

GEOSTRU SLOPE

Part I SLOPE	1
1 Note importante	4
2 Import date	5
3 Export date	6
4 Date generale	7
5 Indicații pentru desen	9
6 Gestiune texte	9
7 Inserare noduri	10
8 Cotare	11
9 Încercări de penetrometrie	11
10 Caracteristici geotehnice	11
Date adiționale	13
Anisotropic	14
11 Sarcini	15
12 Lucrări de intervenție	16
Ziduri de sprijin	17
Șiruri de piloți	18
Tiranții	19
Soil nailing.....	21
Lucrare generică	26
Pământ armat	27
13 Suprafață de alunecare	28
Metoda Spiralei Logaritmice	28
14 Instrumente	31
15 Calcul	34
Opțiuni analiză	36
Calcul blocat	36
Metode de calcul	39
Rezumat calcul	42
Vizualizare factor de siguranță	43
Grafice tensiuni	45
16 Moment de cedare piloți	46
17 Suprapresiuni interstitiale	50
Reducerea rezistenței nedrenate	53
Calculul modului de forfecare	54
Calculul NL	56
Integrare accelerogramă	57
18 Teorie	59
Echilibru limită (LEM)	60
Metoda Fellenius (1927).....	62
Metoda Bishop (1955).....	63
Metoda Janbu (1967).....	64
Metoda Bell (1968).....	66
Metoda Sarma (1973).....	68
Metoda Spencer (1967).....	70
Metoda Morgenstern-Price (1965).....	72
Metoda Zeng si Liang (2002).....	74

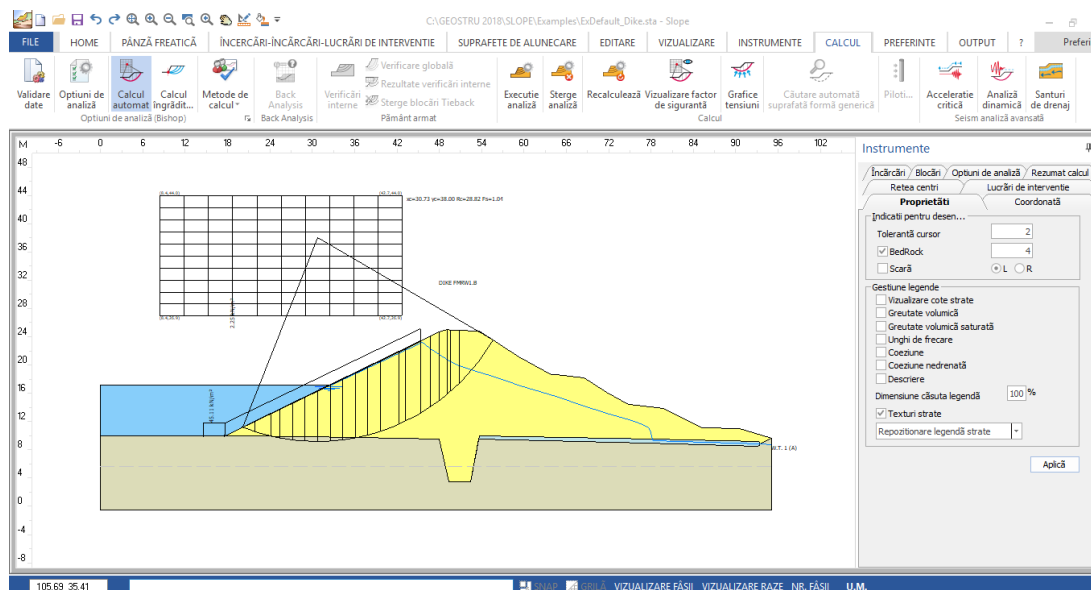
Numerical methods	76
Discrete Element Method (DEM)	76
FEM	78
19 Bibliografie	78
Part II SLOPE/M.R.E.	80
1 Verificări interne	82
Distanța dintre ranforșări	82
Forțe de întindere armături	83
Lungimi efective	84
Rezistența la întindere	86
Lungime îndoire	87
Tieback & Compound	88
2 Verificări globale	89
Împingerea	90
Sarcina limită	96
3 Date generale	98
4 Date geometrice	100
5 Sarcini	103
6 Poziția armături	104
7 Materiale teren	106
8 Factori de siguranță	106
9 Analiză	107
10 Rezultate	107
Part III SLOPE ROCK	109
1 Hoek & Bray	109
Part IV SLOPE/DEM	111
1 DEM	112
Part V QSIM	117
1 Introducere	117
2 Generare accelerogramă	118
Part VI NORMATIVE-Slope	120
1 GHID PRIVIND PROIECTAREA GEOTEHNICĂ, indicativ GP 129-2014	120
Coeficienți parțiali de siguranță	120
Proiectarea geotehnică a masivelor de pământ în pantă	122
..Aspecte specifice de calcul.....	124
..Calcul la starea limită de serviciu.....	129
Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a masivelor de pământ în pantă	131
..Metodologia de calcul.....	134
..Rezultate obținute și interpretări.....	137
2 GHID PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURILOR DE PĂMÂNT ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE	
Principiile proiectării conform EUROCODE	141
Proiectarea la stări limita a structurilor din pământ armat	145
Factori parțiali pentru armături	147
Exploatarea normală	154
3 Eurocode 7	155

4 Eurocode 8	167
Part VII NORMATIVE-MRE	182
Part VIII Bibliografie	182
Part IX Geoapp	185
1 Secțiune Geoapp	186
Part X Carti recomandate	186
Part XI UTILITY	191
1 Tabele de conversie	191
2 Database caracteristici fizice terenuri	192
3 Comenzi shortcut	196
Part XII Comenzi de shortcut	198
Part XIII Contact	198
Index	0

1 SLOPE

Software pentru stabilitatea taluzurilor în terenuri afânate sau de roci cu metodele tradiționale ale geotehnicii (Echilibrul Limita), și metoda Elementelor Discrete cu care se poate calcula deplasarea taluzului și se poate examina ruptura progresivă.

În condiții seismice realizează atât analiza statică cât și analiza dinamică.



Stabilitatea taluzurilor – Slope

Normative de calcul suportate:

- GHID PRIVIND PROIECTAREA GEOTEHNICĂ, indicativ GP 129-2014 - SR EN 1990/NA
- Conform SR EN 1997-1, SR EN 1990/NA, SR EN 1998-1, SR EN 1998-5 și SR EN 1998-5/NA.
- The general limit equilibrium method (GLE)
- Eurocoduri 7/8 – Romanian Anex.
- British Codes BS8004

DATA INPUT:

- Input grafic cu ajutorul mouse-ului
- Input numeric în forma tabelară
- Citire date din fișiere EXCEL
- Citire date din fișiere DXF
- Citire profil topografic din TRISPACE
- Import imagini raster

- Citire din fișiere ASCII

TIPOLOGII DE SARCINI:

- Sarcini punctuale (înclicate)
- Sarcini longitudinale

LUCRARI DE INTERVENTIE:

- Ziduri de sprijin
- Piloți unici sau structuri de tip palplanșe. Metoda de stabilizare: Sarcina limita Broms cu calcul automat al momentului de rupere a secțiunii, Metoda tensiunilor tangențiale, Metoda lui Zeng Liang
- Gabioane
- Ancoraje active și pasive
- Amenajare în trepte
- Terenuri consolidate: bare, fâșii, folii de geotextile
- Baza de date a geogrilelor ce poate fi modificata de către utilizator
- Deblee drenante
- Template integrat pentru generarea automata a Turnurilor eoliene și a celor telefonice
- Inserarea lucrărilor generice
- Ranforsări țintuite cu tehnica Soil Nailing

METODE DE CALCUL:

- FELLENIUS (1936)
- BISHOP (1955)
- JANBU (1956)
- MORGENSTERN și PRICE (1965)
- SPENCER (1967)
- BELL (1968)
- [SARMA \(1973\)](#)
- D.E.M. (1992)
- ZENG LIANG (1995)
- Back Analysis
- Analiza taluzurilor în roca cu metoda Hoek și Brown (1980)
- ANISOTROPIC ANALYSIS

INCREMENT PRESIUNI NEUTRALE IN CAMP SEISMIC

În prezenta seismului este calculat incrementul presiunilor neutrale produse de deformările induse terenului de unde seismice. Formulele folosite sunt: Matsui et al., 1980, Seed & Booker, 1997, Matasovic, 1993.

Toți parametrii necesari calculului dintre care indicele Arias, durata lui Trifunac etc. sunt calculați automat de program prin integrarea accelerogramei de proiect.

OPTIUNI DE CALCUL:

- Funcția pentru calcularea F_s a unei suprafețe determinate de centru X_0 , Y_0 și raza R
- Desemnarea suprafeței de alunecare critică prin intermediul calculului automat
- Calculul lui F_s pentru suprafețe care trec prin două puncte desemnate și tangente la o dreaptă cu înclinația variabilă automat
- Calculul automat al lui F_s pentru suprafețe tangente la o dreaptă
- Calculul lui F_s pentru o suprafață determinată care trece prin trei puncte sau printr-un punct
- Posibilitatea efectuării analizei taluzurilor submerse (ex. lacuri de versant)
- Analiza suprafețelor de formă neregulată
- Prezenta seismului și a pânzei freatice
- Terenuri stratificate

OPTIUNI GRAFICE:

- Vizualizarea izoliniilor factorului de siguranță
- Vizualizarea în culori a tuturor suprafețelor de alunecare examinate împărțite în funcție de factorul de siguranță (fiecărei culori îi corespund factori de alunecare cuprinși într-un anumit interval fixat)
- Selecționarea suprafețelor de listat
- Opțiuni, și desemnarea numerică a rețelei de centri
- Opțiune care permite ridicarea sau coborârea acestora (comanda foarte utilă pentru analizele de sensibilitate a F_s la variația nivelului pânzei freatice)
- Stratele sunt caracterizate de culori și /sau texturi (texturile pot fi definite de către utilizator)
- Input grafic și numeric pentru suprafețe de alunecare necirculare
- Instrumente pentru introducerea textului, a liniilor și poligoanelor pe foaia grafică

Aduce funcționalități

Dynamic Analysis: Metoda numerică pentru analiza stabilității taluzurilor în condiții seismice pentru integrarea directă și suprapunerea modală, cu metoda Newmark (1965). Permite de asemenea calcularea deplasărilor permanente ale maselor de

alunecare prin integrarea accelerației relative. De asemenea se pot genera accelerograme artificiale sau importa accelerograme din REXEL și record ITACA.

Slope 3D: Generarea modelelor digitale 3D plecând de la fișiere GIS, DXF sau Text. Se pot importa fișiere SRTM (SRTM este un software GEOSTRU din suita de utilitare gratuite GEOAPP care permite generarea unui model 3D prin simpla selecționare a unei zone pe Google Maps) sau din aplicația GeoStru Maps, gratuita pentru utilizatorii GeoStru. Secțiunile de analizat cu Slope sunt create automat și în mod dinamic prin deplasarea pe modelul tridimensional.

DEM – Discrete Element Method: Model numeric avansat pentru analiza stabilității taluzurilor în condiții statice și dinamice. Model de calcul sofisticat de analiza lineara și nonlinară cu distribuția statelor tensionale în baza comportamentului terenului ductil sau fragil.

M.R.E. (Mechanically Reinforced Earth): Proiectarea și verificarea lucrărilor de sprijin din pământ armat. Sunt efectuate verificări la: smulgere și rupere pentru ranforsări de tip bara și fâșie și geosintetice, stabilitatea locala (Tieback), stabilitatea globala (Compound), verificarea la alunecare a unui corp rigid, sarcina limita și răsturnare. Normative prevazute: NTC2008, GRI (Geosynthetic Research Institute), BS8006/1995 (Code of practice for strenghtened/reinforced soils and other fills), FHWA (Federal Highway Administration), GP 129-2014, SR EN 1997 (RO)

1.1 Note importante

Pentru utilizarea corectă a programului este nevoie să se respecte anumite reguli:

1. Sistemul de referință: taluzul trebuie să fie definit în cadranul pozitiv al unui sistem de referință Cartezian X,Y.
2. Cota Y trebuie să fie crescătoare de la stânga la dreapta.
3. Secțiunile cu sisteme de referință diferite de cel impus pot fi oglindite cu ajutorul comenzii Oglindă din meniul Date - Noduri profil.
4. Distanța dintre ordonata Y minimă a nodurilor profilului și adâncimea bedrock-ului constituie un blocaj/linie de frântură în căutarea factorului de siguranță (nu

vor fi luate în considerare suprafețele de alunecare care intersectează bedrock-ul).

5. Caracteristicile geotehnice ale stratelor care constituie taluzul de examinat trebuie să fie atribuite începând cu stratul superior spre cel inferior.

1.2 Import date

Importă model 3D

Comanda permite importarea fișierelor de text ce conțin informațiile tridimensionale (x, y, z) ale punctelor. Sistemul de importare permite importul fișierelor de text în orice format: este suficient să configurați tipul de separator ("," sau ";"), primul rând de citit, numărul coloanelor ce conțin coordonatele x, y și z. Comanda "Extrage date fișier" aplică un filtru datelor conținute în fișierul de text și extrage coordonatele punctelor pentru care se efectuează triangulația.

Prin intermediul butonului "Triangulează" este generat modelul digital pe care se pot crea secțiuni bidimensionale de verificare. Secțiunile sunt exportate pentru Slope cu butonul "Asignează secțiunea curentă în Slope".

Importa secțiuni din TriSpace

TriSpace este programul topografic realizat de GeoStru ce permite crearea planurilor cotate, a planurilor având curbe de nivel, reprezentări 3D, secțiuni 2D și secțiuni 3D. Secțiunile sunt exportate de TriSpace în fișiere text cu extensie *.sec, având formatul: VERTEXSEC, x, y. Un exemplu de fișier de text este următorul:

```

"Sec #1", "0", "0"
"VERTEXSEC", "0", "8.20919181255609"
"VERTEXSEC", "12.5930328369538", "8.18898865664459"
"VERTEXSEC", "25.6926949918779", "6.87726884659173"
"VERTEXSEC", "81.584693568788", "4.98788287780573"
"VERTEXSEC", "109.110983990538", "4.64434541881218"
"VERTEXSEC", "145.953345547306", "8.09924885163651"
"VERTEXSEC", "152.34338254525", "8.72790699187925"
"VERTEXSEC", "157.011389956366", "8.30497814630438"
"VERTEXSEC", "158.206529959215", "8.66421522478093"
"VERTEXSEC", "162.690629640737", "9.26713492801223"
"VERTEXSEC", "196.693867050547", "10.3647011014753"
"VERTEXSEC", "230.760378791434", "12.1771887356989"
"VERTEXSEC", "254.295600932664", "14.8384328954375"
"VERTEXSEC", "370.608135338685", "10.1974233119799"
"VERTEXSEC", "407.90253450929", "13.0976788643977"
"VERTEXSEC", "444.022150437186", "11.2551733604093"
"VERTEXSEC", "446.508753318328", "7.32896863793952"

```

Exemplu de fișier generat de Trispace pregătit pentru a fi importat în Slope

Importă secțiuni DXF

Fișierul DXF trebuie să conțină exclusiv polilinii deschise numerotate de la stânga la dreapta ce definesc profilul topografic și stratele. Fiecare polilinie trebuie să aparțină unui LAYER specificat.

Exemplu: Polilinie profil pe LAYER=0, Strat 1 pe LAYER=1, Strat 2 pe LAYER=2, Pânză freatică pe LAYER=APĂ.

Importă secțiuni din Penetrometrie

Programele Dynamic și Static Probing permit conectarea încercărilor de-a lungul unui traseu și exportarea lor în format *.esp. Fișierul esp conține informații geometrice (x, y, z) despre încercări și informații despre încercarea în sine (număr de lovituri, rezistență, stratigrafie).

Localizarea topografică se realizează automat, în timp ce reconstrucția stratigrafiei este lăsată în grija utilizatorului, care va trebui să unească stratele aparținând coloanelor stratigrafice.

Importă din LoadCap

LoadCap este un software produs de GeoStru pentru calculul capacității portante și a tasărilor fundațiilor de suprafață. Pentru fundații pe versant este necesară efectuarea stabilității globale, fișierul exportat de LoadCap conținând toate informațiile necesare pentru efectuarea acestei analize.

1.3 Export date

Exportă model GFAS

GFAS este programul realizat de GeoStru pentru mecanica terenuri cu Elemente Finite. Programul permite determinarea stării de tensiune și deformație pe fiecare element de discretizate al modelului geotehnic. Modelul geometric utilizat în Slope poate fi importat în GFAS pentru analiza cu Elemente Finite.

Exportă lucrări

Comanda permite exportul geometriei și stratigrafiei eventualelor lucrări de intervenție inserate în secțiunea de verificare. Lucrările exportate sunt ziduri de sprijin: fișierul exportat *.edc poate fi importat direct în programul MDC pentru verificările geotehnice și structurale a zidurilor de sprijin din b.a. și de greutate. În timpul

importului sunt citite caracteristicile geometrice ale lucrării și stratigrafia terenurilor din jurul acesteia.

1.4 Date generale

Zona

Pentru a identifica zona se poate introduce adresa separând câmpurile cu virgulă.

De exemplu: Localitate, Județ. Pot fi de asemenea introduse coordonatele în sistem WGS84. Pentru localizare apăsați butonul de căutare. Localizarea va fi inserată și în raportul final.

Litotip

Taluzuri de pământ sau de rocă.



Taluzuri de rocă

Pentru taluzurile de rocă, diferite de cele de pământ, criteriul de cedare Mhor-Coulomb nu poate fi folosit pentru definirea rezistenței materialului; totodată cu această metodă este descrisă procedura ce permite aplicarea metodelor clasice ale Echilibrului Limită și pentru versanții de rocă.

Tip suprafață

Analizele pot fi efectuate pentru suprafețe de formă circulară sau generică (oarecare).



Tip suprafață

Pentru suprafețele circulare trebuie inserată rețeaua de centruri. Pentru suprafețele generice trebuie asigurate punctele acestora.

Grad de siguranță considerat acceptabil

Acest parametru nu are nicio influență numerică asupra calculului. Pe baza valorii inserate programul evidențiază în diverse rapoarte (grafice și text) suprafețele cu factor de siguranță mai mic decât cel impus. Sau poate fi considerat un indicator al nivelului de siguranță pe care utilizatorul dorește să îl considere de referință pentru verificarea ce se realizează.

Pas de căutare factor de siguranță

Acest parametru este important pentru căutarea factorului de siguranță cu suprafețe circulare. O dată fixat un centru, metoda de căutare a suprafeței critice se bazează pe analiza posibilelor suprafețe cu rază variabilă între o valoare minimă și una maximă.

Variația razei este realizată cu un pas incremental calculat ca $(R_{\max} - R_{\min}) / \text{Pas de căutare}$ factor de siguranță.

Adâncime BedRock

Adâncimea stratului rigid. Adâncimea este calculată plecând de la ordonața minimă a profilului (în prezenta stratelor, ordonata minimă a stratelor). Căutarea suprafeței critice se realizează între profilul topografic și BedRock.

Acțiune seismică

În analiza pseudostatică seismul este calculat cu ajutorul coeficienților seismici orizontal și vertical, respectiv k_h și k_v . Pe baza normativei selectate se pot identifica acești coeficienți seismici ai zonei de studiu.



Accelerația seismică este necesară pentru calculul [suprapresiunilor neutrale în câmp seismic](#)^[50].

Incrementul presiunilor neutrale

Selecția acestei opțiuni permite calcularea suprapresiunilor interstițiale care se generează în teren în prezenta apei subterane și concomitent la prezenta unui eveniment seismic. Pentru calculul suprapresiunilor este solicitat importul unei accelerograme pe baza căreia programul calculează automat Intensitatea Arias, intensitatea intersecțiilor cu axa timp și perioada Trifunac și Brady (1975). Pentru a importa accelerograma click pe triunghiul de pe linie cu textul "Durată accelerogramă Trifunac": deschiderea unei ferestre de dialog permite alegerea fișierului (*.txt, *.csv) în care se regăsesc valorile accelerației în $[m/s^2]$ și ale timpului în $[s]$. În fereastră se poate alege și factorul de conversie al timpului $[t]$ și al accelerației $[a]$ pentru conversia automată a valorilor în unitățile de măsură solicitate de program.

După import, în Parametrii, sunt calculate automat valorile solicitate de prelucrare.

Trebuie subliniat că la sfârșitul calculului suprapresiunilor neutrale, utilizatorului îi este solicitată o caracterizare geotehnică suplimentară a terenurilor implicate în acest fenomen: în definiția stratigrafiei, pentru fiecare tip de sol, se vor insera Date adiționale.

Coeficienți parțiali și parametrii geotehnici

Coeficienții parțiali care sunt introduși de utilizatori reprezintă factori ce reduc caracteristicile geotehnice ale terenurilor definite în stratigrafie.

Acești coeficienți se aplică în general parametrilor "caracteristici" pe care utilizatorul îi înserează în modelarea stratigrafică a terenurilor implicate. Calculul factorului de siguranță pentru suprafețele identificate este realizat cu parametrii de rezistență ai terenului reduși doar dacă se selectează opțiunea "Utilizați acești coeficienți pentru a reduce rezistența materialului".

Coeficient parțial rezistență

Coeficientul reduce rezistența mobilizată de-a lungul potențialei suprafețe de alunecare. Valoarea coeficientului influențează numeric calculul factorului de siguranță definit de raportul dintre rezistența limită disponibilă și cea calculată la baza fiecărei fâșii. Valorile superioare unității reduc rezistența disponibilă a terenului diminuând factorul de siguranță. În analizele de stabilitate se sugerează inserarea unui "Coeficient parțial de rezistență" egal cu 1,1 și asignarea unei valori unitare pentru "Nivel de siguranță acceptabil": cu aceste ipoteze utilizatorul menține o margine de siguranță pentru toate suprafețele care restituie un factor de siguranță mai mare sau egal cu 1.

1.5 Indicații pentru desen

Comanda indicații pentru desen permite personalizarea tipului de grid în zona de lucru și snap-ul aferent.



Atenție:

Toleranța cursorului este foarte importantă întrucât reprezintă sensibilitatea mouse-ului în jurul obiectelor grafice, fie acestea lucrări de intervenție sau puncte. Pentru a deplasa și/sau modifica un obiect sau un vârf (profil, strate, pânză freatică, sarcini, etc.) poziționați-vă cu mouse-ul lângă obiectul de modificat; când mouse-ul își schimbă forma se pot efectua modificările cu un click pe obiect. Pentru a modifica obiectul cursorul mouse-ului trebuie să fie conținut în raza definită de Toleranță cursor.

Toleranța este asignată pe baza dimensiunii profilului. De exemplu, pentru dimensiuni de ordinul sutelor de metri asigurați o toleranță cuprinsă între 0.5-1.

1.6 Gestiune texte

Comanda Gestiune texte permite personalizarea fontului și a dimensiunii textelor vizualizate. Butonul **Default** pune la dispoziție, pentru diferite fișiere de lucru, stilul

ales de utilizator. Primul buton din partea stângă aliniază textul la primul stil disponibil din listă (Legendă strate).

Texte libere

Sunt acele texte inserate de utilizator care nu aparțin categoriilor precedente (Legendă strate, Tabel cote distanțe, etc.). Sunt, de asemenea, utilizate pentru reprezentarea numărului de puncte în faza de introducere grafică a inputului.

1.7 Inserare noduri

Comenzile de mai jos fac referire la nodurile poliliniilor profilului topografic, stratelor, apei, piezometric.

Inserare și modificare

Pentru a insera grafic un nod selectați comanda Inserează, deplasați-vă pe zona de lucru și faceți click stânga. Se poate corecta numeric poziția din tabelul Noduri din partea dreaptă a zonei de lucru.

După ce ați inserat toate nodurile polilinieii confirmați inserarea cu click dreapta. Pentru a modifica poziția unui nod selectați comanda Inserează, deplasați-vă cu mouse-ul pe punctul de modificat și trageți-l în noua poziție.

Șterge

Pentru a șterge un nod selectați comanda Șterge, deplasați-vă pe nodul de șters și faceți click stânga.

Pentru o funcționare corectă a inserării, modificării și ștergerii setați corect [toleranța mouse-ului în Indicații pentru desen](#)⁹.



Notă:

Pentru a șterge mai multe noduri simultan selectați comanda Șterge, click stânga cu butonul mouse-ului apăsat deplasați-vă într-o nouă poziție - va fi desenat un dreptunghi. Toate nodurile conținute în dreptunghi vor fi șterse.

Tabel

Nodurile pot fi asignate numeric prin comanda Tabel. În Noduri profil click dreapta pe tabelul de inserare pentru a importa, copia și exporta date.

**Notă:**

Se pot copia noduri în Tabel dintr-un editor de text. Se pot copia valori singulare sau secvențe întregi, caz în care câmpurile vor fi separate de un Tab.

1.8 Cotare

Instrumentul *Cotare* permite cotarea oricărui element: noduri de profil, strate, pânză freatică. Pentru a insera cotele selectați comanda și faceți click pe nodul de cotat. Dacă nodul este cotat, la click-ul următor se va șterge cota.

Se pot de asemenea executa comenzi în bloc prin intermediul ferestrei de popup vizualizată în colțul din dreapta jos al ecranului.

1.9 Încercări de penetrometrie

Comanda permite importul încercărilor de penetrometrie dinamice și statice prelucrate cu Dynamic respectiv Static Probing, vizualizând, în primul caz, graficul numărului de lovituri și coloana stratigrafică, și evoluția rezistenței la vârf și stratigrafia în cel deal doilea caz. Este suficient, după ce ați selectat comanda, să faceți click în punctul de inserare și va fi vizualizată fereastra pentru selectarea fișierului de inserat (în format .edp - format în care sunt exportate încercările din Static și Dynamic). Graficul poate fi deplasat cu mouse-ul ținând apăsată tasta acestuia după ce ați făcut click pe grafic.

1.10 Caracteristici geotehnice

Reunește toate datele care se referă la caracterizarea geotehnică a taluzului. Parametrii geotehnici de inserat trebuie să fie atribuiți plecând de la stratul superior (vezi și § Convenții).

Strat: Numărul stratului 1, 2, 3, 4, etc.

DB: Bază de date de terenuri cu caracteristici geotehnice.

Greutate volumică: Greutatea volumică a stratului în unitatea de măsură specificată, în prezenta terenului imers în pânda freatică introduceți greutatea saturată în căsuța corespunzătoare.

Greutatea saturată: Greutatea volumică a stratului în unitatea de măsură specificată.

Coeziunea: Coeziunea terenului în unitatea de măsură specificată. În prezenta pânzei freactice, pentru analiza coeziunii nedrenate, trebuie introdusă o valoare nedrenată în căsuță succesivă Coeziune nedrenată/aparentă .

Unghiul de frecare internă maxim: Reprezintă unghiul de rezistență al terenului în grade; în prezența pânzei freactice introduceți parametrul efectiv. Pentru analiza nedrenată introduceți zero.

Unghiul de frecare internă rezidual: Reprezintă unghiul de rezistență al terenului în grade când s-a mobilizat deja alunecarea de teren; acest parametru este necesar în metoda DEM pentru analiza cu redistribuirea tensiunilor.

Modulul K: Modulul lui Winkler al terenului în unitatea de măsură specificată, parametru necesar numai pentru analiza cu ajutorul metodei DEM. (Metoda Elementelor Discrete).

Permeabilitate: Specificați dacă stratul este permeabil sau impermeabil; în prezenta pânzelor freactice învecinate trebuie definit permeabil stratul în care se găsește pânda și asignată piezometria respectivă.

Texturi: Poziționați-vă pe această căsuță și faceți click dreapta, va fi vizualizată paleta de culori din care se poate alege și asocia stratului corespondent. Ca alternativă, este posibilă asignarea texturilor care se află în partea dreaptă a ferestrei de dialog: alegeți cu un click al mouse-ului textura și ținând apăsat butonul mouse-ului, deplasați-vă celula aferentă stratului.



Notă:

Texturile vizualizate în fereastra "Caracteristici geotehnice" sunt instalate separat prin fișierul de Texturi furnizat de GeoStru. Acestea sunt externe programului, pot fi modificate sau integrate/completate acționând în fișierul lor de instalare.

Pot fi de asemenea modificate direct în program deschizând un editor intern de texturi cu dublu click pe textura de modificat.



Atenție:

Dacă lista de texturi este goală trebuie să instalați fișierul sau să setați corect parcursul din meniul **Preferințe**.

Descriere: Poziționați-vă pe celulă și scrieți un text; acesta va fi afișat în legenda stratelor.

Parametrii geotehnici de folosit. Unghiul de frecare

- *unghiul de frecare maxim*: acest parametru este recomandat pentru nisipuri și pietrișuri cu grad mare de îndesare (densitatea relativă > 70%) sau oricum în versanți în care nu se înregistrează alunecări de teren;
- *unghiul de frecare rezidual*: acest parametru este recomandabil pentru verificarea versanților în alunecare;
- *unghiul de frecare critic*: acest parametru se poate afla pe baza celui maxim/de vârf printr-o formulă propusă de către Terzaghi și este recomandat pentru nisipuri și pietrișuri cu îndesare slabă (densitatea relativă < 20%).

[Anisotropic strength](#)^[14]

[Datele adiționale: modul de forfecare, densitate, indice de plasticitate, etc. sunt necesare pentru calcularea incrementului presiunilor neutrale în câmp seismic.](#)^[13]

1.10.1 Date adiționale

Datele adiționale: modul de forfecare, densitate, indice de plasticitate, etc. sunt necesare pentru calcularea incrementului presiunilor neutrale în câmp seismic.

Comportament geotehnic: necoeziv, coeziv, necoeziv-coeziv

Modul de forfecare dinamic la deformații scăzute: reprezintă modulul de rigiditate la forfecare la nivele scăzute de deformație. Pragul este, în general, situat între 0.0001% și 0.001%.

Modul de forfecare dinamic: reprezintă modulul de rigiditate la forfecare dincolo de pragul de liniaritate, unde terenul prezintă un comportament marcant neliniar și disipativ cu o reducere a rigidității la forfecare G .

Densitatea relativă: pentru terenuri granulare acest parametru exprimă gradul de îndesare între particule. Aceasta depinde de uniformitatea sau variația diametrelor particulelor: cu cât este mai variabil diametrul terenului, cu atât mai mare va fi densitatea relativă. O clasificare a terenurilor pe baza densității relative este redată în tabelul de mai jos.

Densitate relativă [%]	Descriere
0 - 15	Densitate foarte scăzută
15 - 35	Slab îndesat
35 - 65	Îndesare medie
65 - 85	Îndesat
85 - 100	Foarte îndesat

Relația între densitatea relativă și starea de îndesare a terenului

Grad de supraconsolidare: se exprimă cu parametrul OCR și reprezintă raportul dintre presiunea de preconsolidare și presiunea geostatică. Valoarea sa este mai mare decât unitatea pentru terenuri supraconsolidate.

Indice de plasticitate: reprezintă un parametru al comportamentului terenurilor coezive, valoarea sa este dată de diferența dintre limita lichidă și limita plastică (Limitele Atterberg).

Număr de cicluri de sarcină: necesare pentru producerea lichefierii: reprezintă numărul de cicluri de sarcină și descărcare ce declanșează lichefierea, și anume anulează starea tensională efectivă a terenului (Este calculat automat de program).

1.10.2 Anisotropie

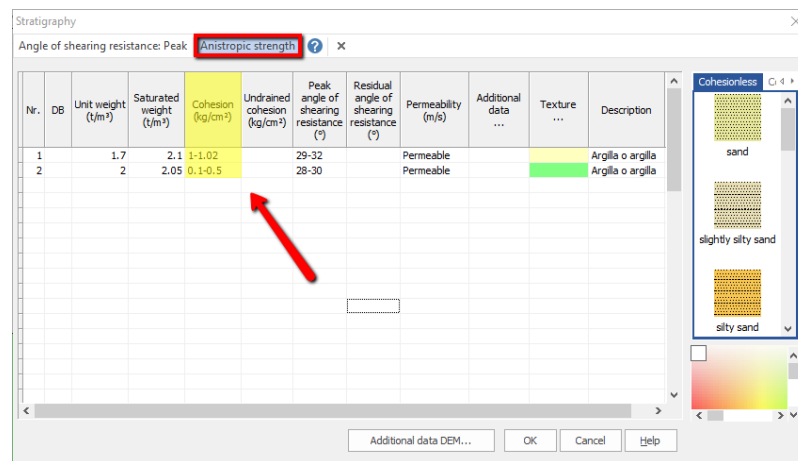
This strength model uses the following equation for dealing with anisotropy in the soil strength:

$$C = c_h(\cos\alpha_i)^2 + c_v(\sin\alpha_i)^2$$

$$\varphi = \varphi_h(\cos\alpha_i)^2 + \varphi_v(\sin\alpha_i)^2$$

The subscripts stand for horizontal and vertical. The horizontal and vertical components are specified. Alpha (α) is the inclination of the slice base.

For the anisotropic analysis, insert two values (horizontal , vertical) of the parameter geotechnical separated by - ex: c_h - c_v for cohesion (100-120)



1.11 Sarcini

Pentru introducerea sarcinilor urmați pașii de mai jos:

1. Alegeți comanda **Inserează**.
2. Deplasați-vă cu mouse-ul pe zona de lucru și faceți click pe butonul stâng al mouse-ului în punctul în care doriți să inserați încărcarea.
3. Din panoul Sarcini:
 - modificați, dacă este necesar, coordonatele în X_i , Y_i ce identifică punctul de inserare;
 - introduceți lungimea sarcinii în L ;
 - introduceți valoarea sarcinii și lungimea acesteia, respectiv F_x , F_y în tabelul din partea dreaptă a ecranului, apoi apăsați butonul Aplica.

Modifică sarcina: Deplasați-vă cu mouse-ul pe punctul de inserare a sarcinii în - panoul de sarcini vor fi vizualizate caracteristicile sarcinii: modificați și apăsați **Aplică**.

Șterge sarcina: Deplasați-vă cu mouse-ul în punctul de inserare a sarcinii, când acesta își schimbă forma faceți click pe butonul stâng al mouse-ului, sarcina va fi ștearsă.

Scară sarcini: Permite definirea unei scări pentru vizualizarea sarcinilor.

1.12 Lucrări de intervenție

Ziduri de sprijin

Pentru a introduce ziduri de sprijin pe taluz:

1. Definiți tipologiile folosind opțiunea **Ziduri** din panoul **Lucrări de intervenție**, în partea dreaptă a ecranului.
2. După ce ați definit unul sau mai multe ziduri, în același panou veți observa activă iconița aferentă inserării zidului (zid cu semnul + în stânga elevației sale). Click pe această iconiță.
3. Deplasați-vă cu mouse-ul pe zona de lucru și click stânga în punctul de inserare.
4. Pentru inserarea coordonatelor puteți folosi tot panoul din partea dreaptă a ecranului. Alegeți comanda **Modifică** (a doua iconiță cu ziduri) și inserați în tabelul de mai jos noile coordonate (sau deplasați grafic zidul pe profil).
5. Click pe butonul **Aplică**.

Pentru a **șterge** un zid alegeți ultima din cele trei iconițe (zid cu semnul x în stânga elevației) și click pe zidul de șters.

Tiranți

Pentru introducerea tiranților pe taluz:

1. Definiți tipologiile folosind opțiunea **Tiranți** din panoul **Lucrări de intervenție**, în partea dreaptă a ecranului.
2. După ce ați definit unul sau mai mulți tiranți, în același panou veți observa activă iconița aferentă inserării acestora (tirant cu semnul + în stânga lui). Click pe această iconiță.
3. Deplasați-vă cu mouse-ul pe zona de lucru și click stânga în punctul de inserare.

4. Pentru inserarea coordonatelor puteți folosi tot panoul din partea dreaptă a ecranului. Alegeți comanda **Modifică** (a doua iconiță cu tiranți) și inserați în tabelul de mai jos noile coordonate (sau deplasați grafic tirantul pe profil).
5. Click pe butonul **Aplică**.

Pentru **ștergerea** unui tirant alegeți ultima din cele trei iconițe (tirant cu semnul x în stânga) și click pe tirantul de șters.

Piloți

Pentru inserarea piloților:

1. Definiți tipologiile folosind opțiunea **Piloți**¹⁸⁾ din panoul **Lucrări de intervenție**, în partea dreaptă a ecranului.
2. După ce ați definit unul sau mai mulți piloți, în același panou veți observa activă iconița aferentă inserării acestora (pilot cu semnul + în stânga lui). Click pe această iconiță.
3. Deplasați-vă cu mouse-ul pe zona de lucru și click stânga în punctul de inserare.
4. Pentru inserarea coordonatelor puteți folosi tot panoul din partea dreaptă a ecranului. Alegeți comanda **Modifică** (a doua iconiță cu piloți) și inserați în tabelul de mai jos noile coordonate (sau deplasați grafic pilotul pe profil).
5. Click pe butonul **Aplică**.

Pentru **ștergerea** unui pilot alegeți ultima din cele trei iconițe (tirant cu semnul x în stânga) și click pe tirantul de șters.

1.12.1 Ziduri de sprijin

În această fază este posibilă definirea diverselor tipologii de ziduri de sprijin ce pot fi introduse pe profilul taluzului.

Pentru definirea unui nou tip de zid faceți click pe Ziduri în panoul Lucrări de intervenție, asigurați datele geometrice și greutatea specifică cerute.

Pentru a modifica o tipologie existentă delectați una din lista cu ajutorul butonului Următorul și efectuați modificările dorite.

În introducerea datelor este prevăzută opțiunea de considerare sau nu a flexibilității lucrării (*Deformabilă* (0), *Nedeformabilă* (1)); sunt considerate rigide lucrările din beton armat, în timp ce lucrările precum gabioane sau ziduri de balast se consideră flexibile.

În prezenta lucrărilor flexibile trebuie asigurate tensiunile tangențiale ale lucrării în unitatea de măsură specificată, în acest caz, în calculul F_s vor fi considerate și suprafețele de foraj care intersectează lucrarea și rezistența opusă de către aceasta în timpul forajului. Dacă lucrarea de foraj introdusă este de tip rigid aceleași suprafețe vor fi excluse automat din calcul și se consideră, ca și efect stabilizant, greutatea acesteia.

1.12.2 Șiruri de piloți

Selectarea comenzii vizualizează datele:

Nr: numărul de ordine al șirului de piloți;

Descriere: textul de identificare al șirului de piloți la alegerea utilizatorului;

Lungime: introduceți lungimea pilotului;

Diametru: introduceți diametrul pilotului;

Interaxul: introduceți interaxul transversal al piloților;

Înclinație: introduceți unghiul de înclinare a axului pilotului față de orizontală;

Rezistența la forfecare: introduceți valoarea tensiunii tangențiale rezistente a secțiunii pilotului; acest parametru este luat în considerare numai dacă se alege ca metodă de stabilizare aceea a tensiunii tangențiale (vezi punctul succesiv).

Metoda de stabilizare: alegeți dintre opțiunile propuse modalitatea cu care intervine pilotul asupra stabilității taluzului; fie prin metoda tensiunii tangențiale, cu care pilotul, dacă este interceptat, opune o rezistență egală cu efortul de forfecare rezistent al secțiunii, sau metoda sarcinii limită, cu care este considerat, ca efort rezistent, sarcina limită orizontală relativă la interacțiunea dintre piloți și terenul lateral în mișcare, în funcție de diametru și de interaxul dintre piloți. În ceea ce privește calculul reacției terenului cu metoda Broms se face trimitere la bibliografie.

Pentru metoda sarcinii limită trebuie asignat momentul de cedare/plasticizare (M_y) al secțiunii

Calcul automat M_y

Programul execută calculul lui M_y automat, pentru diametre ale pilotului și armăturilor predefinite, ce pot fi selectate din meniul vizualizat la apăsarea butonului <Moment plasticizare>. Valoarea momentului de cedare este necesară în momentul alegerii metodei sarcinii limită ca mecanism de rezistență

a pilotului pe stabilitatea versantului. Pentru acesta din urmă este posibilă asignarea unui factor de siguranță care va fi aplicat de către program evaluării rezistenței opusă de pilot alunecării.

