelui sub punctul de rotire.

- se recalculează lungimea liniei de curent și coloana echivalentă de apă la baza peretelui

$$L_{nec} = 2 \cdot D_{nec} + j - \Delta h \quad L_{nec} = 11.26m$$

$$h_{tnec} = (D_{nec} + j) - \left[\frac{(D_{nec} + j) - (D_{nec} - \Delta h)}{L_{nec}} \right] \cdot (D_{nec} + j) \quad h_{tnec} = 5.49m$$

Coefficienți parțiali (de siguranță) A1:

$$\gamma_G = 1.35 \quad \gamma_{G_{fav}} = 1 \quad \gamma_Q = 1.5$$

Împingeri suplimentare pe ΔD . Sub punctul de rotire O apare pe partea amonte rezistența pasivă, iar pe partea aval presiunea activă (Figura A5.10).

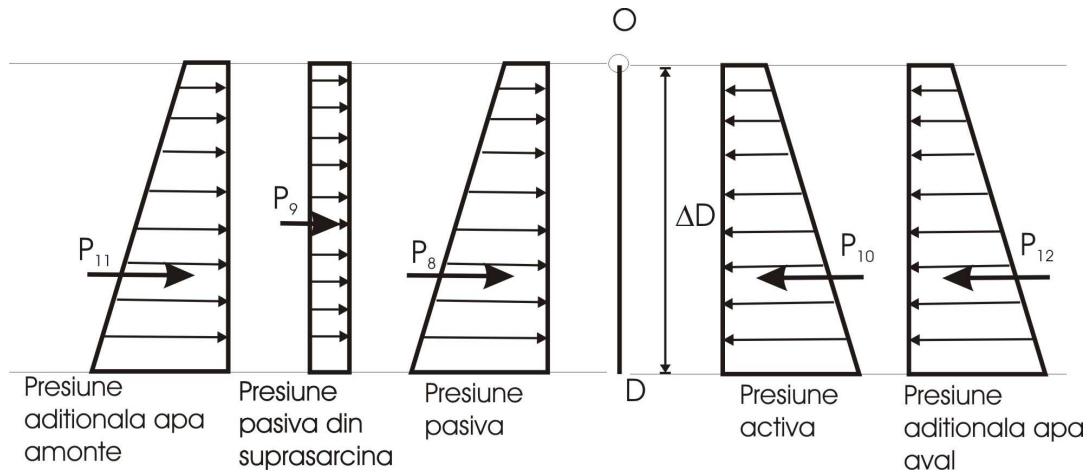


Figura A5.10 - Schema de presiuni pe peretele îngropat liber la partea superioară și încastrat în teren sub punctul de rotire (O)

- Presiunea pasivă adițională generată de ΔD (pe fața amonte)

$$P_8 = 0.5 \cdot \gamma_G \cdot K_p \cdot [2\gamma_{sat_k_nisip} dw + \gamma_{sat_k_nisip} [2(D + j) + \Delta D] - \gamma_w (h_{tnc} + h_t)] \cdot \Delta D$$

$$P_8 = 203.106 \frac{KN}{m}$$

- Presiunea pasivă adițională generată de suprasarcină (pe fața amonte)

$$P_9 = \gamma_Q \cdot K_p \cdot q_{Qk} \cdot \Delta D \quad P_9 = 22.02 \frac{KN}{m}$$

- Presiunea activă adițională generată de ΔD (pe fața aval)

$$P_{10} = 0.5 \cdot \gamma_G \cdot K_a \cdot [\gamma_{sat_k_nisip} \cdot [2 \cdot (D - \Delta h) + \Delta D] - \gamma_w \cdot (h_{tnc} + h_t)] \cdot \Delta D$$

$$P_{10} = 4.65 \frac{KN}{m}$$

- Presiunea adițională de apă pe fața amonte (se calculează diagrama de presiune hidrostatică echilibrată pe noua lungime a peretelui, din care se scade presiunea hidrostatică echilibrată luată în calcul până în punctul O)

$$P_{11} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot \gamma_w \cdot [(D + j + \Delta D) \cdot h_{tnc} - (D + j) \cdot h_t] \quad P_{11} = 29.12 \frac{KN}{m}$$

- Presiunea adițională de apă pe fața aval

$$P_{12} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot \gamma_w \cdot [(D - \Delta h + \Delta D) \cdot h_{tnc} - (D - \Delta h) \cdot h_t] \quad P_{12} = 24.56 \frac{KN}{m}$$

Coeficienți parțiali (de siguranță) R1:

$$\gamma_{R8} = 1$$

$$H = P1 + P2 + P3 + P4 + P5 - P6 - P7 + P8 + P9 + P11 - P10 - P12$$

$$H = -0 \frac{KN}{m}$$

- fișa de înfigere rezultă

$$D_f = D_{nec} \quad D_f = 5.03m$$

Notă: Fișa necesară a peretelui este cea rezultată în urma echilibrului orizontal.

E. Calculul momentului maxim

- Aflarea adâncimii d_s unde forța tăietoare este nulă
 - se propune $d_s = 2.61$ m
 - calculul presiunilor la adâncimea d_s

$$P_{1M} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot K_a \cdot \gamma_{k_nisip} \cdot dw^2$$

$$P_{1M} = 7.17 \frac{KN}{m}$$

$$P_{2M} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot K_a \cdot \gamma_{k_nisip} \cdot dw \cdot (d_s + j)$$

$$P_{2M} = 19.65 \frac{KN}{m}$$

$$P_{3M} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot K_a \cdot \left[\gamma_{sat_t_nisip} \cdot (d_s + j) - \gamma_w \cdot (d_s + j) \frac{h_t}{d_f + j} \right] (d_s + j)$$

$$P_{3M} = 34.5 \frac{KN}{m}$$

$$P_{4M} = \gamma_Q \cdot K_a \cdot q_{Qk} \cdot (h + \Delta h + d_s)$$

$$P_{4M} = 22.037 \frac{KN}{m}$$

$$P_{5M} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_t \cdot \frac{(d_s + j)^2}{d_f + j}$$

$$P_{5M} = 89.247 \frac{KN}{m}$$

$$P_{6M} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot K_p \cdot \left[\gamma_{sat_t_nisip} \cdot (d_s - \Delta h) - \gamma_w \cdot (d_s - \Delta h) \frac{h_t}{d_f - \Delta h} \right] (d_s - \Delta h)$$

$$P_{6M} = 133.22 \frac{KN}{m}$$

$$P_{7M} = \gamma_G \cdot 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_t \cdot \frac{(d_s - \Delta h)^2}{d_f - \Delta h}$$

$$P_{7M} = 38.921 \frac{KN}{m}$$

- verificarea echilibrului orizontal la adâncimea d_s

$$H_M = P_{1M} + P_{2M} + P_{3M} + P_{4M} + P_{5M} - P_{6M} - P_{7M} \quad H_M = -0 \frac{KN}{m}$$

– distanțe la adâncimea d_s

$$L_{1M} = d_s + h - \frac{2}{3}dw \quad L_{1M} = 4.62m$$

$$L_{2M} = 0.5 \cdot (d_s + j) \quad L_{2M} = 2.06m$$

$$L_{3M} = \frac{1}{3} \cdot (d_s + j) \quad L_{3M} = 1.37m$$

$$L_{4M} = 0.5 \cdot (d_s + h) \quad L_{4M} = 2.81m$$

$$L_{5M} = \frac{1}{3} \cdot (d_s + j) \quad L_{5M} = 1.37m$$

$$L_{6M} = \frac{1}{3} \cdot (d_s - \Delta h) \quad L_{6M} = 0.77m$$

$$L_{7M} = \frac{1}{3} \cdot (d_s - \Delta h) \quad L_{7M} = 0.77m$$

Momentul maxim

$$M_a = P_{1M} \cdot L_{1M} + P_{2M} \cdot L_{2M} + P_{3M} \cdot L_{3M} + P_{4M} \cdot L_{4M}$$

$$M_a = 182.541 \frac{KN \cdot m}{m}$$

$$M_p = P_{6M} \cdot L_{6M}$$

$$M_p = 102.579 \frac{KN \cdot m}{m}$$

$$M_w = P_{5M} \cdot L_{5M} - P_{7M} \cdot L_{7M}$$

$$M_w = 92.3 \frac{KN \cdot m}{m}$$

$$M_{max} = M_a + M_w - M_p$$

$$M_{max} = 172.26 \frac{KN \cdot m}{m}$$

SINTEZA REZULTATELOR PENTRU EXEMPLUL DE CALCUL 3

Tabelul A5.4. Sinteza rezultatelor pentru exemplul 3 – Abordările de calcul 1 și 3

		ABORDAREA DE CALCUL 1		ABORDAREA DE CALCUL 3 (A1*,A2,M1,R1)		
		gruparea 1 (A1,M1,R1)	gruparea 2 (A2,M2,R1)			
FACTORI PARTIALI DE SIGURANȚĂ	γ_{ϕ}	1	1.25	1.25		
	γ_c	1	1.25	1.25		
	<i>În cazul AC3 factorii A1 se aplică asupra acțiunilor provenind de la structură, iar A2 se aplică asupra acțiunilor geotehnice</i>			A1	A2	
	γ_G	1.35	1	1.35	1	
	γ_{G_fav}	1	1	1	1	
	γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.3	
	γ_{re}	1	1	1		
REZULTATE	$D_f [m]$	5.03	6.70	6.70		
	$M_{max}[KNm/m]$	172.26	212.23	212.23		

Notă: În acest exemplu, deoarece toate acțiunile sunt de tip geotehnic, rezultatele Abordării de calcul 1 gruparea 2 și ale Abordării de calcul 3 sunt identice.

Dacă peretele îngropat ar fi fost încastrat în argilă, curgerea pe sub perete ar fi fost neglijabilă și atunci nu era nevoie de echilibrarea presiunilor apei la baza peretelui, ci s-ar fi lucrat cu presiuni hidrostatice diferite în amonte și aval.

Conform celor prezentate în paragraful 9.7.1, presiunea (rezistența) pasivă a fost considerată ca acțiune nefavorabilă, ca și presiunea activă.

Exemplul de calcul 4 – Perete îngropat sprijinit la partea superioară și încastrat în teren

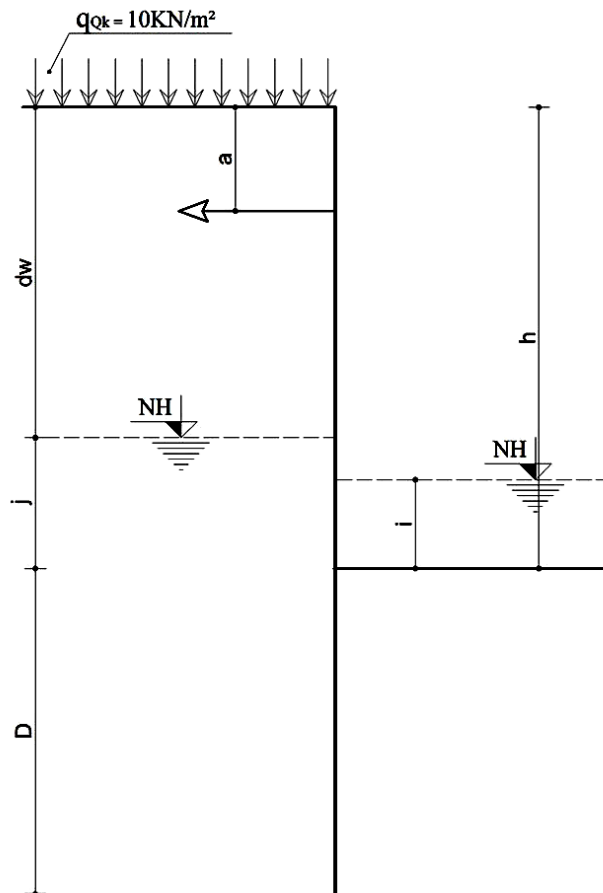


Figura A5.11 - Schema peretelui îngropat sprijinit la partea superioară și încastrat în teren

$$q_{Qk} = 10 \frac{KN}{m^2}$$

$$\gamma_{k_nisip} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

$$\gamma'_{k_nisip} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$\varphi_{k_nisip} = 37^\circ$$

$$c'_{k_nisip} = 0 \frac{KN}{m^2}$$

$$\gamma_w = 10 \frac{KN}{m^3}$$

$$j = 3.3m \quad i = 3m \quad a = 1.5m$$

Parametrii geometrice

- înălțimea excavației $h = 7.00 \text{ m}$
- adâncimea nivelului hidrostatic $d_w = h - j$ $d_w = 3.7 \text{ m}$

ABORDAREA DE CALCUL 1 – Gruparea 1 (A1, M1, R1)

A. Valorile de calcul ale materialelor

Coefficienți parțiali (de siguranță) M1: $\gamma_\varphi = 1$ $\gamma_{c'} = 1$

- Unghiul de frecare internă de calcul pentru umplutură

$$\varphi_{d_nisip} = \alpha \cdot \tan\left(\frac{\tan(\varphi_{k_nisip})}{\gamma_\varphi}\right) \quad \varphi_{d_nisip} = 37^\circ$$

- Coeziunea de calcul

$$c'_{d'} = \frac{c'_{k_nisip}}{\gamma_{c'}} \quad c'_{d'} = 0 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- Unghiul de frecare de calcul la interfața teren-structură