1.12.3 Tiranții

Seleționarea acestei comenzi vizualizează o fereastră de dialog în care se cer următoarele date:

Nr: număr progresiv al tipologiei

Descriere: descrierea lucrării

Nr. Serie/Pas: tipologia poate fi constituită din unul sau mai mulți tiranți: în primul caz introduceți 1. În cazul unei serii de tiranți se pot introduce numărul și pasul, separate de caracterul „/”. În acest ultim caz programul va genera o serie de n tiranți cu aceleași caracteristici.

Exemplu: 10/0.5 este echivalentul unei serii de 10 tiranți cu un pas de distanțiere de 0.5 m între ei

Celelalte mărimi sunt necesare pentru a defini geometria elementului structural.

Tipologiile prevăzute sunt: Tirant activ, Tirant pasiv, Țintuiri (Nailing). Pentru fiecare dintre acestea trebuie asignată rezistența ultimă a lucrării, ce vor condiționa stabilizarea după următoarele cazuri:

Cazul 1

Suprafața de alunecare nu interceptează tirantul (nici lungimea liberă, nici fundația): în acest caz nu este considerată nicio contribuție de rezistență;

Cazul 2

Tirantul este interceptat pe lungimea sa liberă, deci fundația rămâne ancorată în partea stabilă: tracțiunea este considerată 100% ca acțiune rezistentă și se introduce la baza fâșiei care îl interceptează o forță egală cu cea a tracțiunii. Această forță este apoi descompusă în componente normală și tangențială, cea din urmă introdusă ca și conținut la rezistența la forfecare pe suprafața de alunecare.

Cazul 3

Tirantul este interceptat pe fundație, deci fundația intră în funcție doar pentru lungimea rezistentă dincolo de suprafața de alunecare: tracțiunea, în acest caz, este considerată cu un procent definit de raportul dintre lungimea rezistentă și lungimea fundației. Acțiunea este deci tratată ca și în cazul anterior.

Pentru Cazurile 2 și 3 tracțiunea se referă la o secțiune de adâncime unitară (dimensiune ortogonală la secțiunea taluzului) în funcție de interaxul longitudinal (este multiplicat cu interaxul).



Note importante

Chiar dacă se dispune o serie se asignează întotdeauna rezistența ultimă a unui singur element, tirant sau bolt.



Note despre lucrări

Pentru lucrările active componenta rezistentă a lucrării de-a lungul planului de alunecare se sustrage de la forțele motrice (Driving Forces).

Pentru lucrările pasive componenta rezistentă a lucrării de-a lungul planului de alunecare se însumează forțelor rezistente (Resisting Forces).

Consolidare cu tehnica Soil-Nailing

Tehnica armării terenurilor cu ajutorul bolțurilor/"cuielor" numită „soil-nailing” constă în introducerea armăturilor în interiorul masei de teren având funcția de a absorbi eforturile pe care terenul singur nu le-ar putea suporta.

Sistemul de armături este de tip pasiv; terenul adiacent armăturii, în momentul amplasării, este practic nesolicitat.

Rezistența: rezistența la smulgere (pullout) a bolțurilor/"cuielor" care se mobilizează pe interfața mortar-teren poate fi calculată cu ajutorul metodei lui Bustamante.

1.12.3.1 Soil nailing

Metoda de proiectare Soil nailing

Una dintre metodele de stabilizare ale unui versant este Soil Nailing.

Dimensionarea barelor de oțel (verificări interne) se realizează luând pentru acestea dimensiuni de încercare și verificând că:

- Barele nu se rup la întindere ca urmare a tracțiunii impuse;
- Barele nu se smulg din mortar datorită aderenței insuficiente;
- Terenul din jurul barei nu cedează datorită unei aderențe insuficiente.

Parametrul de siguranță (FOS) este definit ca:

FOS = Forța Disponibilă / Forța Necesară

Pentru a calcula valorile maxime de rezistență se pot folosi formulele propuse în literatură de Hausmann (1992) și MGSL Ltd (2006)

Forță maximă de întindere admisibilă a barei de oțel:

$$T_a = (\Phi \cdot f_y) \cdot (d - 4)^2 \cdot \pi / 4 \quad \text{Eq (5.8)}$$

unde:

- | | |
|--------|--|
| Φ | = factor de reducere a tensiunii stabilit de normativă |
| f_y | = tensiune limită de curgere oțel |
| d | = diametrul barei de oțel |

Forță maximă admisibilă între oțel și mortar:

$$[\beta (f_{cu})^{1/2}] \cdot \pi \cdot (d - 4) \cdot L_e / SF \quad \text{Eq (5.9)}$$

unde:

- | | |
|----------|---|
| β | =0.5 pentru bare de tip 2 normativa standard australian, impus prin normă |
| f_{cu} | = rezistența mortarului cimentat la 7 zile |
| SF | = coeficient de siguranță adoptat (impus de normă), |
| L_e | = lungime de ancorare efectivă (lungime mortar) |

Forță maximă admisibilă între teren și mortar:

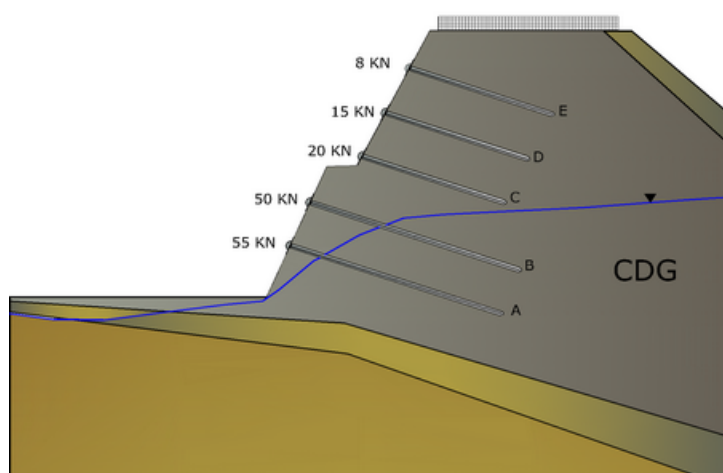
$$[(\pi D C' + 2 D K_{\alpha} \sigma_v' \tan \Phi) \cdot L_e] / S F \quad \text{Eq (5.10)}$$

unde:

- D = diametru forajului în teren
 C' = coeziunea efectivă a terenului
 K_{α} = coeficient de presiune laterală (α = unghi de înclinație) = $1 - (\alpha/90)$
 $(1 - K_0) = 1 - (\alpha/90) (\sin \Phi)$
 σ_v' = tensiunea efectivă verticală a terenului calculată la adâncimea medie a armăturii/ranforsării
 Φ = unghi de frecare teren

Exemplu de calcul*Ipoteză de proiectare*

Din secțiunea critică a versantului instabil reprezentat în figură se cunosc următorii parametri de proiectare:



Tip de teren	CDG (granit complet descompus)
C'	5 kPa,
γ	20 kN/m ³ ,
φ'	38°
D	0,1 m, diametru foraje în teren
α	15°, unghi de înclinație bară
γ_w	9.81 kN/m ³ , greutatea specifică a apei

Țintu iri/N ailin gs	Lung ime bară (m)	Dia met ru bară (mm)	Dista nță orizo ntală între bare (m)	L a (m)	L e (m)	Forța pe metru de lungim e (KN)	For ța cer ută Tr (k N)
E	8,0	25	2	4, 7 0	3 , 3 0	8,00	16, 00
D	8,0	25	2	4, 2 0	3 , 8 0	15,00	30, 00
C	8,0	25	2	3, 7 0	4 , 3 0	20,00	40, 00
B	12,0	32	2	3, 8 0	8 , 2 0	50,00	10 0,0 0
A	12,0	32	2	2, 3 0	9 , 7 0	55,00	11 0,0 0

Date de proiectare

Coeficienții de siguranță minimi impuși de normativă se regăsesc în tabel:

Modalitatea de cedare	Coeficient de siguranță minim (normativă)
Cedare la întindere a barei de oțel	$f_{\max}=0,5 f_y$
Smulgere/pullout mortar bară	3
Cedare la forfecare a terenului adiacent	2

Rezistența la întindere a barei de oțel

$f_y = 460$ Mpa (tensiune limită de curgere oțel);

$\Phi \cdot f_y = 0,5 f_y = 230$ Mpa (efort maxim de întindere al oțelului).

Forța de întindere maximă a barei de oțel

$$T_a = (\Phi \cdot f_y) \cdot (d - 4)^2 \cdot \pi / 4$$

Țintuire/ ailings	Lungime bară (m)	Diam etru bară (mm)	Distanța orizontală lă între bare (m)	Forța pe metru de lungim e (KN)	Forța cerută (KN)	Maxima forța de tracțiune admisibilă (KN)	Check ($T_a > T_r$)
E	8,0	25	2,0	8,0	16	79,6	ok
					0	6	
					0		
D	8,0	25	2,0	15,0	30	79,6	ok
					0	6	
					0		
C	8,0	25	2,0	20,0	40	79,6	ok
					0	6	
					0		
B	12,0	32	2,0	50,0	100	141,6	ok
					0	62	
					0		
					0		
A	12,0	32	2,0	50,0	100	141,6	ok
					1	62	
					0		
					0		

Tabel de calcul a rezistenței la întindere a barei de oțel

Smulgere între bara de oțel și mortar

$f_{cu} = 32$ Mpa, rezistența cubică a mortarului la 28 de zile

$b = 0.5$ pentru bare de tip 2 (deformabile)

SF= 3, coeficient de siguranță

Forța maximă admisibilă între mortar și bara de oțel:

$$[\beta (f_{cu})^{1/2}] \cdot \pi \cdot (d - 4) \cdot Le / SF$$

Le= lungimea efectivă a barei (lungime mortar)

Țintuire / Nailings	Lungime bară (m)	Diametru bară (mm)	Distanța orizontală între bare (m)	Lungime liberă La (m)	Lungime efectivă (m)	Forța pe metru de lungime (KN)	Forța cerută (KN)	Forța de întindere maximă admisibilă (KN)	Check (Tmax> Tr)
E	8,0	25	2,0	4,70	3,30	8,0	16,0	205,26	ok
D	8,0	25	2,0	4,20	3,80	15,0	30,0	236,36	ok
C	8,0	25	2,0	3,70	4,30	20,0	40,0	267,46	ok
B	12,0	32	2,0	3,80	8,20	50,0	100,0	680,06	ok
A	12,0	32	2,0	2,30	9,70	55,0	110,0	804,46	ok

Verificare la smulgere între bara de oțel și mortar

Lipsa de aderență între mortar și teren

$T_f = (\pi DC' + 2DK\alpha\sigma_v' \tan\varphi) \times Le$ (Forța mobilizată între mortar și teren)

$\alpha K = 1 - (\alpha / 90) (1 - K_0) = 1 - (\alpha / 90) (\sin\varphi)$, factor de înclinare

Granit complet descompus (CDG) cu $K\alpha = 0.897$

$$T_f = (\pi DC' + 2DK\alpha\sigma_v' \tan\varphi) \times Le = (1.571 + 0.14\sigma_v') \times Le = (1.571 + 0.140 \sigma_v')$$

Zona rezistență

Țintuiri/Nailings	Lungime efectivă strat CDG (m) Le	Strat CDG	
		CDG	WATER
E	3,30	3,40	0,00
D	3,80	5,30	0,00
C	4,30	7,20	0,00
B	8,20	9,70	1,40
A	9,70	9,40	3,00

Caracteristici geometrice ale barelor de oțel

Țintuiri/Nailings	Tensiune verticală efectivă	Rezistență	Rezistență totală	Forța cerută	F	Check
				ă	O	k

	s'_v (kPa)	mobili zată Tf (kN) CDG	ă mobi lizată Tf (kN)	Tr (kN)	. S . T f / T r	(F.O. S.)>2
E	68.00	36.65	36.65	16.00	2	OK
D	106.00	62.45	62.45	30.00	2	OK
C	144.00	93.58	93.58	40.00	2	OK
B	180.27	220.16	220.1 6	100.00	2	OK
A	158.57	230.92	230.9 2	110.00	2	OK
					0	

Verificare la cedare datorată lipsei adeziunii între mortar și teren

Programul Slope realizează un calcul simplificat întrucât nu realizează verificările pentru fiecare rând de ținuturi/armături, ci face referire la rezultantă.

1.12.4 Lucrare generică

Se poate defini o lucrare generică folosind comanda **Poligon**.

Procedați după cum urmează:

1. Selectați instrumentul Poligon și asigurați nodurile.
2. După ce ați inserat nodurile faceți click dreapta.

3. În secțiunea Atribute selectați opțiunea "**Considerați acest poligon ca și material**" și asigurați Caracteristicile materialului.

Pentru a deplasa nodurile poligonului trebuie să folosiți instrumentul Selectare, mergeți cu mouse-ul pe un nod de modificat, click pe el și ținând apăsat butonul mouse-ului, deplasați nodul în noua poziție. Pentru a ieși din comandă apăsați tasta Esc a tastaturii.

Pentru a șterge poligonul inserat selectați-l folosind comanda Selectare și apăsați tasta Delete a tastaturii.

Cu ajutorul lucrării generice se pot reprezenta o multitudine de cazuri (corpuri rigide, santuri de drenaj, excavatii, etc.).

1.12.5 Pământ armat

Se poate introduce ca și lucrare de consolidare și pământul armat; pentru definirea acestuia se cer date ce privesc dimensiunile geometrice ale lucrării (înălțime pământ armat, distanța dintre armături, lungime bază); datele referitoare la parametrii geotehnici ai materialului de umplură (greutate specifică, unghi de frecare) și cele privind rezistența armăturii. Pentru armătura programul propune geogrilă folosite la scară largă și caracteristicile de rezistență relative. Pentru pământuri armate se pot defini diferite tipologii folosind butonul **Nou** și/sau modificând un tip existent folosind butonul Următorul.

Fiecare tipologie definită, în momentul inserării, se adaptează înclinației profilului în punctul de inserare, astfel, dacă se dorește asignarea unei determinate înclinații pentru pământul armat trebuie asignată anterior acea înclinație segmentului profilului unde se va insera lucrarea. Efectul de stabilizare al acestei lucrări pe taluz este determinat de greutatea terenului de umplură, de rezistența la frecare care se dezvoltă pe fâșii și de rezistența la întindere a armăturii. Rezistența introdusă în calculul de stabilitate este calculată pentru lungimea "efectivă" a armăturilor, sau pentru partea de geogrilă ce nu este afectată de suprafața de alunecare.

1.13 Suprafață de alunecare

Analizele pot fi realizate pentru suprafețe de formă circulară sau generică/de formă oarecare. Pentru suprafețele circulare trebuie inserată rețeaua de centri. Suprafețele generice în schimb se asignează prin puncte.

Generică

Această opțiune se poate selecta doar dacă a fost aleasă opțiunea Suprafață de formă oarecare. Dacă este selectată sunt activate următoarele comenzi:

Nr. Suprafețe: inserați numărul de suprafețe oarecare de verificat.

Suprafețe: selectați suprafețele pentru care trebuie să inserați nodurile.

Pentru inserarea nodurilor vezi capitolul [Inserare noduri](#)^[10]

1.13.1 Metoda Spiralei Logaritmice

Metoda Spiralei Logaritmice, introdusă de Taylor în 1937, este o tehnică analitică utilizată în analiza stabilității versanților.

Principii Fundamentale și Avantaje

- Prin această metodă, **se depășește dificultatea de a trebui să se presupună în mod arbitrar distribuția forțelor** de-a lungul suprafeței de rupere. Aceasta este problemă comună în alte metode de echilibru limită, cum ar fi metoda cercului de frecare sau metoda fâșiilor.
- Proprietatea cheie a spiralei logaritmice constă în faptul că **rezultanta forțelor normale și a forțelor de frecare trece întotdeauna prin originea spiralei**.
- În consecință, atunci când se calculează momentul față de originea spiralei, **efectul combinat al forțelor normale și de frecare este nul**. Acest lucru simplifică considerabil calculul, deoarece rămân de luat în considerare doar momentele datorate greutateii solului și coeziunii.
- Această caracteristică o face un **"punct de referință" (yardstick)** pentru a verifica acuratețea altor metode de analiză, dat fiind că

satisface echilibrul momentelor fără ipoteze suplimentare, în afara formei de spirală logaritmică a suprafeței de rupere.

Ecuția Spiralei Logaritmice

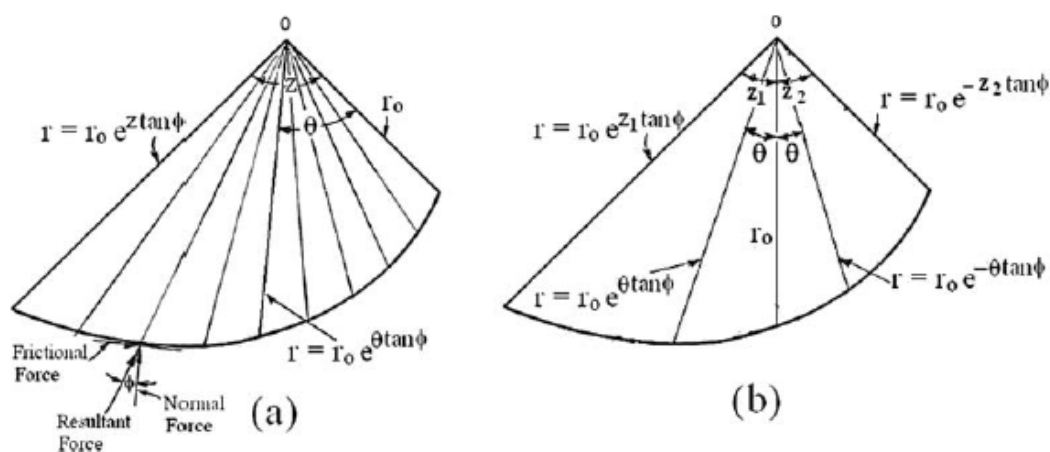
Ecuția unei spirale logaritmice în coordonate polare este exprimată astfel:

$$r = r_o e^{(\theta * \tan \phi)}$$

Unde:

- **r** este raza de la origine la spirala logaritmică.
- **r_o** este raza inițială.
- **θ** este unghiul (în radiani) între raza inițială și raza r. Lungimea razei crește dacă θ este măsurat în sens orar; scade dacă este măsurat în sens antiorar (θ negativ).
- **φ** este unghiul de frecare internă al solului. Forma spiralei logaritmice este controlată de φ. O linie normală la spirala logaritmică formează întotdeauna un unghi φ cu linia radială.

Originea spiralei logaritmice este localizată prin intermediul a două unghiuri arbitrare t și z.



Caracteristicile spiralei logaritmice

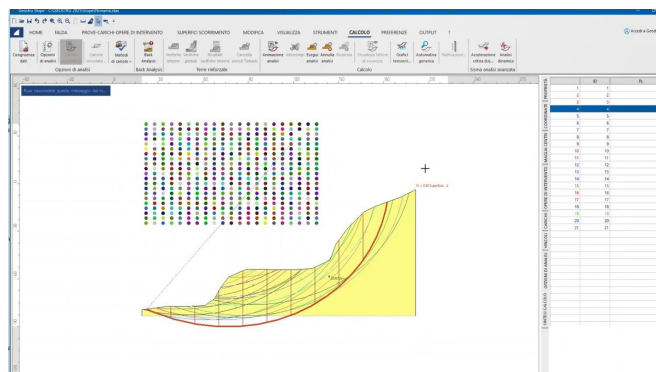
La utilizarea metodei cercului de frecare sau a metodei fâșiilor, distribuția forțelor de-a lungul arcului de rupere sau pe laturile unei fâșii trebuie

presupusă în mod arbitrar. Această dificultate poate fi depășită dacă se utilizează o spirală logaritmică drept suprafață de rupere.

Indiferent de mărimea forțelor normale pe suprafața de rupere, proprietatea spiralei logaritmice este astfel încât rezultanta forțelor normale și a celor de frecare trece întotdeauna prin originea spiralei. În consecință, la calcularea momentului față de origine, efectul combinat al forțelor normale și de frecare este nul și trebuie luate în considerare doar momentele datorate greutateii și coeziunii. Această metodă a spiralei logaritmice a fost propusă pentru prima dată de Taylor (1937) pentru analiza stabilității.

Cum se configurează o suprafață de alunecare în formă de spirală logaritmică în Slope

1. Definiți geometria secțiunii și stratigrafia acesteia.
2. Definiți coordonatele vârfurilor superior, inferior și numărul de rânduri ale suprafeței de alunecare. Este posibil să definiți acești parametri grafic, trecând la o suprafață circulară, desenând grila de centre și apoi revenind la suprafața generică: software-ul va memora datele.
3. Definiți coordonatele punctului de trecere al spiralelor logaritmice: trebuie introdus un punct corespunzător profilului secțiunii.
4. Apăsați "Genera" (Generează), eventual setați "Adatta la spirale al profilu" (Ajustează spirala la profil) pentru a elimina segmentele de spirală care cad în afara secțiunii.
5. Eventual, măriți densitatea pasului numărului de puncte ale spiralelor, numărul de rânduri, coloane ale grilei de centre sau coordonatele acesteia din urmă.
6. Efectuați calculul.



1.14 Instrumente

CERC

Selectați comanda Cerc din meniul Instrumente, poziționați-vă pe zona de lucru și faceți click pe primul punct de inserare, apoi, ținând apăsat butonul mouse-ului, pe al doilea punct de inserare, click cu butonul stâng și apoi pe cel drept pentru terminarea introducerii. Cercul desenat apare în previzualizarea înainte de tipar dar și în listarea raportului grafic.

Modifică cerc: Pentru modificarea unui cerc trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare, iar apoi mergeți cu mouse-ul pe cerc, faceți click dreapta pentru a vizualiza fereastra Proprietăți cerc.

Deplasează cerc: Pentru a deplasa un cerc selectați-l folosind comanda Selectare, apoi deplasați-vă cu mouse-ul pe un nod al dreptunghiului ce îl circumscrie, faceți click pe acest punct și, ținând apăsat mouse-ul, deplasați nodul în noua poziție. Pentru a ieși din comandă apăsați tasta Esc a tastaturii.

Șterge cerc: Pentru a șterge cercul trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare și apoi apăsați tasta Delete a tastaturii.

LINIE

Selecționați comanda Linie din meniul Instrumente, poziționați-vă pe zona de lucru și faceți un click în punctul de introducere, apoi deplasați-vă, cu mouse-ul apăsat, în cel de-al doilea punct, apoi click cu butonul stâng, iar pentru a termina introducerea click pe butonul drept al mouse-ului. Linia introdusă apare atât în previzualizarea înainte de tipar dar și în listarea raportului grafic.

Modifică linie: Pentru modificarea unei linii trebuie să o selectați mai întâi cu comanda Selectare, apoi poziționați-vă pe linia care trebuie modificată. La click dreapta apare fereastra de Proprietăți.

Deplasează linie: Pentru a deplasa o linie selectați-o folosind comanda Selectare, apoi deplasați-vă cu mouse-ul pe un nod de modificat, faceți click pe acest punct și, ținând apăsat mouse-ul, deplasați nodul în noua poziție. Pentru a ieși din comandă apăsați tasta Esc a tastaturii.

Șterge linie: Pentru a șterge o linie introdusă trebuie să o selectați mai întâi cu comanda Selectare și apăsați apoi tasta Delete a tastaturii.

POLIGON

Selecționați comanda Poligon din meniul Instrumente, poziționați-vă pe zona de lucru și faceți un click în primul punct de introducere, apoi deplasați-vă în următoarele iar pentru a termina introducerea click pe butonul drept al mouse-ului. Poligonul desenat apare în previzualizarea înainte de tipar dar și în listarea raportului grafic.

Modificare poligon: Pentru modificarea unui poligon trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare, apoi poziționați-vă pe un punct al poligonului care trebuie modificat și ținând apăsat butonul mouse-ului poziționați-vă pe noua poziție. Pentru a ieși din comanda apăsați tasta Esc a tastaturii.

La click dreapta apare fereastra de Proprietăți.

Șterge poligon: Pentru a șterge un poligon introdus trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare și apoi apăsați butonul Delete al tastaturii

DREPTUNGHI

Selecționați comandă Dreptunghi din meniul Instrumente, poziționați-vă pe zona de lucru și faceți un click în primul punct de introducere, apoi deplasați-vă în următoarele iar pentru a termina introducerea click pe butonul drept al mouse-ului. Dreptunghiul desenat apare în previzualizarea înainte de tipar dar și în listarea raportului grafic.

Modificare dreptunghi: Pentru modificarea unui dreptunghi trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare, apoi poziționați-vă pe un punct al dreptunghiului care trebuie modificat și ținând apăsat butonul mouse-ului poziționați-vă pe noua poziție. Pentru a ieși din comanda apăsați tasta Esc a tastaturii.

La click dreapta apare fereastra de Proprietăți.

Șterge dreptunghi: Pentru a șterge un dreptunghi introdus trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare și apoi apăsați butonul Delete al tastaturii.

TEXT

Selecționați comanda Text din meniul Instrumente, poziționați-vă pe zona de lucru și faceți un click în primul punct de introducere, apoi deplasați-vă, cu mouse-ul apăsat, în dreapta jos pentru a defini dimensiunea căsuței de text. Eliberați mouse-ul și scrieți textul în fereastra vizualizată. Textul introdus apare în previzualizarea înainte de tipar dar și în listarea raportului grafic.

Modificare text: Pentru modificarea unui text trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare, click dreapta pe text pentru a vizualiza fereastra de editor și a modifica textul. Pentru a ieși din comanda apăsați tasta Esc a tastaturii.

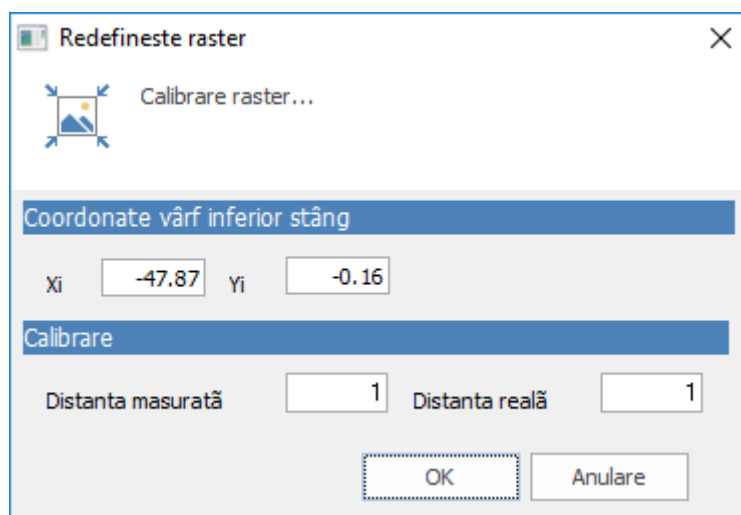
La click dreapta apare fereastra de Proprietăți.

Șterge text: Pentru a șterge un poligon introdus trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare și apoi apăsați butonul Del

IMAGINI RASTER

Programul permite inserarea de imagini raster și reducerea acestora la scară. Imaginea vizualizată pe foaia de lucru poate fi adusă la dimensiunile reale folosind comanda Redefinește raster, adică distanta măsurată între două puncte corespunde distanței reale.

Inserează: Se va solicita un fișier imagine de inserat, în același timp fiind vizualizată fereastra de mai jos:



Calibrarea imaginii în Slope

Această fereastră rămâne în prim plan pentru a permite utilizatorului să măsoare, cu ajutorul instrumentului Distanța măsurată, distanța dintre două puncte din imagine. În distanță reală inserați distanța reală între cele două puncte.

Pentru a calibra imaginea după ce ați inserat-o procedați astfel: selectați imaginea cu instrumentul Selectare, apăsați Calibrează imagine raster, click dreapta pe imaginea de calibrat, Calibrare raster.

Ștergerea imaginii raster: selectați imaginea cu instrumentul Selectare și apăsați tasta Delete a tastaturii. Pentru a șterge toate imaginile inserate folosiți comanda Șterge imagine.

1.15 Calcul

Opțiuni de analiză^[36]: Alegerea diverselor condiții de analiză dintre cele propuse .

Metodă de calcul: Alegerea metodei cu care să se efectueze calculul Fellenius, Bishop, Janbu etc. pentru mai multe informații referitoare la metodele de calcul vezi și **Metode**^[39].

Back Analysis: Realizează back analysis cu metoda lui Janbu. Acest tip de analiză se poate realiza numai pentru terenuri omogene și pentru suprafețe de alunecare generice asigurate de către utilizator. Efectuarea calculului permite realizarea graficului în care sunt afișați parametrii coeziunii și unghiul de frecare internă în astfel încât factorul de siguranță să fie egal cu 1.

Tipul de calcul^[36]

Execuție analiză: Comandă care să realizeze calculul stabilității cu metoda aleasă de către utilizator.

Recalculare: Comandă care utilizează calculul factorului de siguranță relativ la suprafața de alunecare circulară deja verificată. Pentru utilizarea acestei opțiuni trebuie urmați pașii de mai jos:

1. Alegeți comanda Recalculează din meniul Calcul, sau faceți click cu mouse-ul pe bara Recalculează.
2. Introduceți coordonatele X_0 , Y_0 ale centrului și valoarea razei suprafeței (pentru fiecare valoare introdusă confirmați cu Enter).
3. Confirmând cu tasta Enter programul realizează calculul și afișează pe ecran factorul de siguranță și datele geometrice ale suprafeței verificate.

Analiza Dinamică: Cu această comandă este posibilă calcularea în condiții dinamice. Pentru accesarea modulului QSIM este necesară o primă analiză în condiții pseudo-stactice și, identificată suprafața de verificat sau aceea cu factorul de siguranță cel mai mic găsită de program, iar apoi se poate executa comanda. Deschiderea unei ferestre de dialog va da posibilitatea utilizatorului să importe o accelerogramă a proiectului sau să o genereze din program.

Cu comanda Analiză dinamică programul începe calculul, parcurgând accelerograma de calcul, și calculează deplasările și viteza de mișcare a întregii mase potențial instabile.

Deplasările nule sunt asociate condițiilor de stabilitate și în prezenta activității seismice care generează accelerograma, având în vedere: în principiu accelerarea la sol nu depășește niciodată accelerarea critică care altoiește mișcarea. Din potrivă, deplasările mari sunt indicative pentru depășirea accelerației și deci a maselor instabile în prezenta activității seismice. Pentru teoria utilizată în generarea accelerogramei se poate consulta help-ul din interiorul modulului QSIM.

Visualizare factor de siguranță^[43]

Grafice tensiuni^[45]

Piloți: la selectarea acestei comenzi se vizualizează o fereastră în care, pentru fiecare suprafață analizată de program, se afișează poziția de inserare a pilotului, sarcina limită orizontală și porțiunea pilotului pentru care se calculează reacția terenului rezistent, cu formarea unei legături plastice în punctul de intersecție a suprafeței de

alunecare cu pilotul. Rămâne evidentă considerația că aceste informații sunt restituite de către program numai în cazul în care, în definirea piloților, a fost aleasă ca metodă de stabilizare aceea la sarcini limită a lui Broms sau T. Ito & T. Matsui.

1.15.1 Opțiuni analiză

Condiție drenată sau nedrenată : alegeți prima opțiune pentru o analiză în termeni de tensiuni efective, a doua în termeni de tensiune totală. Programul va utiliza în calcul greutatea saturată și coeziunea nedrenată cu, dacă a fost aleasă analiza nedrenată, parametrii c și ϕ cu greutatea volumică naturală, dacă analiza este drenată.

Condiții de excludere: Exclue din analiză acele suprafețe a căror puncte de intersecție în amonte și în aval se află în același segment de profil, sau oricum acelea pentru care intersecțiile intră în distanța specificată (Exclue suprafețele cu intersecția mai mică de...).

Fucția lui Morgenstern și Price: Pentru analiza de stabilitate cu metoda Morgenstern & Price este posibilă alegerea diverselor forme ale funcției caracteristice metodei (constantă - trapezoidală - sinusoidală).

Parametrul lui Janbu: Pentru analiza cu metoda lui Janbu se poate asigura o valoare parametrului ales de către utilizator.

Metoda DEM: Cu ajutorul metodei DEM este posibilă analiza de stabilitate cu redistribuirea tensiunilor.

1.15.2 Calcul blocat

Toate opțiunile fac referire la suprafețele de formă circulară.

Calcul blocat/îngrădit într-un punct

Fiind asignată o rețea de centri, sunt verificate toate suprafețele admisibile ce trec print-un punct asignat de către utilizator. Pentru a utiliza calculul blocat procedați după cum urmează:

1. Selectați Calcul blocat într-un punct.
2. Deplasați-vă apoi cu mouse-ul pe zona de lucru.
3. Citiți coordonatele din colțul stânga jos și inserați-le în căsuța blocajelor.
4. Modificați, dacă trebuie, coordonatele punctului vizualizate pe bara Blocare și click pe butonul Aplică de pe aceasta. Apoi efectuați calculul.

Calculul blocat/îngrădit în două puncte

În acest caz nu este nevoie de rețeaua de centri deoarece calculul se realizează automat cu verificarea tuturor suprafețelor admisibile care trec prin doua puncte asignate de către utilizator și tangente la o dreaptă cu o înclinație variabilă între 0° și 90° cu pasul de 1°. Pentru utilizarea calculului îngădit procedați după cum urmează:

1. Selectați Calcul blocat în două puncte.
2. Deplasați-vă apoi cu mouse-ul pe zona de lucru.
3. Citiți coordonatele din colțul stânga jos și inserați-le în căsuța blocajelor.
4. Modificați, dacă trebuie, coordonatele punctului vizualizate pe bara Blocare și click pe butonul Aplică de pe aceasta. Repetați operațiunile 3 și 4 pentru cel de-al doilea punct și apoi efectuați calculul.

Calculul blocat/îngrădit în trei puncte

În acest caz nu este nevoie de rețeaua de centri deoarece calculul se realizează automat cu verificarea tuturor suprafețelor admisibile care trec prin trei puncte asignate de către utilizator . Pentru utilizarea calculului blocat procedați după cum urmează:

1. Selectați Calcul blocat în trei puncte..
2. Deplasați-vă apoi cu mouse-ul pe zona de lucru.
3. Citiți coordonatele din colțul stânga jos și inserați-le în căsuța blocajelor.
4. Pentru fiecare punct (1, 2 și 3) coordonatele sunt confirmate cu butonul Aplică aflat în meniul Blocări.

Calcul blocat/îngrădi tangent la o dreapta

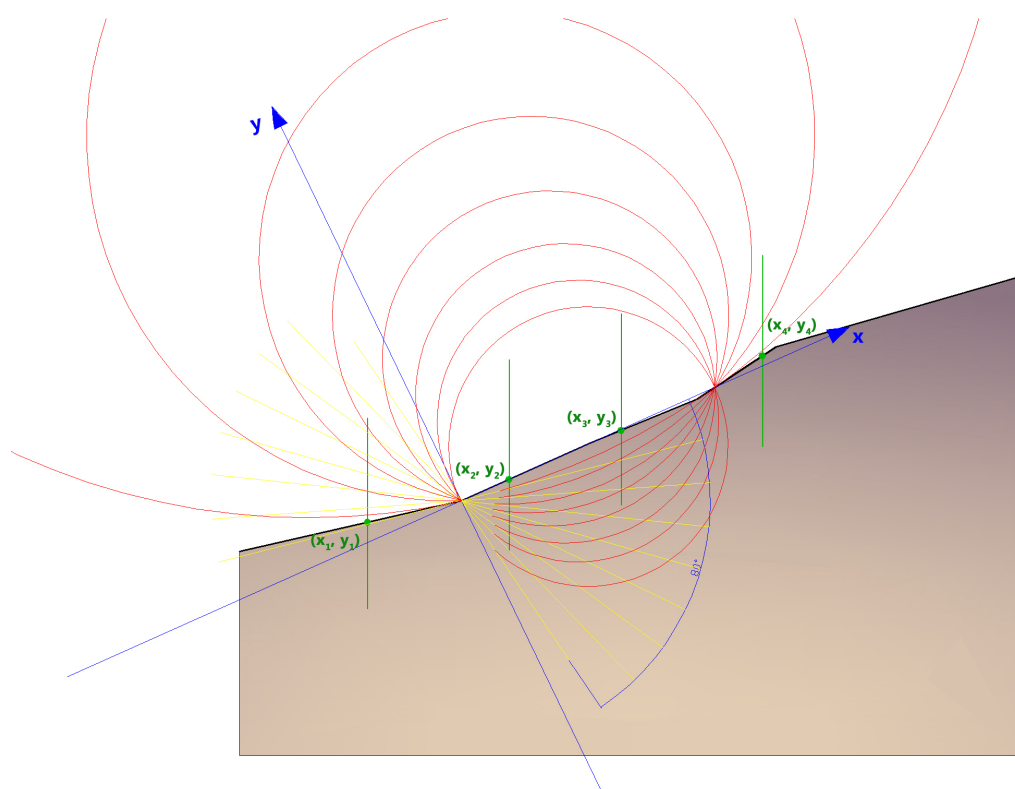
Asignată o rețea de centri și o dreaptă, sunt verificate toate suprafețele admisibile tangente la dreapta definită de către utilizator cu centrul pe rețeaua dată. Pentru folosirea calculului îngădit tangent la o dreaptă urmați pașii descriși mai jos:

1. Selectați Calculul blocat tangent la o dreaptă.
2. Deplasați-vă apoi cu mouse-ul pe zona de lucru.
3. Citiți coordonatele din colțul stânga jos și inserați-le în căsuța blocajelor.
4. Apăsați Aplică în meniul Blocări, apoi selectați al doilea punct și confirmați coordonatele acestuia.

Interval în aval

Această opțiune dă posibilitatea verificării tuturor suprafețelor a căror interjecție cu taluzul se încadrează în două segmente, unul în aval și unul în amonte. Pentru folosirea acestui calcul urmați pașii descriși mai jos:

1. Selectați Interval în aval.
2. Deplasați-vă apoi cu mouse-ul pe zona de lucru.
3. Alegeți coordonatele celor patru puncte care definesc cele două segmente (punctele 1 și 2 pentru intervalul în aval, 3 și 4 pentru cel în amonte). Fiecare coordonată trebuie să fie confirmată cu butonul Aplică aflat în meniul Blocări.
4. Efectuați analiza.



*În acest exemplu, valoarea deschiderii unghiulare maxime este de 80°, în timp ce pasul de variație unghiulară este de aproximativ 10°;
Linii tangente care constrâng cercurile de rupere calculate de program sunt reprezentate cu galben.*

**Notă:**

Programul nu realizează calculul dacă nu găsește suprafețe compatibile cu descrierile facute.

Blocat într-o serie de puncte

Permite verificarea unei serii de suprafețe blocate într-o serie de puncte. Introduceți blocările di tabelul aferent.

1.15.3 Metode de calcul

Metoda echilibrului limită constă în studiul echilibrului unui corp rigid, constituit din versant și dintr-o suprafață de alunecare de formă oarecare (linie dreaptă, arc de cerc, spirală logaritmică); de la acest echilibru sunt calculate tensiunile la forfecare (τ) și comparate cu rezistența disponibilă (τ_f), calculată cu criteriu de rupură a lui Coulomb, iar din această comparație reiese prima indicație privind stabilitatea prin coeficientul de siguranță:

$$FS = \tau_f / \tau$$

Dintre metodele echilibrului limită unele consideră echilibrul global al corpului rigid (Culman), altele din cauza neomogenizații divid corpul în fâșii considerând echilibrul fiecăruia (Fellenius, Bishop, Janbu etc.).

Mai jos sunt discutate metodele echilibrului limită al Marius Buldur.

Fellenius (1927)

Metodă validă doar pentru suprafețe de alunecare de formă circulară, sunt neglijate forțele dintre fâșii. Cu această metodă nu sunt luate în considerare lucrările de intervenție.

Bishop (1955)

Metodă validă doar pentru suprafețe de alunecare de formă circulară. Nu este neglijată nicio contribuție a forțelor ce acționează pe fâșii, Bishop fiind primul care a descris problemele legate de metodele convenționale.

Janbu (1956)

Janbu a extins metoda lui Bishop la suprafețe de alunecare de formă oarecare. Când se lucrează cu suprafețe de alunecare de formă oarecare bratul forțelor se schimbă (în cazul suprafețelor circulare rămâne constant și egal cu raza) din acest motiv este mai convenabil calculul ecuației momentului față de colțul fiecărei fâșii.

Morgenstern & Price (1965)

Se stabilește o relație între componentele forțelor de interfață de tip $X = \lambda f(x)E$, unde λ este un factor de scară iar $f(x)$, funcția poziției lui E și a lui X , definește o relație între variația forței X și a forței E în interiorul masei ce alunecă. Funcția $f(x)$ este aleasă arbitrar (constantă, sinusoidală, semisinusoidală, trapezoidală, etc.) și influențează puțin rezultatul, dar trebuie verificat ca valorile găsite pentru necunoscute să fie fizic acceptabile.

Spencer (1967)

Forțele interfeței de-a lungul suprafețelor de diviziune a fâșiilor sunt orientate paralel între ele și înclinate față de orizontală cu un unghi asigurat.

Bell (1968)

Echilibrul se obține egalând cu zero suma forțelor orizontale, suma forțelor verticale și suma momentelor față de origine. Sunt adoptate funcții de distribuție a tensiunilor normale.

Sarma (1973)

Metoda Sarma este o simplă, dar precisă metodă pentru analiza stabilității taluzurilor, ce permite determinarea accelerației seismice orizontale necesare pentru ca masa de teren, delimitată de suprafața de alunecare și de profilul topografic, ajunge la starea de echilibru limită (accelerație critică K_c) și, în același timp, permite calcularea factorului de siguranță obținut ca și pentru celelalte metode mai cunoscute din geotehnică.

Este vorba despre o metodă bazată pe principiul echilibrului limită și a fâșiilor, deci este considerat echilibrul unei potențiale mase de teren în alunecare subdivizată în n fâșii verticale de grosime suficient de mică pentru a considera admisibilă presupunerea că efortul normal N_i acționează în punctul mediu al bazei fâșiei.

Zeng Liang (2002)

Zeng și Liang au efectuat o serie de analize parametrice pe un model bidimensional dezvoltat cu un cod în elemente finite ce reproduce cazul piloților imerși într-un teren în mișcare (drilled shafts). Modelul bidimensional reproduce o fâșie de teren de grosime unitară și presupune că fenomenul survine în condiții de deformare plană în direcție paralelă cu axa piloților. Modelul a fost utilizat pentru a cerceta influența în formarea efectului arc a anumitor parametrii ca interacțiune între piloți, diametrul și forma piloților și proprietățile mecanice ale terenului. Autorii identifică în raportul dintre interacțiune și diametrul piloților (s/d) parametru adimensional determinant pentru formarea efectului arc.

Problema este static nedeterminată, cu grad de nedeterminare egal cu $(8n-4)$, dar cu toate acestea se poate obține o soluție reducând numărul necunoscute și considerând deci ipoteze simplificative, astfel încât să facă problema determinată.

Metoda numerică a deplasărilor**D.E.M. Discrete Element Method (1992)**

Cu această metodă terenul este modelat ca o serie de elemente discrete, pe care le vom numi "fâșii", și ține cont de compatibilitatea reciprocă între fâșii. În acest scop fiecare fâșie și fâșiile adiacente și baza sunt blocate de resorturi Winkler. Există o serie de resorturi în direcție normală la interfață pentru a simula rigiditatea normală și o serie de resorturi în direcția tangențială pentru a simula rezistența la alunecare a interfeței. Comportamentul resorturilor normale și a celor transversale este luat de tip Elasto-plastic perfect. Resorturile normale nu cedează la compresie dar cedează doar la întindere cu o capacitate extensională maximă pentru teren coeziv și fără capacitate extensională pentru terenuri necoezive.

Resorturile cedează când se ajunge la rezistența maximă la forfecare și se disting două tipuri de comportament: teren fragil și teren nefragil.



Metodele de calcul și diversele teorii se regăsesc în raportul de calcul.



Slope calculează doar o metodă o dată. Se pot combina metodele de calcul și folosi comanda "Recalculează" pentru recalcularea aceleiași suprafețe.

1.15.4 Rezumat calcul

După efectuarea calculului se activează panoul Rezumat calcul în care sunt afișate, în formă sintetică, rezultatele calculului: numărul de suprafețe calculate, factorul de siguranță minim și maxim.

Recalculează: realizează calculul factorului de siguranță relativ unei suprafețe de alunecare circulară deja verificată. Pentru utilizarea acestei opțiuni trebuie să:

1. Alegeți suprafața de recalculat cu comanda Vizualizare factor de siguranță din meniul Calcul, apăsați tasta ESC pentru a confirma poziția suprafeței.
2. Introduceți coordonatele X_C , Y_C ale centrului și valoarea razei suprafeței (la fiecare valoare introdusă dați confirmarea cu Enter).
3. Confirmând cu tasta Recalculează programul realizează calculul și vizualizează factorul de siguranță și datele geometrice ale suprafeței examinate.

Funcția Recalculează este foarte utilă întrucât permite: modificarea metodei de calcul, inserarea de lucrări și verificarea suprafeței calculate anterior.

Intervale de vizualizare: Această comandă dă posibilitatea de împărțire în culori a suprafețelor de alunecare al căror factor de siguranță se află în intervalele definite de către utilizator. Discretizarea intervalelor poate fi făcută și automat dacă se alege opțiunea prezentă în panoul din dreapta jos.

Utilizatorul poate personaliza intervalele alegând limitele inferioară și superioară (ex. 0-1,3) și culoarea corespundentă sau definind un gradient de culori. Alegerea personalizată a intervalelor va fi efectuată după deselectarea opțiunii Alegere automată culori intervale de vizualizare, selectând Alegere culori intervale în panoul vizualizat.

După executarea calculului, pentru vizualizarea suprafețelor cu diferitele culori trebuie să faceți click pe bara de stare (bara gri din partea inferioară zonei de lucru) pe Culori suprafețe.

Vizualizare

Rețea de centrii: vizualizarea rețelei de centrii aleasă de către utilizator.

Hartă factori: vizualizarea pe rețeaua de centrii a factorilor de siguranță relativi fiecărui centru.

Hartă culori: vizualizarea hârtii de factori în culori; această opțiune este utilă pentru a stabili dacă rețeaua de centrii verifică toate posibilele suprafețe de alunecare compatibile cu poziția acestora și cu geometria taluzului. Prezența benzilor de culoare bine definite este un indice al poziționării corecte a rețelei; în caz contrar, dispersiile puternice de culoare îndrumă utilizatorul spre alegerea unei alte rețele.

Izolinii: vizualizează pe rețeaua de centrii curbele care unesc punctele cu același factor de siguranță.

1.15.5 Vizualizare factor de siguranță

Opțiune de calcul selectabilă numai dacă se activează opțiunea care se referă la suprafețele de alunecare circulare Suprafață circulară. Pentru utilizarea acestei opțiuni urmați pașii de mai jos:

1. După ce ați efectuat calculul automat selectați din meniul Calcul comanda Vizualizare factor de siguranță.
2. Deplasați-vă cu mouse-ul pe rețeaua de centrii.
3. Pe status bar (bara de culoare gri situată în partea de jos a zonei de lucru) este vizualizat factorul de siguranță corespondent pentru fiecare suprafață cu raza R_C și centru (X_C, Y_C) .
4. Ieșiți din comandă cu ESC.

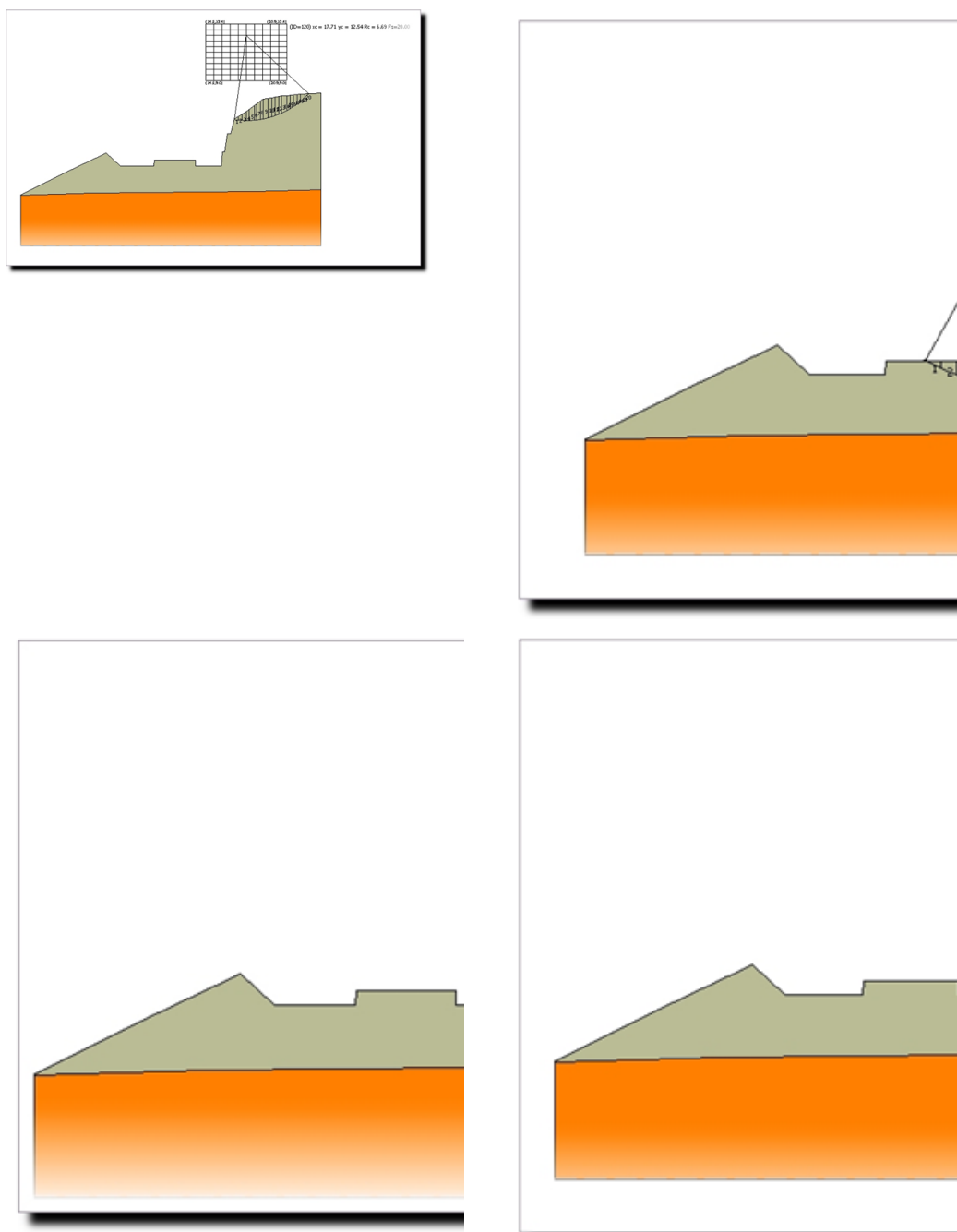


Fig.4.16.5.1-Rezultatele obținute pe aceeași secțiune pe patru suprafețe de alunecare calculate

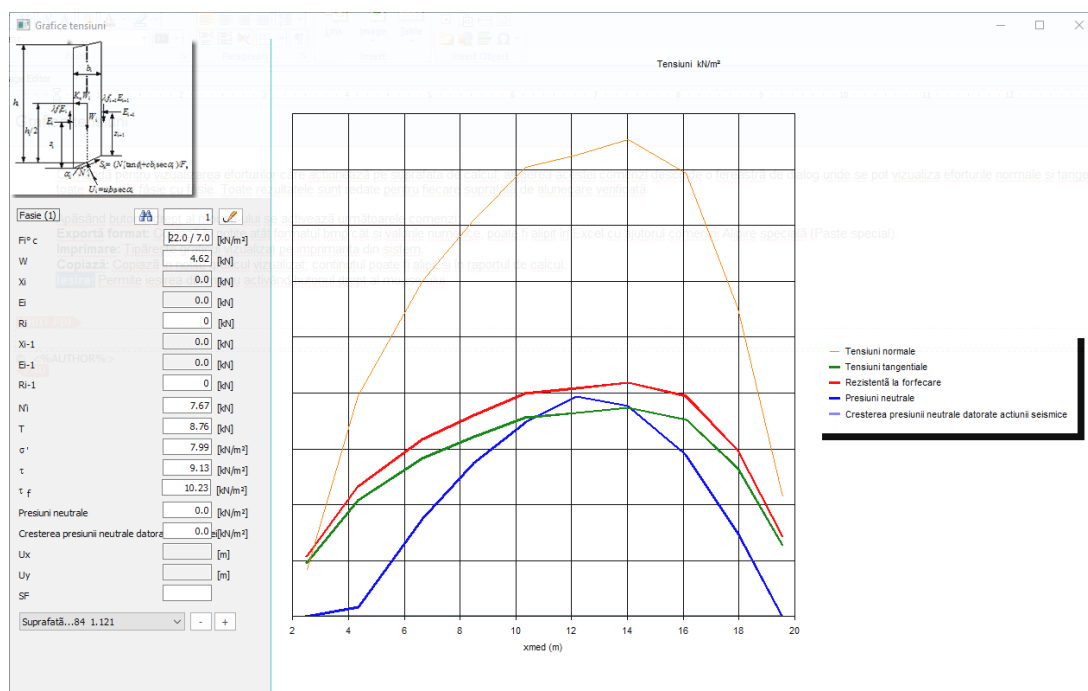


Notă:

Suprafața interogată rămâne memorată pe ecran după ce ieșiți din comandă, această suprafață putând fi și printată.

1.15.6 Grafice tensiuni

Comanda pentru vizualizarea eforturilor care acționează pe suprafața de calcul; alegerea acestei comenzi deschide o fereastră de dialog unde se pot vizualiza eforturile normale și tangențiale pe o suprafață și, în stânga ferestrei, toate eforturile fâșie cu fâșie.



Apăsând butonul drept al mouse-ului se activează următoarele comenzi:

Exportă format: Copiă în notițe atât formatul bmp cât și valorile numerice, poate fi alipit în Excel cu ajutorul comenzii Alipire specială (Paste special).

Imprimare: Tipărește graficul vizualizat pe imprimanta din sistem.

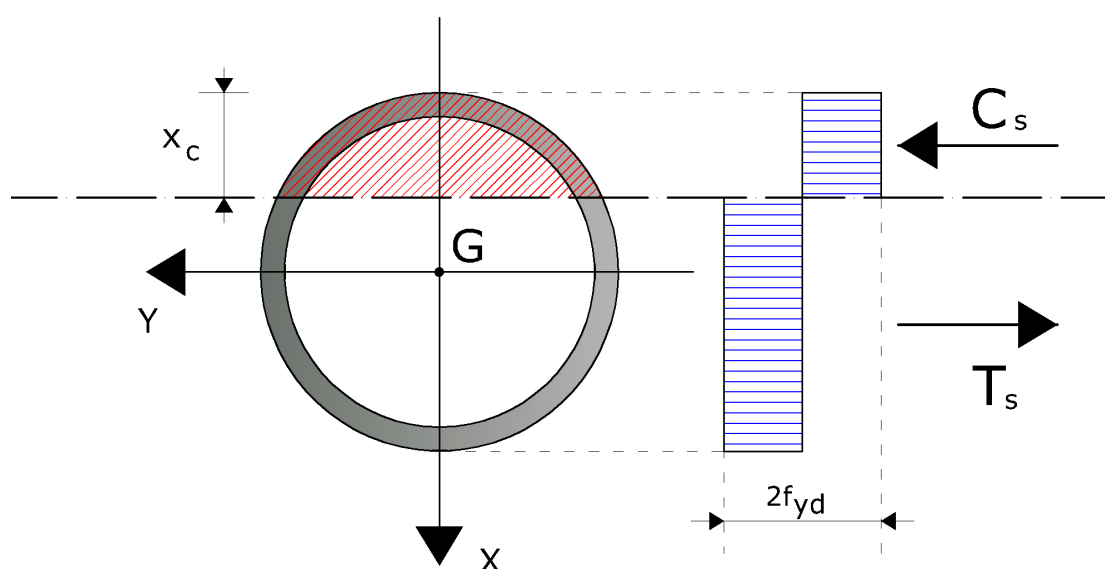
Copiază: Copiază în notițe graficul vizualizat; conținutul poate fi alipit și în raportul de calcul.

Ieșire: Permite ieșirea din meniu activând butonul drept al mouse-ului.

1.16 Moment de cedare piloți

Calculul momentului de plasticizare pentru o secțiune tubulară din oțel

Secțiunea luată în considerare este următoarea:



Schema pentru momentul de plasticizare al unei secțiuni tubulare din oțel

Calculul momentului de plasticizare a fost efectuat presupunând, pentru oțel, o legătură constitutivă de tip rigid plastic, cu tensiune limită de curgere egală cu f_{yd} . Momentul de plasticizare a fost determinat prin interpolarea pe curba de interacțiune a secțiunii.

Pentru construirea curbei de interacțiune a secțiunii s-a urmat procedura de mai jos:

- **pas 1** se fixează adâncimea axei neutre (x_c) - (plecând de la $x_c = 0$);
- **pas 2** calculul rezultantei în termeni de efort normal (N_d);
- **pas 3** calculul momentului resultant (M_d), față de baricentru geometric al secțiunii;
- **pas 4** memorarea punctului calculat (N_d , M_d);
- **pas 5** Increment x_c , dacă x_c este mai mic sau maximegal cu diametrul secțiunii atunci ne întoarcem la pasul 1, altfel procesul este încheiat.



**Notă:**

În acest mod se construiește partea superioară a domeniului de interacțiune. Partea inferioară este identică, dar antisimetrică.

Un punct generic al domeniului de interacțiune a fost calculat cu formulele de mai jos:

$$Nd = Ac_s(x_c) \cdot f_{yd} - At_s(x_c) \cdot f_{yd}$$

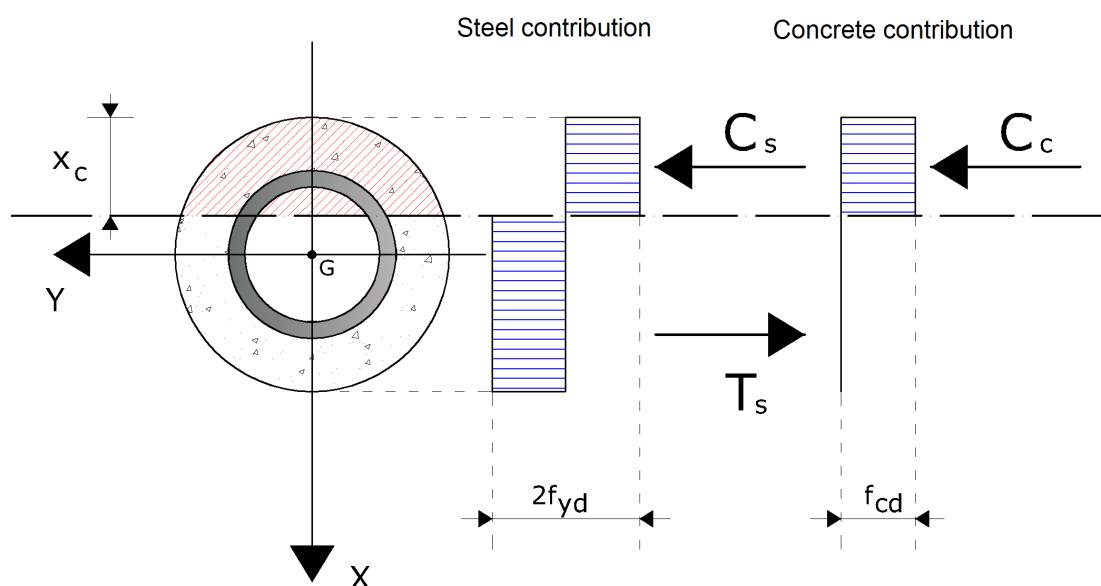
$$Md = Ac_s(x_c) \cdot f_{yd} \cdot dCs + At_s(x_c) \cdot f_{yd} \cdot dTs$$

În formulele precedente simbolurile au următoarele semnificații:

- **Ac_s** Aria de oțel comprimat;
- **At_s** Aria de oțel întins;
- **fcd** Rezistența de calcul beton;
- **fyd** Rezistența de calcul oțel;
- **dCs** Distanța între rezultanta tensiunilor în compresiune a oțelului și baricentrul secțiunii;
- **dTs** Distanța între rezultanta tensiunilor la întindere a oțelului și baricentrul secțiunii;

Calculul momentului de plasticizare pentru o secțiune tubulară din oțel imersă într-o secțiune circulară de beton

Formula precedentă, utilizată pentru secțiunea tubulară, poate fi extinsă la cazul în care tubul este imers într-o secțiune din beton. În acest caz este nevoie să se țină cont de contribuția betonului, conform schemei de mai jos:



Schema pentru momentul de plasticizare al unei secțiuni tubulare din oțel imersă într-o secțiune circulară din beton

După cum se poate observa, betonul este considerat reactiv și doar cel comprimat. Valoarea solicitărilor corespunzătoare unei adâncimi fixate a axei neutre a secțiunii este:

$$Nd = Ac_s(x_c) \cdot f_{yd} + Ac_c(x_c) \cdot f_{cd} - At_s(x_c) \cdot f_{yd}$$

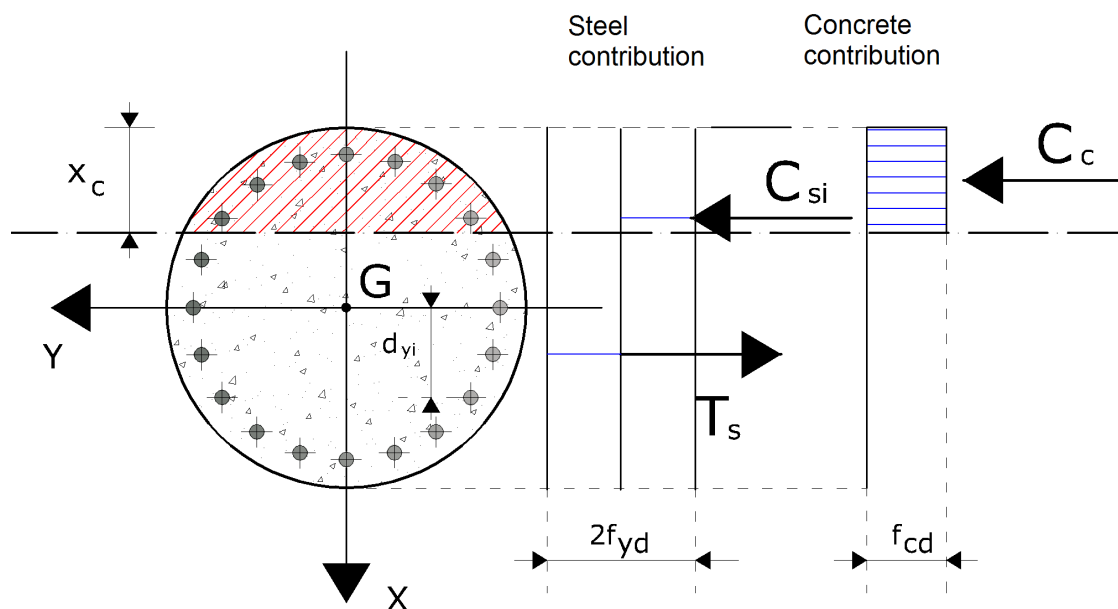
$$Md = Ac_s(x_c) \cdot f_{yd} \cdot dCs + Ac_c(x_c) \cdot f_{cd} \cdot dCc + At_s(x_c) \cdot f_{yd} \cdot dTs$$

În formulele precedente simbolurile au următoarele semnificații:

- **Ac_s** Aria de oțel comprimat;
- **Ac_c** Aria de beton comprimat;
- **At_s** Aria de oțel întins;
- **fcd** Rezistența de calcul beton;
- **fyd** Rezistența de calcul oțel;
- **dCs** Distanța între rezultanta tensiunilor în compresiune a oțelului și baricentrul secțiunii;
- **dCc** Distanța între rezultanta tensiunilor în compresiune a betonului și baricentrul secțiunii;
- **dTs** Distanța între rezultanta tensiunilor la întindere a oțelului și baricentrul secțiunii;

Calculul momentului de plasticizare pentru o secțiune circulară din B.A.

Și în acest caz se presupune o legătură constitutivă a materialelor de tip rigid plastic, cu tensiuni limită egale cu f_{cd} și f_{yd} , respectiv pentru beton și pentru oțel. Schema de referință este:



Schema de referință pentru calculul momentului de plasticizare a unei secțiuni circulare din B.A.

În acest caz, valoarea solicitărilor, în corespondență cu o adâncime prefixată a axei neutre este următoarea:

$$Nd = \sum_{i=1}^{i=nb} Asi^+ \cdot f_{yd} - \sum_{i=1}^{i=nb} Asi^- \cdot f_{yd} + Ac_c(x_c) \cdot f_{cd}$$

$$Md = \sum_{i=1}^{i=nb} Asi \cdot f_{yd} \cdot d_{yi} + Ac_c(x_c) \cdot f_{cd} \cdot d_{Cc}$$

În formulele precedente simbolurile au următoarele semnificații:

- **Ac_c** Aria de oțel comprimat;
- **Asi+** Aria barei de armătură i, ce se află deasupra axei neutre;
- **Asi-** Aria barei de armătură i, ce se află sub axa neutră;
- **Asi** Aria barei de armătură i;
- **fcd** Rezistența de calcul beton;
- **fyd** Rezistența de calcul oțel;

- **dCc** Distanța între rezultanta tensiunilor în compresiune a betonului și baricentrul secțiunii;
- **dyi** Distanța pozitivă (de-a lungul verticalei) măsurată între baricentru barei de armatură și baricentrul secțiunii;

1.17 Suprapresiuni interstițiale

Rezistența la forfecare în condiții de sarcină seismică.

În lipsa unor determinări experimentale adecvate, obținute din încercări ciclice de laborator, reducerea rezistenței de forfecare în condiții de sarcină seismică poate fi calculată folosind relații empirice de citire, după cum este indicat în paragrafele de mai jos, cu referire la cazul analizelor conduse în termeni de tensiuni efective sau de tensiuni totale.

Analiza în condiții de tensiuni efective.

Incrementul presiunii interstițiale trebuie calculat în cazul terenurilor saturate dacă deformarea la forfecare indusă de acțiunea seismică este superioară valorii deformării pragului volumetric, γ_v . În terenuri parțial saturate, presiunea interstițială crește în timpul aplicării solicitării seismice, dar se menține în general inferioară presiunii atmosferice; în acest caz poate fi luată o valoare nulă a presiunilor interstițiale pentru toată perioada de aplicare a sarcinii ($\sigma' = s$) iar dacă analizele pot fi realizate utilizând caracteristicile de rezistență determinate în încercări drenate realizate pe specimene saturate ale aceluiași material. Pentru calculul lui Δu trebuie făcută distincție între comportamentele terenurilor în funcție de natura lor diferită, coezivă sau necoezivă.

Terenuri coezive.

Pentru terenurile coezive, incrementul de presiune interstițială Δu , la o anumită adâncime, poate fi calculat cu ajutorul următoarei relații empirice (Matsui et al., 1980):

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \left\{ \frac{\gamma_{c,\max}}{\gamma_v} \right\} \right]$$

Unde σ'_0 este valoarea inițială a presiunii medii efective la adâncimea considerată, $\gamma_{c,\max}$ este deformarea de forfecare maximă atinsă în timpul seismului iar $\beta=0.45$ este un coeficient experimental. Deformarea pragului volumetric γ_v , determinabil cu încercări ciclice de laborator, poate fi calculat într-o primă aproximare cu ajutorul formulei:

$$\gamma_v = A \cdot (OCR - 1) + B$$

În care OCR este gradul de supraconsolidare, A și B sunt coeficienți experimentali care, în absența unei determinări directe, pot fi calculați în funcție de indicele de plasticitate:

Ip(%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

Valori sugerate pentru coeficienții A și B

Valoarea lui $\gamma_{c,max}$ relativ la adâncimea considerată poate fi determinat prin intermediul unei analize a răspunsului seismic local. Altfel, se determină preliminar valoarea lui τ_{max} cu ajutorul formulei empirice:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

Unde a_{max} , exprimată în g, este accelerația maximă la nivelul terenului pe verticala relativă punctului considerat; g este accelerația gravitațională; σ_v este tensiunea verticală totală; r_d este un coeficient reductiv ce ține cont de acțiunea seismică la adâncimea de interes care aduce în discuție deformabilitatea subsolului. Coeficientul r_d poate fi calculat, ca primă aproximare, cu expresia de mai jos:

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

Unde z este adâncimea în punctul considerat. Deformarea maximă de forfecare indusă de seism se calculează deci cu formula:

$$\gamma_{c,max} = \frac{\tau_{max}}{G}$$

Unde modulul de forfecare G poate fi determinat, iterativ, de curba (G- γ) obținută din încercări de laborator.

Terenuri granulare.

În terenurile granulare incrementul presiunii interstițiale generat de solicitarea seismică poate fi calculat cu următoarea formulă empirică (Seed & Booker, 1997):

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left\{ \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{a}} \right\}$$

Unde Δu_N este incrementul de presiune interstițială după N cicluri de sarcină, σ'_0 este valoarea inițială a presiunii medii efective la adâncimea considerată, N este numărul de cicluri de sarcină de amplitudine constantă echivalentă seismului iar N_L este numărul de cicluri de sarcină necesare pentru producerea lichefierii în teren. Constanta experimentală a poate fi calculată cu relația propusă de Fardis & Veneziano (1981) în funcție de densitatea relativă D_r (în fracție):

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.93} \cdot \varepsilon_g$$

Termenul ε_g are distribuție log-normală cu valoare medie unitară și variație egală cu 0.1. Pentru determinarea numărului de cicluri N ce apare în una dintre relațiile anterioare este necesară aproximarea deformărilor de forfecare neregulate induse de cutremur cu o solicitare ciclică echivalentă de amplitudine constantă (τ_{eq}) și număr de cicluri echivalent (N_{eq}) urmând una dintre numeroasele proceduri prezente în literatură. Utilizând de exemplu procedura propusă de Biondi et al. (2004) se obține:

$$\tau_{eq} = 0.65 \cdot \tau_{max}$$

$$N_{eq} = e^{(\alpha + \beta \cdot \ln(a_{max}) + \gamma \cdot \ln(I_a) + \delta \cdot \ln(v_0) + \varepsilon \cdot \ln(T^D))}$$

În prima dintre ecuațiile precedente τ_{max} reprezintă solicitarea de forfecare maximă indusă de teren la adâncimea considerată, a cărei valori poate fi calculat cu ajutorul unei analize a răspunsului seismic local sau, la o primă aproximare, cu ajutorul unei formule utilizate în paragraful referitor la terenuri coezive. În a doua ecuație din cele precedente diverșii termeni au următoarele semnificații:

- I_a intensitatea lui di Arias (m/s);
- v_0 intensitatea intersecțiilor cu axa timpilor accelerogramei (s⁻¹);
- T^D durata accelerogramei definită de Trifunac și Brady (s);

Intensitatea lui Arias este definită prin formula de mai jos:

$$I_a = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt$$

Celelalte simboluri care apar, α - β - γ - δ - ε , sunt constante pentru care se sugerează valorile:

$$\begin{cases} \alpha = -1.629 \\ \beta = -2.493 \\ \gamma = 1.239 \\ \delta = 0.854 \\ \varepsilon = -0.307 \end{cases}$$

Pentru determinarea valorii lui N_L se poate face referire la metodele ce se bazează pe interpolări de tip grafic sau eventual pe utilizarea rezultatelor din încercări triaxiale ciclice sau de forfecare simplă ciclică.

1.17.1 Reducerea rezistenței nedrenate

Analiză în condiții de tensiuni totale.

Terenuri coezive

Dacă analiza este realizată în termeni de tensiuni totale, valoarea coeziunii aparente/nedrenate cu trebuie redusă față de cazul static pentru a ține cont de degradarea ce rezultă din caracterul ciclic al solicitărilor seismice. Este în general neglijat, în favoarea siguranței, eventualul increment al rezistenței nedrenate, ce se poate manifesta în terenuri coezive cu plasticitate ridicată datorată efectului vitezei ridicate a aplicării sarcinilor. Un calcul al coeficientului de reducere a rezistenței nedrenate, δ_{cu} poate fi obținut cu ajutorul formulei:

$$\delta_{cu} = N^{-t}$$

Unde N este numărul de cicluri induse de seism, iar t este un parametru de degradare ce poate fi calculat cu formula:

În funcție de deformarea de forfecare ciclică γ_c și de deformarea pragului volumetric, calculată cu formulele precedente, valorile lui s și r pot fi calculați în funcție de indicele de plasticitate. I_p este gradul de supraconsolidare OCR:

		OCR=1		OCR=2	OCR=4
	$I_p=15$	$I_p=30$	$I_p=50$	$I_p=50$	$I_p=50$
s	0.195	0.095	0.075	0.054	0.042
r	0.600	0.600	0.495	0.480	0.423

Coeficienți pentru calculul indicelui de degradare ciclică (Matasovic, 1993)

Numărul de cicluri N poate fi aflat calculând numărul de intersecții cu axa timpilor în intervalul de timp cuprins între prima și ultima depășire a unui prag de accelerație prefixat (de obicei egal cu 0.05 g). Pentru deformarea de forfecare ciclică γ_c se poate utiliza relația:

$$\gamma_c = \frac{\tau_{eq}}{G}$$

În care valoarea modului de forfecare G este determinată iterativ de la curba ($G-\gamma$) obținută din încercări de laborator iar τ_{eq} se poate calcula cu formula utilizată anterior.

1.17.2 Calculul modului de forfecare

Calculul modului de forfecare G

Modulul de forfecare de introdus în ecuațiile precedente poate fi calculat făcând referire la diagramele de tipul celor din figura de mai jos, în care se trasează evoluția modului de forfecare cu deformarea de forfecare (pentru diverse valori ale indicelui de plasticitate al terenului I_p):

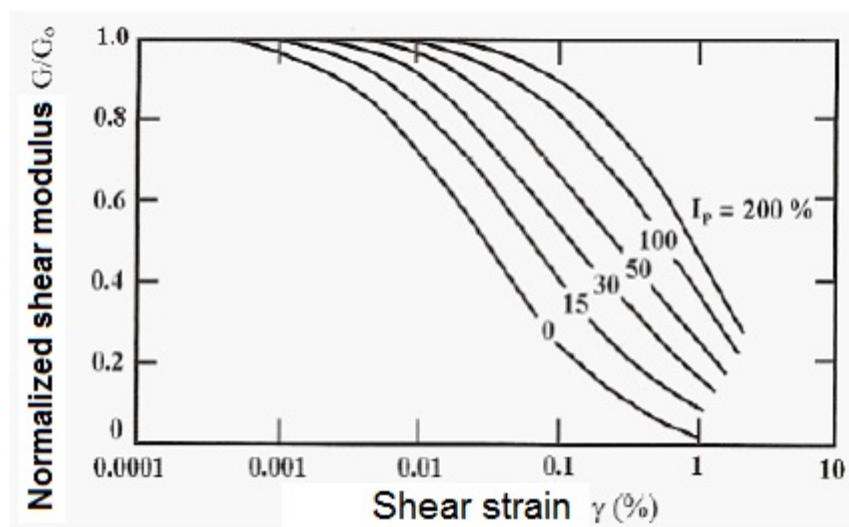


Diagrama utilizată pentru calculul modulului de forfecare

După cum se poate observa nu este diagramat direct G ci raportul G/G_0 unde G_0 este modulul de forfecare în condiții dinamice la deformări scăzute.

Modulul G_0 poate fi calculat corelându-l cu viteza undelor S ale stratului:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

Unde ρ este densitatea de masă a terenului dată de greutatea volumică împărțită la accelerația gravitațională în m/s^2 ($9.81 m/s^2$). Ca alternativă există diverse formulări pentru calculul lui G_0 , printre care și cele de mai jos:

Metoda lui Imai și Tomauchi.

Această metodă corelează modulul de forfecare dinamic la deformări mici cu rezistența de vârf medie:

$$G_0 = 28 \cdot q_c^{0.611} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Unde q_c este rezistența de vârf medie în stat măsurată cu penetrometru static. Rezultatul este exprimat în kg/cm^2 .

Metoda Ohsaki & Iwasaki.

Această metodă este validă pentru nisipuri curate și cu comportament plastic. Această metodă corelează modulul de forfecare cu deformări mici cu numărul de lovituri medii pe strat și cu granulometria terenului:

$$G_0 = a \cdot N_{spt}^b \left[\frac{t}{m^2} \right]$$

Unde N_{spt} este numărul de lovituri mediu al stratului iar constantele a și b se pot calcula folosind tabelul:

a	b	Granulometrie
650	0.94	Nisipuri curate
1182	0.76	Nisipuri cu comportament plastic

Valorile parametrilor de inserat în formula Ohsaki și Iwasaki

1.17.3 Calculul N_L

Calculul N_L (număr de cicluri necesare pentru a obține lichefierea terenului)

Numărul de cicluri necesare pentru lichefierea terenului poate fi calculat cu ajutorul diagramelor de tipul celei din figura de mai jos. În figură este diagramat "mersul" lui N_L în funcție de amplitudinea efortului de forfecare impus τ_{hv} (Normalizat față de valoarea inițială a tensiunii medii efective). Diagrama este cunoscută pentru diferite valori de densitate relativă D_r :

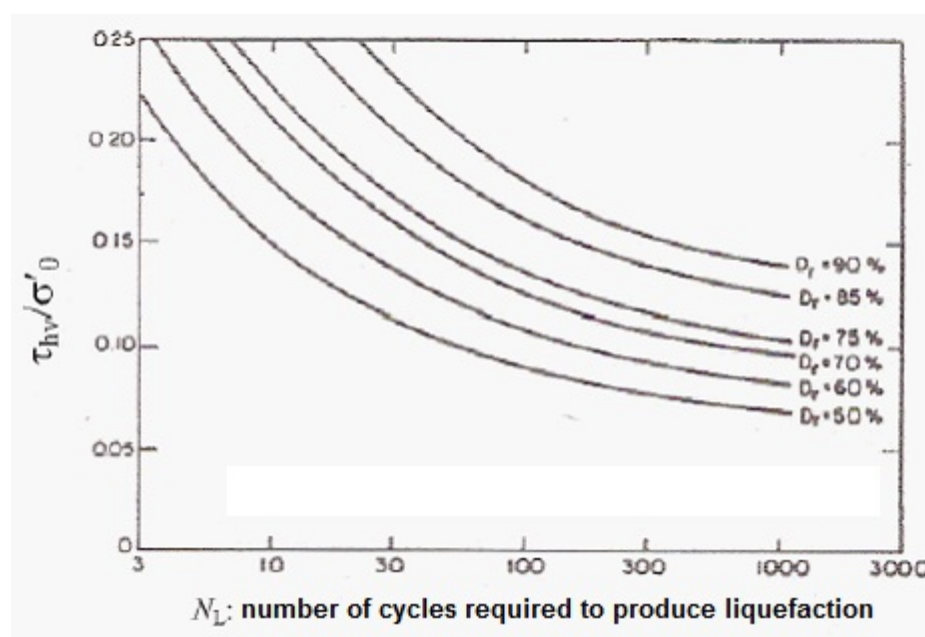


Diagrama de referință pentru calculul N_L

1.17.4 Integrare accelerogramă

Factor conversie timp

Factor de conversie ce multiplică timpul conținut în fișierul accelerogramei. Este necesar pentru conversia timpului în secunde.

Factor conversie accelerație

Factor de conversie ce multiplică accelerația conținută în fișierul accelerogramei. Este necesar pentru conversia accelerației în m/s^2 .

Separator utilizat în fișier

Separator utilizat în fișierul accelerogramei pentru a separa coloana accelerațiilor de coloana timpilor.

Deschide

Importă fișierul accelerogramei.

Parametrii

Intensitatea lui Arias [Ia]

Parametru indice al intensității undelor seismice și al frecvenței. Este definit ca o integrală a pătratului accelerogramei (extins la toată durata seismului)

Intensitatea intersecției accelerogramei cu axa timpilor [v_0].

Se calculează ca raport dintre numărul de ori în care accelerograma intersectează axa timpilor și durata evenimentului seismic.