- în partea activă: $\delta_{ad} = \frac{2}{3} \cdot \varphi_{d_nisip}$ $\delta_{ad} = 24.7^\circ$

- în partea pasivă: $\delta_{pd} = \frac{1}{2} \cdot \varphi_{d_nisip}$ $\delta_{pd} = 18.5^\circ$

- Coeficientul presiunii active Ka

$$K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_{d_nisip}}{2}\right)^2 \quad K_a = 0.249$$

- Coeficientul presiunii pasive Kp

$$K_p = \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_{d_nisip}}{2}\right)^2 \quad K_p = 4.023$$

B. Efectele acțiunilor

Coefficienți parțiali (de siguranță) A1:

$$\gamma_G = 1.35 \quad \gamma_{G_fav} = 1 \quad \gamma_Q = 1.5$$

Coefficienți parțiali (de siguranță) R1:

$$\gamma_{R_s} = 1$$

- Presiunile dezvoltate de umplutură și suprasarcină

înălțimea echivalentă h_e

$$h_e = \frac{\gamma_G \cdot q_{Qk}}{\gamma_{k_nisip}}$$

$$h_e = 0.833 \text{ m}$$

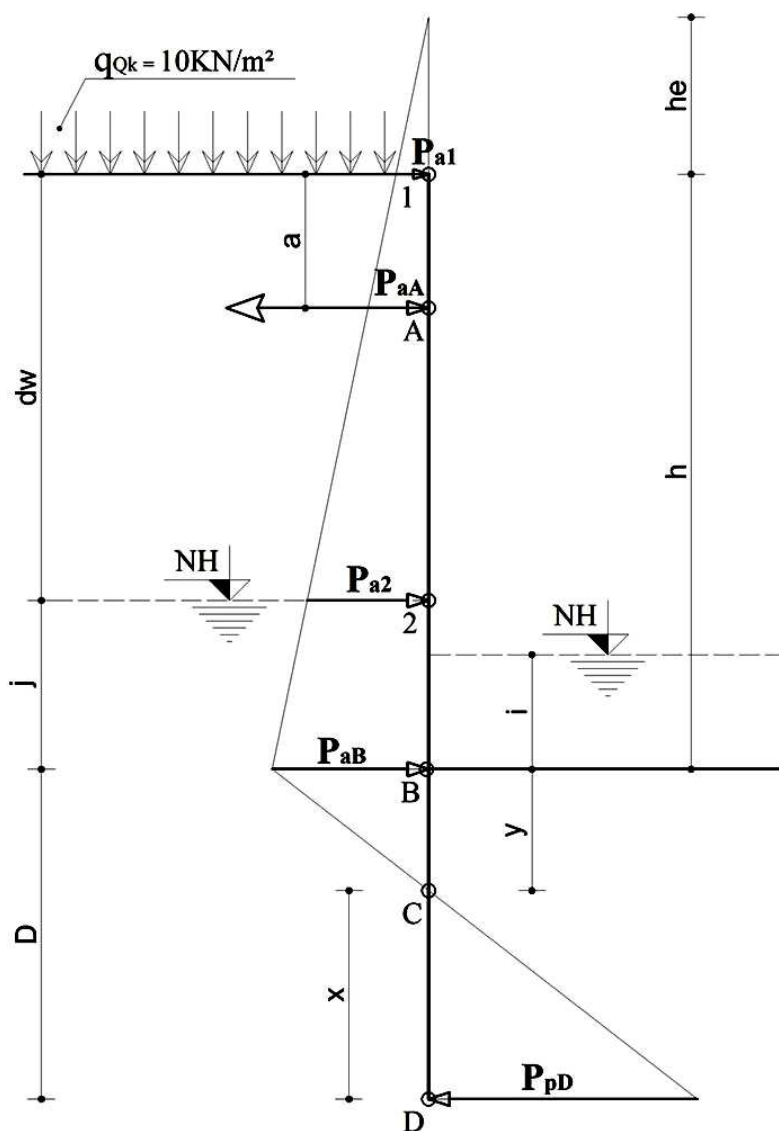


Figura A5.12 - Schema de împingeri ale pământului pentru peretele îngropat sprijinit la partea superioară și încastrat în teren

$$P_{a1} = \gamma_G \cdot K_a \cdot \gamma_{k_nisip} \cdot h_e$$

$$P_{a1} = 5.034 \frac{KN}{m}$$

$$P_{aA} = \gamma_G \cdot K_a \cdot \gamma_{k_nisip} \cdot (h_e + \alpha)$$

$$P_{aA} = 14.095 \frac{KN}{m}$$

$$P_{a2} = \gamma_G \cdot K_a \cdot \gamma_{k_nisip} \cdot (h_e + dw)$$

$$P_{a2} = 27.384 \frac{KN}{m}$$

$$P_{aB} = P_{a2} + \gamma_G \cdot (K_a \cdot \gamma'_{k_nisip} \cdot j + \gamma_w \cdot j)$$

$$P_{aB} = 94.083 \frac{KN}{m}$$

- Adâncimea y la care presiunea netă se anulează

$$P_{aC} = P_{aB} - \gamma_G \cdot \gamma'_{k_nisip} \cdot (K_p - K_a) \cdot y = 0$$

$$\begin{aligned} \sum M_C = & P_{a1} \cdot a \cdot \left(h + y - \frac{a}{2}\right) + \frac{1}{2} \cdot (P_{aA} - P_{a1}) \cdot a \cdot \left(h + y - \frac{2}{3} \cdot a\right) + P_{aA} \cdot (dw - a) \\ & \cdot \left(h + y - \frac{dw - a}{2}\right) \dots + \frac{1}{2} (P_{a2} - P_{aA}) \cdot (dw - a) \cdot \left[h + y - \frac{2}{3} \cdot (dw - a)\right] \\ & + P_{a2} \cdot j \cdot \left(j + y - \frac{j}{2}\right) \dots + \frac{1}{2} (P_{aB} - P_{a2}) \cdot j \cdot \left(j + y - \frac{2}{3} \cdot j\right) + \frac{1}{2} \cdot P_{aB} \cdot y \cdot \frac{2}{3} \\ & \cdot y - R_A \cdot (h + y - a) \end{aligned}$$

$$R_A = 138.42 \frac{KN}{m}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = & \frac{1}{2} P_{aB} \cdot y \cdot \left(\frac{1}{3} y + h - a\right) + \frac{1}{2} \cdot (P_{aB} - P_{a2}) \cdot j \cdot \left(h - \frac{1}{3} \cdot j - a\right) + P_{a2} \cdot j \\ & \cdot \left(h - \frac{1}{2} - a\right) \dots + \frac{1}{2} (P_{a2} - P_{aA}) \cdot (dw - a) \cdot \left[dw - \frac{1}{3} \cdot (dw - a) - a \right] + P_{aA} \\ & \cdot (dw - a) \cdot \left(dw - \frac{dw - a}{2} - a \right) \dots + \frac{1}{2} (P_{aA} - P_{a1}) \cdot a \cdot \frac{1}{3} \cdot a - P_{a1} \cdot a \cdot \frac{a}{2} \\ & - R_C \cdot (y + h - a) \end{aligned}$$

$$R_C = 176.06 \frac{KN}{m}$$

- Verificarea sector 1 – C: echilibru pe orizontală

$$H_{i,C} = \frac{(P_{a1} + P_{aA}) \cdot a}{2} + \frac{(P_{aA} + P_{a2}) \cdot (dw - a)}{2} + \frac{(P_{a2} + P_{aB}) \cdot j}{2} + \frac{P_{aB} \cdot y}{2}$$

$$H = R_A + R_C \qquad H_{i,C} = 303.824 \frac{KN}{m}$$

$$R_A + R_C = 314.48 \frac{KN}{m}$$

- Cunoscând valoarea reacțiunii RC, se consideră grinda inferioară CD și se anulează momentul tuturor forțelor în punctul D; din ecuația respectivă se deduce adâncimea de calcul D.

$$\sum M_D = 0 \qquad \sum M_D = R_C \cdot x - \frac{1}{2} \cdot P_{pD} \cdot x \cdot \frac{x}{3}$$

Se propune $x = 3.43$ m

$$P_{pD} = \frac{(x + y) \cdot (K_p - K_a) \cdot \gamma_{k_{nisip}} + \gamma_w \cdot (i + y + x)}{\gamma_{Re}} - P_{aB}$$

$$P_{pD} = 308.05 \frac{KN}{m}$$

$$\sum M_A = 0 \qquad \sum M_A = 0$$

Rezultă fișa de calcul a peretelui: $D_{nec} = y + x$ $D = 4.353 \text{ m}$

- Fișa efectivă a peretelui se obține sporind cu 20% fișa de calcul.

$$D = 1.2 D_{nec} \quad D = 5.224 \text{ m}$$

C. Calculul momentului maxim

Aflarea adâncimii Z unde forța tăietoare este nulă

- se propune $Z = 5.44 \text{ m}$

if $Z < dw$

$$P_{aZ} = (\gamma_G \cdot K_a \cdot \gamma_{k_{nisip}} \cdot Z)$$

if $Z \geq dw$

$$P_{aZ} = P_{a2} + \gamma_G [K_a \cdot \gamma_{k_{nisip}} \cdot (Z - dw) + \gamma_w \cdot (Z - dw)] \quad P_{aZ} = 62.552 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

if $Z < dw$

$$R_{aZ} = \frac{(P_{a1} + P_{aZ}) \cdot Z}{2}$$

if $Z \geq dw$

$$R_{aZ} = \frac{(P_{a1} + P_{a2}) \cdot dw}{2} + \frac{(P_{a2} + P_{aZ}) \cdot (Z - dw)}{2} \quad R_{aZ} = 138.218 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- verificarea echilibrului pe orizontală la adâncimea Z

$$H_Z = R_{aZ} - R_A \quad H_Z = -0 \text{ KN/m}$$

if $Z < dw$

$$M_{\max} = P_{a1} \cdot a \cdot \left(Z - \frac{a}{2} \right) + \frac{1}{2} \cdot (P_{aA} - P_{a1}) \cdot a \cdot \left(Z - \frac{2}{3} \cdot a \right) + P_{aZ} \cdot (Z - a) \cdot \frac{Z - a}{2} + \frac{1}{2} \cdot (P_{aZ} - P_{aA}) \cdot (Z - a) \cdot \frac{Z - a}{3}$$

if $Z \geq dw$

$$\begin{aligned}
M_{\max} = & P_{a1} \cdot a \cdot \left(Z - \frac{a}{2} \right) + \frac{1}{2} \cdot (P_{aA} - P_{a1}) \cdot a \cdot \left(Z - \frac{2}{3} \cdot a \right) + P_{aA} \cdot (dw - a) \cdot \left(Z - a - \frac{dw - a}{2} \right) \dots \\
& + \frac{1}{2} \cdot (P_{a2} - P_{aA}) \cdot (dw - a) \cdot \left[Z - a - \frac{2}{3} \cdot (dw - a) \right] \\
& + P_{a2} \cdot (Z - dw) \cdot \left(Z - dw - \frac{Z - dw}{2} \right) \dots + \frac{1}{2} \cdot (P_{a2} - P_{aA}) \\
& \cdot (Z - dw) \cdot \left[Z - dw - \frac{2}{3} \cdot (Z - dw) \right]
\end{aligned}$$

$$M_{\max} = 255.711 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

SINTEZA REZULTATELOR PENTRU EXEMPLUL DE CALCUL 4

Tabelul A5.5. Sinteza rezultatelor pentru exemplul 4 – Abordările de calcul 1 și 3

		ABORDAREA DE CALCUL		ABORDAREA DE CALCUL 3	
		1		(A1*,A2,M1,R1)	
		gruparea 1 (A1,M1,R1)	gruparea 2 (A2,M2,R1)		
FACTORI PARȚIALI DE SIGURANȚĂ	γ_{ϕ}	1	1.25	1.25	
	γ_c	1	1.25	1.25	
	În cazul AC3 factorii A1 se aplica asupra acțiunilor provenind de la structură, iar A2 se aplică asupra acțiunilor geotehnice			A1	A2
	γ_G	1.35	1	1.35	1
	$\gamma_{G_{fav}}$	1	1	1	1
	γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.3
	γ_{re}	1	1	1	
REZULTATE	$D [m]$	4.47	5.85	5.85	
	$M_{max}[KNm/m]$	255.7	258.5	258.5	

Notă: În acest exemplu nu s-a mai realizat echilibrarea presiunilor apei la baza peretelui. Pentru pereți îngropați încastrați în terenuri permeabile abordarea corectă de calcul este de a echilibra presiunile la baza peretelui, așa cum a fost realizat la Exemplul 3. Pentru pereții îngropați încastrați în argilă se poate lucra cu presiuni hidrostatice diferite în amonte și aval, așa cum s-a realizat calculul pentru Exemplul 4.

În acest exemplu, deoarece toate acțiunile sunt de tip geotehnic, rezultatele Abordării de calcul 1 gruparea 2 și ale Abordării de calcul 3 sunt identice.

Conform celor prezentate în paragraful 9.7.1, presiunea (rezistența) pasivă a fost considerată ca acțiune nefavorabilă, ca și presiunea activă.

A6. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a lucrărilor supuse riscului cedării de natură hidraulică

Exemplul de calcul 1 privitor la acțiunea subpresiunii (UPL)

Se cere să se determine grosimea D a radierului unui doc uscat (fig. A6.1) pentru a rezista la acțiunea subpresiunii (UPL), cunoscând următoarele elemente:

Caracteristicile structurii

- lungime mare pentru a efectua calculul bidimensional
- lățime interioară: $B = 20,0$ m
- cota superioară a radierului față de nivelul apei : $H_2 = -5,5$ m
- cota superioară a bajoaielor față de nivelul apei: $H_1 = +2,5$ m
- grosimea bajoaielor: $t = 1,5$ m
- înălțimea bajoaielor: $H = 8,0$ m
- lățimea totală a radierului: $B = 23,0$ m
- grosimea radierului: $D = 3,0$ m

Caracteristicile terenului

- pietriș și nisip îndesat
- $\phi_k = 35^\circ$
- $c_k = 0$
- $\gamma = 20$ KN/mc (greutatea volumică a terenului deasupra nivelului apei)
- $\gamma = 11$ KN/mc (greutatea volumică submersată a terenului sub nivelul apei)

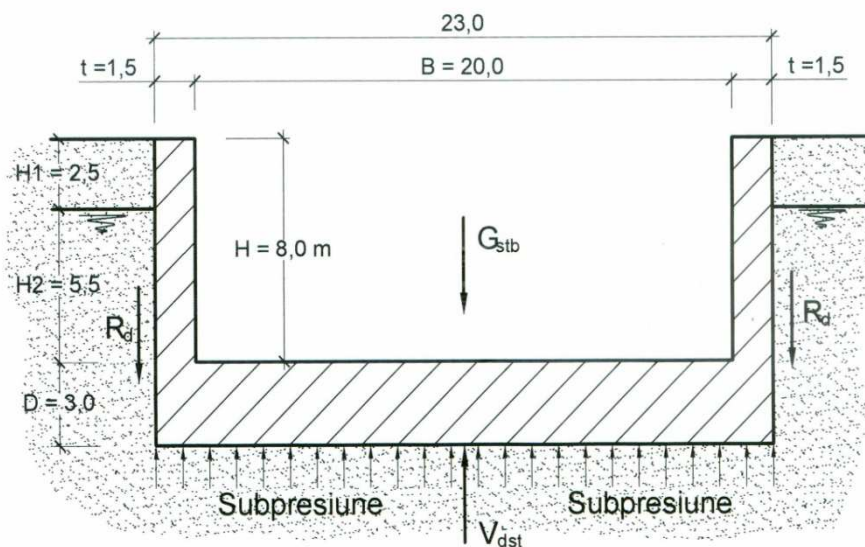


Figura A6.1 - Cedare prin ridicare hidraulică globală datorată subpresiunii (UPL)

Apa freatică

- nivelul maxim este notat cu $\pm 0,00$ și se află la 2,5 m sub nivelul platformei

Solicitări

- greutatea betonului armat cu valoarea caracteristică a densității $\gamma_{c,k} = 25$ KN/mc
- componenta verticală a frecării umpluturii pe extradossul bajoaielor
- subpresiunea

Acțiuni

Acțiuni stabilizatoare

Mărimea acțiunilor verticale stabilizatoare pe 1 m de structură este dată de suma valorilor de proiectare a acțiunilor verticale permanente, ($G_{stb,d}$) și a rezistențelor adiționale, respectiv:

- greutatea radierului și bajoaielor
- rezistența, R_d , generată de frecarea pe extradossul bajoaielor

Greutatea structurii de beton armat (bajoaie și radier) depinde de elementele geometrice ale acesteia și de densitatea betonului armat.

$$G_{stb,d} = \gamma_{a,stab} (\gamma_{c,k} \cdot 2 t H + \gamma_{c,k} B D)$$

Nu se ia în considerare sarcina utilă de pe radier.

Coefficientul parțial de siguranță pentru densitatea betonului este unitar.

Introducând în relația de mai sus valorile caracteristice ale structurii și ale coeficientului parțial, rezultă:

$$G_{stb,d} = 0,9 \times (25 \times 2 \times 1,5 \times 8,0 + 25 \times 3,0 \times 23,0) = 2092,5 \text{ KN}$$

Rezistența adițională dată de frecarea dintre teren și extradossul bajoaielor, R_k , depinde de mărimea împingerii pământului, respectiv:

$$R_k = 2 \frac{(H + D)^2}{2} \gamma K \text{tg } \delta$$

unde:

K = coeficientul de împingere laterală a terenului

δ = unghiul de frecare dintre teren și extradossul bajoaielor

$$\text{Se consideră } \delta = \frac{2}{3} \varphi'_k$$

Pentru $\varphi' = 35^\circ$ valoarea lui $K_{ak} = 0,24$

Rezistența caracteristică R_k este:

$$R_k = 2 \times \frac{(H + D)^2}{2} \gamma K_{ak} \text{tg } \delta_k$$

Aplicând coeficientul parțial de siguranță γ_M care reduce valoarea unghiului de frecare internă se obține:

$$\Phi'_d = 35^\circ / 1,25 = 29,3^\circ$$

$$K_{ad} = 0,3$$

$$\delta = \frac{2}{3} 29,3^\circ = 19,5^\circ$$

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} 19,5^\circ = 0,354$$

Utilizând valorile Φ'_d , K_{ad} se obține valoarea de calcul a lui R_d :

$$\begin{aligned} R_d &= 2 \times \left[\frac{H_1^2}{2} K_{ad} \gamma + (H_2 + D) H_1 K_{ad} \gamma + \frac{(H_2 + D)^2}{2} K_{ad} \gamma' \right] \operatorname{tg} \delta = \\ &= 2 \left[\frac{2,5^2}{2} \times 0,3 \times 20,0 + (5,5 + 3,0) \times 2,5 \times 0,3 \times 20,0 + \frac{(5,5 + 3,0)^2}{2} \times 0,3 \times 11,0 \right] \times 0,354 = \\ &= 187,9 \text{ KN} \end{aligned}$$

La stabilirea valorii lui δ , care poate varia între zero și ϕ vor fi avute în vedere precizările de la pct. 9.5.1 din SR EN 1997 – 1.

Acțiuni destabilizatoare

Se consideră nivelul maxim al apei subterane care generează asupra radierului o forță verticală îndreptată în sus, ca o sarcină permanentă. Această forță nu generează acțiuni variabile, astfel că $Q_{dst,d} = 0$.

Valoarea de calcul a acțiunii destabilizatoare, calculată pe 1 m de structură, este:

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} = \gamma_{dst} \gamma_w (H+D) B = 1,0 \times 9,81 \times (5,5 + 3,0) \times 23,0 = 1917,8 \text{ KN}$$

unde greutatea unitară a densității apei este $\gamma_w = 9,81 \text{ KN/mc}$.

Verificarea stabilității la efectul subpresiunii (UPL)

Acțiunea stabilizatoare este:

$$G_{stb,d} + R_d = 2092,5 + 187,9 = 2275,2 \text{ KN}$$

Acțiunea destabilizatoare este:

$$V_{dst,d} = 1917,8 \text{ KN}$$

Se constată că: $V_{dst,d} = 1917,8 < G_{stb,d} + R_d = 2275,2 \text{ KN}$ deci grosimea radierului și a bajoaielor sunt suficiente pentru a prelua în siguranță acțiunea subpresiunii.

Dacă frecarea pe extradusul bajoaielor poate fi nulă în unele ipoteze, este necesar ca forța stabilizatoare generată numai de greutatea radierului și bajoaielor să fie mai mare sau egală cu forța destabilizatoare (subpresiunea).

În exemplul dat $G_{stb,d} = 2050 \text{ KN}$, iar $V_{dst,d} = 1917,8 \text{ KN}$. Deci, și în acest caz, $V_{dst,d} < G_{stb,d}$.

După efectuarea verificării în ipoteza UPL, este necesar să fie calculată valoarea presiunii pe teren sub radier și distribuția acesteia, ca pentru o fundație directă.

Exemplul de calcul 2 privitor la cedarea sub acțiunea curentului ascendent de apă (HYD)

Se cere să se determine înălțimea maximă a apei, H , în spatele ecranului unei incinte (fig.A6.2), care să nu conducă la apariția cedării hidraulice de tip HYD.

Caracteristicile construcției

O excavație se realizează la adăpostul unui ecran, având următoarele caracteristici:

- înălțimea ecranului deasupra săpăturii: 8,0 m
- grosimea lamei de apă în incintă: $d_w = 0$
- adâncimea ecranului sub excavație: $d = 3,0$ m

Caracteristicile terenului

$\gamma = 20$ KN/mc (greutatea volumică a terenului deasupra nivelului apei)

Apa freatică

- se va considera nivelul maxim al apei în exteriorul ecranului până la nivelul excavației, în două variante:

$H = 5,5$ m și $H = 6,5$ m

Solicitări

- presiunea hidrostatică creată de diferența de nivel a apei aflată în spatele și în fața ecranului

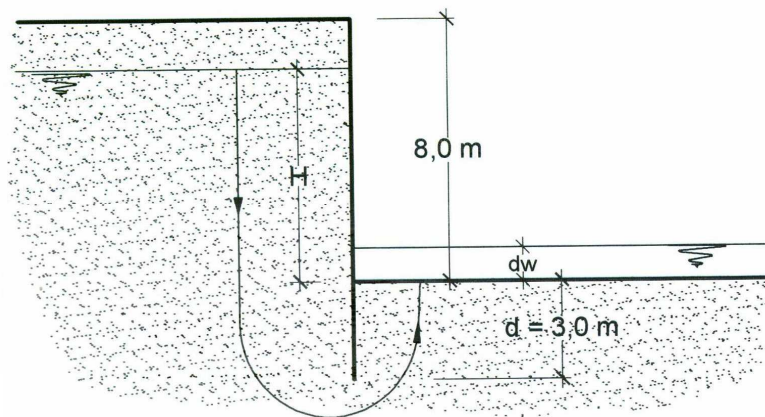


Figura A6.2 - Cedare hidraulică a terenului sub acțiunea curentului ascendent de apă (HYD)

Verificarea cedării terenului sub efectul gradientului hidraulic

Pentru determinarea valorii lui H este necesar să fie determinată valoarea presiunii apei efective $\gamma_w h_k$ la baza ecranului și în fața acestuia ținând seama de gradientul hidraulic creat de apa în mișcare. În acest scop, se poate utiliza ecuația de mai jos, prin care se determină h_k .

$$h_k = \frac{(d + d_w)\sqrt{d + H} + (d + H)\sqrt{d}}{\sqrt{d + H} + \sqrt{d}} - (d + d_w)$$

Dacă $d_w = 0$, relația de mai sus devine:

$$h_k = \frac{d\sqrt{d + H} + (d + H)\sqrt{d}}{\sqrt{d + H} + \sqrt{d}} - d$$

Verificarea pe baza relației privind presiunea apei din pori ($U_{dst,d}$)

În ecuația (10.3), presiunea hidrostatică a apei datorată presiunii apei din pori, $\gamma_w(d+d_w)$ este multiplicată cu diferiți factori în ambele părți ale ecuației, ceea ce nu este logic. Factorul parțial trebuie să fie aplicat numai excesului de presiune a apei din pori, $U_{h,k} = \gamma_w \times h_k$, care este o forță destabilizatoare. Efortul efectiv este $\gamma' \times d$. Mărirea presiunii hidrostatice a apei din pori, care se află în ambele părți ale ecuației se anulează. În acest caz, ecuația (10.3) devine similară cu ecuația (10.4).

De aceea se recomandă utilizarea ecuației (10.4).

Verificarea conform relației privind valoarea forței curentului ($S_{dst,d}$)

Considerând că $H = 5,5$ m, pentru $d = 3,0$ m și $d_w = 0$ m, valoarea calculată a lui h_k este:

$$h_k = \frac{3,0\sqrt{3,0+5,5} + (3,0+5,5)\sqrt{3,0}}{\sqrt{3,0+5,5} + \sqrt{3,0}} - 3,0 = 2,05$$

Pentru unitatea de volum a terenului:

$$S_{dst,d} = \gamma_{Gdst} \times \gamma_w \times h_k / d = 1,35 \times 9,81 \times 2,05 / 3,0 = 9,03 \text{ KN}$$

$$G'_{stb,d} = \gamma_{Gstb} (\gamma - \gamma_w) = 0,9 \times (20,0 - 9,81) = 9,2 \text{ KN}$$

Se constată că $S_{dst,d} < G'_{stb,d}$, deci ecuația (10.4) este satisfăcută pentru $H = 5,5$ m și nu se produce cedarea hidrolică a terenului.

Dacă $d_w = 1,0$ m, atunci:

$$h_k = \frac{(3,0+1,0) \times \sqrt{3,0+5,5} + (3,0+5,5)\sqrt{3,0}}{\sqrt{3,0+5,5} + \sqrt{3,0}} - (3,0+1,9) = 1,67 \text{ m}$$

$$S_{dst,d} = 1,35 \times 9,81 \times 1,67 / 3,0 = 7,37 \text{ KN}$$

$$G'_{stb,d} = 9,2 \text{ KN}$$

Întrucât s-a micșorat gradientul hidrolic, cu atât mai mult

$$S_{dst,d} = 7,37 \text{ KN} < G'_{stb,d} = 9,2 \text{ KN}$$

În cazul în care crește nivelul în spatele ecranului la $H = 6,5$ m și $d_w = 0$, rezultă:

$$h_k = 2,33 \text{ m}$$

$$S_{dst,d} = 1,35 \times 9,81 \times 2,33 / 3,0 = 10,2 \text{ KN}$$

$$G'_{stb,d} = 9,2 \text{ KN}$$

$$S_{dst,d} = 10,2 \text{ KN} > G'_{stb,d} = 9,2 \text{ KN}$$

În această situație se produce cedarea hidraulică a terenului, trebuind a fi luate măsuri în consecință.