Durata mișcării seismice [TD]

Durata mișcării seismice definită de Trifunac (Trifunac & Brady 1975) este calculată ca intervalul de timp ce se scurge între atingerea a 5% din Ia și 95% din Ia (Ia este intensitatea lui Arias).

Accelerograma încărcată

Pe accelerograma încărcată este activ un factor de scară ce incide doar asupra vizualizării acesteia.

Calcul parametri de integrare ai accelerogramei

Parametrii accelerogramei.

Studiu problemei privind calculul incrementului de presiune interstițială în terenuri, în cazul acțiunii seismice, solicită să fie calculați anumiți parametri ce identifică proprietatea de frecvență și intensitatea a accelerogramei. Parametrii ce vor fi determinați sunt:

- Intensitatea lui Arias (Ia în m/s);
- Intensitatea intersecțiilor accelerogramei cu axa timpilor (v_0 în 1/s);
- Durata efectivă a mișcării definită de Trifunac (Trifunac și Brady, 1975, TD în s);

Intensitatea lui Arias.

Intensitatea lui Arias este un parametru al accelerogramei ce furnizează informații despre intensitatea și frecvența accelerogramei. Parametrul este definit de următoarea relație:

$$I_A = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^{T_{MAX}} [a(t)]^2 \cdot dt$$

Unde:

- T_{MAX} este întreaga durată a accelerogramei;
- $a(t)$ este accelerograma.

În mod normal, valorile acestui parametru variază între 0.05 și 2.5/3.

Intensitatea intersecțiilor cu axa timpilor.

Acest parametru este definit cu formula:

$$v_0 = \frac{N_i}{T_{MAX}}$$

Unde:

- N_i este numărul de ori, pe parcursul întregii accelerograme, în care accelerația intersectează axa timpilor;
- T_{max} este durata accelerogramei.

Durata efectivă conform lui Trifunac.

Acest parametru identifică intervalul de timp cuprins între următoarele extreme:

Unde:

$$I_A(t^*) = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^{t^*} [a(t)]^2 \cdot dt$$

Conform definițiilor precedente timpul definit de Trifunac este:

$$TD = tde - tds$$

1.18 Teorie

Rezolvarea problemei stabilității necesită luarea în considerare a ecuațiilor de echilibru și a legăturilor constitutive (ce descriu comportamentul terenului). Aceste ecuații sunt foarte complexe întrucât terenurile sunt sisteme multifazice, care pot fi readuse la forma sistemelor monofazice numai în condiții de teren uscat sau analiză în condiții drenate.

În cea mai mare parte a cazurilor avem de-a face cu un material care, dacă este saturat este cel puțin bifazic, ceea ce îngreunează utilizarea ecuațiilor de echilibru. Este practic imposibilă definirea unei legi constitutive cu valabilitate generală întrucât terenurile prezintă un comportament non-linear cu mici deformații, sunt anizotrope iar comportamentul lor depinde atât de efortul deviator cât și de cel normal.

Din cauza acestor dificultăți se introduc ipotezele simplificate:

- Se folosesc legi constitutive simplificate (modelul rigid perfect plastic). Se presupune că rezistența materialului este exprimată numai prin parametrii coeziune (c) și prin unghiul de frecare internă (φ'), constante pentru teren, și caracteristici stării plastice. Deci se presupune valid criteriul de cedare Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma_v - u) \cdot \tan \varphi' = c' + \sigma'_v \cdot \tan \varphi'$$

unde:

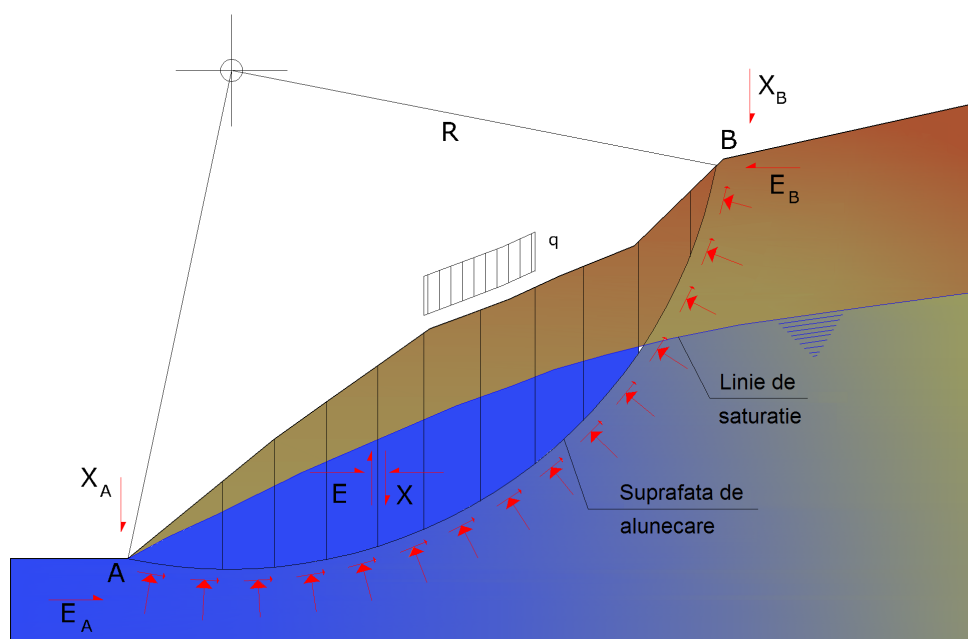
- τ rezistența la forfecare, cu dimensiunile unui efort;
 - c' coeziune;
 - u presiune neutrală;
 - φ' unghi de frecare internă
- În anumite cazuri sunt satisfăcute doar parțial ecuațiile de echilibru.

1.18.1 Echilibru limită (LEM)

Metoda echilibrului limită constă în studiul echilibrului unui corp rigid, constituit din taluz și dintr-o suprafață de alunecare de formă oarecare (*linie dreaptă, arc de cerc, spirală logaritmică, etc.*), de la acest tip de echilibru se calculează tensiunile la forfecare (τ) și se compară cu rezistența disponibilă (τ_f) calculată conform criteriului de cedare Coulomb; din această comparație ia naștere prima indicație asupra stabilității prin factorul de siguranță.

$$F = \tau_f / \tau$$

Dintre metodele de echilibru limită, unele iau în considerare echilibrul global al corpului rigid (*Culman*), altele, din cauza neomogeneității, divid corpul în fâșii considerând echilibrul fiecăreia (*Fellenius, Bishop, Janbu, etc.*).



Reprezentarea unei secțiuni de calcul a unui versant

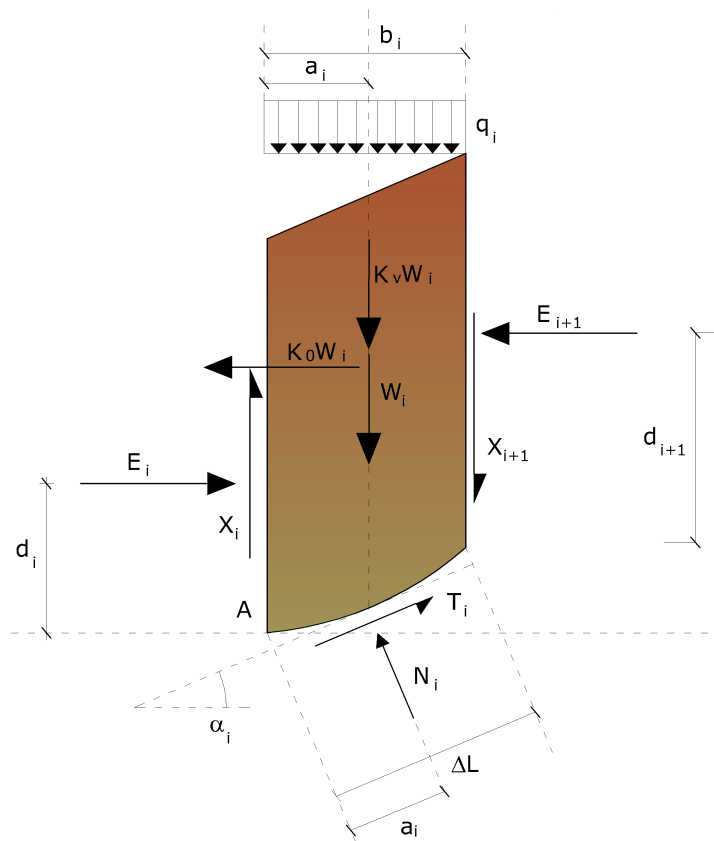
Metoda fâșiilor

Masa supusă alunecării este divizată într-un număr convenabil de fâșii. Dacă numărul acestora este egal cu n , problema prezintă următoarele necunoscute:

- n valori ale forțelor normale N_i care acționează asupra bazei fiecărei fâșii;
- n valori ale forțelor de forfecare la baza fâșiei T_i ;
- $(n-1)$ forțe normale E_i care acționează pe interfața fâșiilor;

- (n-1) forțe tangențiale X_i care acționează pe interfața fâșiilor;
- n valori ale coordonatei "a" care identifică punctul de aplicare a E_i ;
- (n-1) valori ale coordonatei care identifică punctul de aplicare a X_i ;
- o necunoscută constituită din factorul de siguranță F.

În total sunt (6n-2) necunoscute.



Acțiuni asupra fâșiei

În timp ce ecuațiile disponibile sunt:

- Ecuații de echilibru ale momentelor n
- Ecuații de echilibru la deplasare verticală n
- Ecuații de echilibru la deplasare orizontală n
- Ecuații care se referă la criteriul de cedare n

Numărul total de ecuații 4n

Problema este static nedeterminată iar gradul de nedeterminare este de:

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Gradul de nedeterminare se reduce ulterior cu $(n-2)$ întrucât se presupune că N_i este aplicat în punctul mediu al fâșiei, echivalent cu a presupune că tensiunile normale totale sunt uniform distribuite.

Diversele metode care se bazează pe teoria echilibrului limită se diferențiază prin modul în care se elimină $(n-2)$ nedeterminate.

1.18.1.1 Metoda Fellenius (1927)

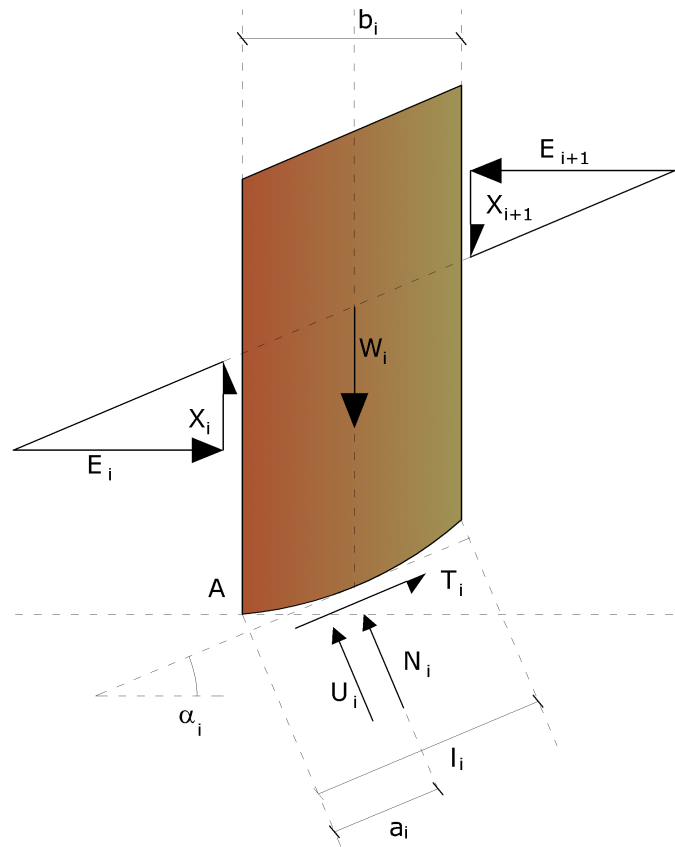
Cu această metodă (validă numai pentru suprafețe de alunecare de formă circulară) nu se iau în considerare forțele dintre fâșii astfel încât necunoscutele se reduc la:

- n valori ale forțelor normale N_i ;
- n valori ale forțelor de forfecare T_i ;
- 1 factor de siguranță.
- Total necunoscute $(2n+1)$

Ecuatiile disponibile sunt:

- n ecuații de echilibru la deplasare verticală;
- n ecuații care se referă la criteriul de cedare;
- 1 ecuație de echilibru a momentelor globale.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i\}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Fellenius

Această ecuație este simplu de rezolvat dar s-a observat că oferă rezultate conservatoare (factori de siguranță mici), mai ales pentru suprafețele adânci sau la creșterea presiunii neutrale.

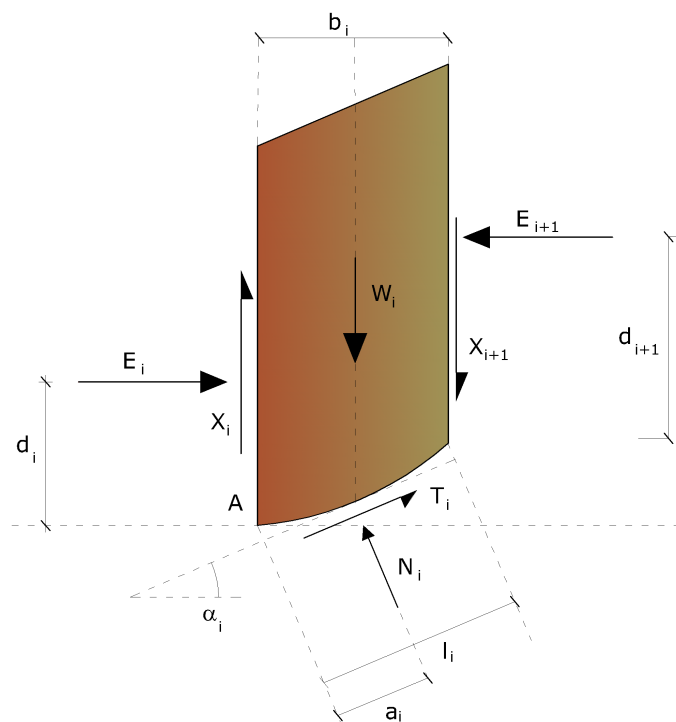
1.18.1.2 Metoda Bishop (1955)

Cu această metodă nu se neglijează niciun efect al forțelor ce acționează asupra fâșiilor, fiind prima metodă ce descrie problemele legate de metodele tradiționale.

Ecuațiile utilizate pentru rezolvarea problemei sunt:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_O = 0$, Criteriu de cedare.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$



Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Bishop (metoda obișnuită)

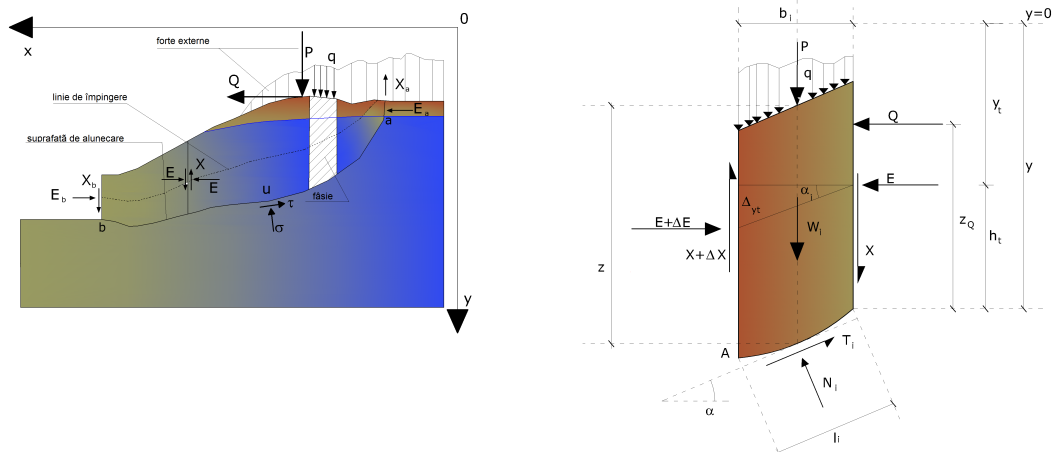
Valorile lui F și ΔX pentru fiecare element care satisface această ecuație dau o soluție riguroasă problemei. Ca și primă aproximare se ia $\Delta X = 0$ și se iterează pentru calculul factorului de siguranță, acest procedeu fiind cunoscut ca și metoda Bishop obișnuită, erorile comise față de metoda completă sunt de circa 1 %.

1.18.1.3 Metoda Janbu (1967)

Janbu a extins metoda lui Bishop la suprafețele de alunecare de formă generică.

Când sunt tratate suprafețele de alunecare de formă generică bratul forțelor se schimbă (în cazul suprafețelor circulare rămâne constant și egal cu raza) - de aceea este mai convenabilă calcularea ecuației momentului față de marginea inferioară a fiecărei fâșii.

Cu metoda Janbu se ține cont de forțele de interacțiune dintre fâșii, dar se consideră ca acestea acționează de-a lungul unei linii de împingere prestabilă. Soluția se obține prin iterații succesive.

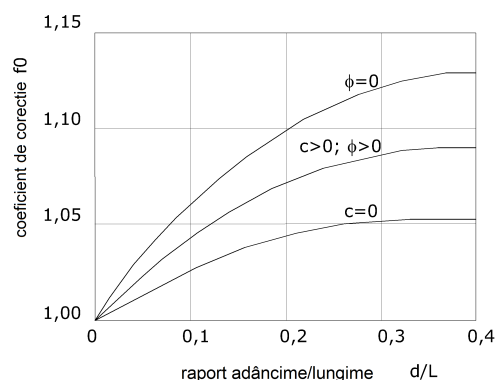
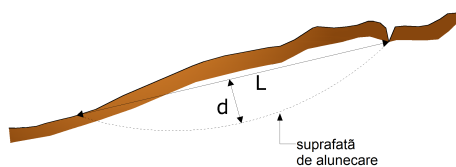


Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Jambu și reprezentarea fâșiei

Luând $\Delta X_i = 0$ se obține metoda obișnuită:

Janbu a mai propus și o metodă pentru corectarea factorului de siguranță obținut cu metoda obișnuită:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 F$$



Calculul factorului de corecție f_0

unde f_0 , factor de corecție empiric, depinde de forma suprafeței de alunecare și de parametrii geotehnici

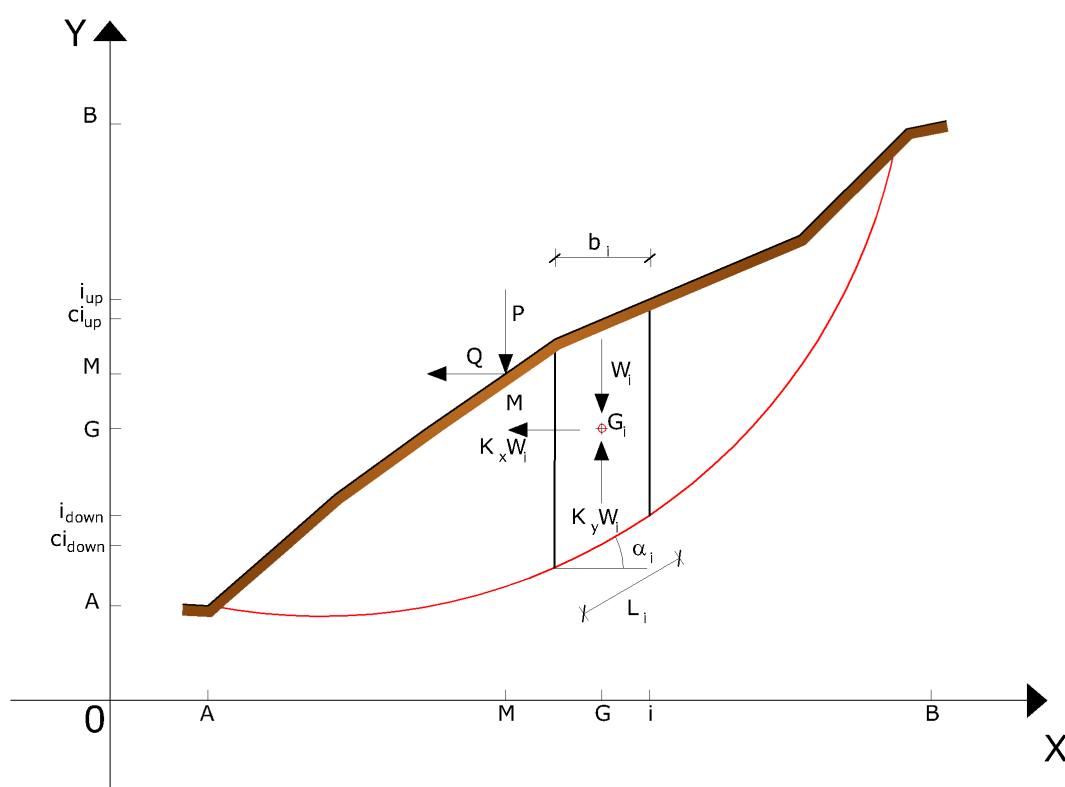
Această corecție este indicată pentru taluzurile puțin înclinate.

1.18.1.4 Metoda Bell (1968)

Forțele ce acționează pe corpurile în alunecare includ greutatea efectivă a terenului, W , forțele seismice pseudostatice orizontale și verticale $K_x W$ și $K_y W$, forțele orizontale și verticale X și Y aplicate extern asupra profilului taluzului și rezultanta eforturilor totale normale de forfecare σ și τ ce acționează pe suprafața potențial de alunecare.

Efortul total normal poate include un exces de presiune în pori u care trebuie să fie specificată la introducerea parametrilor de forță efectivă.

Practic această metodă poate fi considerată o extensie a metodei cercului de frecare pentru secțiuni omogene descrise anterior de către Taylor.



Reprezentarea pe plan cartezian a fâșiei și a acțiunilor ce acționează pe fâșia i

Conform legii de rezistență Mohr-Coulomb în termeni de tensiune efectivă, forța de forfecare ce acționează asupra bazei fâșiei este dată de:

în care

- F factorul de siguranță;
- C_i coeziunea efectivă (sau totală) la baza fâșiei i ;

- φ_i unghiul de frecare efectiv (= 0 cu coeziune totală) la baza fâșiei;
 L_i lungimea bazei fâșiei i ;
 μ_{ci} presiunea în porii în centrul bazei fâșiei i .

Echilibrul se obține egalând cu zero suma forțelor orizontale, suma forțelor verticale și suma momentelor față de origine.

Este adoptată următoarea presupunere aspra variației tensiunii normale ce acționează pe suprafața potențială de alunecare:

în care primul termen al ecuației include expresia:

- $W_i \cos \alpha_i / L_i =$ valoarea efortului normal total cu metoda obișnuită a fâșiei.

Cel de-al doilea termen al ecuației include funcția:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Unde x_0 și x_n sunt abscisele primului și ultimului punct ale suprafeței de alunecare, în timp ce x_{ci} reprezintă abscisa punctului mediu al bazei fâșiei i .

O parte sensibilă la reducerea greutății asociată cu o accelerație verticală a terenului K_y g poate fi transmisă direct bazei și este inclusă în factorul $(1 - K_y)$.

Efortul normal total la baza unei fâșii este dat de:

$$N_i = \sigma_{ci} \cdot L_i$$

Soluția ecuațiilor de echilibru se află rezolvând un sistem liniar de trei ecuații obținute multiplicând ecuațiile de echilibru cu factorul de siguranță F , înlocuind expresia lui N_i și înmulțind fiecare termen al coeziunii cu un coeficient arbitrar C_3 .

Se presupune o relație liniară între coeficientul de mai sus, determinabil prin regula lui Cramer, și factorul de siguranță F . Valoarea corectă a lui F poate fi obținută din formula de interpolare liniară:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

unde numerele dintre paranteze (1) și (2) indică valorile inițiale și următoare ale parametrilor F și C_3 .

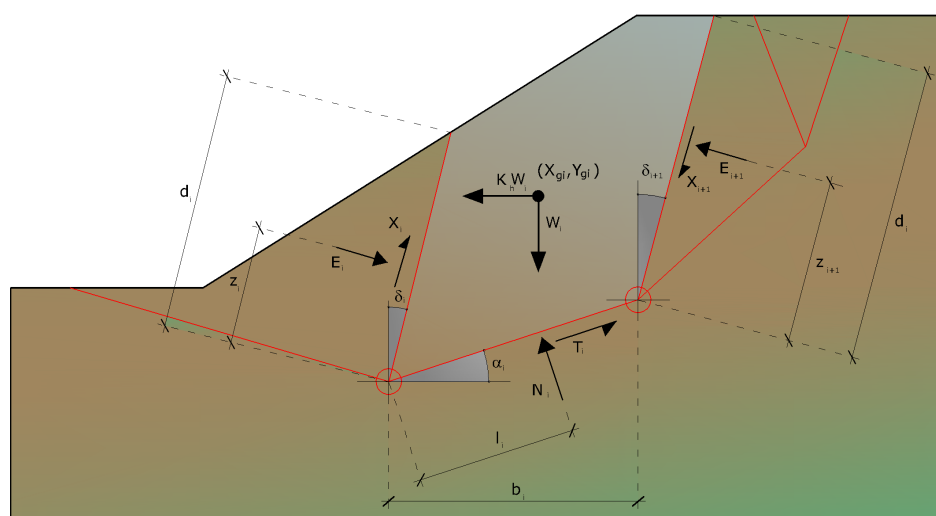
Orice cuplu de valori ale factorului de siguranță în vecinătatea unei estimări rezonabile fizic poate fi folosit pentru a iniția o soluție iterativă.

Numărul necesar de iterații depinde atât de estimarea inițială cât și de precizia dorită a soluției.

1.18.1.5 Metoda Sarma (1973)

Metoda Sarma este o metodă simplă dar precisă pentru analiza stabilității taluzurilor, ce permite determinarea accelerației seismice orizontale cerute până în momentul în care terenul, delimitat de suprafață de alunecare și de profilul topografic, atinge starea de echilibru limită (accelerație critică K_c) și, în același timp, permite calcularea factorului de siguranță obținut la fel ca și pentru celelalte metode comune din geotehnică.

Este o metodă bazată pe principiul echilibrului limită și al fâșiilor. Este considerat echilibrul unei mase de teren în alunecare împărțită în n fâșii verticale de grosime suficient de mică pentru a considera admisibilă presupunerea că efortul normal N_i acționează în punctul mediu al bazei fâșiei.



Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Sarma

Ecuatiile de luat în considerare sunt:

- Ecuația echilibrului la deplasarea orizontală a fâșiei;
- Ecuația echilibrului la deplasarea verticală a fâșiei;
- Ecuația echilibrului momentelor.

Condiții de echilibru la deplasarea orizontală și verticală:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = K W_i + \Delta E_i$$

Se presupune că în absența forțelor externe pe suprafața liberă avem:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

Unde E_i și X_i reprezintă forțele orizontale și respectiv verticale pe fața i a fâșiei generice i .

Ecuația echilibrului momentelor este scrisă alegând ca și punct de referință baricentrul întregului corp; astfel, după ce s-au parcurs o serie de poziții și transformări trigonometrice și algebrice, în metoda Sarma soluția problemei vine din rezolvarea a două ecuații:

$$* \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\Psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

Rezolvarea impune găsirea valorii K (acelerație seismică) corespunzătoare unui anumit factor de siguranță; și în special, găsirea valorii accelerației K ce corespunde factorului de siguranță $F = 1$, sau accelerația critică.

Avem:

- $K = K_c$ accelerația critică dacă $F = 1$
- $F = F_s$ factorul de siguranță în condiții statice dacă $K = 0$

Cea de-a doua parte a problemei metodei Sarma constă în găsirea unei distribuții de forțe interne X_i și E_i astfel încât să verifice echilibrul fâșiei și cel global al întregului corp, fără încălcarea criteriului de cedare.

S-a constatat că o soluție acceptabilă a problemei se poate obține luând în calcul următoarea distribuție pentru forțele X_i :

unde Q_i este o funcție cunoscută, în care se iau în considerare parametrii geotehnici medii pe fața i a fâșiei i , iar λ reprezintă o necunoscută.

Soluția completă a problemei se obține cu ajutorul valorilor K_c , I și F , care permit și obținerea distribuției forțelor dintre fâșii.

1.18.1.6 Metoda Spencer (1967)

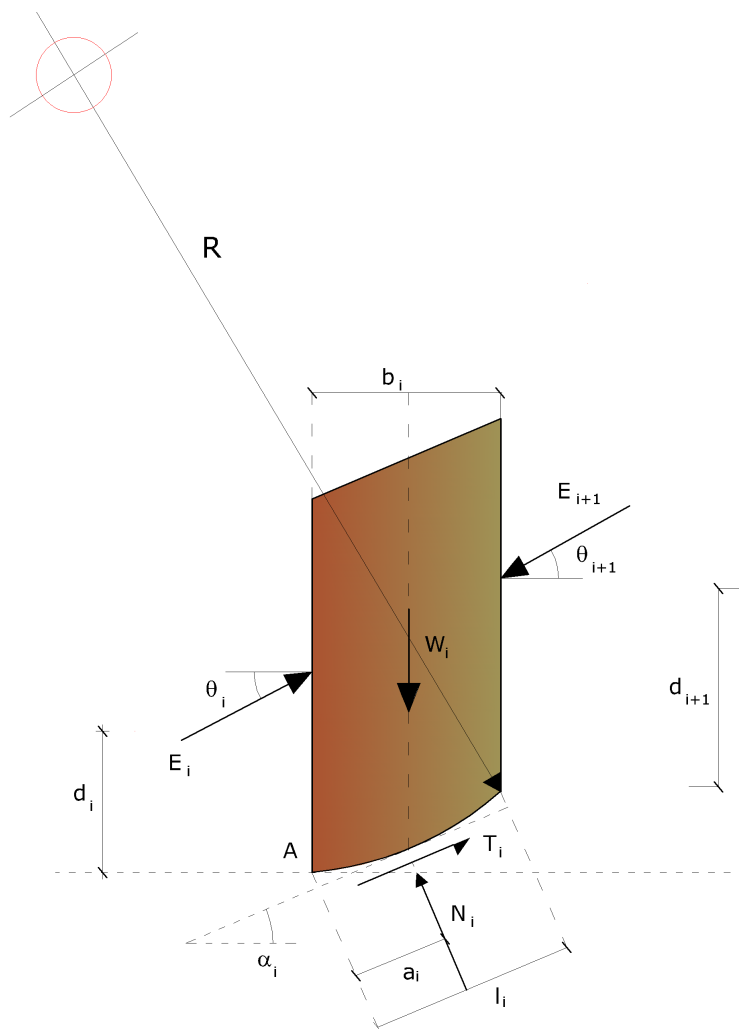
Metoda este bazată pe presupunerea:

Forțele de interfață de-a lungul suprafețelor de divizare ale fâșiei sunt orientate paralel între ele și înclinate față de orizontală cu un unghi q . Toate momentele sunt nule $M_i = 0$ $i=1.....n$

Metoda satisface toate ecuațiile de statică și este echivalentă cu metoda Morgenstern și Price când funcția $f(x) = 1$

Impunând echilibrul momentelor față de centrul arcului descris al suprafeței de alunecare avem:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (1)$$



Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Spencer

unde:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{tg \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \beta) \left[\frac{F_s + tg \varphi \cdot tg(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forța de interacțiune dintre fâșii;

R = raza arcului cercului;

θ = unghiul de înclinație a forței Q_i față de orizontală

Impunând echilibrul forțelor orizontale și verticale avem:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 ; \sum (Q_i \sin \theta) = C \quad (2)$$

Presupunând că forțele Q_i sunt paralele între ele, se poate scrie și:

$$\sum Q_i = 0$$

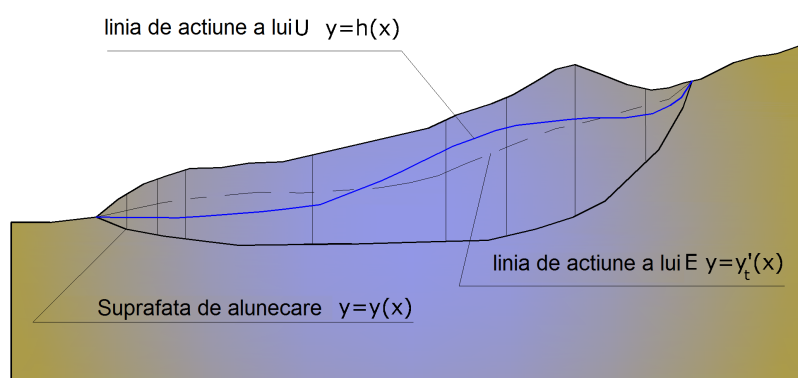
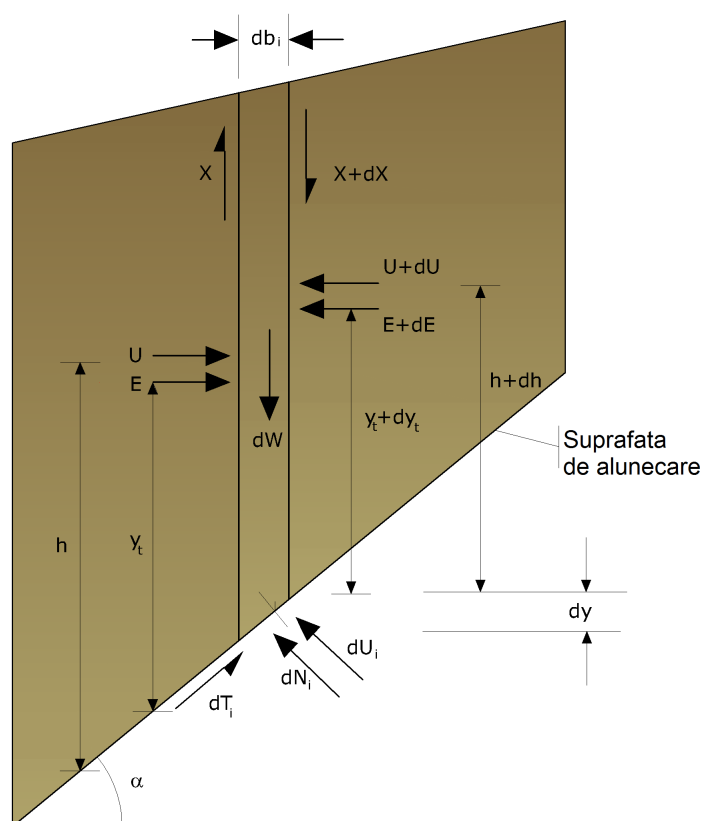
Metoda propune calcularea a doi coeficienți de siguranță: primul (F_{sm}) obținut din (1), legat de echilibrul momentelor; cel de-al doilea (F_{sf}) din (2) legat de echilibrul forțelor. În practică se rezolvă (1) și (2) pentru un interval dat de valori ale unghiului θ , considerând ca valoare unică a coeficientului de siguranță aceea pentru care:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

1.18.1.7 Metoda Morgenstern-Price (1965)

Se stabilește o relație între componentele forțelor de interfață de tipul $X = \lambda f(x)E$, unde λ este un factor de scară și $f(x)$, funcție de pozițiile lui E și lui X , definește o relație între variația forței X și a forței E în interiorul masei ce alunecă. Funcția $f(x)$ este aleasă în mod arbitrar (constantă, sinusoidală, semisinusoidală, trapezoidală, etc.) și influențează puțin rezultatul, dar trebuie verificat ca valorile rezultate pentru necunoscute să fie acceptabile.

Particularitatea acestei metode este că masa este subdivizată în fâșii infinitezimale la care se impun ecuațiile de echilibru la deplasarea orizontală și verticală și de cedare pe baza fâșiilor. Se ajunge la o primă ecuație diferențială care leagă forțele de interfață necunoscute E , X , coeficientul de siguranță F_s , greutatea fâșiei infinitezimale dW și rezultanta presiunilor neutrale la bază dU .



Acțiuni pe fâșia i conform teoriilor Morgenstern-Price și reprezentarea ansamblului

Se obține așa-numita "ecuație a forțelor":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$

O a doua ecuație, numită și "ecuația momentelor", este scrisă impunând condiția de echilibru la rotație față de centrul bazei:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

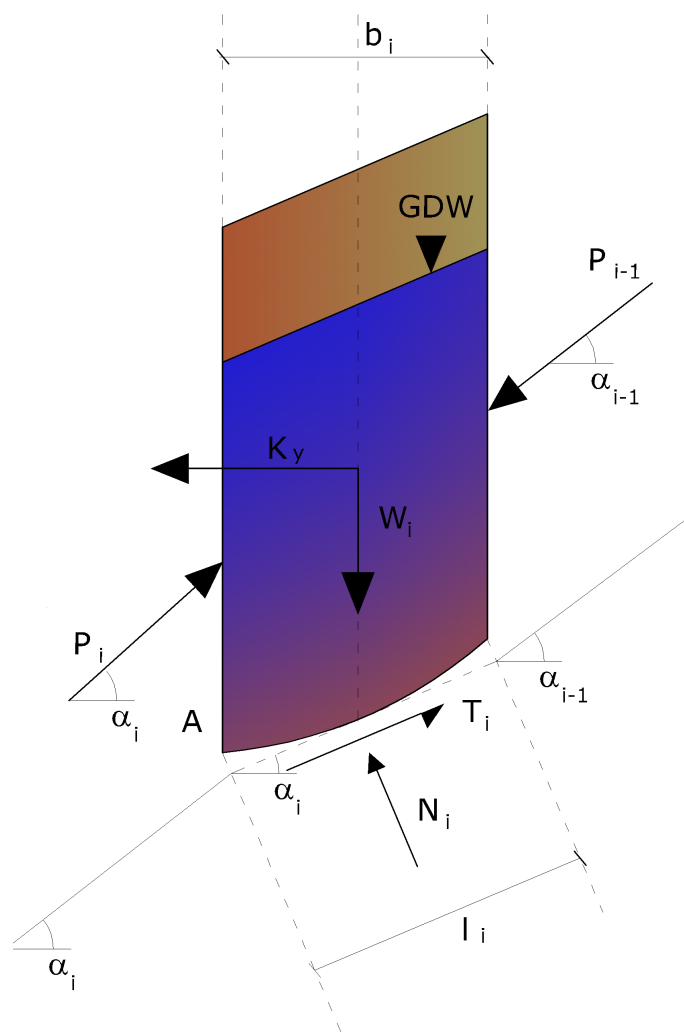
Aceste două ecuații sunt extinse pentru integrarea la întreaga masă a alunecării.

Metoda de calcul satisface toate ecuațiile de echilibru și se poate aplica suprafețelor de orice formă, dar implică în mod necesar folosirea unui calculator.

1.18.1.8 Metoda Zeng și Liang (2002)

Zeng și Liang au efectuat o serie de analize parametrice pe un model bidimensional dezvoltat cu un cod în elemente finite, ce reproduce cazul piloților imerși într-un teren în mișcare (drilled shafts). Modelul bidimensional reproduce o fâșie de teren de grosime unitară și presupune că fenomenul survine în condiții de deformare plană în directă paralelă cu axa piloților. Modelul a fost utilizat pentru a cerceta influența în formarea efectului arc a anumitor parametrii ca interacțiune între piloți, diametrul și forma piloților și proprietățile mecanice ale terenului. Autorii identifică în raportul dintre interacțiune și diametrul piloților (s/d) parametru adimensional determinant pentru formarea efectului arc.

Problema este static nedeterminată, cu grad de nedeterminare egal cu $(8n-4)$, dar cu toate acestea se poate obține o soluție reducând numărul necunoscutelor și considerând deci ipoteze simplificative, astfel încât să facă problema determinată.