Dacă înălțimea apei în fața ecranului este $d_w = 1,0$ m, atunci:

$$h_k = 1,97 \text{ m}$$

$$S_{dst,d} = 1,35 \times 9,81 \times 1,97/3,0 = 8,69 \text{ KN}$$

$$G'_{stb,d} = 9,2 \text{ KN}$$

$$S_{dst,d} = 8,69 \text{ KN} < G'_{stb,d} = 9,2 \text{ KN}$$

Rezultă că nu se produce cedarea hidraulică a terenului.

A7. Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a masivelor de pământ în pantă

Exemplele se referă la calculul stabilității generale pentru stările limită ultime GEO și STR, pentru lucrări de pământ: rambleu, debleu și dig.

Calculul s-a efectuat cu un program de calcul bazat pe metode de echilibru limită.

Date de intrare și ipoteze:

1. Rambleu

S-a luat în considerare o secțiune de rambleu de autostradă având lățimea platformei de 30m, înălțimea de 6m și panta taluzelor de 1:2.

Suprasarcina din trafic luată în calcul, $q = 26 \text{ kPa}$, este echivalentă cu o înălțime de umplură de 1.30m.

Suprafața terenului natural s-a presupus a fi orizontală.

Nu s-a luat în considerare un nivel de apă hidrostatic.

Pentru materialul de umplură din corpul rambleului (stratul 1) parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare sunt:

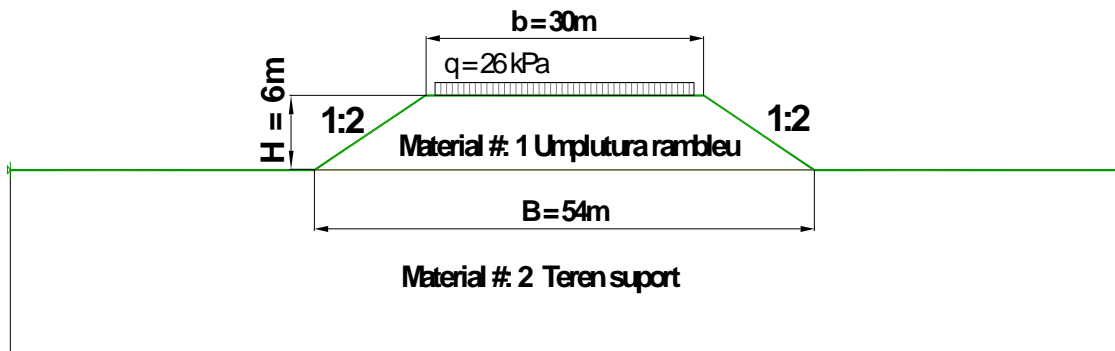
Cazul 1 – material necoeziv: $\phi'_{c1} = 33^\circ$; $c'_{c1} = 1 \text{ kPa}$

Cazul 2 – material coeziv: $\phi'_{c1} = 15^\circ$; $c'_{c1} = 25 \text{ kPa}$

Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru terenul suport (material argilos plastic consistent – stratul 2) sunt:

$\phi'_{c2} = 12^\circ$; $c'_{c2} = 13 \text{ kPa}$.

În ambele cazuri, greutatea volumică a straturilor s-a luat egală cu 20 kN/m^3 .



2. Debleu

S-a luat în considerare o secțiune de debleu de autostradă având lățimea platformei de 30m, înălțimea de 6m și panta taluzelor de 1:2.

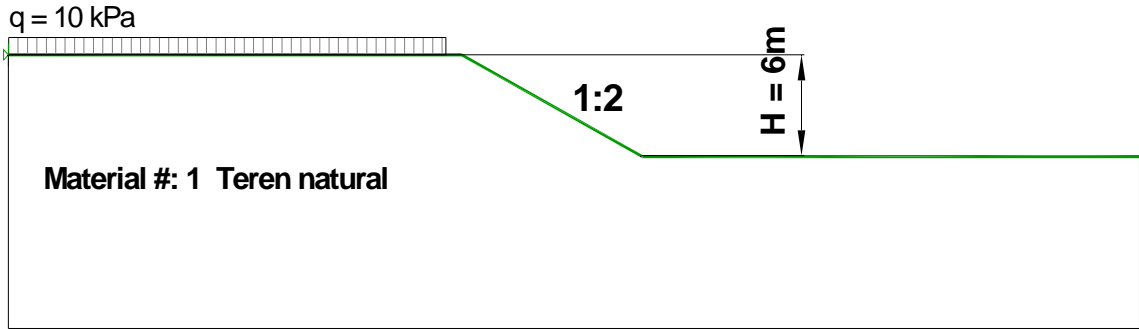
Suprasarcina pe suprafața terenului adiacentă debleului a fost luată în calcul cu o valoare $q = 10 \text{ kPa}$.

Suprafața terenului natural s-a presupus a fi orizontală.

Nu s-a luat în considerare un nivel de apă hidrostatic.

Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru terenul natural (reprezentat printr-un singur strat) sunt: $\phi'_c = 13^\circ$; $c'_c = 15 \text{ kPa}$.

Greutatea volumică a stratului s-a luat egală cu 20 kN/m^3 .



3. Dig

S-a luat în considerare o secțiune de dig având lățimea la partea superioară de 5m, înălțimea de 6m și panta taluzelor de 1:2.

Suprafața terenului natural s-a presupus a fi orizontală.

Lama de apă din amonte s-a considerat că are o grosime de 5m, iar curba de depresie formată în corpul digului iese în partea opusă pe taluz la o înălțime de 1.5m.

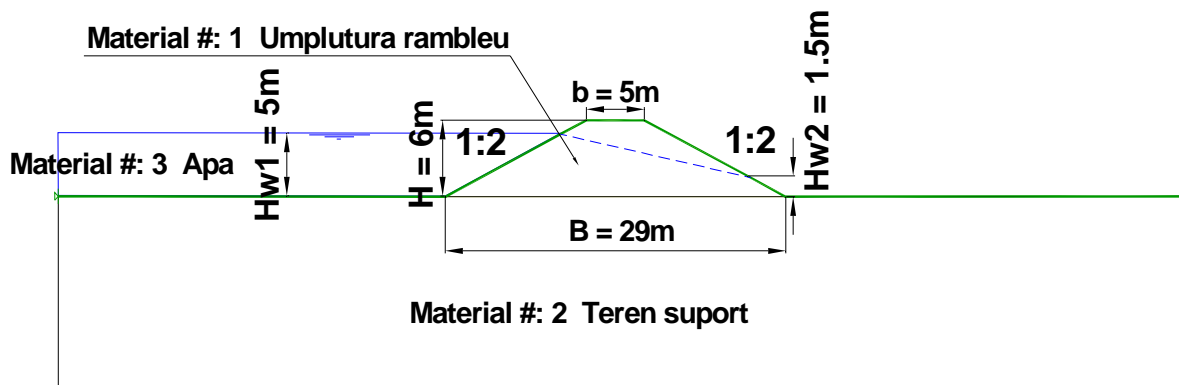
Nu s-a luat în considerare o suprasarcină din trafic la nivelul superior al digului.

Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru materialul de umplură din corpul digului - stratul 1 (material coeziv) sunt:

$$\phi'_{c1} = 15^0 ; c'_{c1} = 25 \text{ kPa}$$

Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru terenul suport – stratul 2 (material argilos plastic consistent) sunt:

$$\phi'_{c2} = 15^0 ; c'_{c2} = 14 \text{ kPa.}$$



METODOLOGIA DE CALCUL

I. Calculele de stabilitate în regim static s-au efectuat cu metoda de echilibru limită Bishop, în trei situații distincte:

a) **conform metodologiei clasice**, verificarea efectuându-se pe baza factorului de stabilitate admisibil, astfel încât $F_s^{min\ efectiv} \geq F_s^{admisibil}$.

Observație: De regulă, valoarea factorului de stabilitate admisibil în condiții statice se ia egală cu 1.5.

În această situație, ca date de intrare la caracteristicile terenului s-au introdus valorile caracteristice ale parametrilor rezistenței la forfecare ($\phi'_c; c'_c$).

b) **conform SR EN 1997-1**, pentru verificarea la starea limită GEO/STR utilizându-se Abordarea de calcul 1, gruparea 1 (A1 + M1 + R1).

Coeficienții parțiali de siguranță pentru acțiuni sau efectele acțiunilor corespunzători setului A1 sunt egali ca valoare cu coeficienții de multiplicare ai încărcărilor pentru situații de proiectare permanente și tranzitorii (STR/GEO), corespunzători setului B din tabelul NA A1.2 (B) – din SR EN 1990/NA.

Coeficienții parțiali de siguranță corespunzători setului M1 asupra parametrilor rezistenței la forfecare a terenului sunt egali cu unitatea, deci din punct de vedere al valorilor parametrilor de calcul sunt egali cu parametrii caracteristici.

- c) **conform SR EN 1997-1**, pentru verificarea la starea limita GEO utilizându-se Abordarea de calcul 3 ($A1^*$ sau $A2^+ + M2 + R3$).

Conform notei 2 de la pct. 2.4.7.3.4.4 din SR EN 1997-1, la calculul stabilității taluzurilor sau al stabilității generale, acțiunile aplicate asupra terenului (acțiunile provenite de la structură, încărcările date de trafic) sunt tratate drept acțiuni geotehnice, folosindu-se setul A2 de coeficienți parțiali. Rezultă că, în acest caz, Abordarea de calcul 3 este identică cu Abordarea de calcul 1, gruparea 2 ($A2 + M2 + R1$). În SR EN 1997-1/NB se specifică faptul că coeficienții parțiali de rezistență (γ_R) pentru taluzuri și pentru stabilitatea generală sunt egali cu unitatea, pentru ambele seturi R1 și R3 - tabelul A.14(RO).

Coeficienții parțiali de siguranță pentru acțiuni sau efectele acțiunilor corespunzători setului A2 sunt egali ca valoare cu coeficienții de multiplicare a încărcărilor pentru situații de proiectare permanente și tranzitorii (STR/GEO), corespunzători setului C din tabelul NA A1.2 (C) – din SR EN 1990/NA.

Ca date de intrare, la caracteristicile terenului s-au introdus valorile de calcul ale parametrilor rezistenței la forfecare, aplicându-se coeficienții parțiali de siguranță corespunzători setului M2 asupra parametrilor rezistenței la forfecare a terenului.

II. Calculele de stabilitate în regim dinamic (la cutremur) s-au efectuat cu metoda de echilibru limită Bishop (luându-se în calcul o valoare a accelerației terenului pentru proiectare $a_g = 0.12g$, în două situații distincte:

- a) **conform metodologiei clasice**, verificarea efectuându-se pe baza factorului de stabilitate admisibil, astfel încât $F_S^{min\ efectiv} \geq F_S^{admisibil}$.

Observație: De regulă, valoarea factorului de stabilitate admisibil la încărcări dinamice (seism) se ia egală cu 1.1.

În această situație, ca date de intrare la caracteristicile terenului s-au introdus valorile caracteristice ale parametrilor rezistenței la forfecare.

- b) **conform SR EN 1997-1, SR EN 1990/NA, SR EN 1998-1, SR EN 1998-5 și SR EN 1998-5/NA** pentru verificarea la starea limită GEO.

Coeficienții parțiali de siguranță pentru acțiuni sau efectele acțiunilor în calculul la cutremur sunt egali cu unitatea, conform SR EN 1990/NA, pct. A1.3.2 și tabelul NA A1.3.

Ca date de intrare, la caracteristicile terenului s-au introdus valorile de calcul ale parametrilor rezistenței la forfecare, aplicându-se coeficienții parțiali specificați în SR EN 1998-5/NA, la pct. 3.1, care sunt egali ca valoare cu cei corespunzători setului M2 din SR EN 1997-1.

La calculul forței seismice intervine, conform SR EN 1998-5, pct. 4.1.3.3 nota (5), și parametrul caracteristic al tipului de pământ definit în clasele menționate în SR EN 1998-1, la pct. 3.2.2.2. Acesta poate avea valori între 1 și 1.4 pentru tipul 1 de spectru de răspuns elastic.

Rezultate obținute și interpretări

Conform pct. 2.4.7.3.1 din SR EN 1997-1, pentru starea limită de cedare a terenului (GEO) trebuie să se verifice îndeplinirea condiției:

$$E_d \leq R_d$$

în care: E_d este valoarea de calcul a efectului acțiunilor

R_d este valoarea de calcul a rezistențelor (reprezentată prin rezistența la forfecare disponibilă), ceea ce conduce la un factor de stabilitate admisibil $F_s^{admisibil} = 1.00$.

În metoda clasică, condiția de verificare ce trebuie îndeplinită atât în condiții statice, cât și la cutremur este:

$$F_s^{min\ efectiv} \geq F_s^{admisibil}$$

Pentru a putea compara rezultatele obținute după metoda clasică și după standardele (Eurocoduri) enumerate la pct.II.b) de mai sus, se utilizează factorul de supra-dimensionare ODF definit astfel:

- la metoda clasică, $ODF = F_s^{rezultat} / F_s^{admisibil}$, în care, conform observațiilor de mai sus, se consideră $F_s^{admisibil} = 1.5$ (pentru calcule în regim static) și 1.1 (pentru calcul la cutremur)
- pentru Abordarea de calcul 1, gruparea 1, $ODF = F_s^{rezultat} / 1.35$
- pentru Abordarea de calcul 3 și pentru calculul la cutremur, $ODF = F_s^{rezultat}$.

Rezultatele calculelor de stabilitate sunt centralizate în tabelele de mai jos:

Rambleu

Cazul 1 material necoeziv (figurile A7.1...A7.5)

	CALCUL STATIC			CALCUL SEISMIC	
	Cazul 1a (clasic)	Cazul 1b (EC)	Cazul 1c (EC)	Cazul 1d (clasic)	Cazul 1e (EC)
F_s^{min} rezultat	1.512	1.497	1.197	1.146	1.043
ODF	1.008	1.109	1.197	1.042	1.043
Observații	defavorabil			aproximativ egal	

Cazul 2 material coeziv (figurile A7.6...A7.10)

	CALCUL STATIC			CALCUL SEISMIC	
	Cazul 2a (clasic)	Cazul 2b (EC)	Cazul 2c (EC)	Cazul 2d (clasic)	Cazul 2e (EC)
F_s^{min} rezultat	1.520	1.497	1.058	1.163	1.047
ODF	1.013	1.109	1.058	1.057	1.047
Observații	defavorabil				defavorabil

EC = Eurocoduri

Debleu

	CALCUL STATIC			CALCUL SEISMIC	
	Cazul a (clasic)	Cazul b (EC)	Cazul c (EC)	Cazul d (clasic)	Cazul e (EC)
F_s^{min} rezultat	1.542	1.534	1.212	1.190	1.064
ODF	1.028	1.136	1.212	1.082	1.064
Observații	defavorabil				defavorabil

EC = Eurocoduri

Dig

	CALCUL STATIC			CALCUL SEISMIC	
	Cazul a (clasic)	Cazul b (EC)	Cazul c (EC)	Cazul d (clasic)	Cazul e (EC)
F_s^{min} rezultat	1.535	1.535	1.224	1.119	1.036 / 0.983 (*)
ODF	1.023	1.137	1.224	1.017	1.036 / 0.983 (*)
Observații	defavorabil				defavorabil

EC = Eurocoduri

(*) **Notă:** Pentru terasamentul de autostradă (rambleu și debleu) calculul la cutremur a fost realizat numai cu parametrul caracteristic al tipului de pământ (notat cu S) egal cu unitatea. În marea majoritate a cazurilor, parametrul S are o valoare mai mare ca 1.

În cazul digului, luând în considerare $S = 1.35$ (cărui îi corespunde, conform SR EN 1998-1, clasa de teren D – depozite de teren necoeziv de densitate mică până la mijlocie sau de teren predominant coeziv, de la moale la tare) factorul de stabilitate a rezultat subunitar, ceea ce indică cedarea la seism, în timp ce calculul prin metoda clasică nu indică probleme de stabilitate.

Comparații și concluzii

S-au constatat următoarele:

- calculul la cutremur conform Eurocodurilor este mai defavorabil față de calculul realizat prin metoda clasică.
- calculul conform metodei clasice, în regim static, este mai defavorabil față de calculul realizat după Eurocoduri **numai în cazul în care $F_s^{limita} = 1.5$** . Dacă $F_s^{limita} = 1.3$, rezultă mai defavorabil calculul conform Eurocodurilor.

Secțiuni de calcul (fig. A7.1 – A7.20)