Acțiuni pe fâșia i conform teoriilor lui Zeng și Liang

Presupunerile care fac problema determinată sunt:

- K_y sunt luate ca orizontale pentru a reduce numărul total de necunoscute cu $(n-1)$ la $(7n-3)$
- Forțele normale la baza fâșiei acționează în punctul mediu, reducând necunoscutele cu n la $(6n-3)$
- Poziția împingerilor laterale și la o treime din înălțimea medie a distanței dintre fâșii reduce necunoscutele cu $(n-1)$ la $(5n-2)$
- Forțele (P_{i-1}) și P_i se iau paralele la înclinația bazei fâșiei (α_i), reducând numărul necunoscutelor cu $(n-1)$ la $(4n-1)$
- Se ia o singură constantă de curgere pentru toate fâșiile, reducând necunoscutele cu (n) la $(3n-1)$

Numărul total de necunoscute este redus astfel la $(3n)$, de calculat folosind factorul de transfer de sarcină. Se ține cont de faptul că forța de stabilizare transmisă pe teren

aval de piloți este redusă cu o cantitate R , numită factor de reducere, ce se calculează ca:

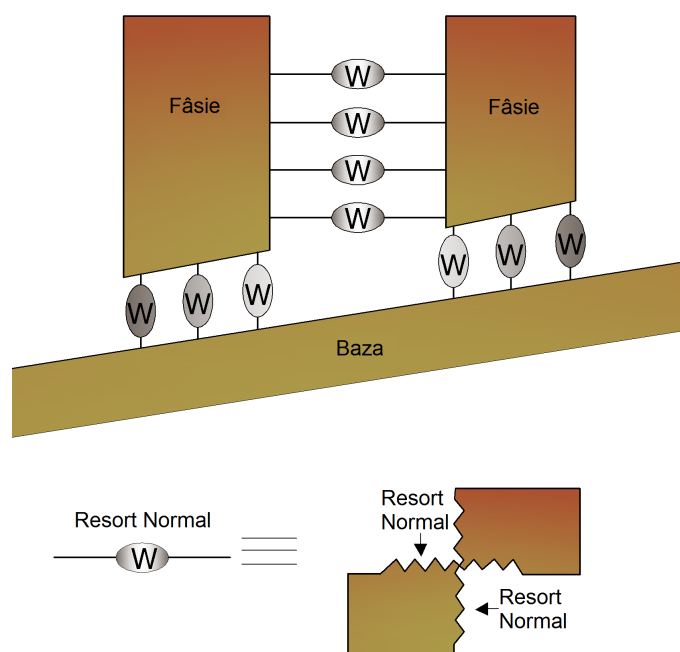
$$R = \frac{1}{s/d} \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d} \frac{1}{s/d} \right) \cdot R_d$$

Factorul R depinde deci de raportul dintre interaxul prezent între piloți, diametrul piloților și factorul R_p ce ține cont de efectul arc.

1.18.2 Numerical methods

1.18.2.1 Discrete Element Method (DEM)

Cu această metodă terenul este modelat ca o serie de elemente discrete, pe care le vom numi "fâșii", și ține cont de compatibilitatea reciprocă între fâșii. În acest scop fiecare fâșie și fâșiile adiacente și baza sunt blocate de resorturi Winkler. Există o serie de resorturi în direcție normală la interfață pentru a simula rigiditatea normală și o serie de resorturi în direcția tangențială pentru a simula rezistența la alunecare a interfeței. Comportamentul resorturilor normale și a celor transversale este luat de tip elasto-plastic perfect. Resorturile normale nu cedează la compresiune dar cedează doar la tracțiune cu o capacitate extensională maximă pentru teren coeziv și fără capacitate extensională pentru terenuri necoezive.



Figură schematică a resorturilor Winkler la interfața dintre două fâșii adiacente sau dintre fâșie și baza imobilă

Resorturile transversale cedează când se ajunge la rezistența maximă la forfecare și se disting două tipuri de comportament: teren fragil și teren nefragil. Pentru teren fragil rezistența maximă a resorturilor la forfecare este dată de:

$$\tau_p = c_p + \sigma_n \cdot \tan \phi_p$$

În timp ce rezistența reziduală:

$$\tau_r = c_r + \sigma_r \cdot \tan \phi_r$$

Pentru simplificarea analizei se presupune că după ce se ajunge la rezistența maximă, rezistența terenului ia imediat valoarea rezistenței reziduale.

Pentru teren nefragil rezistența nu se reduce la deformări mari la forfecare, deci rezistența reziduală este egală cu cea maximă. Formularea metodei expuse are la bază o cercetare anterioară a lui Chang și Mistra asupra mecanicii discretelor deosebite.

1.18.2.2 FEM

Pentru bazele teoretice se poate face referire la programul GFAS (Geotechnical and F.E.M. analysis System) dezvoltat de GeoStru.

1.19 Bibliografie

[1] BOSCO G., MONGIOVI' L.

<< Analisi dei meccanismi di rottura per crollo e progetto degli interventi di protezione>>. Atti XVI Convegno Nazionale di Geotecnica, Vol. III Bologna pp.197-203, 1986.

[2] CRAWFORD A. M. CURRAN J. H.

<< The influence of shear velocity on the frictional resistance of rock discontinuities>> Int.J.Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Zbstr., Vol 18, pp. 505-515,1981.

[3] CRAWFORD A. M. CURRAN J. H.

<< The influence of rate and displacement dependent shear resistance on the response of rock slopes to seismic loads>>. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 19, pp. 1-8, 1982.

[4] LEMBO FAZIO A.

<< Misure di protezione delle zone interessate da distacchi di blocchi rocciosi>>. Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica. Atti dell'unione del gruppo, 1985.

[5] Cestelli Guidi C. (1980)

Geotecnica e Tecnica delle fondazioni, vol. I, Hoepli, Milano.

[6] Colombo P. (1971)

<< Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro >> RIG, vol. V n.3, pp. 163-172.

[7] Lambe T. W. (1968)

<< The behaviour of foundations during construction>>, JSMFD, ASCE, vol 94, SM 1, pp. 93-130.

[8] Lancellotta R. (1994)

Geotecnica, 2a ed., Zanichelli, Bologna.

[9] Poulos H. G. , Davis E. H. (1980)

Piles of Foundation Analysis and design, J. Wiley & Sons , New York.

[10] Terzaghi K., Peck R. B. (1967)

Soil Mechanics Engineering Practice, J. Wiley & Sons , New York.

[11] Viggiani C. (1983)

Fondazioni, Ed. CUEM, Napoli.

[12] Bowles (1991)

Fondazioni Progetto e Analisi Joseph E. Bowles, Ed. McGraw-Hill.

[13] La Tecnica Professionale (AGOSTO 1998)

<< Rivista edita dal collegio Ingegneri Ferroviari Italiani >>.

[14] Analisi di stabilit  dei pendii in condizioni sismiche

T. Crespellani, A. Ghinelli, C. Madi , G. Vannucchi.

[15] Creep e rottura progressiva nei pendii naturali

L. Suklje

[16] Determinazione della superficie critica nell'analisi della stabilit  dei rilevati

V. Fiorito.

[17] Il progetto dei pendii ripidi rinforzati con geogriglie

P. Rimoldi.

[18] Effetti dell'acqua sulla stabilit  dei pendii

F. Esu

[19] Effetti terreno-struttura in un palo sollecitato da una frana

F. Esu, B. Dell'Elia

[20] Stochastic analysis of slope stability

V. R. Greco.

[21] Soil mechanics and foundations division (1968)

M. Bell (asce)

[22] The analysis of the stability of general slip surfaces

N. R. Morgenstern and V. E. Price

[23] Finite Element Procedures in Engineering Analysis

BHATE, K. J. (1982), Prentice-Hill, Englewood Cliffs, New Jersey.

[24] BROMHEAD E. N. (1986)

Stabilità dei pendii, pp. 1-16, 66-76, 109-123.

[25] CHANG, C. S. (1992)

"Discrete Element Method for Slope Stability Analysis", J. Geotech. Engrg, ASCE, 118(12), 1889-1905

[26] CHANG, C. S. e Mistra, A. (1990)

"Computer Simulation and Modelling of Mechanical Properties of Particles, Journal of Computer & Geotechnics, 7(4), 269-287.

[27] GRECO, V. R. e GULLA', G. (1985)

"Critical Slip Surface Search in Slope Stability Analysis ", A.G.I. (4), XVI Conv. Nazionale Geotecnica, 83-91.

[28] Yang H. Huang, Sc.D., P.E., ASCE PRESS.

"Slope Stability Analysis by the Limit Equilibrium Method - Fundamentals and Methods"

2 SLOPE/M.R.E.

M.R.E. (Mechanically Stabilized Earth) este un produs software pentru dimensionarea și verificarea pământurilor armate, fie cu elemente metalice fie cu geomembrane.

Se pot defini mai multe tipologii de pământuri armate în același fișier și se pot executa, concomitent, toate analizele de verificare și de proiectare pentru mai multe combinații de sarcină.

Programul permite un mod facil de realizare a input-ului prin intermediul unei serii de instrumente specifice precum generarea automată a poziției armăturilor și un database integrat de geogrilă.

Analiza de verificare și de proiectare poate fi efectuată în timpul fazei de input astfel încât se poate stabili care dintre condiții este mai dezavantajoasă.

NORMATIVE

- GHID PRIVIND PROIECTAREA GEOTEHNICĂ, indicativ GP 129-2014 - SR EN 1990/NA
- Conform SR EN 1997-1, SR EN 1990/NA, SR EN 1998-1, SR EN 1998-5 și SR EN 1998-5/NA. Norme tehnice pentru construcții (D.M. 2007)
- Eurocod
- British Standard 8006
- STAS

TIPOLOGII DE ARMĂTURĂ

- Fâșii sau bare metalice;
- Fâșii sau folii de geotextile (geomembrane);
- Griduri;
- Programul dispune de un database cu principalele elemente de armătură prezente pe piață;
- Database-ul poate fi modificat de către utilizator.

PROIECT

Se pot determina lungimi efective și de îndoire, dimensionarea secțiunii rezistente.

VERIFICĂRI

- Pull out/Alunecare;
- Interne Tieback and Compound;
- Stabilitate globală: Alunecare, Răsturnare și Sarcină limită.

VIZUALIZARE

- Diagrama presiunilor pe lucrare;
- Diagrama tensiunilor în armături;
- Diagrama presiunilor în fundație;
- Pană de cedare.

Programul oferă un raport de calcul detaliat, bogat în conținut teoretic.

2.1 Verificări interne

Verificările interne realizate sunt:

- **Smulgere**
- **Alunecare**
- **Rezistență la întindere**

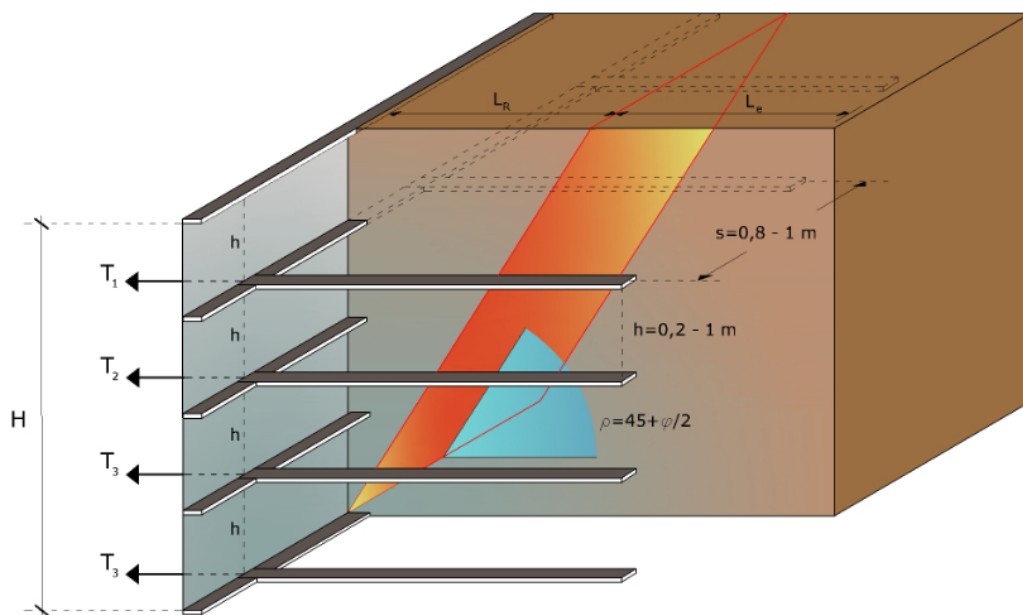
Atât pentru smulgere cât și pentru alunecare sunt dimensionare lungimi efective astfel încât se dezvoltă [forțe de frecare](#)^[84] în măsură să contrasteze [forța de întindere indusă în armături](#)^[86], adică se realizează garantând un factor de siguranță asigurat.

Verificarea rezistenței la întindere constă în dimensionarea secțiunii în armătură astfel încât să avem tensiuni induse inferioare celor admisibile.

2.1.1 Distanța dintre ranforșări

Se ia în considerare distanța dintre fâșiile de armatură/ranforsare pe verticală și pe orizontală, ca în figura de mai jos.

Acest criteriu nu este luat în considerare dacă armarea este realizată cu plase metalice sau cu folii de geotextile, a căror spațiere este fixă. Spațierea verticală poate varia orientativ de la 0.2 la 1 m iar cea orizontală este cuprinsă aproximativ între 0.8 și 1 m. În analiză se face referire la un segment de lungime unitară, căruia i se asociază diagrama presiunilor orizontale.



Reprezentare schematică a dispoziției armăturilor și spațierea acestora

2.1.2 Forțe de întindere armături

Se determină forțele de întindere în diversele armături, date de suprafața diagramei de presiuni relative fiecărei fâșii.

Pentru diagrama triunghiulară relativă la terasament, forța din fâșie este dată de suprafața elementului trapez $ab'd'$ și este transformată în presiunea medie q_i la adâncimea fâșiei Z_i cu ajutorul relației:

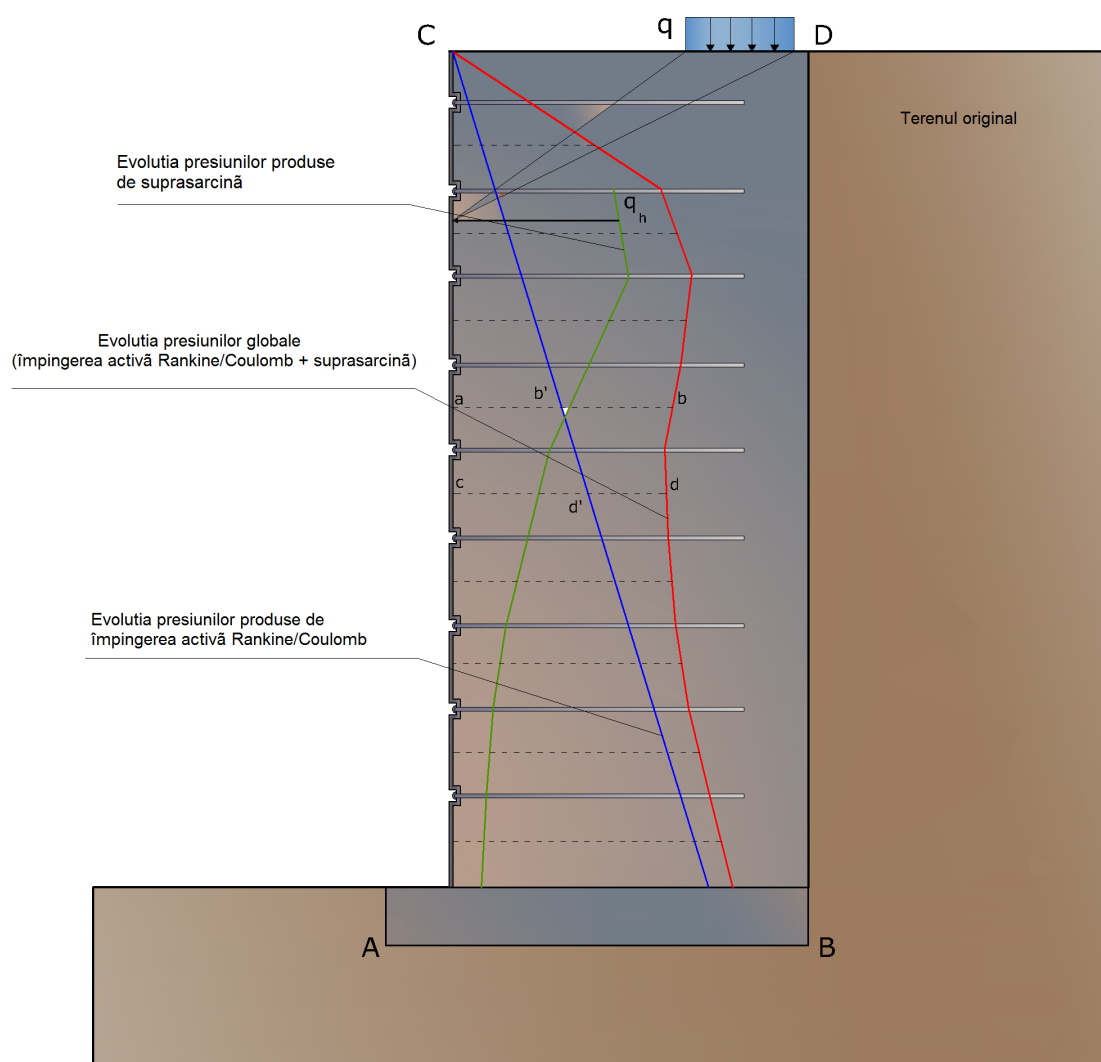
$$q_i = \gamma \cdot Z_i \cdot K_a$$

Presiunea q_i acționează pe o suprafață definită de spațierea armăturilor $h \cdot s$ și corespunde unei forțe de întindere în armătură egală cu:

$$T_i = q_i \cdot A = \gamma \cdot Z_i \cdot K_a \cdot (h \cdot s)$$

Pentru echilibru suma forțelor de întindere trebuie să fie egală cu componenta orizontală a forțelor agente.

$$\sum T_i = P_{ah}$$



Reprezentare schematică a dispoziției armăturilor și spațierea acestora

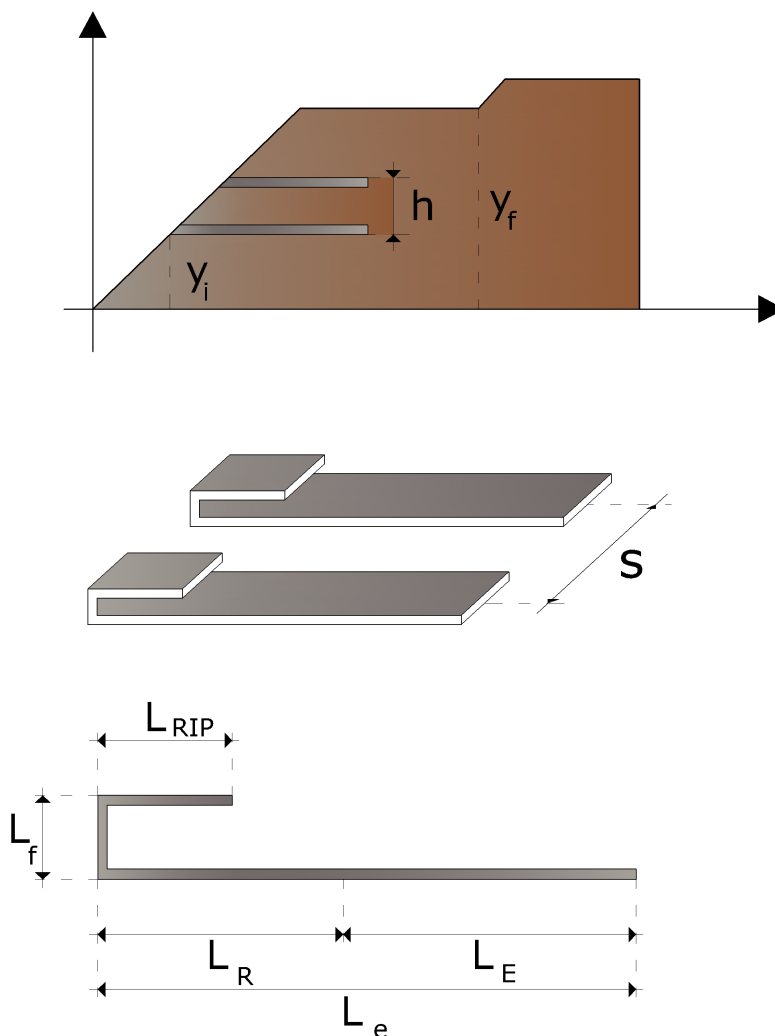
2.1.3 Lungimi efective

Se calculează lungimile fâșiilor L_e care apar în figura de mai jos, necesare pentru a dezvolta o forță de frecare $F_r = T_i$.

Pe baza acestor lungimi și a dimensiunilor panii lui Rankine, se poate determina lungimea globală L_0 a fâșiilor de utilizat. În general, pentru toată înălțimea zidului se folosesc fâșii de aceeași lungime.

Lungimea de ancorare depinde de coeficientul de frecare $f = \tan(\delta)$ dintre sol și armătură, d fiind o fracție a unghiului de frecare intern al terenului f .

Dacă fâșia are o rugozitate suficientă $\delta = \varphi$, în timp ce pentru metale netede δ este cuprins orientativ între 20° și 25° .



Reprezentare schematică a lungimii armăturilor

Pentru fâșii de dimensiuni $b \cdot L_e$ sau pentru folii de geotextile de lățime unitară și lungime L_e , ambele fețe dezvoltă frecare; pentru bare circulare, frecarea rezistență este dezvoltată de-a lungul perimetrului.

În orice caz, frecarea este dată de produsul dintre f și presiunea normală a armăturii calculată ca $p_0 = \gamma \cdot z_i$ unde z_i este distanța medie de la suprafața terenului la armătură.

Avem deci:

Pentru fâșii:

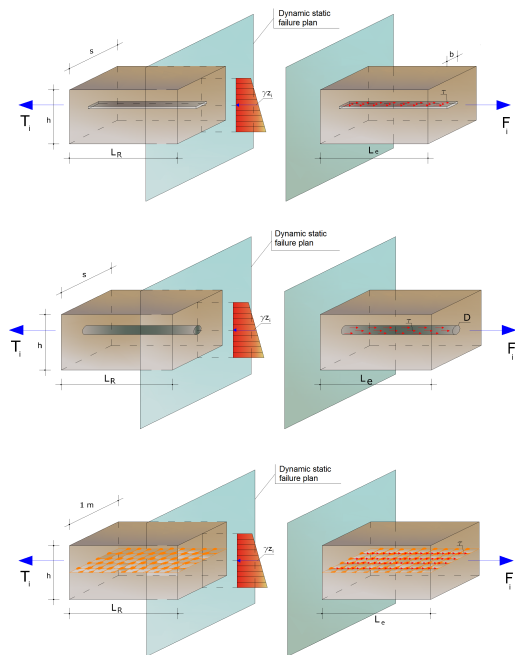
$$F_i = \pi D (\gamma z_i) \tan \delta (L_e) \geq T_i$$

Pentru bare:

$$F_i = 2 (\gamma z_i) \tan \delta (b \times L_e) \geq T_i$$

Pentru folii:

$$F_i = 2 (\gamma z_i) \tan \delta (1 \times L_e) \geq T_i$$



Dacă în formulele precedente semnul $\geq$ fost substituit cu semnul egal, coeficientul de siguranță FS este egal cu 1. Dacă se consideră $FS > 1$, valoarea lui L_e rezultă obligatoriu mai mare decât cea dată de aceste formule.

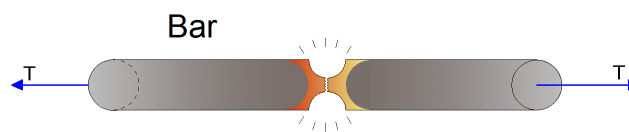
2.1.4 Rezistența la întindere

Fiind cunoscute forțele de întindere din armături (T_i) se determină secțiunea armăturilor $b \cdot t$. Pentru bare sau fâșii din metal ce au efortul admisibil egal cu:

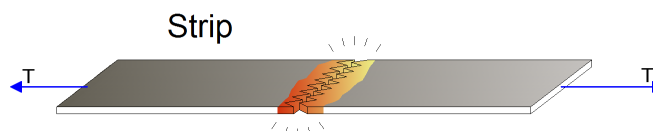
$$f_a = \frac{f_y}{FS}$$

avem:

$$\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_a \geq T_i$$

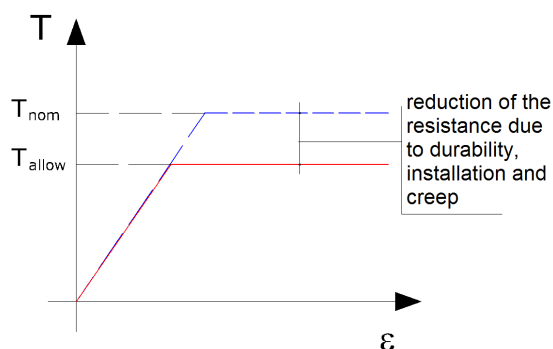
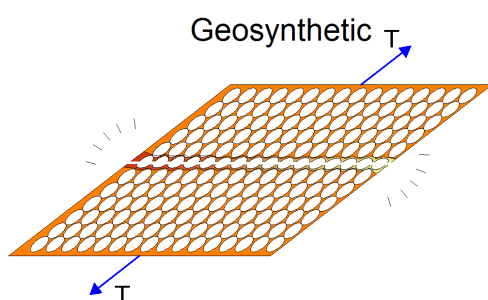


$$b \cdot t \cdot f_a \geq T_i$$



În cazul geotextilelor se pune problema rezistenței țesăturii care variază în funcție de producător; se alege o țesătură pentru care:

$$(Lățime fâșie b) \cdot (\text{rezistență per unitate de lățime}) \geq T_i$$



Rezistența admisibilă folosită pentru dimensionare este:

$$\frac{LTDS}{FS}$$

Factorul de siguranță unic FS este o combinație a: $F_{s_{îmbinare}}$, $F_{s_{chimic}}$, $F_{s_{biologic}}$, $F_{s_{daune}}$ ambientale

$$FS = F_{s_{îmbinare}} \cdot F_{s_{chimic}} \cdot F_{s_{biologic}} \cdot F_{s_{daune\text{ ambientale}}}$$

2.1.5 Lungime îndoie

Calculul lungimii de îndoie este realizat pentru a preveni bombarea fațadei.

Această lungime are minim un metru.

2.1.6 Tieback & Compound

În afară de verificările interne la alunecare și Pull out/smulgere se poate verifica lucrarea și la potențiale suprafețe de ruptură.

Verificările efectuate sunt: Tieback & Compound

Tieback analysis (analiza de stabilitate internă)

Acest tip de verificare este utilă pentru a stabili dacă rezistența la întindere a fiecărei armături este suficientă pentru a asigura pământul armat de posibile colapsuri interne datorate greutateii proprii sau suprasarcinilor. Aceasta asigură împotriva eventualelor alunecări de-a lungul suprafețelor ce apar pe fațada pământului armat. Capacitatea de rezistență a tracțiunii ranforsării este calculată pentru a stabili dacă ancorajul acestuia în teren este suficient pentru a evita colapsul prin alunecare de-a lungul potențialei suprafețe de cedare. Analiza Tieback este efectuată cu metode clasice ale stabilității versanților precum calcul blocat într-un punct corespunzător poziției fiecărei ranforsări pe fața lucrării. Această analiză permite obținerea unei repartiții omogene a tensiunii în ranforsări.

Compound analysis (analiza de stabilitate compusă)

Cu analiza Tieback se face asigurarea pentru eventualele cedări interne; de cealaltă parte capacitatea ranforsărilor de a dezvolta rezistența proprie depinde de rezistența lor la pullout/smulgere și, deci, de ancorarea lor într-o zonă stabilă. Totodată pentru suprafețele de alunecare mai adânci și/sau ce trec prin piciorul taluzului, aceste rezistente pot fi reduse și deci pot provoca o instabilitate. Este necesară așadar o analiză de stabilitate pentru a stabili dacă lungimea primelor k ranforsări este de natură să nu cauzeze alunecare de-a lungul suprafețelor de alunecare de mai sus. Este vorba desigur despre o verificare conservatoare care să garanteze stabilitatea la translație și rotație a întregului complex.

Analiza este condusă cu metodele echilibrului limită atât pentru suprafețe circulare cât și pentru suprafețe generice.

2.2 Verificări globale

Stabilitatea lucrării este verificată per total considerând-o un corp rigid. Este asigurată când este verificată siguranță la:

- Răsturnare
- Alunecare
- Sarcină limită
- Stabilitate globală

Verificare la răsturnare

Răsturnarea este reprezentată de posibila rotație a lucrării față de punctul aval.

Acțiunea care determină răsturnarea este dată de componenta orizontală a împingerii pământului plus eventuale acțiuni externe;

Acțiunea stabilizantă este dată de componenta verticală a împingerii pământului, de greutatea proprie a lucrării.

Acțiunea stabilizantă reprezentată de acțiunea împingerii pasive a amantului nu este luată în considerare.

În termeni analitici, verificarea la răsturnare se exprimă cu condiția ca momentul stabilizator (M_s) să nu fie inferior momentului indus de forțele de răsturnare (M_r), față de centrul de rotație.

Siguranță acestui echilibru trebuie asigurată cu coeficientul de siguranță necesar.

Verificare la alunecare

Alunecarea depinde de posibilitatea ca forțele paralele la planul de contact dintre fundație și teren să fie mai mari decât forțele de frecare teren-fundație.

Forța care determină alunecarea T este componenta orizontală a împingerii plus eventuale suprasarcini, în timp ce forța care se opune alunecării este dată de rezultanta forțelor normale N la planul de contact multiplicată cu coeficientul de frecare. Coeficientul de frecare f este tangenta unghiului de frecare fundație -teren.

Pentru a reduce pericolul de alunecare se poate înclina planul de fundare.

În termeni analitici se exprimă ca:

F_s , factor de siguranță, variază în funcție de normativ.

Verificare la sarcina limită

Se efectuează comparând tensiunea normală maximă pe terasament cu tensiunea limită de ruptură a terenului.

Se consideră verificată această condiție dacă raportul dintre tensiunea limită și tensiunea maximă este superior unui factor de siguranță fixat anterior.

Verificare la stabilitatea globală

Constă în verificarea rotației unui cilindru de teren care conține fie lucrarea, fie pana de împingere. Verificarea este realizată după indicațiile detaliate din programul Slope.

2.2.1 Împingerea

Împingerea activă

Calculul împingerii active cu metoda lui Coulomb se bazează pe studiul echilibrului limită global al sistemului format din zid și prismul de teren din spatele lucrării în cazul unei suprafețe cu asperități.

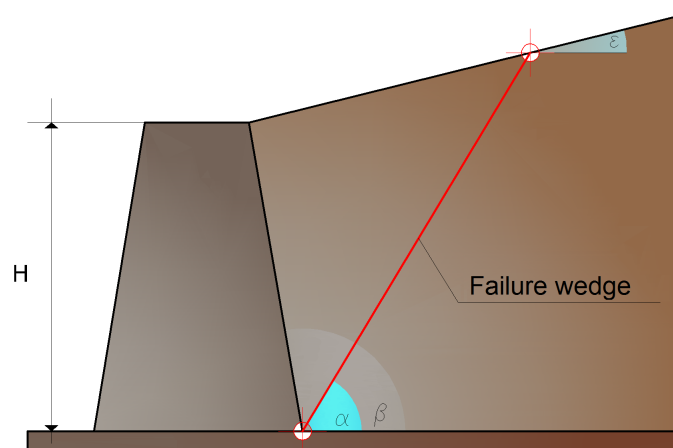
Pentru teren omogen și uscat diagrama presiunilor este liniară având distribuția:

$$P_t = K_A \cdot \gamma_t \cdot z$$

Împingerea S_t este aplicată la $1/3 H$ din valoare:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

Fiind indicată cu:



Reprezentarea penei de cedare în spatele zidului

$$K_A = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin^2(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limită K_A

 $\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ după Muller-Breslau

γ_t = greutatea volumică a terenului;

β = înclinăție a peretelui intern față de orizontală care trece prin talpă;

φ = unghiul de rezistență la forfecare a terenului;

δ = unghi de forfecare teren-zid;

ε = înclinația câmpului față de orizontală, pozitivă dacă este în sens
invers acelor de ceasornic;

H = înălțimea peretelui.

Calculul împingerii active după Rankine

Dacă $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (zid cu perete vertical neted și terasament cu suprafață orizontală) împingerea S_+ se simplifică de forma:

$$S_i = \frac{\gamma \cdot H^2 (1 - \sin \varphi)}{2(1 + \sin \varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

care coincide cu ecuația lui Rankine pentru calculul împingerii active a terenului cu terasament orizontal.

Rankine a adoptat în principiu aceleași ipoteze făcute de Coulomb, cu excepția faptului că a ignorat frecarea teren-zid și prezența coeziunii. În formularea sa generală expresia lui K_A se prezintă ca:

$$K_A = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

Calculul împingerii active cu Mononobe & Okabe

Calcularea împingerii active cu metoda Mononobe & Okabe privește calcularea împingerii în condiții seismice cu metoda pseudo-statică. Aceasta se bazează pe studierea echilibrului limită global al sistemului format din zid și prismul de teren omogen din spatele lucrării care participă la cedare într-o configurație artificială de calcul în care unghiul ε , de înclinație a terenului față de planul orizontal, și unghiul β de înclinație a peretelui intern față de planul orizontal care trece prin talpă, sunt mărite cu o cantitate q astfel încât:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

cu k_h coeficient seismic orizontal și k_v vertical.

În absența studiilor specifice, coeficienții k_h și k_v trebuie calculați ca:

$$k_h = \frac{S \cdot a_g}{r} \quad k_v = 0,5 \cdot k_h$$

în care $S \cdot a_g$ reprezintă valoarea de accelerație seismică maximă a terenului pentru diferitele categorii de profil stratigrafic. Factorului r îi poate fi asignată valoarea $r = 2$ în cazul lucrărilor suficient de flexibile (ziduri de greutate), în timp ce în toate celelalte cazuri i se dă valoarea 1 (ziduri din b.a. rezistențe la încovoiere, ziduri din b.a. pe piloți sau cu ancoraje, ziduri de închidere).

Efectul datorat coeziunii

Coeziunea induce presiuni negative constante egale cu:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A}$$

Nefiind posibilă stabilirea a priori care este decrementul indus în împingere prin efectul coeziunii, a fost calculată o înălțime critică Z_c după cum urmează:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

unde:

Q = încărcare ce acționează pe rambleu;

Dacă $Z_c < 0$ este posibilă suprapunerea directă a efectelor, cu o reducere egală cu:

$$S_c = P_c \cdot H$$

cu punctul de aplicare egal cu $H/2$;

Sarcină uniformă pe terasament

O încărcare Q , uniform distribuită pe teren induce presiuni constante egale cu:

$$P_q = \frac{K_A \cdot Q \cdot \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Prin integrare, o împingere egală cu S_q :

$$S_q = K_A \cdot Q \cdot H \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Cu punct de aplicare la $H/2$, având notat cu K_A coeficientul de împingere activă conform Muller-Breslau.

Împingerea activă în condiții seismice

În prezența seismicității forța de calcul exercitată de rambleu asupra zidului este dată de:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

unde:

H = înălțimea zidului

k_v = coeficientul seismic vertical

γ = greutatea volumică a terenului

K = coeficienți de împingere activă totală (statică + dinamică)

E_{ws} = împingerea hidrostatică a apei

E_{wd} = împingerea hidrodinamică

Pentru terenuri impermeabile împingerea hidrodinamică $E_{wd} = 0$, dar se efectuează o corecție asupra calculării unghiului q al formulei Mononobe & Okabe după cum urmează:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

În terenurile cu permeabilitate ridicată în condiții dinamice continuă să se aplice corecția de mai sus, dar împingerea hidrodinamică ia forma:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Cu H' înălțimea nivelului pânzei freatice măsurată plecând de la baza zidului.

Împingerea hidrostatică

Pânza freatică cu suprafața situată la o distanță H_w de la baza zidului induce presiuni hidrostatice normale peretelui care, la adâncimea z , se exprimă astfel:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Cu rezultate egale cu:

$$S_w = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Împingerea terenului imers se obține înlocuind γ_t cu γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturat}} - \gamma_w$), greutate efectivă a materialului imers în apă.

Rezistența pasivă

Pentru teren omogen diagrama presiunilor este liniară de tipul:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

prin integrare se obține împingerea pasivă:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

fiind indicat cu:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) cu valori limită a lui δ egale cu:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

Expresia lui K_p după formularea lui Rankine ia următoarea formă:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi}}$$

2.2.2 Sarcina limită

Brich - Hansen (EC 7 – EC 8)

Pentru ca fundația unui zid de sprijin să reziste încărcării de proiectare cu siguranță în ceea ce privește cedarea generală trebuie să fie satisfăcută inegalitatea:

$$V_d \leq R_d$$

unde:

V_d este încărcarea de proiectare, normală la baza fundației, cuprinzând și greutatea zidului;

R_d este încărcarea limită de proiectare a fundației față de încărcările normale, ținând cont și de efectul încărcărilor înclinate sau excentrice

În calculul analitic al încărcării limită de proiectare R_d trebuie luate în considerare situațiile pe termen scurt și pe termen lung pentru terenurile cu granulație fină. Sarcina limită de proiectare în condiții nedrenate se calculează ca:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

unde:

$$A' = B' \cdot L'$$

aria fundației efectivă de proiectare, înțeleasă, în caz de sarcină excentrică, ca aria redusă în al cărei centru este aplicată rezultanta sarcinii

c_u

coeziune aparentă/nedrenată

q

presiune litostatică totală pe planul de fundare

s_c

factor de formă

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{l}{l'} \right) \text{ pentru fundații dreptunghiulare}$$

$$s_c = 1.2$$

pentru fundații pătrate sau circulare.

factor corectiv pentru înclinația sarcinii datorată unei sarcini H

Pentru **condiții drenate** încărcarea limită de proiectare este calculată ca:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

unde:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

reprezintă factorii de capacitate portantă și sunt funcție de unghiul frecare internă.

Factorii de formă sunt definiți de următoarele relații și au fost determinați prin analize analitice și empirice.

$$s_q = 1 + \tan \varphi' \quad \text{pentru formă pătrată sau circulară}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{pentru formă dreptunghiulară}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{pentru formă pătrată sau circulară}$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad \text{pentru formă dreptunghiulară, pătrată sau circulară}$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \varphi' \quad \text{pentru formă dreptunghiulară}$$

În prezența sarcinilor înclinate (componenta orizontală H paralelă cu L'), anumiți autori sugerează adoptarea următorilor factori corectivi calculați empiric:

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H}{(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')}$$

În prezența sarcinilor înclinate (componenta orizontală H paralelă cu B'), se adoptă următorii factori corectivi:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7H}{(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')} \right]^3$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi')} \right]^3$$

$$i_c = \frac{(i_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

Pe lângă factorii corectivi de mai sus sunt considerați cei complementari adâncimii planului de fundare și înclinației planului de fundare și planului terenului (Hansen).

2.3 Date generale

Cod

Numele tipologiei: necesar pentru a fi identificată.

Descriere

Descrierea lucrării.

Listă armături

Arhivă tipologie armături este un database de materiale care poate fi personalizat de către utilizator, fiind suficientă selectarea Listă Armături și apăsarea butonului drept al mouse-ului pentru a adăuga sau a șterge o armătură.

Datele cerute variază în funcție de tip: bară, fâșie sau folie.

Pentru fiecare trebuie desemnat, pe lângă identificatorii geometrici, rezistența admisibilă a materialului.

Normativul de proiectare

Este posibilă alegerea diverselor normative:

- **Echilibru Limită:** aplică teoria echilibrului limită cu o singură combinație de sarcină și un factor de siguranță global pentru diferitele verificări.

- **Norme Tehnice (Text Unic):** se pot considera mai multe combinații de sarcină cu factori de combinație diferiți și coeficient de siguranță parțiali pentru parametrii geotehnici.
- **BS 8006:** normele internaționale British Standard 8006 pentru care se pot analiza starea limită ultimă și starea limită de exploatare ale structurii; ambele sunt definite de factori de sarcină și coeficienți parțiali.
- **EC8:** eurocodurile prevăd, după cum s-a amintit mai sus, analiza la starea limită ultimă și de exploatare

Pe baza Normativului ales programul generează combinații de sarcină de analizat și se poate alege executarea calculului cu criteriul de verificare sau de proiectare.