RAMBLEU

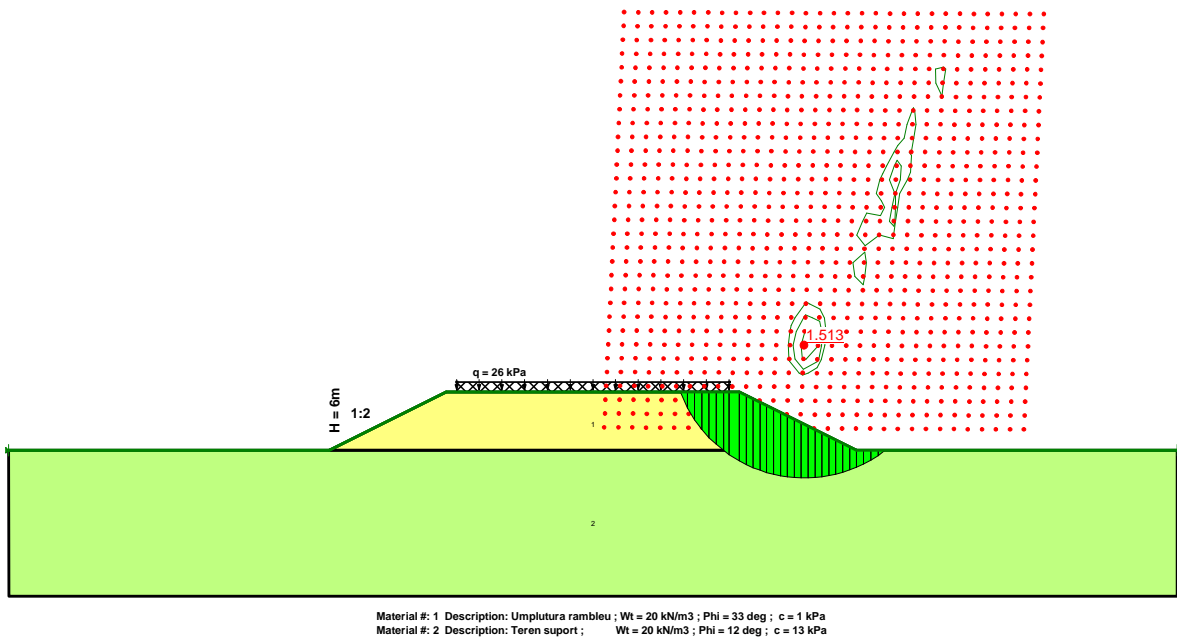


Figura A7.1 – Cazul 1a - rambleu material necoeziv calcul static

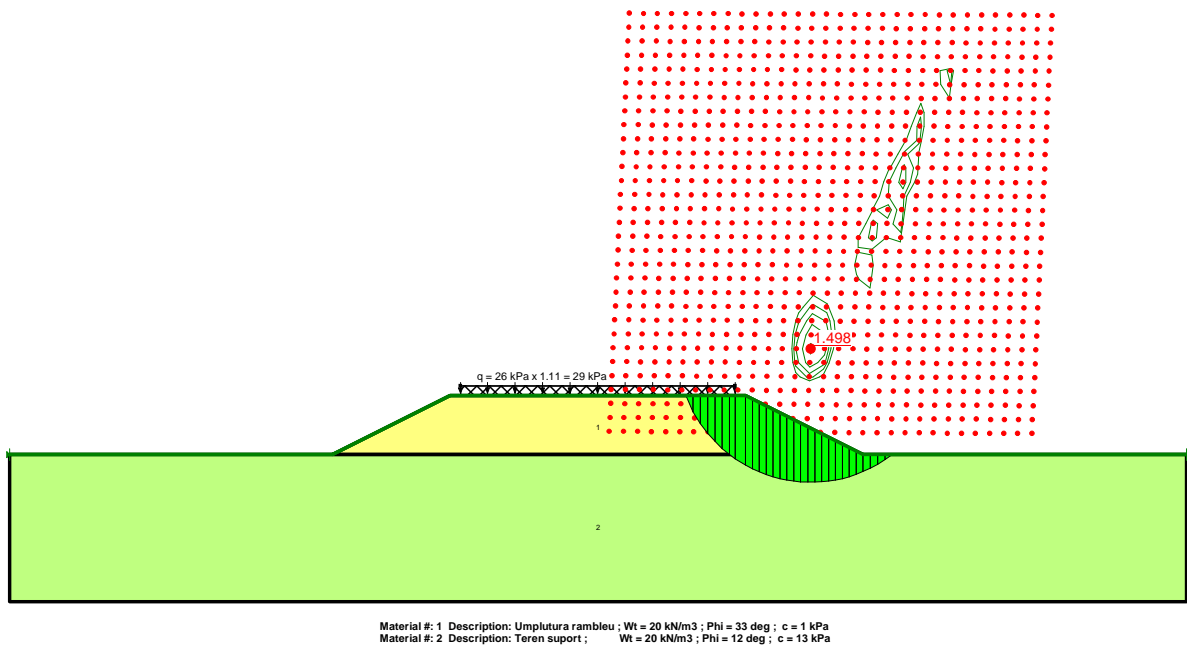


Figura A7.2 – Cazul 1b - rambleu material necoeziv calcul static

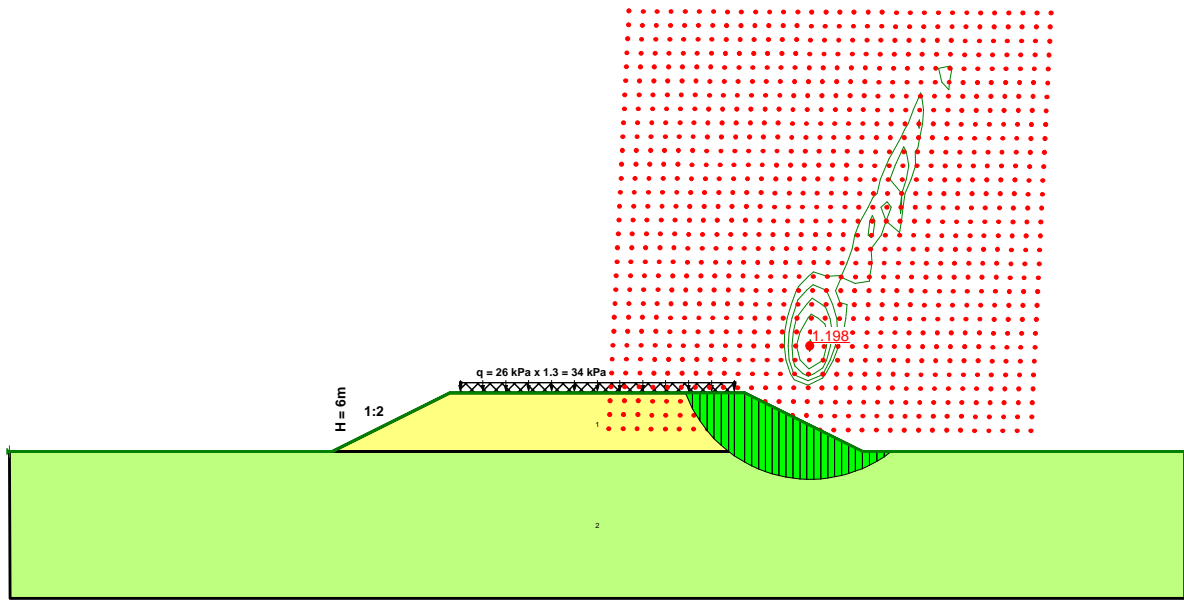


Figura A7.3 – Cazul 1c - rambleu material necoeziv calcul static

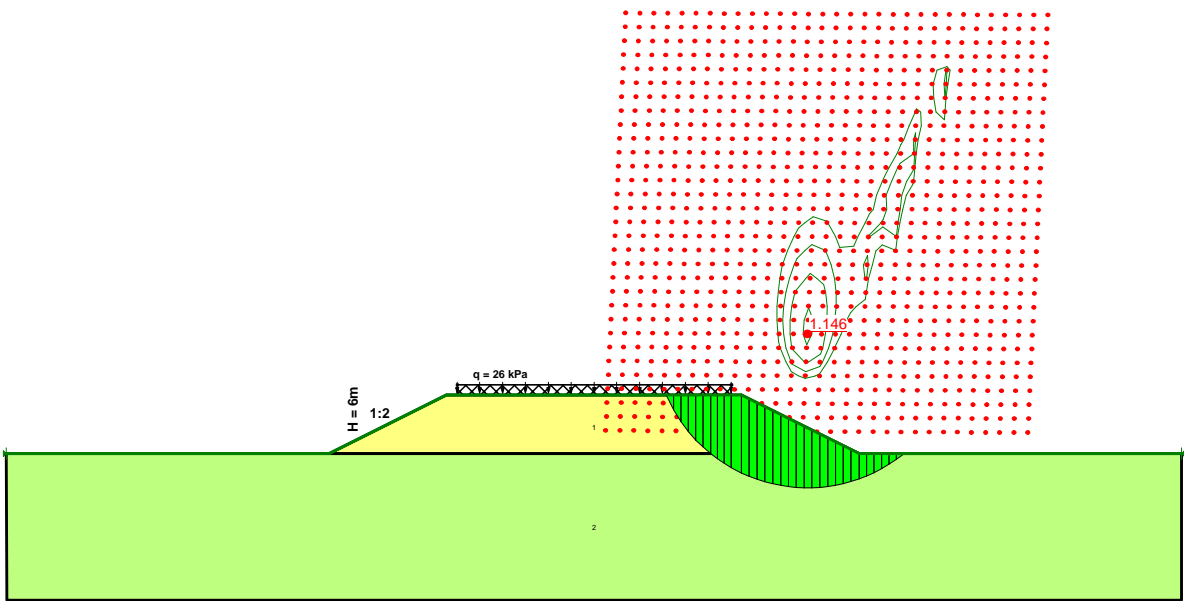
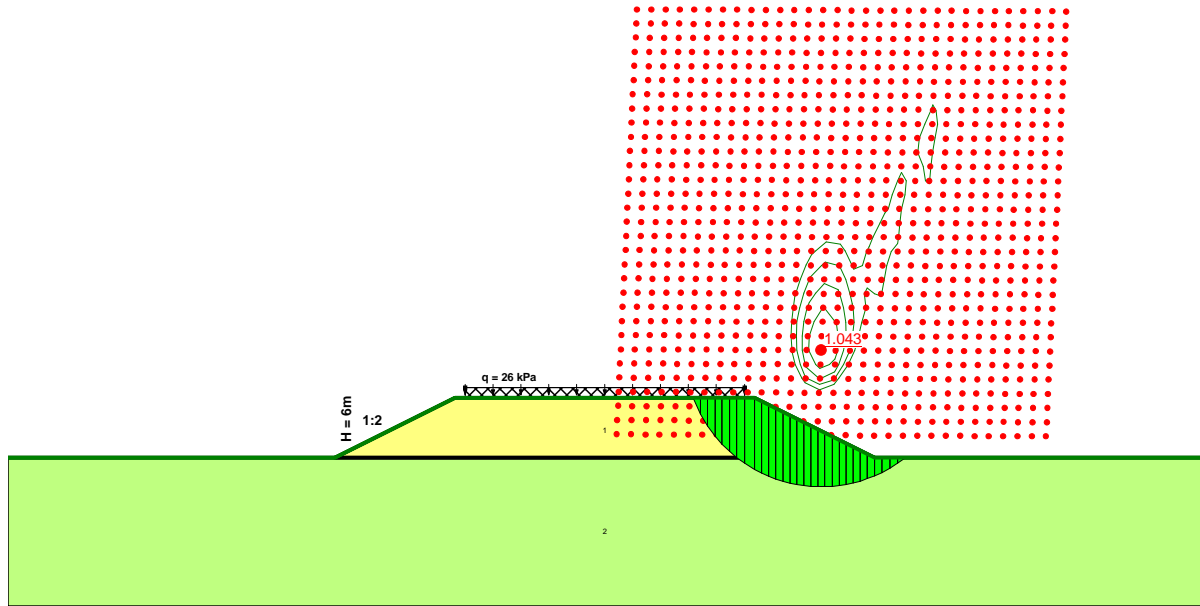
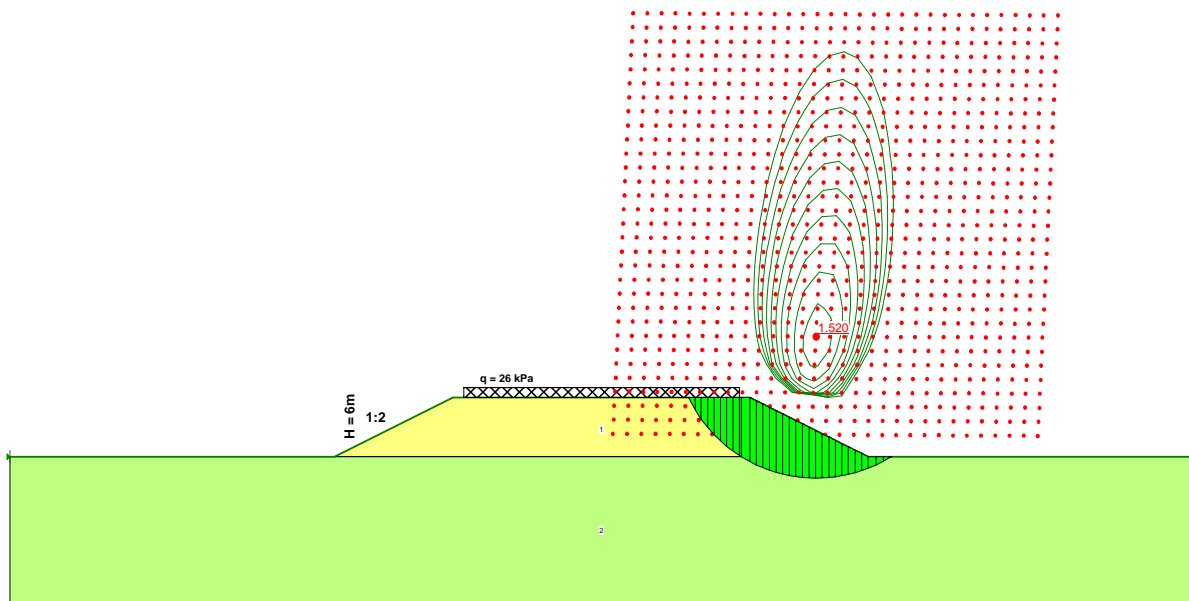


Figura A7.4 – Cazul 1d - rambleu material necoeziv calcul seismic



Material #: 1 Description: Umplutura rambleu ; $Wt = 20 \text{ kN/m}^3$; $\Phi_i = 27.5 \text{ deg}$; $c = 1 \text{ kPa}$
 Material #: 2 Description: Teren suport ; $Wt = 20 \text{ kN/m}^3$; $\Phi_i = 9.6 \text{ deg}$; $c = 10.4 \text{ kPa}$

Figura A7.5 – Cazul 1e - rambleu material necoeziv calcul seismic



Material #: 1 Description: Umplutura rambleu ; $Wt = 20 \text{ kN/m}^3$; $\Phi_i = 15 \text{ deg}$; $c = 25 \text{ kPa}$
 Material #: 2 Description: Teren suport ; $Wt = 20 \text{ kN/m}^3$; $\Phi_i = 12 \text{ deg}$; $c = 13 \text{ kPa}$