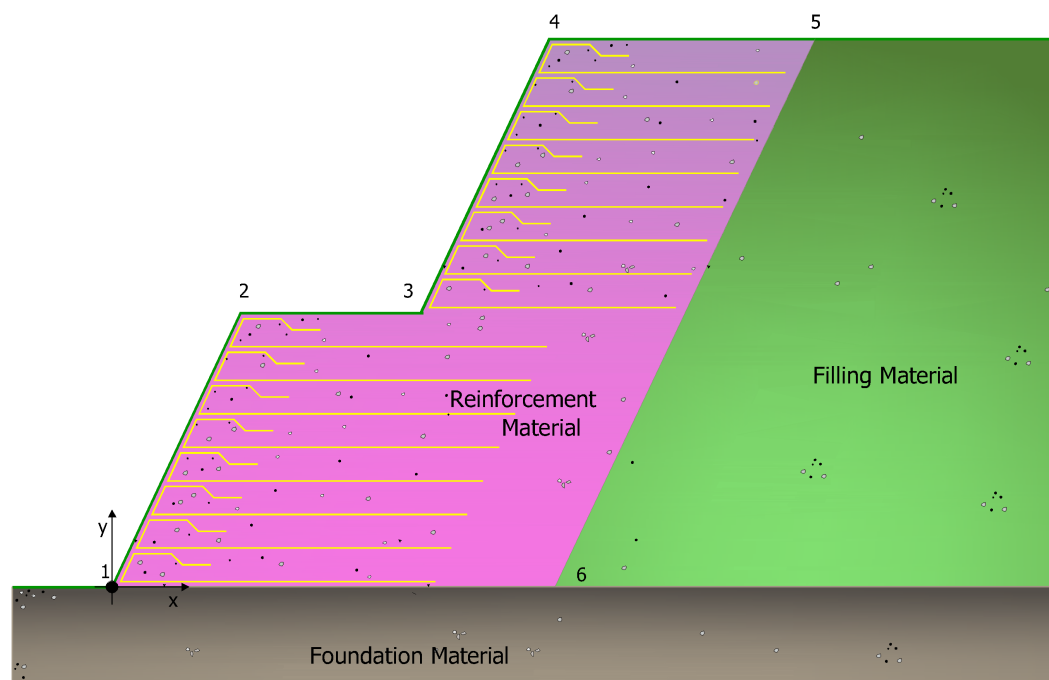
Seism

Pe baza accelerației maxime la sol programul calculează coeficientul de împingere orizontală și verticală. Acești coeficienți pot fi modificați de către utilizator

The screenshot displays the 'Parametrii generali' (General Parameters) dialog box in the SLOPE/M.R.E. software. The dialog is titled 'Tipologie... 1'. It features a toolbar with icons for 'Nou' (New), 'Deschide...' (Open), 'Salvează' (Save), 'Arhivă tipologii armături' (Reinforcement typology archive), 'Parametrii generali' (General parameters), and 'Geom general' (General geometry). The main area contains several input fields and dropdown menus: 'Cod' (Code) is 'Tipologie... 1', 'Descriere' (Description) is empty, 'Tipologie' (Typology) is 'Pământ armat (polimer)' (Reinforced earth (polymer)), 'Normativ' (Standard) is 'Echilibru limită' (Limit equilibrium), 'Tip calcul' (Calculation type) is 'Verificare' (Verification), and 'Arhivă tipologii armături' (Reinforcement typology archive) is empty. The 'Seism' (Seismic) section includes a checkbox for 'Calcul coeficienti seismici' (Calculate seismic coefficients), which is checked. Below it are input fields for 'Coeficient seismic orizontal' (Horizontal seismic coefficient) with value '0', 'Coeficient seismic vertical' (Vertical seismic coefficient) with value '0', and 'Efect inertial in fundatie' (Inertial effect in foundation) with value '0'. The 'Aplică' (Apply) button is at the bottom right.

2.4 Date geometrice

Profilul pământului armat este definit de coordonate X, Y față de un sistem local ce are ca origine punctul din partea de jos. După cum este evidențiat în figura de mai jos profilul nu trebuie închis - vârfurile/nodurile pământului armat sunt: 1,2,3,4,5.



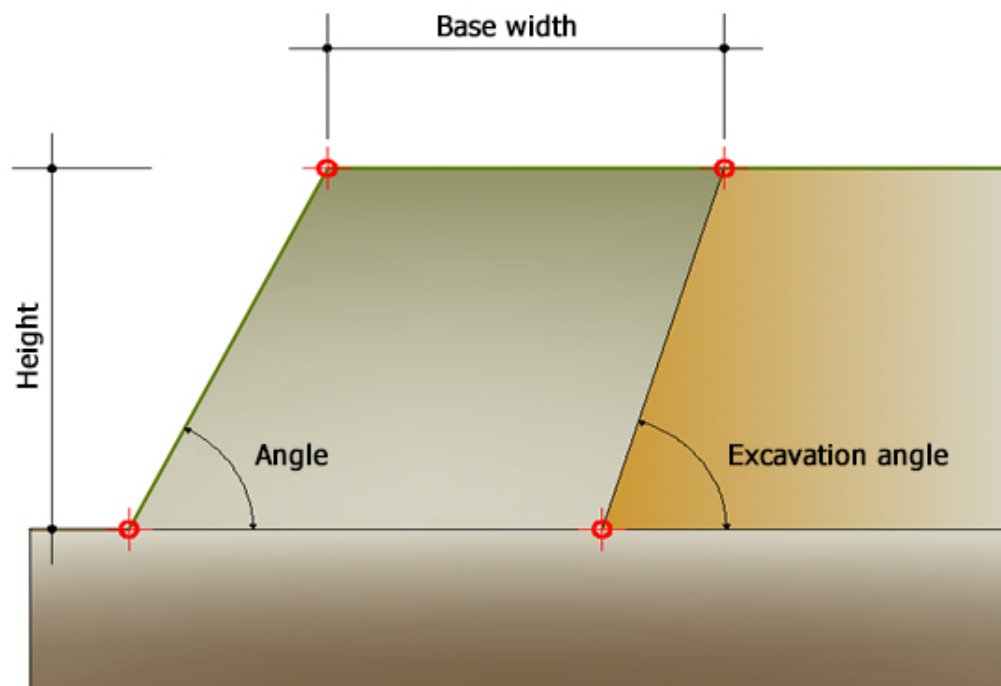
Afișarea pământului armat

Pentru fundație se pot seta: adâncimea planului de fundare și înclinare; acestea au efect doar asupra calculului sarcinii limită și nu sunt vizualizate. Înclinația planului de fundare este pozitivă dacă este în sensul acelor de ceasornic.

Poligonul poate fi definit prin puncte, prin introducerea manuală a coordonatelor X, Y în tabel, sau prin generare automată, caz în care profilul geometric poate fi fie cu pantă constantă, fie în trepte.

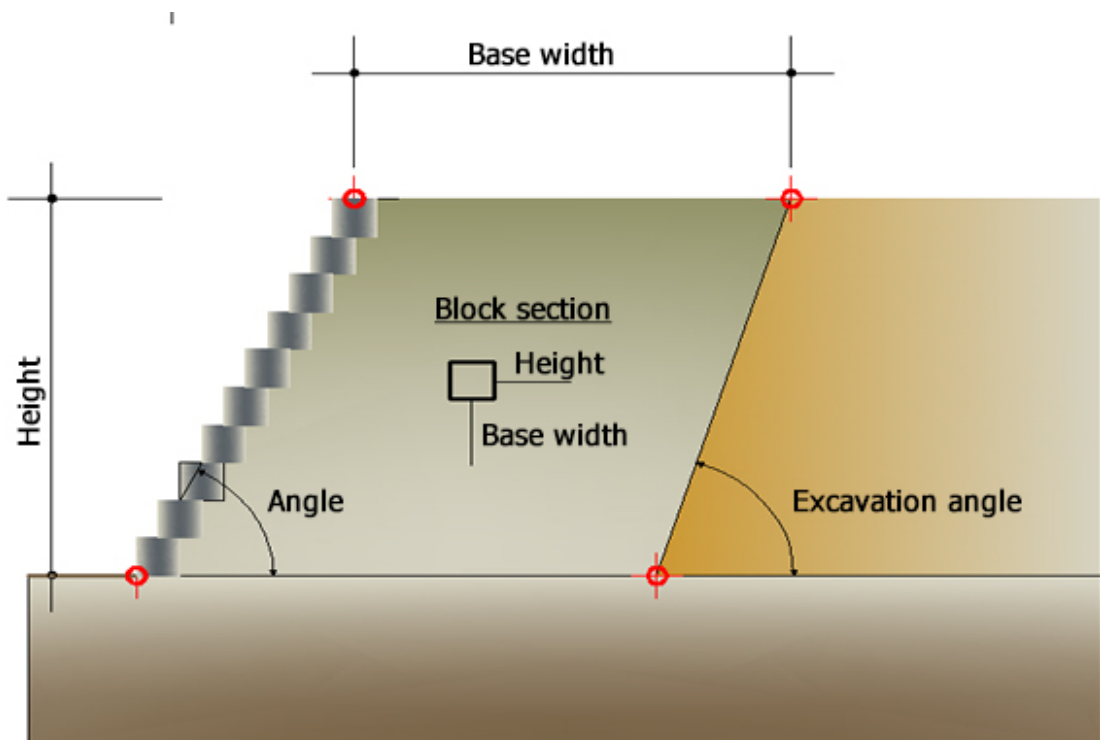
În cazul în care se alege modul de generare automată, datele de input necesare sunt:

- unghiul intern al poligonului de armare, unghiul pe care îl formează profilul pantei cu orizontala;
- înălțimea și lățimea poligonului de armare.



Generarea automată a geometriei, date de input

Modul de generare automată a "Sistem de Gradație" este realizat de software fie prin atribuirea dimensiunilor implicite ale blocurilor, fie prin utilizarea celor atribuite de utilizator în secțiunea "Blocuri".



Generarea automată a geometriei, date de intrare

În "Geometrie" este posibilă definirea dimensiunilor geometrice ale fundației, fiecare dată introdusă trebuie confirmată cu tasta "Aplică" pentru a fi activă.

Pentru a șterge, este suficient să selectați toate valorile numerice din tabel și să le ștergeți de la tastatură cu ajutorul tastei "Canc" sau, după ce le selectați, faceți clic pe butonul din dreapta al mouse-ului și alegeți opțiunea "Delete all" (Șterge tot).

Comanda "Import DXF" vă permite să importați profilul de armare, o condiție necesară este ca acesta să fi fost definit de o polilinie deschisă care crește de la stânga la dreapta.

În cazul în care utilizatorul are coordonatele profilului pe o foaie de calcul, acestea pot fi copiate și lipite în tabelul de intrare.



Semnificația indicatoarelor din coloana "Utilizare" este că punctul corespunzător a fost utilizat pentru a agăța un bloc.

2.5 Sarcini

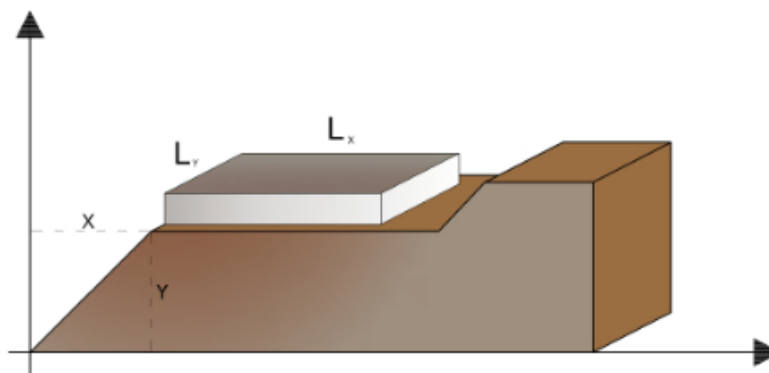
Se identifică prin:

Descriere: numele va fi vizualizat în combinațiile de sarcină.

Punct de introducere X și Y față de sistemul local în care a fost definit pământul armat.

Lungimi L_x L_y : definesc lățimea fâșiei de sarcină.

Q: entitatea suprasarcinii



Definiția geometrică a sarcinii

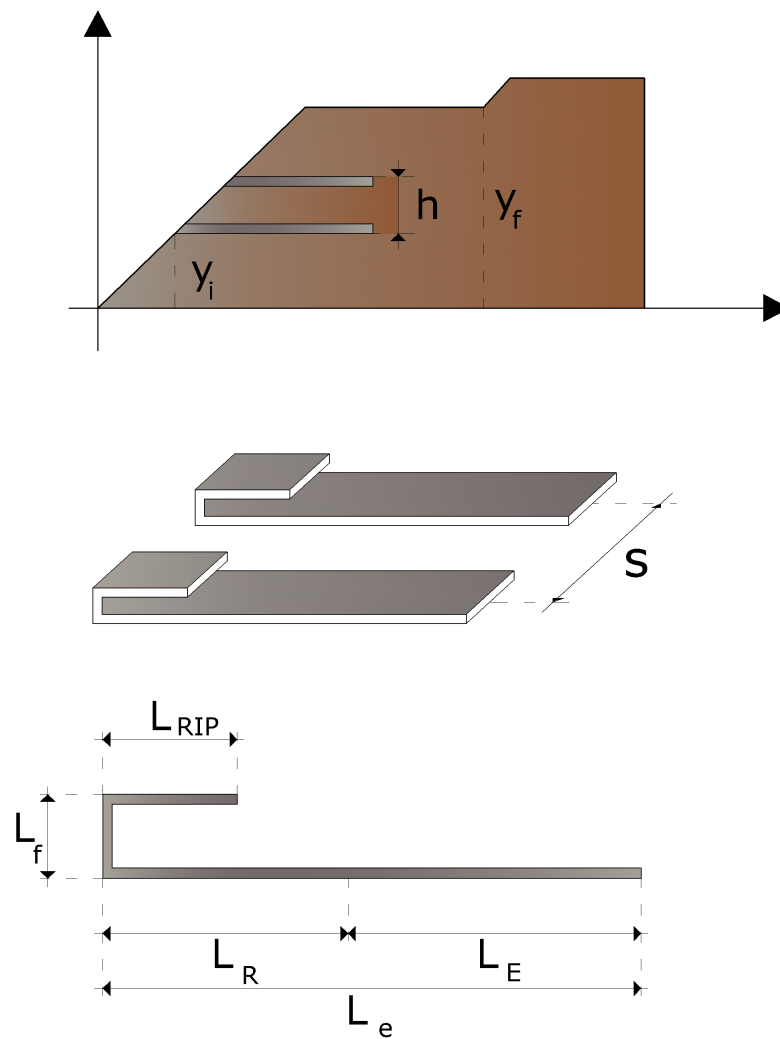
2.6 Poziția armături

Armăturile pot fi poziționate manual de utilizator în tabel începând de jos, sau se poate alege generarea automată a acestora.

Fiecare armătură este caracterizată de:

- Coordonate de inserare X,Y începând din partea inferioară;
- Tipul de armătură: ales din "[Lista armături](#)"⁹⁸
- Lungimile:
- Îndoire L_{RIP}
- Frontală L_f
- Totală L_t

Pentru tipologiile armături bare sau fâșii trebuie assignate și interaxul S. Analiza este realizată pentru un metru liniar grosime.



Definire geometrie armături

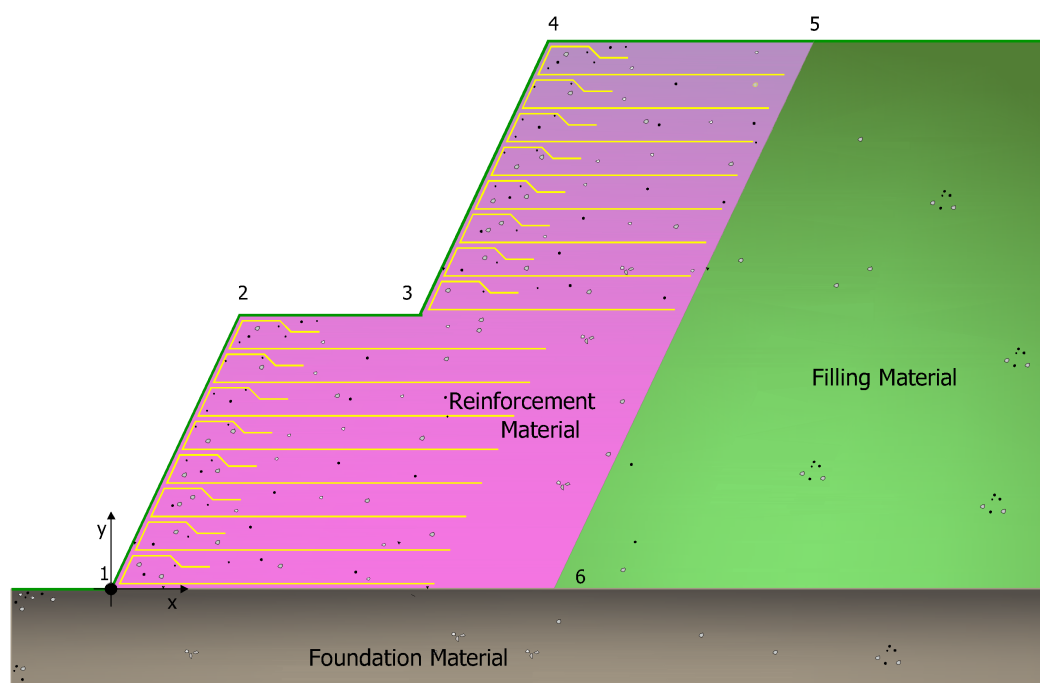
Generare automată a armăturilor

Pentru a facilita poziționarea armăturilor se poate folosi generarea automată asignând:

- Poziția inițială Y_i
- Poziția finală Y_f
- Intervalul h
- Lungimea de îndoire L_{RIP}
- Lungimea frontală L_f
- Lungimea totală L_t

2.7 Materiale teren

Se pot asigura trei materiale diferite, vezi figura de mai jos:



Materiale ce definesc pământul armat

Material armătură

Constituie materialul de umplere între armături. Pe lângă greutatea volumică, unghiul de frecare internă și coeziune, trebuie asigurat unghiul de frecare teren armătură.

Material de umplere

Este materialul de umplere din spatele pământului armat. Trebuie asigurate greutatea volumică, unghiul de frecare internă și coeziunea.

Material fundație

Solul de fundare este caracterizat de: greutatea volumică, unghiul de frecare internă și coeziune.

2.8 Factori de siguranță

Factorii de siguranță trebuie setați pe baza normativei alese. Programul împarte factorii de siguranță în două categorii: verificări globale și verificări compuse.

Verificări globale

Alunecare: verificarea se realizează între fundație și prima armătură (bază).

Răsturnare: verificarea la răsturnare este realizată față de vârful stâng de la baza pământului.

Sarcina limită: sarcina limită este calculată pe terenul de fundare și tine cont de adâncimea planului de fundare și de înclinare (Date geometrice)

Stabilitate globală internă: sunt verificările interne de stabilitate cu metodele echilibrului limită pentru calculul potențialelor suprafețe de alunecare internă (Tieback and Compound).

2.9 Analiză

În fereastra de analiză sunt vizualizate combinațiile de sarcină de verificat. Selectând cu mouse-ul Combinații de sarcină și făcând click dreapta se pot adăuga sau șterge combinații sau se poate regenera lista de combinații. Pentru fiecare combinație se poate alege factorul de combinație pentru acțiuni și coeficienții de siguranța parțiali pentru parametrii geotehnici.

Cu ajutorul comenzii Execută analiza sunt verificate combinațiile. Pentru fiecare dintre acestea sunt vizualizate lungimile L_R interne penei de împingere și lungimile L_E efective la pullout/smulgere.

2.10 Rezultate

Rezultatele sunt organizate în tabele; tabelul "Blocuri" este activat dacă în secțiunea "Geometrie" a fost generat un profil în trepte și au fost introduse blocuri.

Primul tabel prezintă, pentru fiecare armătură individuală, rezultatele analizei organizate după cum urmează:

- *lungimile feței lungimile de pliere lungimile interioare ale penei, lungimile efective și lungimile totale ale fiecărei armături;*
- *factorul de siguranță la desfacerea filetului;*
- *tensiunea din armătură;*
- *factorul de siguranță la rupere;*
- *împingerea pe armătură;*

- *rezistența la desfacere;*
- *rezistența limită a materialului.*

Se dau coeficienții de siguranță globali la alunecare, răsturnare și sarcina limită a solului armat.

Tabelul "Blocuri" este structurat după cum urmează:

- poziționarea blocului individual (coordonate carteziane în raport cu sistemul de referință global);
- împingerea solului pe fiecare bloc în parte;
- rezistența geogrilei între bloc și bloc;
- coeficientul de siguranță la răsturnare și la alunecare al fiecărui bloc (verificări locale).

Rezultatele verificărilor globale sunt rezumate pe ecran prin valorile coeficienților globali de siguranță pentru alunecare, înclinare și sarcină limită.

Odată calculul finalizat, software-ul produce următoarele grafice:

- *împingerea pe armătură;*
- *factorul de siguranță pentru armare;*
- *factorul de siguranță la rupere;*
- *rezistență la smulgere;*
- *rezistența limită a materialului.*

La rubrica "Raport" există comanda "Export to Word", care permite generarea unui raport de calcul detaliat, în care, pe lângă observațiile teoretice, rezultatele analizei sunt prezentate sub formă de tabel.

Prin selectarea butonului "Close" (Închidere), proiectul de verificare a solului armat este închis și se intră în mediul grafic de stabilitate a versanților (Slope) pentru a efectua verificările de stabilitate Tieback și Compound. În meniul "Calculation", se selectează comanda "Internal Verifications" (Verificări interne) și se pornește analiza Tieback and Compound. Prin selectarea "Rezultatele verificărilor interne", programul generează un fișier .doc în care, la nivelul fiecărei armături și pentru punctele de constrângere, sunt afișate suprafețele critice ale pantei, factorul de siguranță și tipul de verificare: Tieback sau Compound.

3 SLOPE ROCK

Pentru versanții de roci, față de cei din pământ, criteriul de cedare Mohr-Coulomb nu poate fi folosit pentru a defini rezistența materialului; totuși, cu această metodă se poate descrie o procedură care permite aplicarea metodelor clasice ale Echilibrului Limită și pentru versanții de roci.

3.1 Hoek & Bray

Pentru versanții de roci, față de cei în pământ, criteriul de cedare Mohr-Coulomb nu poate fi folosit pentru a defini rezistența materialului; totuși, cu această metodă se poate descrie o procedură care permite aplicarea metodelor clasice ale Echilibrului Limită și în versanții de roci. În acest sens se definesc unghiul de frecare internă și coeziunea ce se formează de-a lungul suprafeței de alunecare conform expresiilor:

$$\begin{aligned}\operatorname{tg}\varphi &= AB \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^{B-1} \\ c &= A\sigma_c \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^B - N\operatorname{tg}\varphi\end{aligned}$$

unde:

- σ_c este rezistența la compresiunea monoaxială a rocii;
- A, B, T constante în funcție de litotip și de calitatea rocii (Tabelul de mai jos: Relația între clasificarea rocilor și parametrii A, B și T);
- N efort normal la baza fâșiei.

Constantele A, B și T sunt determinate în funcție de clasificarea rocii după Bieniawski (indice RMR) și după Barton (indice Q). Între cele două sisteme de clasificare, pe baza a 111 de exemple analizate, s-a găsit următoarea corelație:

Litotip Calitatea roci	Calc are Dolo mite Mar ne	Argillit e Gresii Șisturi	Arenite Cuartit e	Andezi te Bazaltu ri Riolite	Amfibo lite Gneiss Granite Gabrou ri
RMR = 100 Q = 500	A = 0.81 6 B = 0.65 8 T = - 0.14 0	A = 0.918 B = 0.677 T = - 0.099	A = 1.044 B = 0.692 T = - 0.067	A = 1.086 B = 0.696 T = - 0.059	A = 1.220 B = 0.705 T = - 0.040
RMR = 85 Q = 100	A = 0.65 1 B = 0.67 9 T = - 0.02 8	A = 0.739 B = 0.692 T = - 0.020	A = 0.848 B = 0.702 T = - 0.013	A = 0.883 B = 0.705 T = - 0.012	A = 0.998 B = 0.712 T = - 0.008
RMR = 65 Q = 10	A = 0.36 9 B = 0.66 9 T = - 0.00 6	A = 0.427 B = 0.683 T = - 0.004	A = 0.501 B = 0.695 T = - 0.003	A = 0.525 B = 0.698 T = - 0.002	A = 0.603 B = 0.707 T = - 0.002
RMR = 44 Q = 1	A = 0.19 8	A = 0.234	A = 0.280	A = 0.295	A = 0.346

Litotip Calitatea rocii	Calc are Dolo mite Mar ne	Argillit e Gresii Șisturi	Arenite Cuartit e	Andezi te Bazaltu ri Riolite	Amfibo lite Gneiss Granite Gabrou ri
	B = 0.66 2 T = - 0.00 07	B = 0.675 T = - 0.0005	B = 0.688 T = - 0.0003	B = 0.691 T = - 0.003	B = 0.700 T = - 0.0002
RMR = 3 Q = 0.1	A = 0.11 5 B = 0.64 6 T = - 0.00 02	A = 0.129 B = 0.655 T = - 0.0002	A = 0.162 B = 0.672 T = - 0.0001	A = 0.172 B = 0.676 T = - 0.0001	A = 0.203 B = 0.686 T = - 0.0001
RMR = 3 Q = 0.01	A = 0.04 2 B = 0.53 4 T = 0	A = 0.050 B = 0.539 T = 0	A = 0.061 B = 0.546 T = 0	A = 0.065 B = 0.548 T = 0	A = 0.078 B = 0.556 T = 0

Relația între clasificarea rocilor și parametrii A, B și T

4 SLOPE/DEM

Cu această metodă terenul este modelat ca o serie de elemente discrete (fâșii) și ține cont de compatibilitatea reciprocă dintre fâșii. În acest scop fiecare fâșie și fâșiile adiacente și baza sunt blocate de resorturi Winkler.

Există o serie de resorturi în direcție normală la interfață pentru a simula rigiditatea normală și o serie de resorturi în direcție tangențială pentru a simula rezistența la alunecare a interfeței.

Componenta resorturilor normale și a celor transversale se ia de tip elasto-plastic perfect.

Resorturile normale nu cedează la compresiune ci doar la tracțiune cu o capacitate extensională maximă pentru teren coeziv și fără capacitate extensională pentru terenuri necoezive.

4.1 DEM

Interfațare între fâșii

Cu această metodă terenul este modelat ca o serie de elemente discrete (fâșii) și ține cont de compatibilitatea reciprocă dintre fâșii. În acest scop fiecare fâșie și fâșiile adiacente și baza sunt blocate de resorturi Winkler.

Există o serie de resorturi în direcție normală la interfață pentru a simula rigiditatea normală și o serie de resorturi în direcție tangențială pentru a simula rezistența la alunecare a interfeței.

Componenta resorturilor normale și a celor transversale se ia de tip elasto-plastic perfect.

Resorturile normale nu cedează la compresiune ci doar la tracțiune cu o capacitate extensională maximă pentru teren coeziv și fără capacitate extensională pentru terenuri necoezive.

Resorturile transversale cedează când se ajunge la rezistența maximă de forfecare și se disting două tipuri de comportamente diferite: teren fragil și teren nefragil. Pentru teren fragil rezistența maximă a resorturilor este dată de:

$$\tau_p = c_p + \sigma_n \tan \varphi_p$$

În timp ce rezistența reziduală:

Pentru simplificare în analiza de mai jos s-a presupus că după ce se ajunge la rezistența maximă, rezistența terenului se trece la valoarea rezistenței reziduale.

Pentru teren nefragil rezistența nu se reduce pentru deformări mari la forfecare, deci rezistența reziduală este egală cu cea maximă.

Formularea metodei expuse are la bază o cercetare anterioară a lui Chang și Mistra asupra mecanicii discretelor deosebite.

Luându-se u_i^a , u_i^b , e ω^a , ω^b astfel încât acestea să reprezinte deplasarea și respectiv rotația fâșiilor A și B, se ia punctul P care este punctul mediu a interfeței dintre cele două fâșii, după cum se vede în Fig. 7.1.1. Fiind riap vectorul ce unește baricentrul fâșiei A cu punctul P, deplasarea fâșiei B față de fâșia A, în punctul P este exprimată ca:

$$\begin{Bmatrix} \Delta_x^p \\ \Delta_y^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{bp} \\ 0 & 1 & r_x^{bp} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^b \\ u_y^b \\ \omega^b \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{ap} \\ 0 & 1 & r_x^{ap} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^a \\ u_y^a \\ \omega^a \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Dacă fâșia B este imobilă, valorile lui u_x^b , u_y^b , e ω^b se iau egale cu zero.

Luăm n_i^p astfel încât acesta să fie vectorul normal pe fața fâșiei A în punctul P, spre interior definit de $n_i^p = (\cos\alpha, \sin\alpha)$ unde α este unghiul dintre axa X și vectorul n_i^p .

Vectorul s_i^p , perpendicular pe vectorul n_i^p , va fi definit de $s_i^p = (-\sin\alpha, \cos\alpha)$.

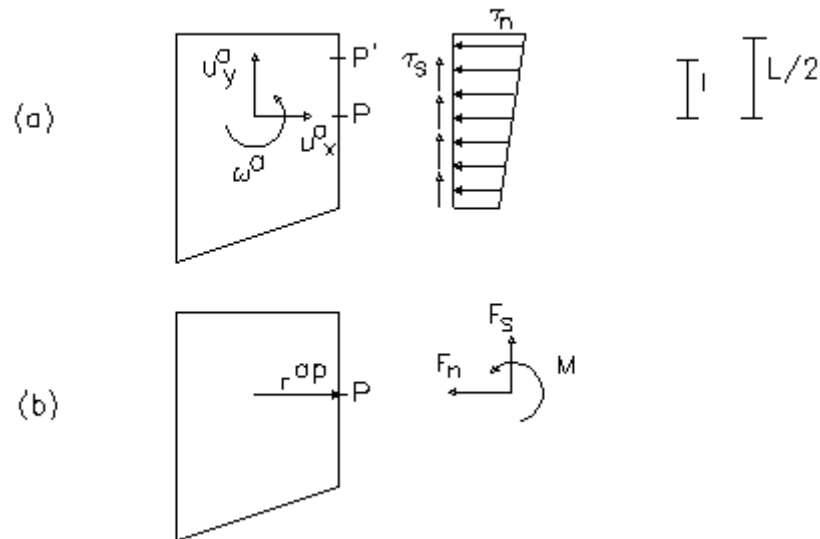


Figura 7.1.1 (a) Tensiuni normale și tangențiale ; (b) Forțe și momente echivalente la interfață

Vectorul deplasare al primului membru al Ec. 3 poate fi transformat de coordonatele X-Y în coordonate locale n-s după cum urmează:

$$\begin{Bmatrix} \Delta_n^p \\ \Delta^p \\ \Delta_s^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta_x^p \\ \Delta^p \\ \Delta_y^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} \quad (4)$$

Datorită deplasării relative dintre fâșiile vecine, pentru un punct generic P' al interfeței, la distanță l de la punctul central P după cum este evidențiat în Fig. 7.1.1, alungirea resortului în direcția normală d_n și cea în direcția tangențială d_s sunt date de:

$$d_n = D_n + l \times d_\omega \quad d_s = D_s \quad (5)$$

Datorită efectului alungirii resorturilor apar tensiuni normale și tangențiale în acord cu comportamentul Winkler, după cum se vede în Fig. 7.1.1. Aceste tensiuni pe interfață pot fi integrate pentru a obține forțe și momente rezultante echivalente după cum urmează:

$$F_n = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot \delta_n \cdot dl = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot \Delta_n \cdot dl + \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l \cdot \Delta_\omega \cdot dl \quad (6)$$

$$F_s = \int_{-L/2}^{L/2} k_s \cdot \delta_s \cdot dl = \int_{-L/2}^{L/2} k_s \cdot \Delta_s \cdot dl \quad (7)$$

$$M = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l \cdot \delta_s \cdot dl = \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l \cdot \Delta_n \cdot dl + \int_{-L/2}^{L/2} k_n \cdot l^2 \cdot \Delta_\omega \cdot dl \quad (8)$$

unde:

k_n = constanta resortului normal pe unitatea de lungime

k_s = constanta resortului transversal pe unitatea de lungime

L = lungimea interfeței

Resorturile sunt de tip elasto-plastic deci valorile lui k_n și k_s sunt în funcție de deformare, deci trebuie să se obțină din curbele eforturi-deformații reprezentate în

Fig. X.Y.2. Pentru interfețe care nu cedează se folosesc constantele elastice k_n și k_s . Pentru cele care cedează constantele elastice nu pot fi folosite, deci este solicitată o metodă pentru a considera neliniaritatea problemei. În acest scop se folosește metoda rigidității secante. Constantele echivalente $'k_n$ și $'k_s$ pot fi obținute precum cele corespondente deformării interfeței, ca și în Fig. 7.1.2.

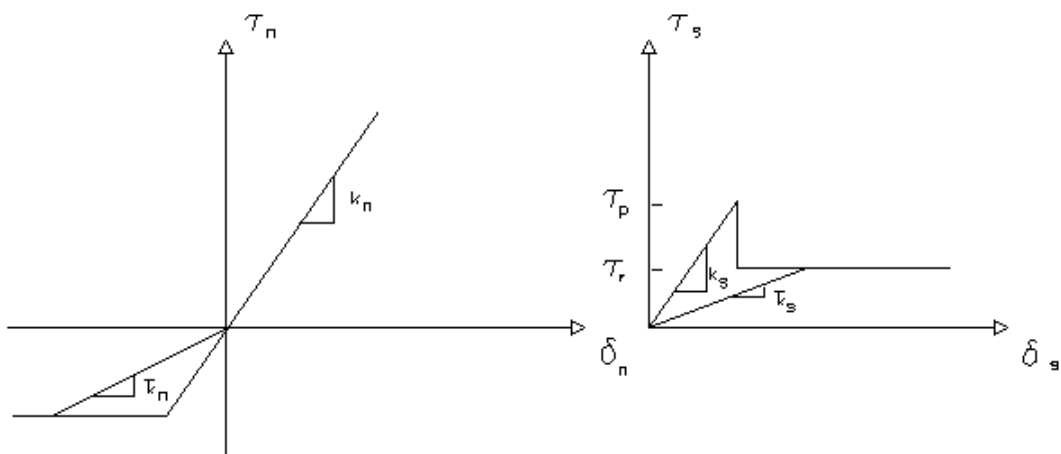


Figura 7.1.2 - Reprezentarea metodei rigidității secante, definirea constantelor echivalente $'K_n$, $'K_s$

Integrând aceste expresii, având în vedere faptul că termeni ce includ primul ordin $K_n \times L$ sunt nuli se obține:

$$F_n = K_n \cdot D_{nx} \cdot L$$

$$F_s = K_s \cdot D_{sx} \cdot L \quad (7')$$

$$M = K_n \cdot \frac{L^3}{12} \quad (8')$$

sau, în forma matricială:

$$\begin{Bmatrix} F_n^p \\ F_s^p \\ M_\omega^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_s & 0 \\ 0 & 0 & K_\omega \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta_n^p \\ \Delta_s^p \\ \Delta_\omega^p \end{Bmatrix} \quad (9)$$

unde:

$$K_n = K_{nx} \cdot L; \quad K_s = K_{sx} \cdot L; \quad K_w = K_{nx} \cdot \frac{L^3}{12}$$

Pentru comoditate transformăm forțele de interfață F_n^p și F_s^p în F_x^p și F_y^p , trecând de la sistemul de coordonate locale n-s la sistemul global X-Y după cum urmează:

$$\begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} F_n^p \\ F_s^p \\ M^p \end{Bmatrix} \quad (10)$$

Forțele rezultante ce acționează pe fiecare față a fâșiei trebuie să satisfacă următoarele condiții de echilibru:

$$\begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} = \sum_p^N \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ r_y^{ap} & -r_x^{ap} & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} F_x^p \\ F_y^p \\ M^p \end{Bmatrix} \quad (11)$$

unde N este numărul total de fețe ale fâșiei. Variabilele f_x^a , f_y^a mai sunt forțele și momentele de masă gravitațională a fâșiei A. Combinând ecuațiile 3, 4, 9, 10 și 11 obținem o legătură între forțe și deplasările fâșiei A după cum urmează:

$$\begin{Bmatrix} f_x^a \\ f_y^a \\ m_\omega^a \end{Bmatrix} = \sum_p^N \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{bp} \\ 0 & 1 & r_x^{bp} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^b \\ u_y^b \\ \omega^b \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} 1 & 0 & -r_y^{ap} \\ 0 & 1 & r_x^{ap} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_x^a \\ u_y^a \\ \omega^a \end{Bmatrix} \quad (12)$$

matricea [c] este dată de produsul următoarelor matrici:

$$\begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ r_y^{ap} & r_x^{ap} & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_s & 0 \\ 0 & 0 & K_\omega \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

Făcând referire la Ec. 12, pentru fiecare fâșie putem scrie cele trei ecuații de echilibru a forțelor și momentelor, obținând un sistem de $3 \times N$ ecuații, pentru N fâșii, fiind exprimat ca:

$$\{f\} = [G] \times \{u\} \quad (14)$$

{ f }: este compusă din f_x , f_y și m , pentru fiecare fâșie

{ u }: este compusă din u_x , u_y și ω , pentru fiecare fâșie

[G]: este matricea de rigiditate totală

Deci pentru fiecare fâșie avem șase variabile, forțele de masă f_x , f_y și m , deplasările u_x , u_y și rotația ω , dintre care trei sunt cunoscute, adică f_x și m sunt egale cu zero.

Rezolvând sistemul $3 \times N$ ecuații se găsesc cele $3 \times N$ necunoscute.

O dată aflate deplasările baricentrului fiecărei fâșii, prin intermediul ecuației 3 se pot afla alungirile resorturilor între două fâșii adiacente. De la aceste alungiți, prin intermediul relațiilor forte-alungiri (Ec. 4 și 9), se pot afla forțele normale și tangențiale. Se pot afla de asemenea tensiunile normale σ_n și tangențiale τ_s ce acționează pe fiecare interfață a celor două fâșii, împărțind forțele aflate cu aria interfeței, și anume:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{L} \quad (15)$$

$$\tau_s = \frac{F_s}{L} \quad (16)$$

5 QSIM

5.1 Introducere

Programul permite efectuarea analizei stabilității taluzurilor în condiții dinamice cu metoda Newmark.

Conform acestei metode taluzul este schematizat ca un bloc rigid ce alunecă pe un plan înclinat; deplasarea ia naștere când accelerația orizontală depășește valoarea critică k_c calculată cu analiza pseudo-statică. Când accelerația terenului revine sub valoarea critică deplasarea se realizează cu accelerație nulă.

Q_{sim} permite calculul evoluției deplasărilor și vitezelor în faza seismică și deplasarea maximă permanentă, fiind posibilă și generarea accelerogramelor artificiale de proiectare. Programul permite:

- Importul accelerogramelor din orice fișier extern
- Integrarea în generarea automată a accelerogramelor de proiectare
- Calculul spectrului de răspuns al accelerogramei de proiectare
- Calculul spectrelor de răspuns de normativă la starea limită ultimă SLU, pentru starea limită de daună SLD și pentru starea limită de elasticitate, orizontale și verticale
- Suprapunerea spectrului de răspuns al accelerogramei de proiectare și a spectrului de normativă pentru stabilirea compatibilității
- Restituie diagramele accelerațiilor, viteza și deplasările
- Se pot printa și exporta toate graficele

[Vezi și Generare accelerogramă](#) 

5.2 Generare accelerogramă

Generarea accelerogramei

Ațiunea seismică ce se manifestă într-un sit generic este caracterizată în mod complet dacă se cunosc evoluția în timp, viteza și deplasările terenului. Este evident că o cunoașterea acestui detaliu nu poate fi obținută doar pe baza parametrilor macroseismici, precum magnitudine M și poziție focală R .

Aceste două mărimi, pe lângă faptul că sunt de natură fizico-empirică (spre deosebire de mărimile derivate din acestea, care sunt în întregime fizice), nu disting particularitățile diferitelor mecanisme ce pot genera evenimentul seismic. În plus, efectul local este profund influențat de condițiile geologice și morfologice ale porțiunii de scoarță traversată și de condițiile stratigrafice și geotehnice proprii sitului.

Pe de altă parte, la starea actuală de cunoaștere cei doi parametri macroseismici sunt unicii pentru care se poate obține un grad de informație concretă de utilizat pentru analiza de risc seismic.

Pentru a defini mișcarea seismică locală este necesar să apelăm la scheme simplificate, în care parametrii macroseismici sunt completați cu informații de natură empirică (prelucrări statistice despre înregistrări seismice trecute) sau, în lipsa acestora, cu

element bazat pe considerații adecvate datelor specifice ale problemei: distanța potențialelor surse, caracteristici locale ale terenului, etc.

Un model simplificat al mișcării seismice locale (ex. istoricul accelerațiilor) cu un număr adecvat de situații concrete, este reprezentat de expresia:

$$a(t) = a \cdot \sum C_n \cdot \cos(\omega_n \cdot t - \phi_n) \quad (1)$$

unde:

- a reprezintă parametrul de intensitate, mai precis valoarea maximă a accelerației solului, și este o variabilă aleatorie a cărei distribuții se calculează în funcție de magnitudinea M și de distanța focală R ;
- Termenii C_n sunt coeficienții de dezvoltare ca sumă Fourier normalizați. Aceștia descriu conținutul de frecvență al mișcării, întrucât furnizează importanța relativă a diverselor componente elementare de frecvență ω_n . Diagrama coeficienților ω_n în funcție de frecvențele ω_n reprezintă spectrul FOURIER al evenimentului seismic.

Coeficienții C_n sunt normalizați astfel încât suma la membrul secund al relației (1) să aibă valoarea maximă unitară, astfel încât să rezulte:

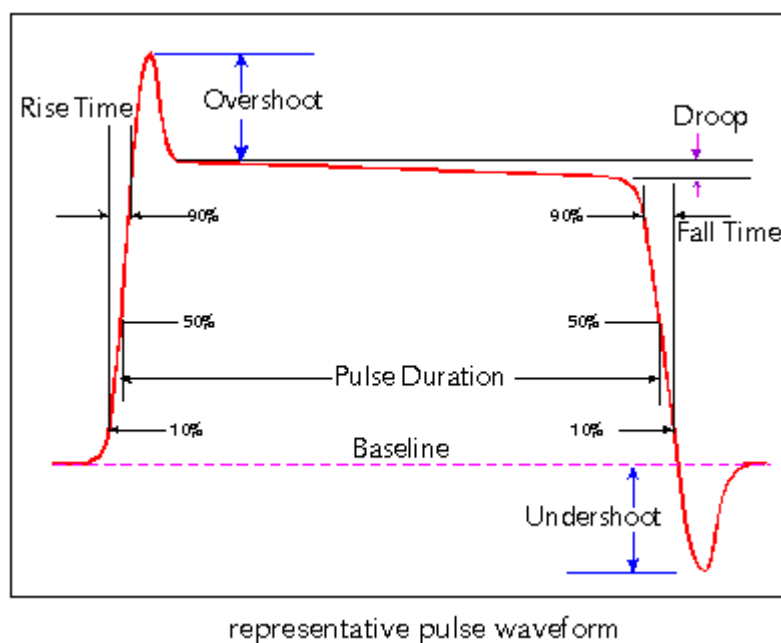
$$|a(t)|_{\max} = a$$

în acord cu definiția lui a :

- termenii $\omega_n = n2\pi/D$ sunt pulsațiile (în rad/s) diferitelor componente armonice, multiple ale frecvenței minime:
 $\omega_1 = 2\pi/D$, fiind D durata vibrației;
- termenii ϕ_n sunt unghiurile de fază, unu pentru fiecare componentă armonică, cuprinși între 0 și 2π .

Rise Time

Timpul pentru a ajunge la accelerația maximă



6 NORMATIVE-Slope

6.1 GHID PRIVIND PROIECTAREA GEOTEHNICĂ, indicativ GP 129-2014

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.

6.1.1 Coeficienți parțiali de siguranță

Coeficienți parțiali	
pentru acțiuni (γ_F) sau efectele acțiunilor (γ_E)	
- Permanente	nefavorabile
	favorabile
- Variabile	nefavorabile
	favorabile

pentru parametrii pământului (γ_M)

- tangenta unghiului de frecare internă
- coeziune efectivă (drenată)
- coeziune nedrenată
- rezistența la compresiune cu deformare laterală liberă
- greutate volumică

de rezistență (γ_R) pentru fundații de suprafață

- capacitate portantă
- alunecare

de rezistență (γ_R) pentru piloți de îndesare

- pe bază
- pe suprafața laterală (compresiune)
- totală/combinată (compresiune)
- pe suprafața laterală (tracțiune)

de rezistență (γ_R) pentru piloți forți

- pe bază
- pe suprafața laterală (compresiune)
- totală/combinată (compresiune)
- pe suprafața laterală (tracțiune)

de rezistență pentru piloți cu burghiu continuu

- pe bază
- pe suprafața laterală (compresiune)
- totală/combinată (compresiune)
- pe suprafața laterală (tracțiune)

de rezistență (γ_R) pentru ancoraje pretensionate

- temporară
- permanentă

de rezistență (γ_R) pentru lucrări de susținere

- capacitate portantă
- rezistența la alunecare
- rezistența pământului

de rezistență (γ_R) pentru taluzuri și pentru stabilitatea generală

- rezistența pământului

6.1.2 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 inginerască 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.

6.1.2.1 Aspecte specifice de calcul

Calculul 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 **A1+ M1+R1**

- Gruparea 2 **A2+M2+R1**

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 reactivate, 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 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:

- conform setului A1 de coeficienți parțiali de siguranță, $\gamma_G = 1.35$ pentru masa de pământ în zona împingerii active și $\gamma_G = 1.00$ pentru masa de pământ în zona rezistenței pasive, iar $\gamma_p = 1.5$, deoarece suprasarcina are întotdeauna efect defavorabil asupra rambleului;
- 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:

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

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.

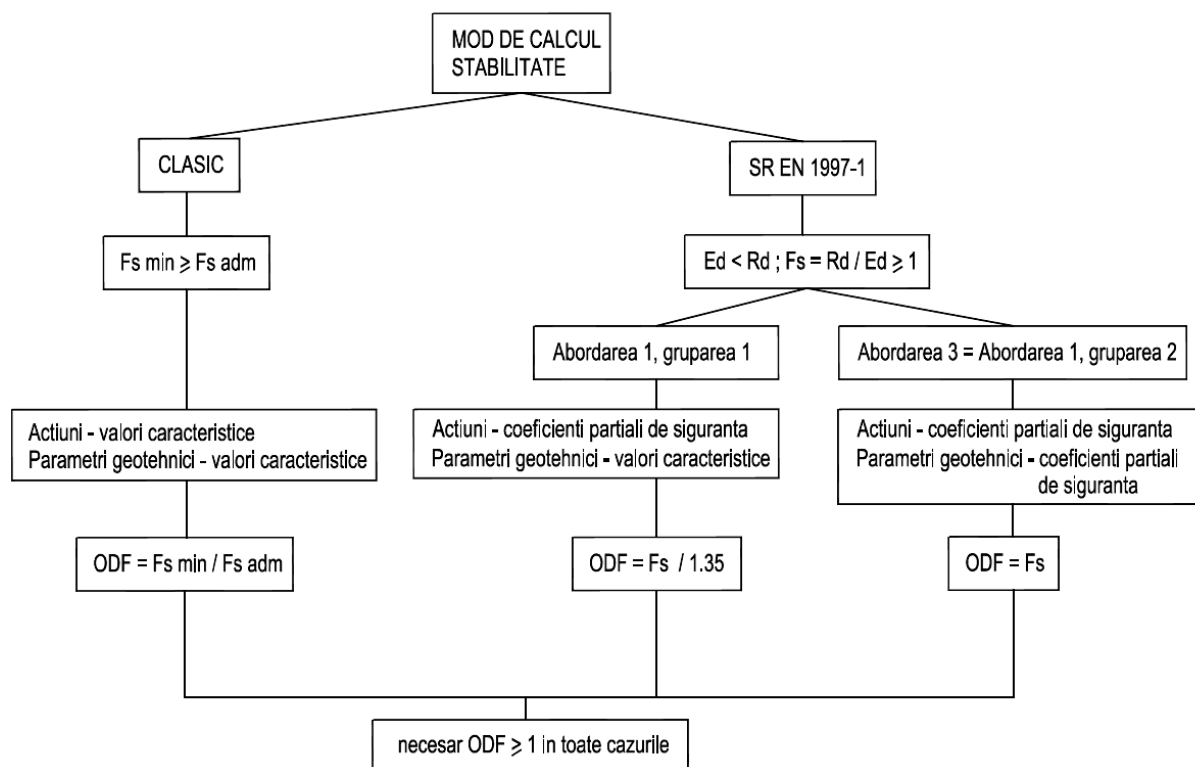


Figura 11.1 – Schema logică a modului de calcul la stabilitate

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.

6.1.2.2 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 exploatării 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.

6.1.3 Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a masivelor de pământ în pantă

Exemplele se refera la calculul stabilității generale pentru stările limită ultime GEO și STR, pentru lucrări de pământ: rambleu, debleu și dig.

Calcululele s-au 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, $q = 26$ kPa, este echivalentă cu o înălțime de umplutură 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 umplutură din corpul rambleului (stratul 1) parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare sunt:

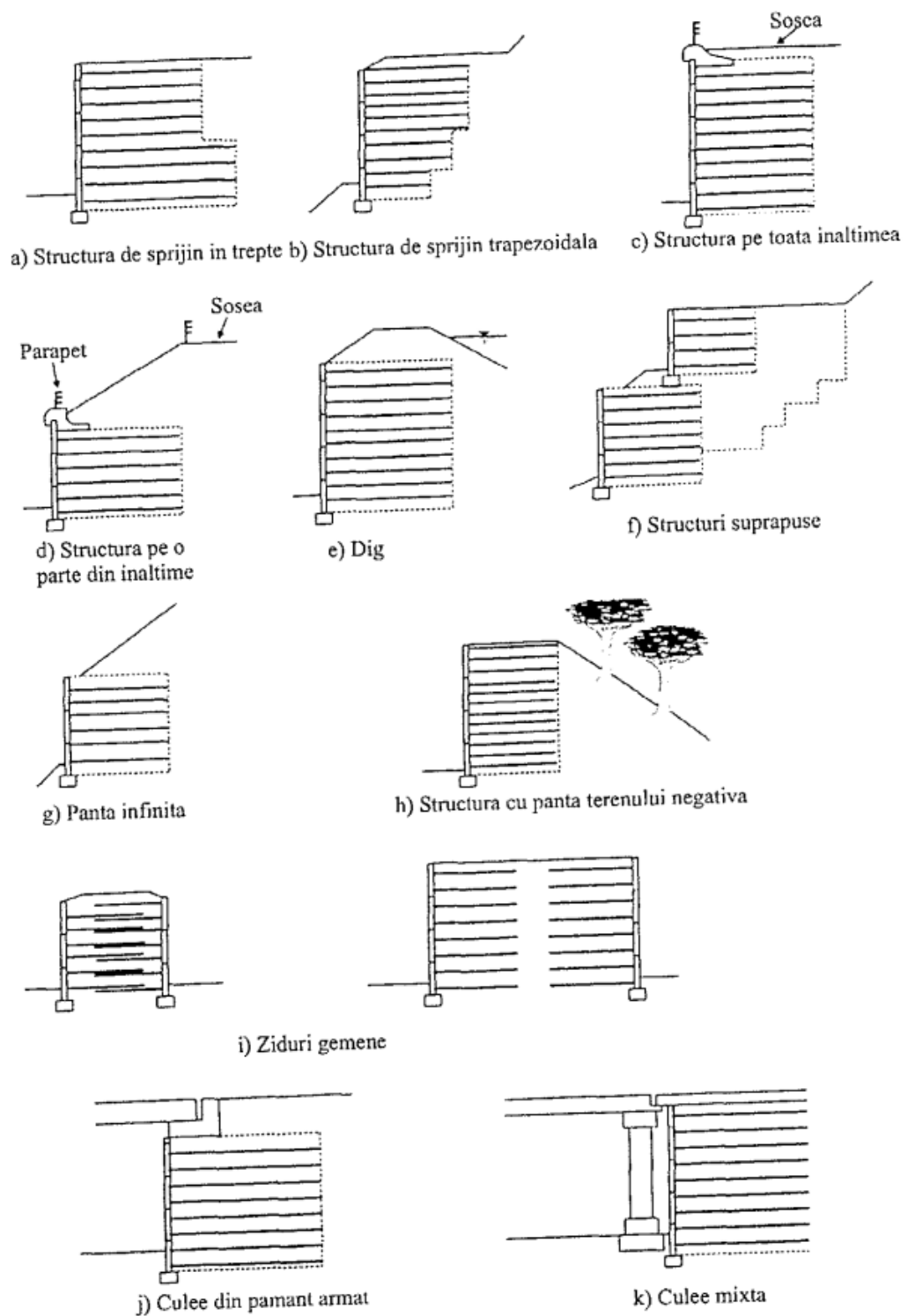
Cazul 1 – material necoeziv: $\phi'_{c1} = 33^\circ$; $c'_{c1} = 1$ kPa

Cazul 2 – material coeziv: $\phi'_{c1} = 15^\circ$; $c'_{c1} = 25$ kPa

Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru terenul suport (material argilos plastic consistent – stratul 2) sunt:

$\phi'_{c2} = 12^\circ$; $c'_{c2} = 13$ kPa.

În ambele cazuri, greutatea volumică a straturilor s-a luat egală cu 20 kN/m³.



2. Debleu

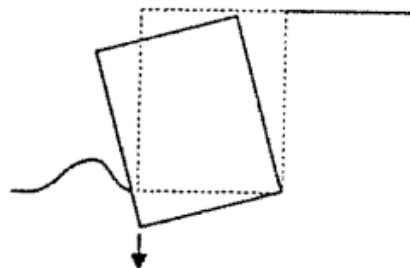
S-a luat în considerare o secțiune de debleu de autostradă având lățimea platformei de 30m, înălțimea de 6m și panta taluzelor de 1:2.

Suprasarcina pe suprafața terenului adiacentă debleului a fost luată în calcul cu o valoare $q = 10 \text{ kPa}$.

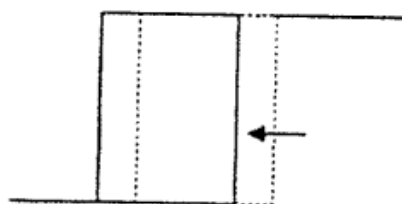
Suprafața terenului natural s-a presupus a fi orizontală. Nu s-a luat în considerare un nivel de apă hidrostatic.

Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru terenul natural (reprezentat printr-un singur strat) sunt: $\phi'_c = 13^\circ$; $c'_c = 15$ kPa.

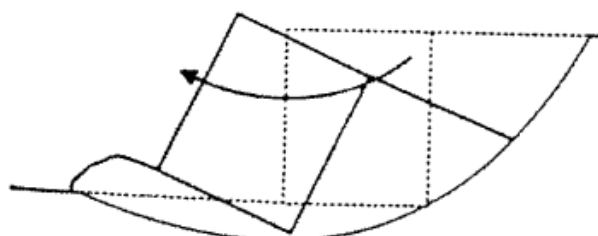
Greutatea volumică a stratului s-a luat egală cu 20 kN/m^3 .



a) Cedare prin rasturnare si depasirea capacitatii portante



b) Cedare prin alunecare



c) Pierderea stabilitatii globale

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.

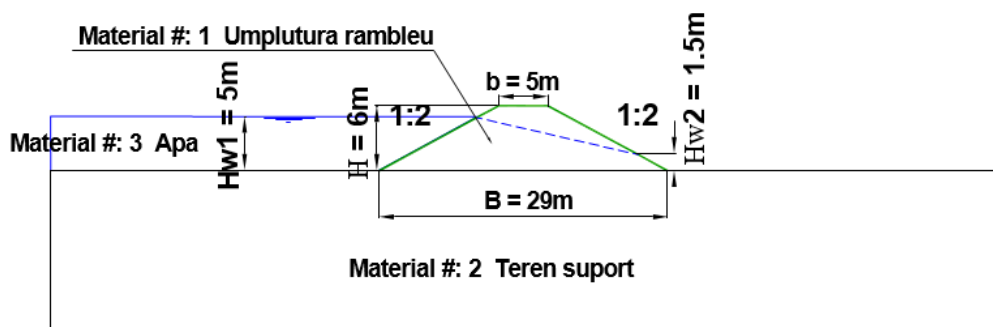
Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru materialul de umplutură din corpul digului - stratul 1 (material coeziv) sunt:

$$\phi'_{c1} = 15^0; c'_{c1} = 25 \text{ kPa}$$

Parametrii caracteristici ai rezistenței la forfecare pentru terenul suport – stratul 2 (material

argilos plastic consistent) sunt:

$$\phi'_{c2} = 15^0; c'_{c2} = 14 \text{ kPa.}$$



6.1.3.1 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 $F_{s \text{ min efectiv}} \geq F_{s \text{ admisibil}}$.

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 corespunzător 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 parametrii 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 $F_s^{\text{min efectiv}} \geq F_s^{\text{admisibil}}$.

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.

Tabelul A1.2 (B) - Valori de calcul pentru acțiuni (STR/GEO)(setul2)

(*) Acțiunile valabile sunt cele considerate în tabelul A1.1

NOTĂ 1: Alegerea între 6,10 sau 6,10a și 6,10b se va face în anexa națională. În cazul formulelor 6,10a și 6,

NOTĂ 2: Valorile pentru γ și ξ pot fi stabilite de anexa națională. Următoarele valori pentru γ și ξ sunt reco

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ când este defavorabilă (0 când este favorabilă)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ când este defavorabilă (0 când este favorabilă)}$$

$$\xi = 0,85 \text{ (astfel încât } \xi \gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15).$$

A se vedea de asemenea EN 1991 până la EN 1999 pentru valorile lui γ care sunt folosite pentru deformații

NOTĂ 3: Valorile caracteristice pentru toate acțiunile permanente ale unei surse sunt multiplicare cu γ_{Gsup}

NOTĂ 4: Pentru verificări particulare, valorile pentru γ_G și γ_Q pot fi împărțite în γ_g și γ_q și coeficientul de inc

Tabelul A1.2(c) - Valori de calcul pentru acțiuni (STR/GEO)(Setul C)

(*) Acțiunile valabile sunt cele considerate în tabelul A1.1
NOTĂ – Valorile γ pot fi stabilite de anexa națională. Valorile recomandate pentru setul γ de valori, sunt:
$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$
$\gamma_{Gj,inf} = 1,10$
$\gamma_{Q,1} = 1,30$ când este defavorabilă (0 când este favorabilă)
$\gamma_{Q,i} = 1,30$ când este defavorabilă (0 când este favorabilă)

Tabelul A1.3 - Valori de calcul ale acțiunilor pentru utilizarea în grupările de acțiuni accidentale și seismice

Accidentală(*) (Formula 6.11a/b)
Seismică (Formula. 6.12a/b)

6.1.3.2 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 admisibil disponibilă), ceea ce conduce la un factor de stabilitate admisibil $F_s^{\text{admisibil}} = 1.00$.

În metoda clasică, condiția de verificare ce trebuie îndeplinită atât în condiții statice, cât și la cutremur este:

$$F_s^{\text{min efectiv}} \geq F_s^{\text{admisibil}}$$

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, $ODF = F_{s \text{ rezultat}} / F_s^{\text{admisibil}}$, în care, conform observațiilor de mai sus, se consideră $F_s^{\text{admisibil}} = 1.5$ (pentru calcule în regim static) și 1.1 (pentru calcul la cutremur)
- pentru Abordarea de calcul 1, gruparea 1, $ODF = F_{s \text{ rezultat}} / 1.35$
- pentru Abordarea de calcul 3 și pentru calculul la cutremur, $ODF = F_{s \text{ rezultat}}$

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- u 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.

6.2 GHID PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURILOR DE PĂMÂNT ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE ȘI METALICE, INDICATIV GP 093-06

GHID PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURILOR DE PĂMÂNT ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE ȘI METALICE, INDICATIV GP 093-06

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

Metodologia de proiectare cuprinsa în prezentul ghid are ca referință standardele romane în vigoare la data redactării, ca și cele europene preluate ca standarde naționale în domeniul materialelor geosintetice, prezentând în același timp și principiile aplicării normelor EUROCODE, astfel încât ghidul sa poată fi aplicat la momentul adaptării acestora ca norme în România.

Ghidul de proiectare a structurilor din pământ armat pune la dispoziția proiectanților o metodologie generală de proiectare, ca și unele metode specifice de calcul, având caracter orientativ.

6.2.1 Principiile proiectării conform EUROCODE

Având ca referință SR EN 1997-1 : 2004, Eurocod 7 - Proiectarea geotehnică.

Partea 1 - Reguli generale, pentru fiecare situație de proiectare geotehnică trebuie verificată atingerea stărilor limită definite în SR EN 1990: 2004.

Stările limită pot apărea atât în teren, cât și în structură sau prin cedare combinată în structură și teren.

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

EUROCODE 7 stabilește ca orice interacțiune dintre structură și teren trebuie luată în considerare la determinarea acțiunilor de proiectare.

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

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

unde:

- γ_F este factorul parțial aplicat acțiunilor;
- F_{rep} este valoarea reprezentativă a acțiunii: $F_{rep} = \psi \times F_k$ (5.2)
- ψ este un factor de conversie a valorilor caracteristice ale acțiunilor în valori reprezentative și poate fi egal cu 1.0 sau subunitar (notat ψ_0 , ψ_1 sau ψ_2),
- F_k valoarea caracteristică a acțiunilor.

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

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

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

(5.3)

unde:

- X_k este valoarea caracteristică a proprietății geotehnice,
- γ_M este factorul parțial de material aplicat caracteristicilor geotehnice.

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

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

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

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

Stări limită ultime considerate în EUROCODE 7:

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

Pentru verificarea la SLU de tip EQU se aplică următoarea formulă:

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

Unde:

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

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

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

unde:

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

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

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

Combinația 1: **A1+M1+R1**

Combinația 2: **A2+M2+R1**

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

Combinația: **A1+M1+R2**

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

Combinația: **(A1 sau A2)+M2+R3**

A1 - pentru acțiunile structurale,

A2 - pentru acțiunile geotehnice

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

Tabelul A.1.

Factori parțiali ai acțiunilor pentru verificarea tip EQU (referința SR EN 1997-1 :2004)

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

Tabelul A.2.

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

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

Tabelul A.3.

Factori parțiali ai acțiunilor sau efectelor pentru verificarea de tip STR și GEO (referință SR EN 1997-1: 2004)

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

Tabelul A.4.

Factori parțiali pentru caracteristicile geotehnice pentru verificările de tip STR și GEO (referință SR EN 1997 – 1: 2004)

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

Tabelul A.5.

Factori parțiali pentru lucrări de sprijin pentru verificările de tip STR și GEO (SR EN 1997- 1:2004)

Rezistența	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Capacitate portantă	$\gamma_{R,v}$	1.0	1.4	1.0

Alunecare pe talpă	$\gamma_{R;h}$	1.0	1.1	1.0
Rezistența terenului	$\gamma_{R;e}$	1.0	1.4	1.0

Tabelul A.14.

Factori parțiali pentru pante și stabilitatea generală pentru verificările de tip STR și GEO (referință SR EN 1997-1 :2004)

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

Pentru verificarea la SLEN în teren sau în secțiunile structurale se aplica următoarea formula:

$$E_d \leq C_d$$

(5.6)

Unde:

- E_d este valoarea de proiectare a efectelor tuturor acțiunilor,
- C_d este valoarea limită de proiectare a efectului unei acțiuni.

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

6.2.2 Proiectarea la stări limita a structurilor din pământ armat

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

- A. se produce cedarea sau exista degradări majore;
- B. exista deformații mai mari decât limitele acceptabile;
- C. se produc alte tipuri de degradări minore care determină scurtarea duratei de viață a structurii sau la operații de întreținere neprevăzute.

Condițiile definite la punctul A) reprezintă o stare limită ultimă, în timp ce punctele B) și C) reprezintă stări limită ale exploatării normale.

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

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

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

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

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

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

În cazul **stabilității externe**, încărcării de proiectare (calcul) i se opun forțele generate în interiorul masivului de pământ. Acestea din urmă depind în principal de parametrii rezistenței la forfecare și de presiunea apei din pori. Valorile caracteristice ale acestor parametri trebuie estimate cu atenție pentru a se evita atingerea unei stări limită, iar

apoi sunt afectate de factorii parțiali ai materialului, obținându-se astfel rezistența de proiectare (calcul).

În cazul stabilității interne, încărcării de proiectare i se opun forțele generate în teren și în armătură. Forțele rezistente datorate armăturii pot fi determinate statistic și apoi pot fi reduse prin aplicarea unui factor parțial de material pentru a obține valoarea de proiectare (calcul).

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

Atunci când se analizează starea limită ultimă a unei structuri armate cu armături flexibile, rezistența de proiectare a armăturii se determină divizând rezistența armăturii la un factor parțial de material. În cazul aplicării principiilor EUROCODE, cazurile relevante pentru SLU sunt STR și Geo.

6.2.3 Factori parțiali pentru armături

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

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

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

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

Tabelul 5-7.*Factori parțiali pentru armături*

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

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

$$f_m = f_{m1} \times f_{m2} \quad (5.7)$$

unde:

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

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

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

Factorul f_{m11} trebuie să ia în considerare:

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

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

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

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

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

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

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

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

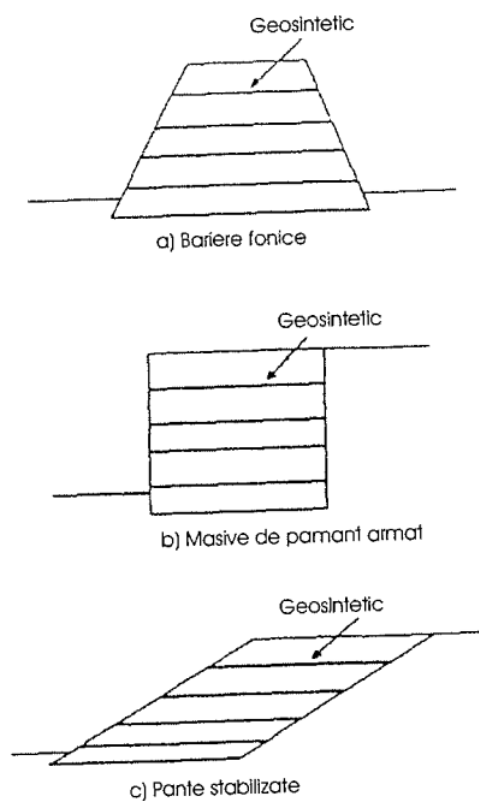
Figura 5.1 prezintă schema de adoptare a factorului parțial de material f_{m11} .

Factorul f_{m12} trebuie să ia în considerare:

- evaluarea datelor disponibile pentru a determina înfășurătoarea statistică — factorul parțial f_{m121} ;

extrapolarea înfășurătorii statistice peste durata de viață așteptată a armăturii — factorul parțial f_{m122} .

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



Pentru **armăturile metalice** sunt utilizate datele disponibile pentru a obține o înfășurătoare statistică pentru viitoare extrapolări.

f_{m121} reprezintă o măsură a încrederii în aceste date. În cazul unui număr mare de date, obținute pe perioade mari de timp, f_{m121} poate fi luat egal cu 1.0. În caz contrar se va lua o valoare supraunitară.

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

Atât pentru **materialele metalice**, cât și pentru cele geosintetice, dacă extrapolarea datelor provenite din încercări se face pentru un ciclu logaritmice de timp, ceea ce este recomandat, f_{m122} poate fi luat egal cu 1.0. Dacă extrapolarea se face pentru două cicluri logaritmice de timp, ceea ce este permis dacă datele provin din încercări în timp

real, în curs de desfășurare și/sau este vorba de teste accelerate derulate la temperaturi mai mari decât cele de exploatare, atunci:

$$F_{m122} = \log \frac{t_d}{t_t}$$

unde:

t_d - durata de viață proiectată a structurii,

t_t - durata încercărilor de fluaj.

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

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

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

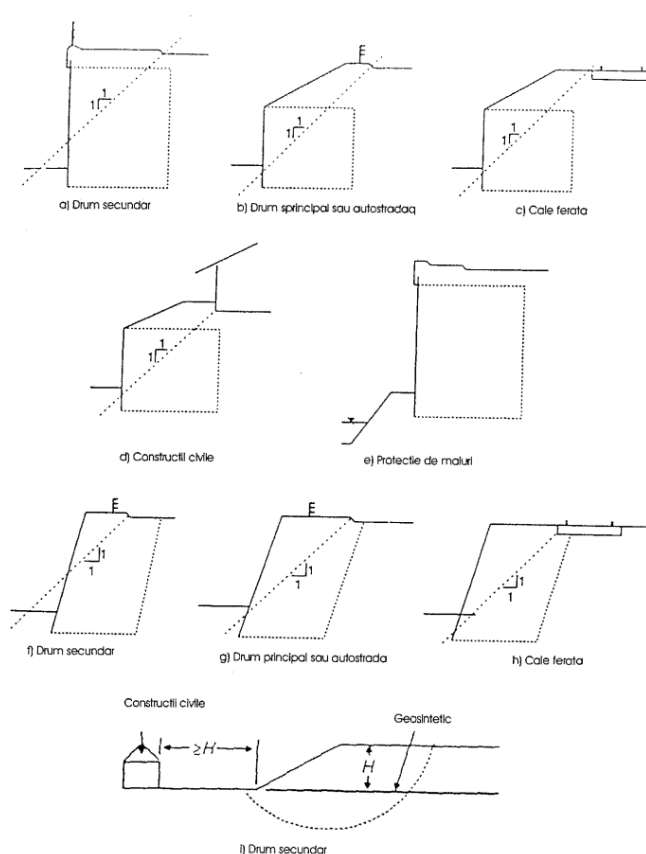


Figura 5.2. Schema de alegere a factorului parțial de material f_{m12}

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

- efectele imediate sau pe termen lung apărute înaintea și în timpul execuției sunt luate în considerare prin factorul parțial f_{m21}
- efectele pe termen lung ale deteriorării sunt luate în considerare cu ajutorul factorului parțial f_{m212} .

$$f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212} \quad (5.14)$$

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

Pentru armăturile metalice, $f_{m21}=1.0$ dacă grosimea minimă de oțel este mai mare sau egală cu 4 mm și umplutura respectă condițiile prevăzute la paragraful 0. Pentru armături mai subțiri sau alte tipuri de material trebuie realizate încercări în situ pe baza cărora se poate evalua valoarea lui f_{m21} .

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

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

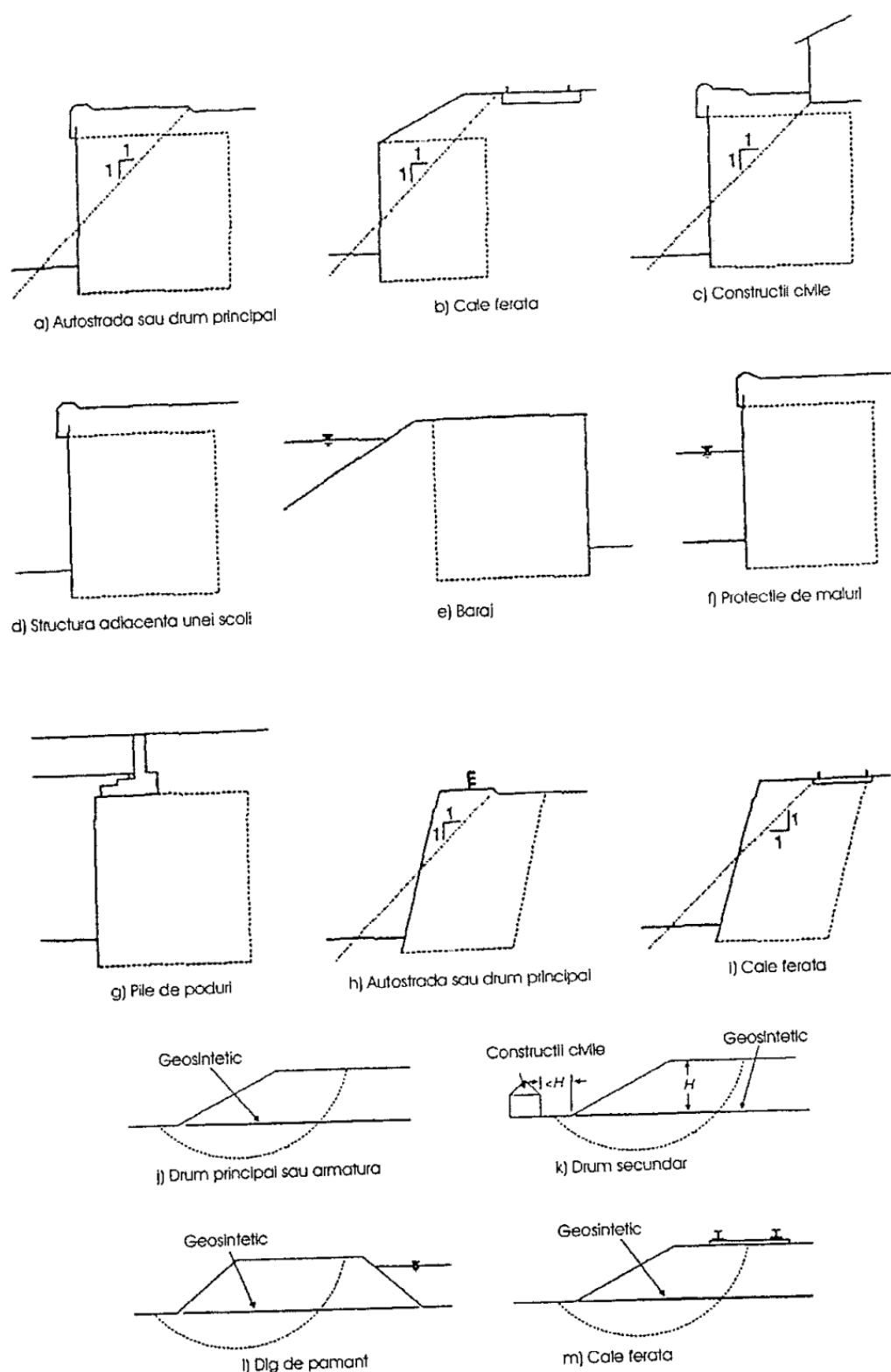


Figura 5-3. Schema de stabilitate a factorului parțial de material, f_{m21}

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

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

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

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

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

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

unde T_u este rezistența ultimă a armăturii metalice.

Factorii parțiali de material se aplică în același mod și elementelor de conexiune dintre armături și elementele de fațadă.

6.2.4 Exploatarea normală

Stările limită ale exploatării normale sunt definite în termeni de deformații acceptabile. Deformațiile din timpul exploatării ale structurilor din pământ armat cu materiale geosintetice pot fi determinate de diverși factori, printre care:

a) factori externi

- tasarea fundației structurii,
- încărcări care nu au fost luate în considerare la proiectare

b) factori interni

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

6.3 Eurocode 7

EN 1997 Eurocode 7 introduces in the verifications regarding structural and geotechnical limit states design approaches that vary for different combinations of groups partial coefficients for actions, for material strength and overall strength of the system.

Each EU member state issues the National Annex (NA) or detailed specifications for the application of the directives contained in EN 1997.

For example, the first approach is used in the UK and Portugal, the second approach in most European countries (Germany, Slovakia, Italy, etc.) for the calculation of the bearing capacity and the third approach in the Netherlands and in most European countries for the calculation of slope stability.

The specifications give the values of the partial factors to be used and indicate approaches to be adopted in the design phase for the different works (bearing capacity, anchors, bulkheads, retaining walls, etc.).

DESIGN APPROACHES

2.4.7.3.4.2 Design Approach 1

1. Except for the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

Combination 1: **A1** + **M1** + **R1**

Combination 2: **A2** + **M2** + **R1**

where "+" implies: "to be combined with".

NOTE: In Combinations 1 and 2, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters.

2. For the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

Combination 1: **A1** + **M1** + **R1**

Combination 2: **A2** + **(M1 or M2)** + **R4**

NOTE 1: In Combination 1, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters. In Combination 2, partial factors are applied to actions, to ground resistances and sometimes to ground strength parameters.

NOTE 2: In Combination 2, set M1 is used for calculating resistances of piles or anchors and set M2 for calculating unfavorable actions on piles owing e.g. to negative skin friction or transverse loading.

3. If it is obvious that one of the two combinations governs the design, calculations for the other combination need not be carried out. However, different combinations may be critical to different aspects of the same design.

2.4.7.3.4.3 Design Approach 2

1. It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: **A1" + "M1" + "R2**

NOTE 1: In this approach, partial factors are applied to actions or to the effects of actions and to ground resistances.

NOTE 2: If this approach is used for slope and overall stability analyses the resulting effect of the actions on the failure surface is multiplied by γ_E and the shear resistance along the failure surface is divided by $\gamma_{R;e}$.

2.4.7.3.4.4 Design Approach 3

1. It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: **(A1* or A2†) + "M2" + "R3**

*on structural actions

†on geotechnical actions

NOTE 1: In this approach, partial factors are applied to actions or the effects of actions from the structure and to ground strength parameters.

NOTE 2: For slope and overall stability analyses, actions on the soil (e.g. structural actions, traffic load) are treated as geotechnical actions by using the set of load factors A2.

The table 3.1. below shows which of partial factor are used in each design approach, depending on the type of structure being designed.

Structure	Partial factors sets used in Design Approach...			
	1		2	3
	Combination 1	Combination 2		
General	A1+M1+R1	A2+M2+R1	A1+R2+M1	A1*(A2+)+M2+R3
Slope	A1+M1+R1	A2+M2+R1	A1+R2+M1	A2+M2+R3
Piles and anchor-ages	A1+M1+R1	A2+M1+R4	A1+R2+M1	A1*(A2+)+M2+R3

Table 3.1 - Ultimate limit state, design approach (*on structural actions, + on geotechnical actions)

Design Approach 1			Combination 1			Combination 2		
			A1	M1	R1	A2	M2	R1
Permanent actions (G)	Unfavorable	γ_G	1,35			1,0		
	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	1,0			1,0		
Variable actions (Q)	Unfavorable	γ_Q	1,5			1,3		
	Favorable	$\gamma_{Q,fav}$	0			0		
Coeff.of shearing resistance ($\tan\phi$)		γ_ϕ		1,0			1,25	
Effective cohesion (c')		$\gamma_{c'}$		1,0			1,25	
Undrained strength (c_u)		γ_{c_u}		1,0			1,4	
Unconfined compressive strength (q_u)		γ_{q_u}		1,0			1,4	
Weight density (γ)		γ_γ		1,0			1,0	
Resistance (R)		γ_R			1,0			1,0

Table 3.2 - Shows the relative magnitude of the key parameters when using Combination 1 and using Combination 2

Design Approach 2			A1	M1	R1
Permanent actions (G)	Unfavorable	γ_G	1,35		
	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	1,0		
Variable actions (Q)	Unfavorable	γ_Q	1,5		
	Favorable	$\gamma_{Q,fav}$	0		
Material properties(c)		γ_M		1,0	
Material resistance (Rv)		γ_{Rv}			1,4
Sliding resistance (Rh)		γ_{Rh}			1,1
Earth resistance against retaining structures		γ_{Re}			1,4
....in slope					1,1

Table 3.3 - Shows the relative magnitude of the key parameters when using Design Approach 2

Design Approach 3			A1	A2	M2	R3
Permanent actions (G)	Unfavorable	γ_G	1,35	1,0		
	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0		
Variable actions (Q)	Unfavorable	γ_Q	1,5	1,3		
	Favorable	$\gamma_{Q,fav}$	0	0		
Coeff.of shearing resistance (tanj)		γ_ϕ			1,25	
Effective cohesion (c')		$\gamma_{c'}$			1,25	
Undrained strength (cu)		γ_{cu}			1,4	
Unconfined compressive strength (qu)		γ_{qu}			1,4	
Weight density (γ)		γ_g			1,0	
Resistance (R) (except for pile shaft in tension)		γ_R				1,0
Pile shaft resistance in tension		$\gamma_{R,st}$				1,1

Table 3.4 - Shows the relative magnitude of the key parameters when using Design Approach 3

Spread foundations

6.1 General

1. The provisions of this Section apply to spread foundations including pads, strips and rafts.
2. Some of the provisions may be applied to deep foundations such as caissons.