Figura A7.6 – Cazul 2a - rambleu material coeziv calcul static

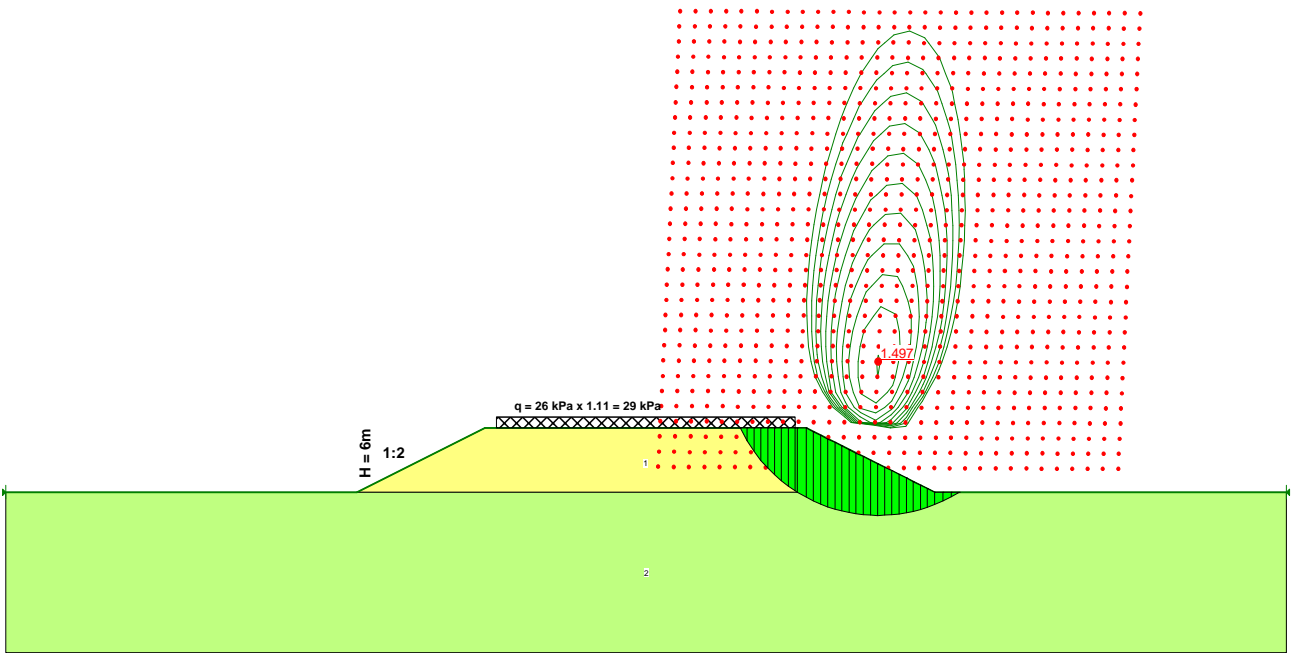


Figura A7.7 – Cazul 2b - rambleu material coeziv calcul static

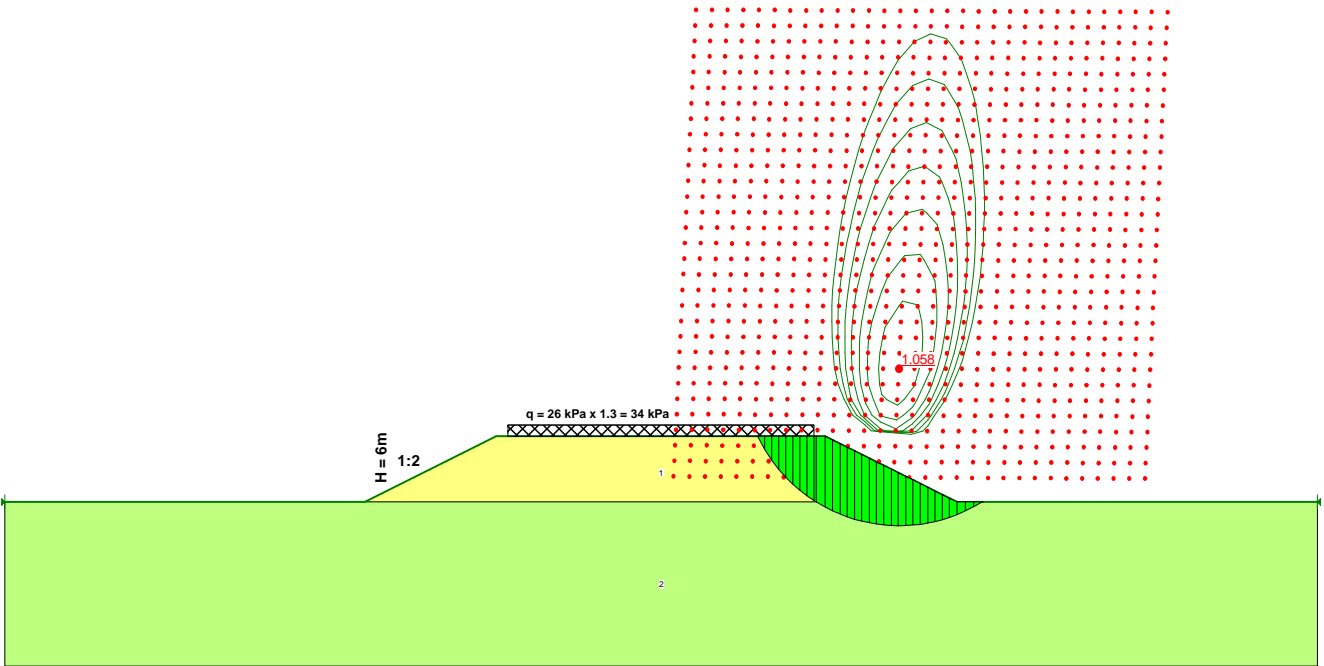


Figura A7.8 – Cazul 2c - rambleu material coeziv calcul static

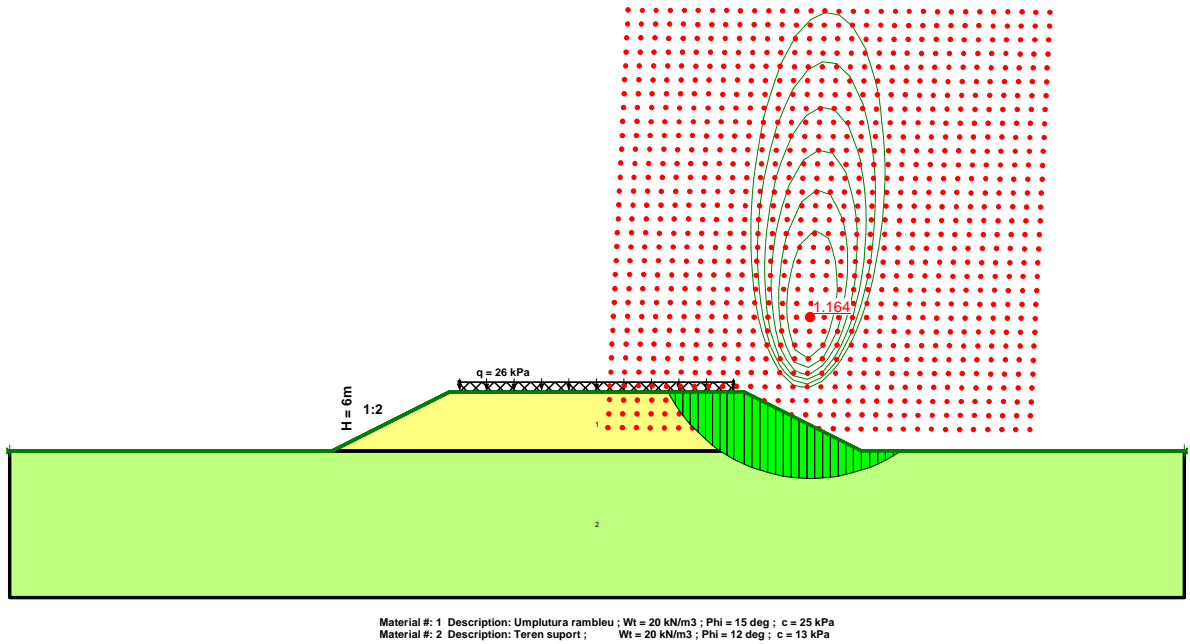


Figura A7.9 – Cazul 2d - rambleu material coeziv calcul seismic

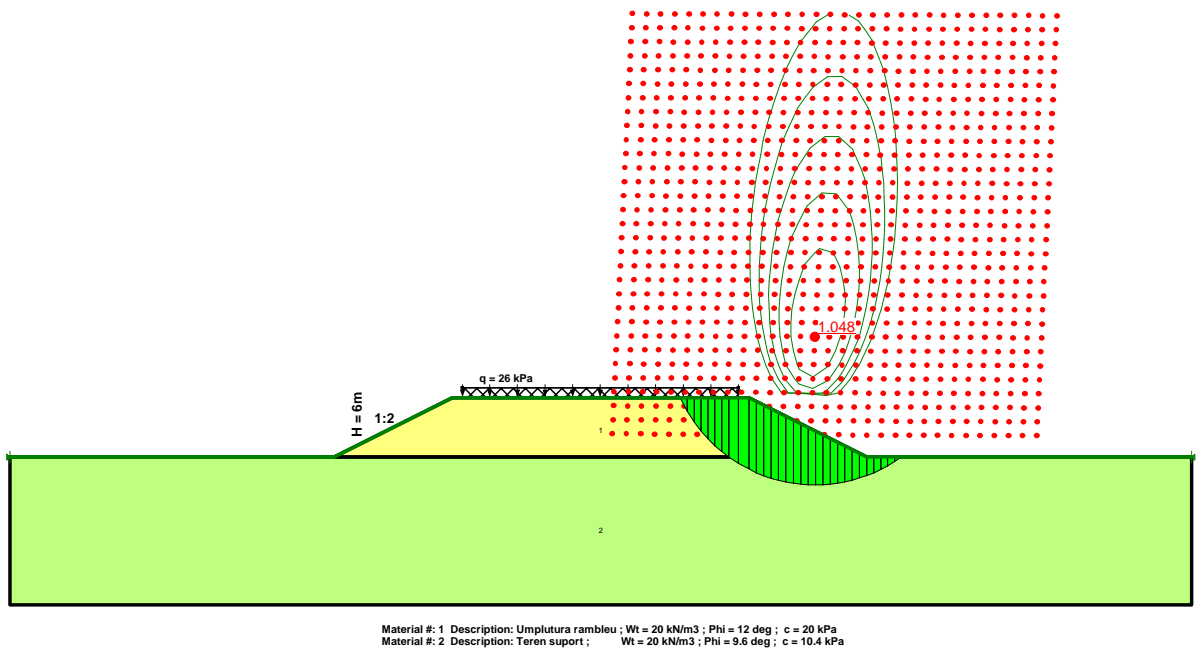


Figura A7.10 – Cazul 2e - rambleu material coeziv calcul seismic

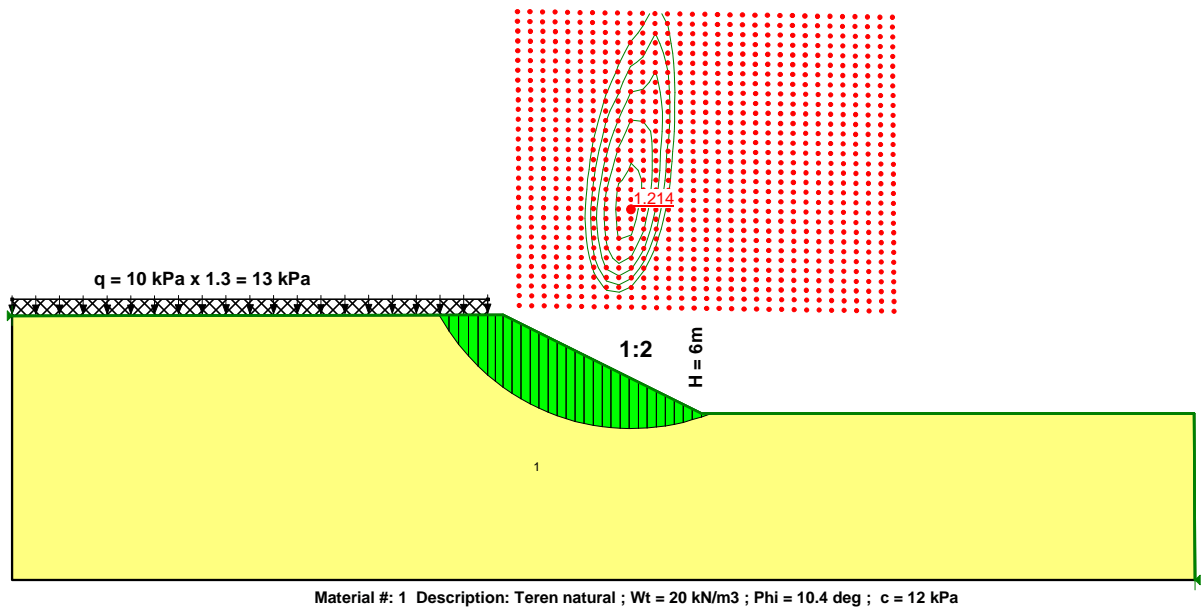


Figura A7.13 – Cazul c - debleu material coeziv calcul static

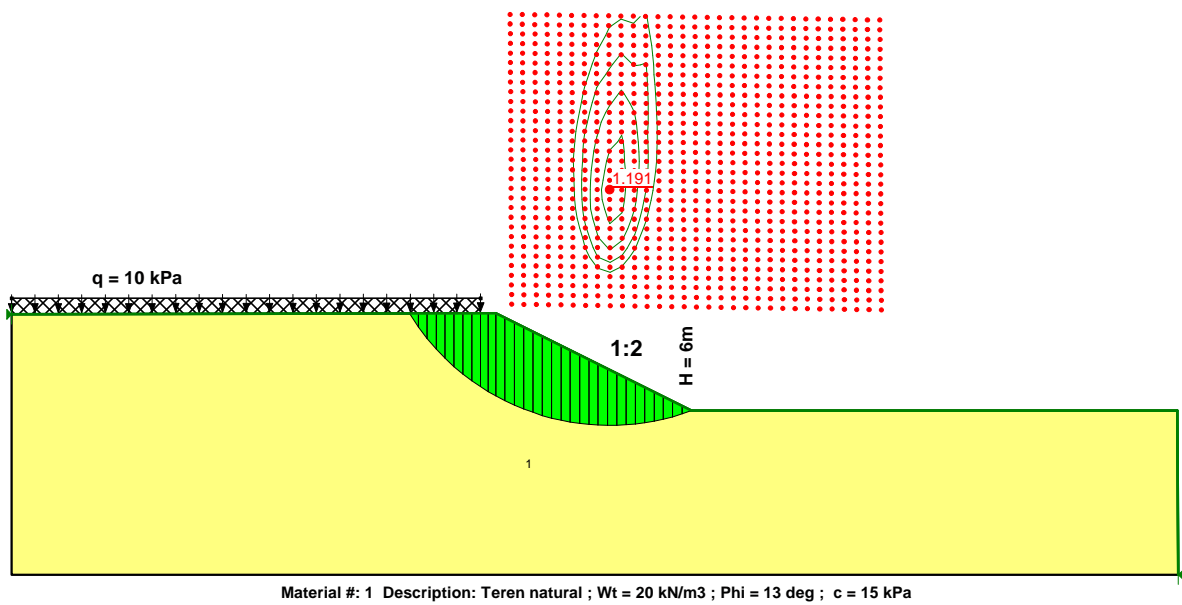


Figura A7.14 – Cazul d - debleu material coeziv calcul seismic

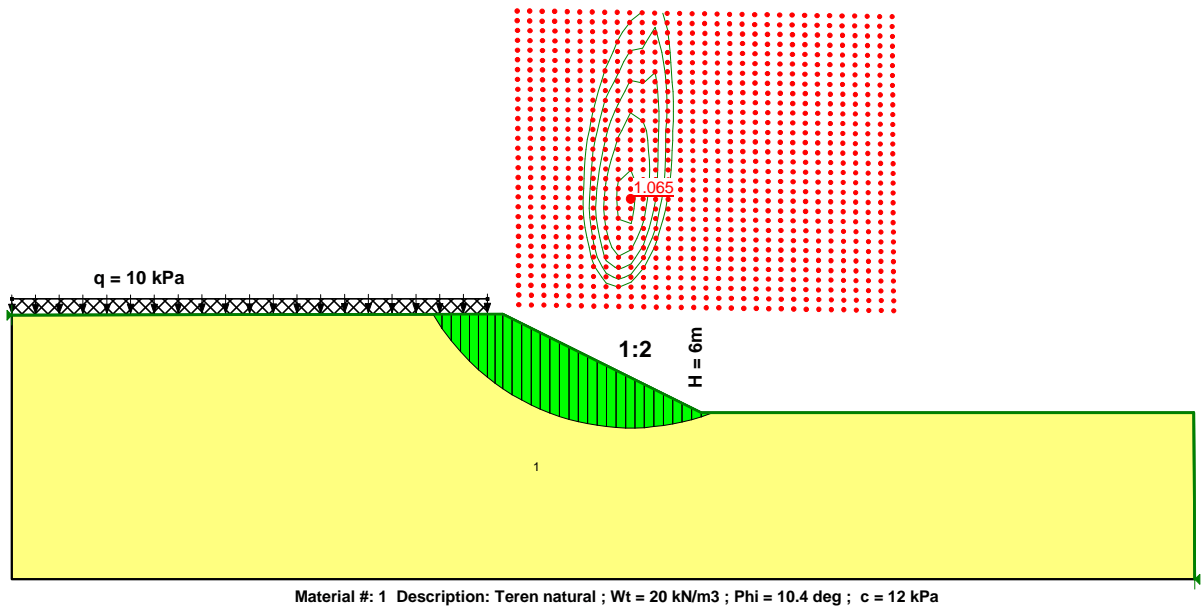


Figura A7.15 – Cazul e - debleu material coeziv calcul seismic

DIG

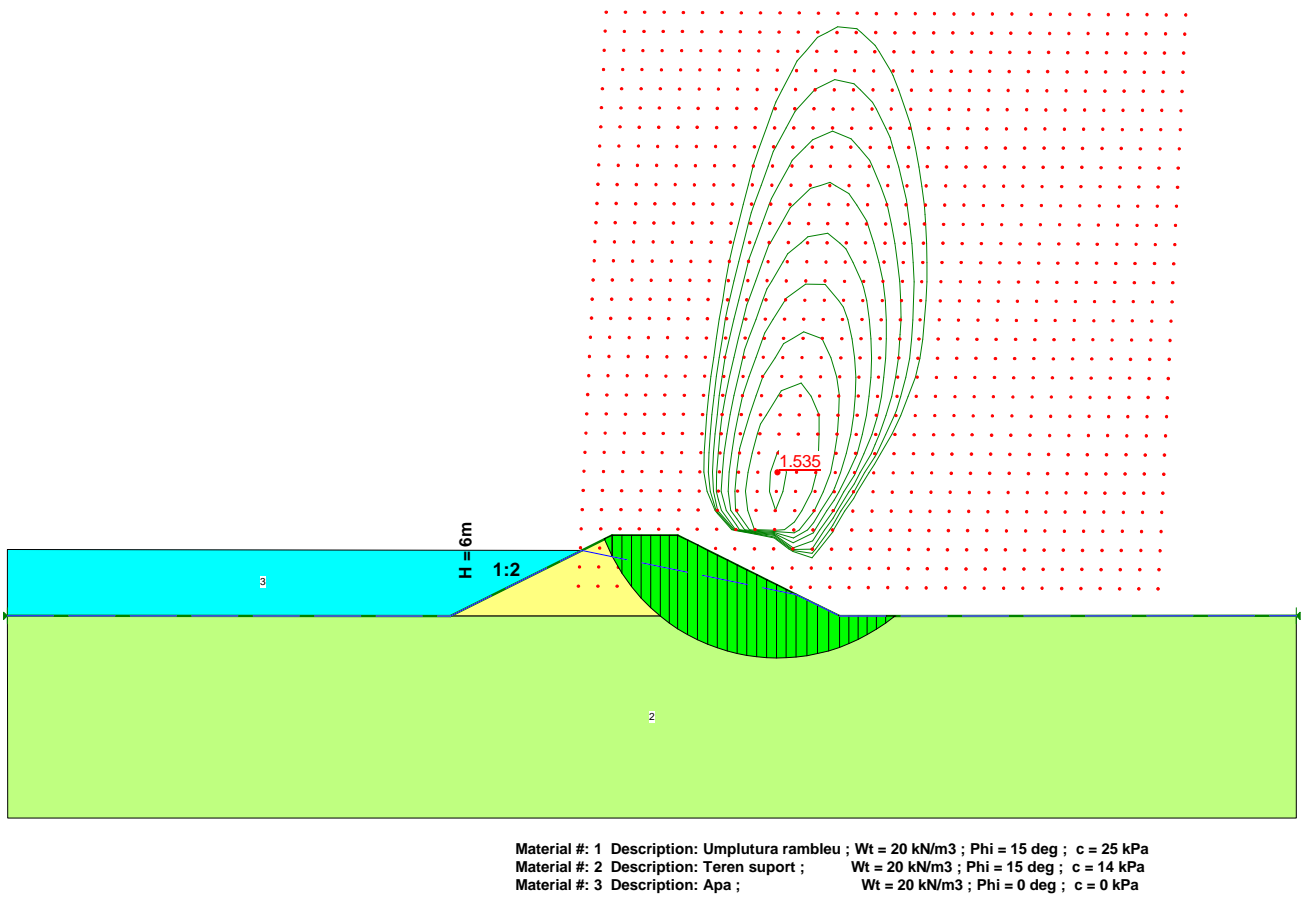
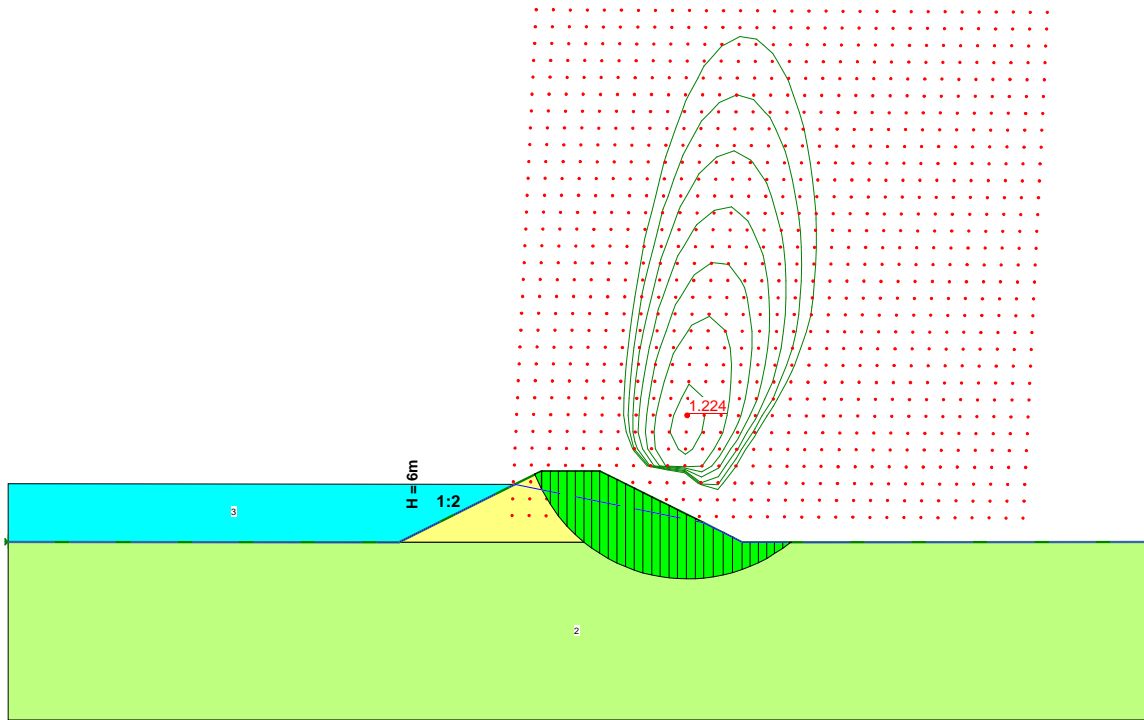
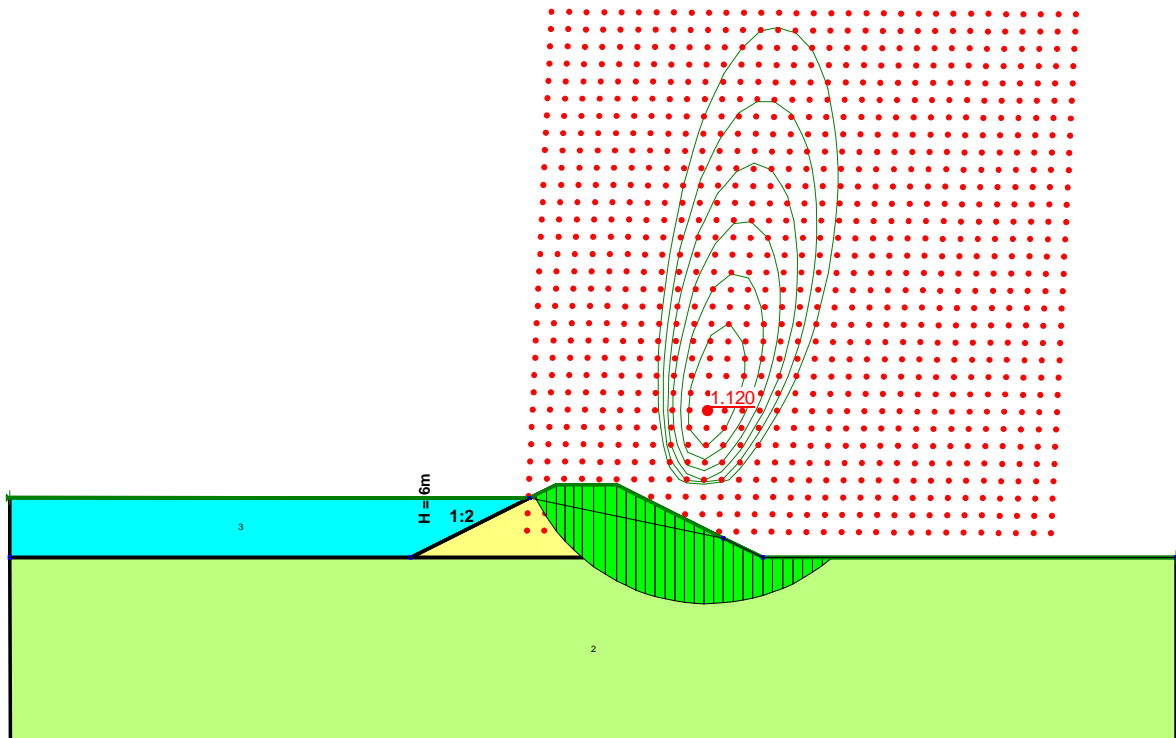


Figura A7.16 – Cazurile a și b – dig material coeziv calcul static



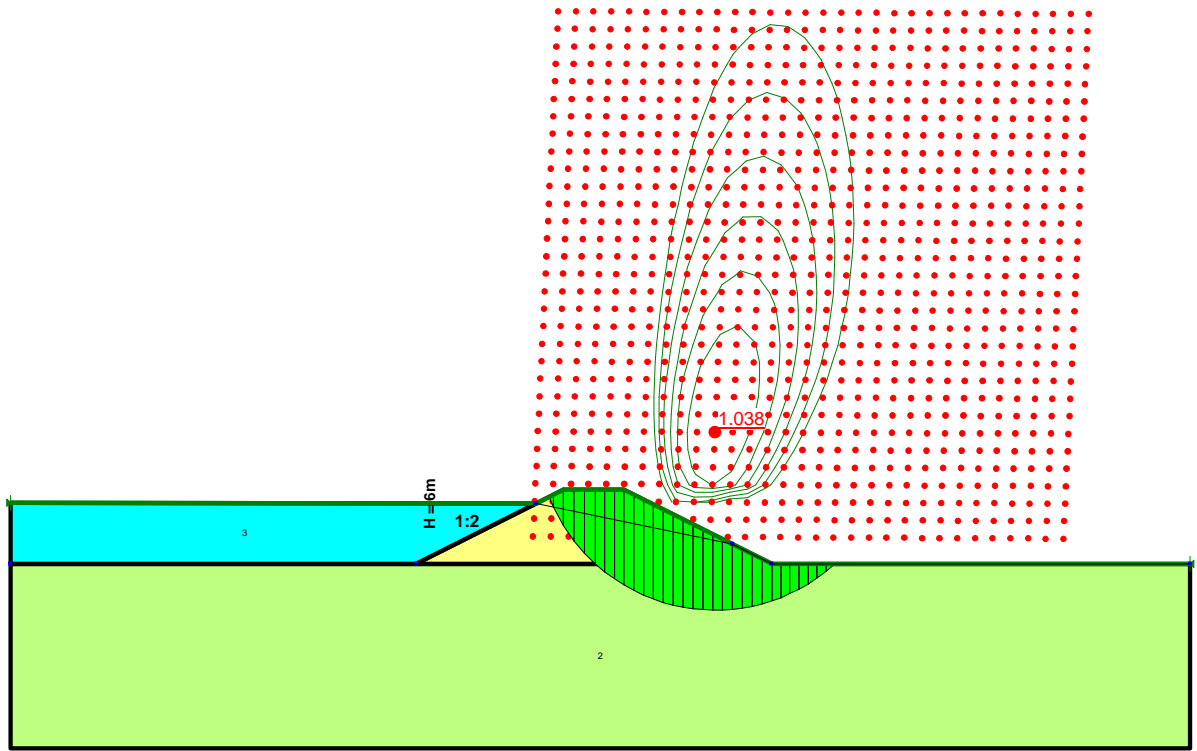
Material #: 1 Description: Umplutura rambleu ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 12 deg ; c = 20 kPa
 Material #: 2 Description: Teren suport ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 12 deg ; c = 11.2 kPa
 Material #: 3 Description: Apa ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 0 deg ; c = 0 kPa

Figura A7.17 – Cazul c - dig material coeziv static



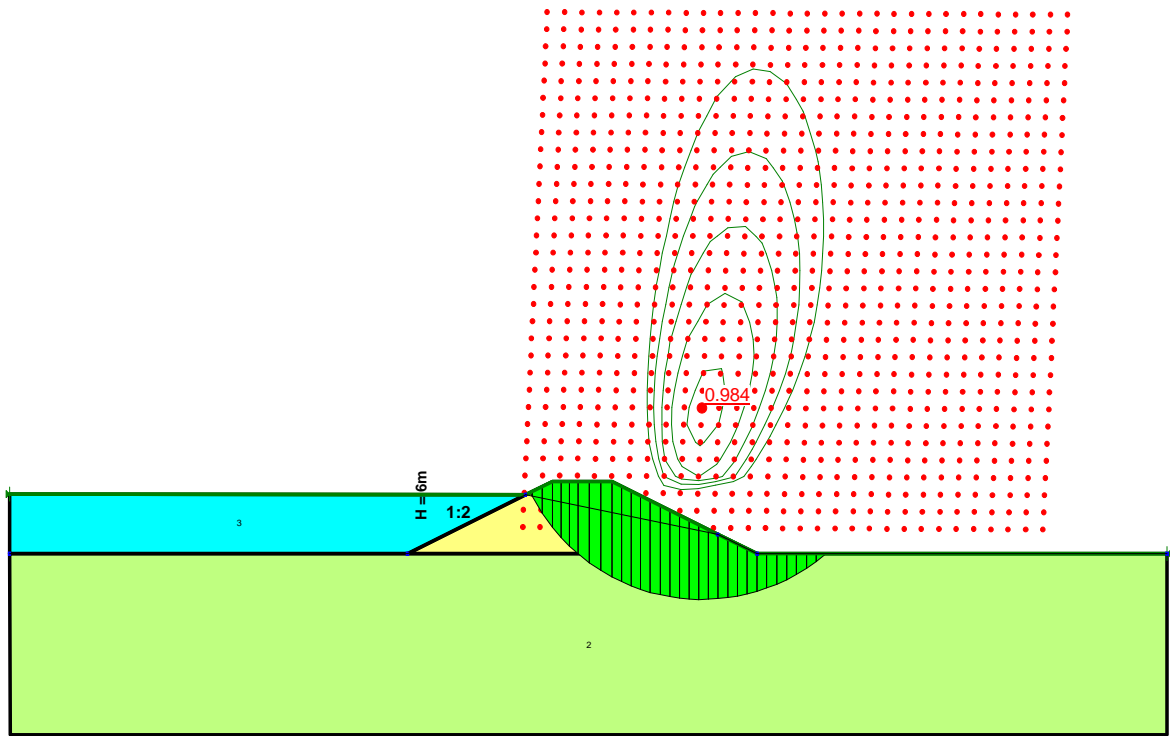
Material #: 1 Description: Umplutura rambleu ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 15 deg ; c = 25 kPa
 Material #: 2 Description: Teren suport ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 15 deg ; c = 14 kPa
 Material #: 3 Description: Apa ; Wt = 10 kN/m³ ; Phi = 0 deg ; c = 0.001 kPa

Figura A7.18 – Cazul d dig material coeziv – calcul seismic



Material #: 1 Description: Umplutura rambleu ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 12 deg ; c = 20 kPa
 Material #: 2 Description: Teren suport ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 12 deg ; c = 11.2 kPa
 Material #: 3 Description: Apa ; Wt = 10 kN/m³ ; Phi = 0 deg ; c = 0.01 kPa

Figura A7.19 – Cazul e - dig material coeziv calcul seismic ($S = 1$)



Material #: 1 Description: Umplutura rambleu ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 12 deg ; c = 20 kPa
 Material #: 2 Description: Teren suport ; Wt = 20 kN/m³ ; Phi = 12 deg ; c = 11.2 kPa
 Material #: 3 Description: Apa ; Wt = 10 kN/m³ ; Phi = 0 deg ; c = 0.01 kPa

Figura A7.20 – Cazul e - dig material coeziv calcul seismic ($S = 1.35$)