6.2 Limit states

1. The following limit states shall be considered and an appropriate list shall be compiled:
 - loss of overall stability;
 - bearing resistance failure, punching failure, squeezing;
 - failure by sliding;
 - combined failure in the ground and in the structure;
 - structural failure due to foundation movement;
 - excessive settlements;
 - excessive heave due to swelling, frost and other causes;
 - unacceptable vibrations.

6.3 Actions and design situations

1. Design situations shall be selected in accordance with 2.2.
2. The actions listed in 2.4.2(4) should be considered when selecting the limit states for calculation.
3. If structural stiffness is significant, an analysis of the interaction between the structure and the ground should be performed in order to determine the distribution of actions.

6.4 Design and construction considerations

1. When choosing the depth of a spread foundation the following shall be considered:
 - reaching an adequate bearing stratum;
 - the depth above which shrinkage and swelling of clay soils, due to seasonal weather changes, or to trees and shrubs, may cause appreciable movements;
 - the depth above which frost damage may occur;
 - the level of the water table in the ground and the problems, which may occur if excavation for the foundation is required below this level;
 - possible ground movements and reductions in the strength of the bearing stratum by seepage or climatic effects or by construction procedures;

- the effects of excavations on nearby foundations and structures;
 - anticipated excavations for services close to the foundation;
 - high or low temperatures transmitted from the building;
 - the possibility of scour;
 - the effects of variation of water content due to long periods of drought, and subsequent periods of rain, on the properties of volume-unstable soils in arid climatic areas;
 - the presence of soluble materials, e.g. limestone, claystone, gypsum, salt rocks;
2. Frost damage will not occur if:
 - the soil is not frost-susceptible;
 - the foundation level is beneath frost-free depth;
 - frost is eliminated by insulation.
 3. EN-ISO 13793:2001 may be applied for frost protecting measures for building foundations.
 4. In addition to fulfilling the performance requirements, the design foundation width shall take account of practical considerations such as economic excavation, setting out tolerances, working space requirements and the dimensions of the wall or column supported by the foundation.
 5. One of the following design methods shall be used for spread foundations:
 - a direct method, in which separate analyses are carried out for each limit state. When checking against an ultimate limit state, the calculation shall model as closely as possible the failure mechanism, which is envisaged. When checking against a serviceability limit state, a settlement calculation shall be used;
 - an indirect method using comparable experience and the results of field or laboratory measurements or observations, and chosen in relation to serviceability limit state loads so as to satisfy the requirements of all relevant limit states;
 - a prescriptive method in which a presumed bearing resistance is used (see 2.5).
 6. Calculation models for ultimate and serviceability limit state design of spread foundations on soil given in 6.5 and 6.6 respectively should be applied. Presumed bearing pressures for the design of spread foundations on rock should be applied according to 6.7.

6.5 Ultimate limit state design

6.5.1 Overall stability

1. Overall stability, with or without the foundations, shall be checked particularly in the following situations:
 - near or on a natural or man-made slope;

- near an excavation or a retaining wall;
 - near a river, a canal, a lake, a reservoir or the sea shore;
 - near mine workings or buried structures.
2. For such situations, it shall be demonstrated using the principles described in Section 11, that a stability failure of the ground mass containing the foundation is sufficiently improbable.

6.5.2 Bearing resistance

6.5.2.1 General

1. The following inequality shall be satisfied for all ultimate limit states:

$$V_d \leq R_d \quad [6.1]$$

2. R_d shall be calculated according to 2.4.
3. V_d shall include the weight of the foundation, the weight of any backfill material and all earth pressures, either favorable or unfavorable. Water pressures not caused by the foundation load shall be included as actions.

6.5.2.2 Analytical method

1. The sample analytical calculation for bearing resistance given in Annex D may be used.
2. An analytical evaluation of the short-term and long-term values of R_d shall be considered, particularly in fine-grained soils.
3. Where the soil or rock mass beneath a foundation presents a definite structural pattern of layering or other discontinuities, the assumed rupture mechanism and the selected shear strength and deformation parameters shall take into account the structural characteristics of the ground.
4. When calculating the design bearing resistance of a foundation on layered deposits, the properties of which vary greatly between one another, the design values of the ground parameters shall be determined for each layer.
5. Where a strong formation underlies a weak formation, the bearing resistance may be calculated using the shear strength parameters of the weak formation. For the reverse situation, punching failure should be checked.
6. Analytical methods are often not applicable to the design situations described in 6.5.2.2(3)P, 6.5.2.2(4)P and 6.5.2.2(5). Numerical procedures should then be applied to determine the most unfavorable failure mechanism.
7. The overall stability calculations described in Section 11 may be applied.

6.5.2.3 Semi-empirical method

1. The sample semi-empirical method for bearing resistance estimation using pressuremeter test results given in Annex E is recommended.

6.5.2.4 Prescriptive method using presumed bearing resistance

1. The sample method for deriving the presumed bearing resistance for spread foundations on rock given in Annex G is recommended. When this method is applied, the design result should be evaluated on the basis of comparable experience.

6.5.3 Sliding resistance

1. Where the loading is not normal to the foundation base, foundations shall be checked against failure by sliding on the base.
2. The following inequality shall be satisfied:

$$H_d \leq S_d + E_{pd} \quad [6.2]$$

3. H_d shall include the design values of any active earth forces imposed on the foundation.
4. R_d shall be calculated according to 2.4.
5. The values of R_d and $R_{p;d}$ should be related to the scale of movement anticipated under the limit state of loading considered. For large movements, the possible relevance of post-peak behavior should be considered. The value of $R_{p;d}$ selected should reflect the anticipated life of the structure.
6. For foundations bearing within the zone of seasonal movements of clay soils, the possibility that the clay could shrink away from the vertical faces of foundations shall be considered.
7. The possibility that the soil in front of the foundation may be removed by erosion or human activity shall be considered.
8. For drained conditions, the design shear resistance, R_d , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows;

$$S_d = V'_d \tan \delta_d \quad [6.3]$$

or

$$R_d = (V'_d \tan \delta_k) / \gamma_{R;h} \quad (6.3b)$$

Note: In design procedures where the effects of actions are factored, the partial factor for the actions (γ_F) is 1,0 and $V'_d = V'_k$ in equation (6.3b).

9. In determining V'_d , account shall be taken of whether H_d and V'_d are dependent or independent actions.

10. The design friction angle δ_d may be assumed equal to the design value of the effective critical state angle of shearing resistance, $\phi'_{cv;d}$, for cast-in-situ concrete foundations and equal to $2/3 \phi'_{cv;d}$ for smooth precast foundations. Any effective cohesion c' should be neglected.
11. For undrained conditions, the design shearing resistance, R_d , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows:

$$S_d = A' c_{u;d} \quad [6.4a]$$

or

$$R_d = (A c_{u;k}) / \gamma_{R;h} \quad (6.4b)$$

12. If it is possible for water or air to reach the interface between a foundation and an undrained clay subgrade, the following check shall be made:

$$R_d \leq 0,4 V_d \quad [6.5]$$

13. Requirement (6.5) may only be disregarded if the formation of a gap between the foundation and the ground will be prevented by suction in areas where there is no positive bearing pressure.

6.5.4 Loads with large eccentricities

- Special precautions shall be taken where the eccentricity of loading exceeds $1/3$ of the width of a rectangular footing or $0,6$ of the radius of a circular footing. Such precautions include:
 - careful review of the design values of actions in accordance with 2.4.2;
 - designing the location of the foundation edge by taking into account the magnitude of construction tolerances.
- Unless special care is taken during the works, tolerances up to $0,10$ m should be considered.

6.5.5 Structural failure due to foundation movement

- Differential vertical and horizontal foundation displacements shall be considered to ensure that they do not lead to an ultimate limit state occurring in the supported structure.
- A presumed bearing pressure may be adopted (see 2.5) provided displacements will not cause an ultimate limit state in the structure.
- In ground that may swell, the potential differential heave shall be assessed and the foundations and structure designed to resist or accommodate it.

6.6 Serviceability limit state design

6.6.1 General

1. Account shall be taken of displacements caused by actions on the foundation, such as those listed in 2.4.2(4).
2. In assessing the magnitude of foundation displacements, account shall be taken of comparable experience, as defined in 1.5.2.2. If necessary, calculations of displacements shall also be carried out.
3. For soft clays, settlement calculations shall always be carried out.
4. For spread foundations on stiff and firm clays in Geotechnical Categories 2 and 3, calculations of vertical displacement (settlement) should usually be undertaken. Methods that may be used to calculate settlements caused by loads on the foundation are given in 6.6.2.
5. The serviceability limit state design loads shall be used when calculating foundation displacements for comparison with serviceability criteria.
6. Calculations of settlements should not be regarded as accurate. They merely provide an approximate indication.
7. Foundation displacements shall be considered both in terms of displacement of the entire foundation and differential displacements of parts of the foundation.
8. The effect of neighboring foundations and fills shall be taken into account when calculating the stress increase in the ground and its influence on ground compressibility.
9. The possible range of relative rotations of the foundation shall be assessed and compared with the relevant limiting values for movements discussed in 2.4.9.

6.6.2 Settlement

1. Calculations of settlements shall include both immediate and delayed settlement.
2. The following three components of settlement should be considered for partially or fully saturated soils:
 - s_0 : immediate settlement; for fully-saturated soil due to shear deformation at constant volume, and for partially-saturated soil due to both shear deformation and volume reduction;
 - s_1 : settlement caused by consolidation;
 - s_2 : settlement caused by creep.
3. The sample methods for evaluating settlements s_0 and s_1 given in Annex F may be applied.

4. Special consideration should be given to soils such as organic soils and soft clays, in which settlement may be prolonged almost indefinitely due to creep.
5. The depth of the compressible soil layer to be considered when calculating settlement should depend on the size and shape of the foundation, the variation in soil stiffness with depth and the spacing of foundation elements.
6. This depth may normally be taken as the depth at which the effective vertical stress due to the foundation load is 20 % of the effective overburden stress.
7. For many cases this depth may also be roughly estimated as 1 to 2 times the foundation width, but may be reduced for lightly-loaded, wider foundation rafts.

Note: This approach is not valid for very soft soils.

8. Any possible additional settlement caused by self-weight compaction of the soil shall be assessed.
9. The following should be considered:
 - the possible effects of self-weight, flooding and vibration on fill and collapsible soils;
 - the effects of stress changes on crushable sands.
10. Either linear or non-linear models of the ground stiffness shall be adopted, as appropriate.
11. To ensure the avoidance of a serviceability limit state, assessment of differential settlements and relative rotations shall take account of both the distribution of loads and the possible variability of the ground.
12. Differential settlement calculations that ignore the stiffness of the structure tend to be over-predictions. An analysis of ground-structure interaction may be used to justify reduced values of differential settlements.
13. Allowance should be made for differential settlement caused by variability of the ground unless it is prevented by the stiffness of the structure.
14. For spread foundations on natural ground, it should be taken into account that some differential settlement normally occurs even if the calculation predicts uniform settlement only.
15. The tilting of an eccentrically loaded foundation should be estimated by assuming a linear bearing pressure distribution and then calculating the settlement at the corner points of the foundation, using the vertical stress distribution in the ground beneath each corner point and the settlement calculation methods described above.
16. For conventional structures founded on clays, the ratio of the bearing capacity of the ground, at its initial undrained shear strength, to the applied serviceability loading should be calculated (see 2.4.8(4)). If this ratio is less than 3, calculations of settlements should always be undertaken. If the ratio is less than 2, the calculations should take account of non-linear stiffness effects in the ground.

6.4 Eurocode 8

3 GROUND CONDITIONS AND SEISMIC ACTION (EC8 - part 1)

3.1 Ground conditions

3.1.2 Identification of ground types

1. Ground types A, B, C, D, and E, described by the stratigraphic profiles and parameters given in Table 3.1 and described hereafter, may be used to account for the influence of local ground conditions on the seismic action. This may also be done by additionally taking into account the influence of deep geology on the seismic action.

Note: The ground classification scheme accounting for deep geology for use in a country may be specified in its National Annex, including the values of the parameters S , T_B , T_C and T_D defining the horizontal and vertical elastic response spectra in accordance with **3.2.2.2** and **3.2.2.3**.

Gro und type	Description of stratigraphic profile	Vs.3 0 (m/s)	NSPT (blows/30 cm)	cu (k Pa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	>800		
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of meters in thickness, characterized by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360- 800	>50	>2 50
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of meters.	180- 360	15-50	70- 25 0
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	<180	<15	<7 0
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with vs > 800 m/s.			
S1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index (PI > 40) and high water content	<100 (indic ative)		10- 20

Gro und type	Description of stratigraphic profile	Vs.3 0 (m/s)	NSPT (blows/30 cm)	cu (k Pa)
S2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S1			

Prospect 3.1-Ground types

- The site should be classified according to the value of the average shear wave velocity, $v_{s,30}$, if this is available. Otherwise the value of N_{SPT} should be used.
- The average shear wave velocity $v_{s,30}$ should be computed in accordance with the following expression:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

where h_i and v_i denote the thickness (in meters) and shear-wave velocity (at a shear strain level of 10^{-5} or less) of the i -the formation or layer, in a total of N , existing in the top 30 m.

- For sites with ground conditions matching either one of the two special ground types S_1 or S_2 , special studies for the definition of the seismic action are required. For these types, and particularly for S_2 , the possibility of soil failure under the seismic action shall be taken into account.

Note: Special attention should be paid if the deposit is of ground type S_1 . Such soils typically have very low values of v_s , low internal damping and an abnormally extended range of linear behavior and can therefore produce anomalous seismic site amplification and soil-structure interaction effects (see EN 1998-5:2004, Section 6). In this case, a special study to define the seismic action should be carried out, in order to establish the dependence of the response spectrum on the thickness and v_s value of the soft clay/silt layer and on the stiffness contrast between this layer and the underlying materials.

3.2 Seismic action

3.2.1 Seismic zones

1. For the purpose of EN 1998, national territories shall be subdivided by the National Authorities into seismic zones, depending on the local hazard. By definition, the hazard within each zone is assumed to be constant.
2. For most of the applications of EN 1998, the hazard is described in terms of a single parameter, i.e. the value of the reference peak ground acceleration on type A ground, a_{gR} . Additional parameters required for specific types of structures are given in the relevant Parts of EN 1998.

Note: The reference peak ground acceleration on type A ground, a_{gR} , for use in a country or parts of the country, may be derived from zonation maps found in its National Annex.

3. The reference peak ground acceleration, chosen by the National Authorities for each seismic zone, corresponds to the reference return period T_{NCR} of the seismic action for the no-collapse requirement (or equivalently the reference probability of exceedance in 50 years, P_{NCR}) chosen by the National Authorities (see 2.1(1)P). An importance factor γ_1 equal to 1,0 is assigned to this reference return period. For return periods other than the reference (see importance classes in 2.1(3)P and (4)), the design ground acceleration on type A ground a_g is equal to a_{gR} times the importance factor γ_1 ($a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$). (See Note to 2.1(4)).
4. In cases of low seismicity, reduced or simplified seismic design procedures for certain types or categories of structures may be used.

Note: The selection of the categories of structures, ground types and seismic zones in a country for which the provisions of low seismicity apply may be found in its National Annex. It is recommended to consider as low seismicity cases either those in which the design ground acceleration on type A ground, a_g , is not greater than 0,08g (0,78 m/s²), or those where the product $a_g \times S$ is not greater than 0,1 g (0,98 m/s²). The selection of whether the value of a_g , or that of the product $a_g \times S$ will be used in a country to define the threshold for low seismicity cases, may be found in its National Annex.

5. In cases of very low seismicity, the provisions of EN 1998 need not be observed.

Note: The selection of the categories of structures, ground types and seismic zones in a country for which the EN 1998 provisions need not be observed (cases of very low seismicity) may be found in its National Annex.

It is recommended to consider as very low seismicity cases either those in which the design ground acceleration on type A ground, a_g , is not greater than 0,04g (0,39 m/s²), or those where the product $a_g \times S$ is not greater than 0,05g (0,49 m/s²). The selection of whether the value of a_g , or that of the product $a_g \times S$ will be used in a country to define the threshold for very low seismicity cases, can be found in its National Annex.

3.2.2 Basic representation of the seismic action

3.2.2.1 General

1. Within the scope of EN 1998 the earthquake motion at a given point on the surface is represented by an elastic ground acceleration response spectrum, henceforth called an “elastic response spectrum”.
2. The shape of the elastic response spectrum is taken as being the same for the two levels of seismic action introduced in 2.1(1)P and 2.2.1(1)P for the no-collapse requirement (ultimate limit state – design seismic action) and for the damage limitation requirement.
3. The horizontal seismic action is described by two orthogonal components assumed as being independent and represented by the same response spectrum.
4. For the three components of the seismic action, one or more alternative shapes of response spectra may be adopted, depending on the seismic sources and the earthquake magnitudes generated from them.

3.2.2.2 Horizontal elastic response spectrum

1. For the horizontal components of the seismic action, the elastic response spectrum $S_e(T)$ is defined by the following expressions (see Figure. 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

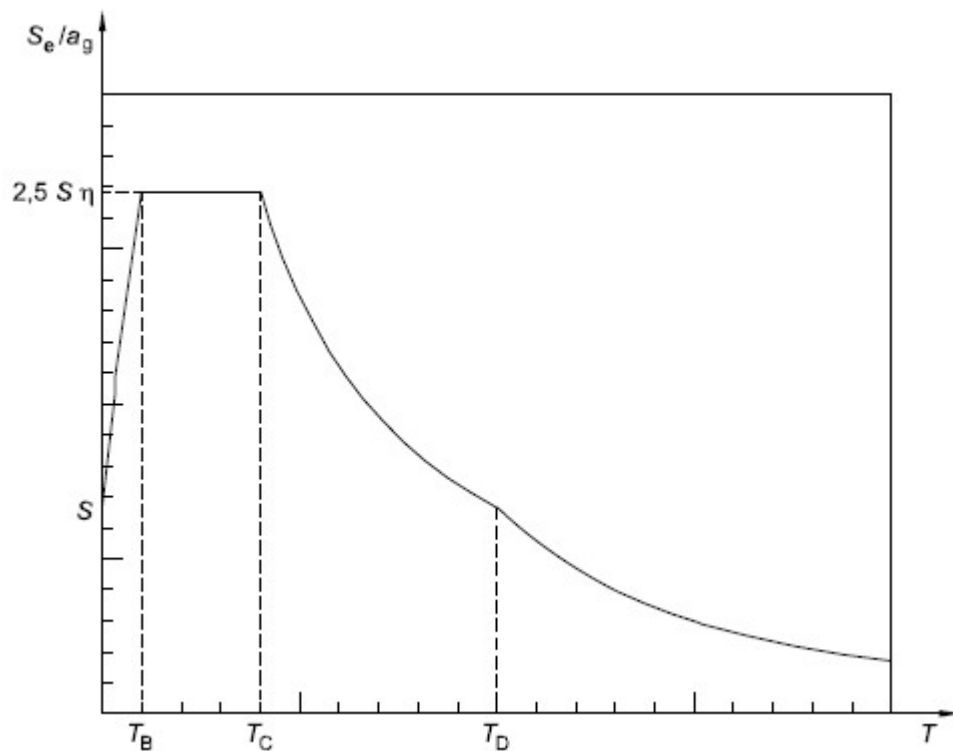
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T}{T_B} \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4(s) : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right] \quad (3.5)$$

where:

- $S_e(T)$ is the elastic response spectrum
- T is the vibration period of a linear single-degree-of-freedom system
- a is the design ground acceleration on type A ground ($a_g = \gamma_1 \cdot a_g R$);
- g
- T is the lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch
- B
- T is the upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch;
- C
- T is the value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum
- D
- S is the soil factor;
- η is the damping correction factor with a reference value of $\eta = 1$ for 5% viscous damping, see (3) of this subclause.



2. The values of the periods T_B , T_C and T_D and of the soil factor S describing the shape of the elastic response spectrum depend upon the ground type.

Note 1: The values to be ascribed to T_B , T_C and T_D and S for each ground type and type (shape) of spectrum to be used in a country may be found in its National Annex. If deep geology is not accounted for (see 3.1.2(1)), the recommended choice is the use of two types of spectra: Type 1 and Type 2. If the earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the site for the purpose of probabilistic hazard assessment have a surface-wave magnitude, M_s , not greater than 5,5, it is recommended that the Type 2 spectrum is adopted. For the five ground types A, B, C, D and E the recommended values of the parameters S , T_B , T_C and T_D are given in Table 3.2 for the Type 1 Spectrum and in Table 3.3 for the Type 2 Spectrum. Figure 3.2 and Figure 3.3 show the shapes of the recommended Type 1 and Type 2 spectra, respectively, normalized by a_g , for 5% damping. Different spectra may be defined in the National Annex, if deep geology is accounted for.

Ground type	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,15	2,0

Ground type	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

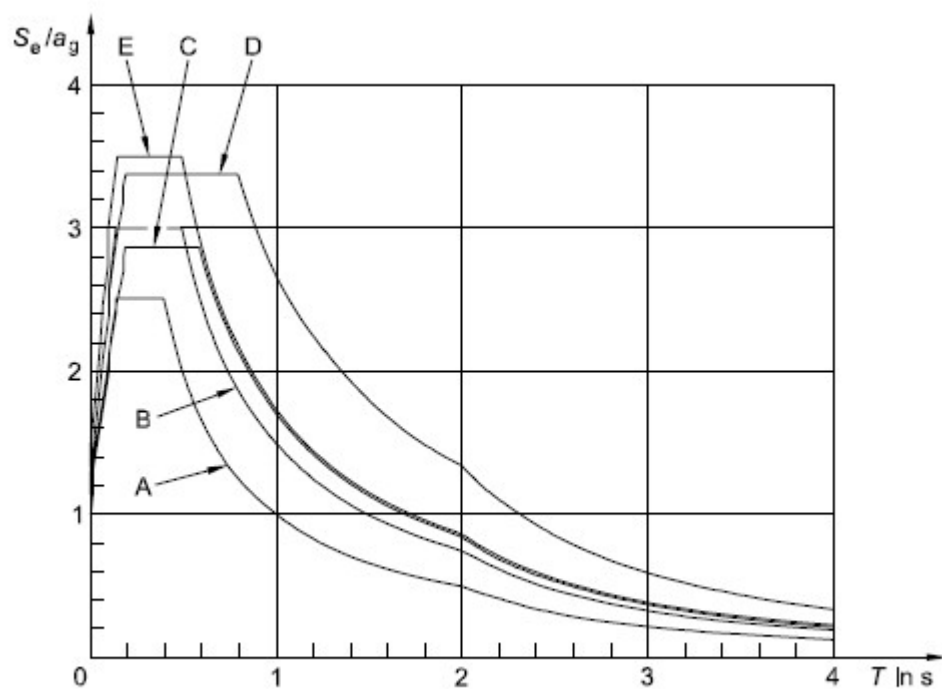
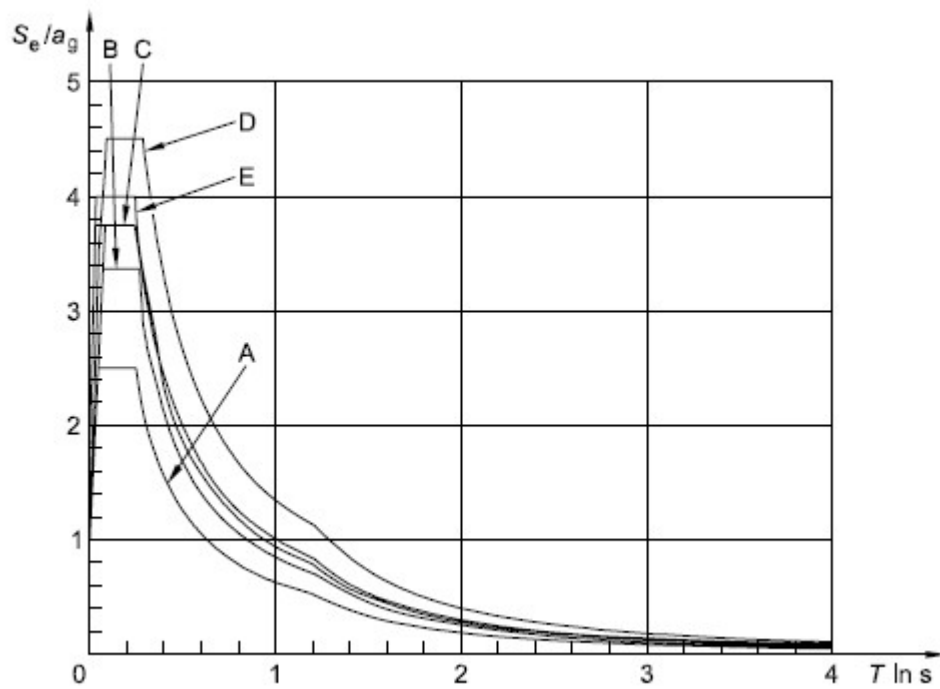


Figure 3.2 - Recommended Type 1 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)



Note 2: For ground types S_1 and S_2 , special studies should provide the corresponding values of S , T_B , T_C and T_D .

3. The value of the damping correction factor η may be determined by the expression:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

where ξ is the viscous damping ratio of the structure, expressed as a percentage.

4. If for special cases a viscous damping ratio different from 5% is to be used, this value is given in the relevant Part of EN 1998.
5. The elastic displacement response spectrum, $S_{De}(T)$, shall be obtained by direct transformation of the elastic acceleration response spectrum, $S_e(T)$, using the following expression:

6. Expression (3.7) should normally be applied for vibration periods not exceeding 4,0 s. For structures with vibration periods longer than 4,0 s, a more complete definition of the elastic displacement spectrum is possible.

Note: For the Type 1 elastic response spectrum referred to in Note 1 to 3.2.2.2(2)P, such a definition is presented in Informative Annex A in terms of the displacement response spectrum. For periods longer than 4,0 s, the elastic acceleration response spectrum may be derived from the elastic displacement response spectrum by inverting expression (3.7).

3.2.2.3 Vertical elastic response spectrum

1. The vertical component of the seismic action shall be represented by an elastic response spectrum, $S_{ve}(T)$, derived using expressions (3.8)-(3.11).

Note: The values to be ascribed to T_B , T_C , T_D and a_{vg} for each type (shape) of vertical spectrum to be used in a country may be found in its National Annex. The recommended choice is the use of two types of vertical spectra: Type 1 and Type 2. As for the spectra defining the horizontal components of the seismic action, if the earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the site for the purpose of probabilistic hazard assessment have a surface-wave magnitude, M_s , not greater than 5,5, it is recommended that the Type 2 spectrum is adopted. For the five ground types A, B, C, D and E the recommended values of the parameters describing the vertical spectra are given in Table 3.4. These recommended values do not apply for special ground types S_1 and S_2 .

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4(s) : S_{ve}(T) = a_g \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

Spectrum	avg/ag	TB(s)	TC(s)	TD(s)
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

2. To avoid explicit inelastic structural analysis in design, the capacity of the structure to dissipate energy, through mainly ductile behavior of its elements and/or other mechanisms, is taken into account by performing an elastic analysis based on a response spectrum reduced with respect to the elastic one, henceforth called a "design spectrum". This reduction is accomplished by introducing the behavior factor q .
3. The behavior factor q is an approximation of the ratio of the seismic forces that the structure would experience if its response was completely elastic with 5% viscous damping, to the seismic forces that may be used in the design, with a conventional elastic analysis model, still ensuring a satisfactory response of the structure. The values of the behavior factor q , which also account for the influence of the viscous damping being different from 5%, are given for various materials and structural systems according to the relevant ductility classes in the various Parts of EN 1998. The value of the behavior factor q may be different in different horizontal directions of the structure, although the ductility classification shall be the same in all directions.
4. For the horizontal components of the seismic action the design spectrum, $S_d(T)$, shall be defined by the following expressions:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

where:

- a_g, S, T_C, T_D are as defined in 3.2.2.2;
- $S_d(T)$ is the design spectrum;
- q is the behavior factor;
- β is the lower bound factor for the horizontal design spectrum.

Note: The value to be ascribed to β for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value for β is 0,2.

5. For the vertical component of the seismic action the design spectrum is given by expressions (3.13) to (3.16), with the design ground acceleration in the vertical direction, a_{vg} replacing a_g , S taken as being equal to 1,0 and the other parameters as defined in 3.2.2.3.
6. For the vertical component of the seismic action a behavior factor q up to 1,5 should generally be adopted for all materials and structural systems.
7. The adoption of values for q greater than 1,5 in the vertical direction should be justified through an appropriate analysis.
8. The design spectrum as defined above is not sufficient for the design of structures with base-isolation or energy-dissipation systems.

3.2.3 Alternative representations of the seismic action

3.2.3.1 Time - history representation

3.2.3.1.1 General

1. The seismic motion may also be represented in terms of ground acceleration time-histories and related quantities (velocity and displacement)
2. When a spatial model is required, the seismic motion shall consist of three simultaneously acting accelerograms. The same accelerogram may not be used simultaneously along both horizontal directions. Simplifications are possible in accordance with the relevant Parts of EN 1998.
3. Depending on the nature of the application and on the information actually available, the description of the seismic motion may be made by using artificial accelerograms (see 3.2.3.1.2) and recorded or simulated accelerograms (see 3.2.3.1.3).

3.2.3.1.2 Artificial accelerograms

1. Artificial accelerograms shall be generated so as to match the elastic response spectra given in 3.2.2.2 and 3.2.2.3 for 5% viscous damping ($\xi = 5\%$).
2. The duration of the accelerograms shall be consistent with the magnitude and the other relevant features of the seismic event underlying the establishment of a_g .
3. When site-specific data are not available, the minimum duration T_s of the stationary part of the accelerograms should be equal to 10 s.
4. The suite of artificial accelerograms should observe the following rules:
 - a) a minimum of 3 accelerograms should be used;
 - b) the mean of the zero period spectral response acceleration values (calculated from the individual time histories) should not be smaller than the value of $a_g S$ for the site in question.
 - c) in the range of periods between $0,2T_1$ and $2T_1$, where T_1 is the fundamental period of the structure in the direction where the accelerogram will be applied; no value of the mean 5% damping elastic spectrum, calculated from all time histories, should be less than 90% of the corresponding value of the 5% damping elastic response spectrum.

3.2.3.1.3 Recorded or simulated accelerograms

1. Recorded accelerograms, or accelerograms generated through a physical simulation of source and travel path mechanisms, may be used, provided that the samples used are adequately qualified with regard to the seismogenetic features of the sources and to the soil conditions appropriate to the site, and their values are scaled to the value of a $a_g S$ for the zone under consideration.
2. For soil amplification analyses and for dynamic slope stability verifications see EN 1998-5:2004, 2.2.
3. The suite of recorded or simulated accelerograms to be used should satisfy 3.2.3.1.2(4).

3.2.3.2 Spatial model of the seismic action

1. For structures with special characteristics such that the assumption of the same excitation at all support points cannot reasonably be made, spatial models of the seismic action shall be used (see 3.2.2.1(8)).
2. Such spatial models shall be consistent with the elastic response spectra used for the basic definition of the seismic action in accordance with 3.2.2.2 and 3.2.2.3.

3.2.4 Combinations of the seismic action with other actions

1. The design value E_d of the effects of actions in the seismic design situation shall be determined in accordance with EN 1990:2002, 6.4.3.4.
2. The inertial effects of the design seismic action shall be evaluated by taking into account the presence of the masses associated with all gravity loads appearing in the following combination of actions:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

where:

$\Psi_{E,i}$ is the combination coefficient for variable action i (see 4.2.4).

3. The combination coefficients $\Psi_{E,i}$ take into account the likelihood of the loads $Q_{k,i}$ not being present over the entire structure during the earthquake. These coefficients may also account for a reduced participation of masses in the motion of the structure due to the non-rigid connection between them.
4. Values of $\Psi_{E,i}$ are given in EN 1990:2002 and values of $\Psi_{E,i}$ other types of structures are given in the relevant parts of EN 1998.

4.1.3 Slope stability

4.1.3.3 Methods of analysis (EC 8-part 5)

1. The response of ground slopes to the design earthquake shall be calculated either by means of established methods of dynamic analysis, such as finite elements or rigid block models, or by simplified pseudo-static methods subject to the limitations of (3) and (8) of this subclause.
2. In modelling the mechanical behavior of the soil media, the softening of the response with increasing strain level, and the possible effects of pore pressure increase under cyclic loading shall be taken into account.
3. The stability verification may be carried out by means of simplified pseudostatic methods where the surface topography and soil stratigraphy do not present very abrupt irregularities.
4. The pseudo-static methods of stability analysis are similar to those indicated in EN 1997-1:2004, 11.5, except for the inclusion of horizontal and vertical inertia forces applied to every portion of the soil mass and to any gravity loads acting on top of the slope.
5. The design seismic inertia forces F_H and F_V acting on the ground mass, for the horizontal and vertical directions respectively, in pseudo-static analyses shall be taken as:

$$F_H = 0,5 a S_w$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \text{ if the ratio } a_{vg}/a_g \text{ is greater than } 0,6$$

$$F_V = \pm 0,33 F_H \text{ if the ratio } a_{vg}/a_g \text{ is not greater than } 0,6.$$

Where:

a is the ratio of the design ground acceleration on type A ground, a_g , to the acceleration of gravity g ;

a_{vg} is the design ground acceleration in the vertical direction;

a_g is the design ground acceleration for type A ground;

S is the soil parameter of EN 1998-1:2004, 3.2.2.2;

W is the weight of the sliding mass.

A topographic amplification factor for a_g shall be taken into account according to 4.1.3.2 (2).

6. A limit state condition shall then be checked for the least safe potential slip surface.
7. The serviceability limit state condition may be checked by calculating the permanent displacement of the sliding mass by using a simplified dynamic model consisting of a

rigid block sliding against a friction force on the slope. In this model the seismic action should be a time history representation in accordance with 2.2 and based on the design acceleration without reductions.

8. Simplified methods, such as the pseudo-static simplified methods mentioned in (3) to (6) in this subclause, shall not be used for soils capable of developing high pore water pressures or significant degradation of stiffness under cyclic loading.

9. The pore pressure increment should be evaluated using appropriate tests. In the absence of such tests, and for the purpose of preliminary design, it may be estimated through empirical correlations.

7 NORMATIVE-MRE

Pentru normativa zidurilor de sprijin armat si pante armate a se vedea urmatorul link:

<https://help.geostru.eu/mre/ro/>

8 Bibliografie

Arias, A., 1970. A measure of earthquake intensity in Seismic Design of Nuclear Power Plants, R. J. Hansen, Editor, The Mass. Inst. Tech. Press.

Bell, J. M., 1968. General Slope Stability Analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM 6:1253-1270. Bell

Bhate K. J., 1982. Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice-Hill, Englewood Cliffs, New Jersey

Bishop A. W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Geotechnique, Vol. 5:7-17.

- Bosco G., Mongiovì L., 1986.** Analisi dei meccanismi di rottura per crollo e progetto degli interventi di protezione. Atti XVI Convegno Nazionale di Geotecnica, Vol. III Bologna pp.197-203.
- Bowles, J. E. (1987).** "Elastic foundation settlement on sand deposits." J. Geotech. Eng, Vol.113(8):846-860.
- BS 8006-1:2010** Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
- Cestelli Guidi C., 1980.** Geotecnica e Tecnica delle fondazioni, vol. I, Hoepli, Milano.
- Chang C. S. e Mistra A., 1990.** "Computer Simulation and Modelling of Mechanical Properties of Particulates", Journal of Computer & Geotechnics, 7(4), 269-287.
- Chang C. S., 1992.** "Discrete Element Method for Slope Stability Analysis", J. Geotech. Engrg, ASCE, 118(12), 1889-1905.
- Chen, W. F. (1975).** Limit analysis and soil plasticity, Elsevier, Amsterdam
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S. LL. PP,** ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (19A00855) (GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5).
- Colombo P., 1971.** Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro, RIG, vol. V n.3, pp. 163-172.
- Crawford A. M. Curran J. H., 1982.** The influence of rate and displacement dependent shear resistance on the response of rock slopes to seismic loads. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 19, pp. 1-8.
- Crespellani T. Ghinelli A. Madaia C. Vannucchi G., 1990.** Analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche. AGI n2, p.49.
- Esu F. e D'Elia B., 1974.** Interazione terreno struttura in un palo sollecitato da una frana tipo "colata". AGI, n1, p.27.
- Fellenius W., 1927.** Erdstatische Berechnung mit Reibung und Kohäsion (Adhesion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Ernst, Berlin, 40pp.
- Fellenius W., 1936.** Calculation of stability of earth dams. In: TRANS. 2nd congresso on large dams, 4; 1936, Washington, v.4, 445p.
- Greco V. R. e Gullà G.; 1985.** Critical Slip Surface Search in Slope Stability Analysis, A.G.I. (4), XVI Conv. Nazionale Geotecnica, 83-91.

- Imai T, Tonouchi K. Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus. In: Proceedings of the 2nd European symposium on penetration testing; 1982. p. 57–72.
- Janbu, J., 1977a. State-of-the-Art Report: Slopes and Excavations. Proc. 9th International Conference on SoU Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2:549-566.
- Janbu, N., 1973. Slope Stability Computations. The Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume. John Wiley & Sons, New York:47-86.
- Janbu, N., 1977b. Failure Mechanism in Quick Clays. Proc. Nordic Geotechnical Meeting, Helsingfors, Finland :476-485.
- Janbu, N., Kjekstad, O., and Senneset, K. (1977). Slide in Overconsolidated Clay Below Embankment. Proc. 9th International Conference on SoU Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2:95.
- Lambe T. W. (1968). The behaviour of foundations during construction, JSMFD, ASCE, vol 94, SM 1, pp. 93-130.
- Lancellotta R., 1995. Geotechnical Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema. 6ed.
- Lancellotta R., 1994. Geotecnica, 2a ed., Zanichelli, Bologna.
- Lembo Fazio A., 1985. Misure di protezione delle zone interessate da distacchi di blocchi rocciosi. Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica. Atti della riunione del gruppo.
- Liang R. and Zeng S., 2002. Numerical Study of Soil Arching Mechanism in Drilled Shafts for Slope Stabilization. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 42(2), pp. 83-92.
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965) The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Géotechnique, 15, 79-93.
- NTC2018. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Decreto 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Ohsaki Y, Iwasaki R. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations 1973;13(4):61–73.
- Poulos H. G., Davis E. H., 1980. Pile di Foundation Analysis and design, J. Wiley & Sons, New York.
- Rimoldi P., 1987. Il progetto dei pendii ripidi rinforzati con geogriglie. AGI, n4, p.167.

- Sarma S.K., 1973. Stability analysis of embankments and slopes. Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology, London.
- Spencer E., 1968. Effect of Tension on Stability of Embankments. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM5:1159-1173.
- Suklje L., 1970. Creep e rottura progressiva nei pendii naturali. AGI n4, p.179.
- Terzaghi K. and Peck R. B., 1967. Soil Mechanics Engineering Practice, J. Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi K., 1995. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, Vol. 5, No. 4, 41-50.
- Trifunac M.D. and Brady A.G., 1975. A study on the duration of strong earthquake ground motion. Bulletin of the Seismological Society of America 65 (3): 581-626.
- UNI EN 1997-1:2013. Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2:2007. Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI EN 1998-1. Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- Viggiani C., 1983. Fondazioni, Ed. CUEM, Napoli.

9 Geoapp

Geoapp: Cea mai mare suită web pentru calcule online

Aplicațiile prezente în [GeoStru Geoapp](#) au fost create pentru a sprijini profesioniștii pentru soluționarea diverselor cazuri profesionale. Geoapp conține peste 40 de [aplicații](#) pentru: Inginerie, Geologie, Geotehnică, Geomecanică, Probe În-Situ, Geofizică, Hidrologie și Hidraulică.

Majoritatea aplicațiilor sunt **gratuite**, altele necesită un abonament lunar sau anual.

A avea un subscription înseamnă:

- utilizarea aplicațiilor de oriunde și de pe orice dispozitiv;
- salvarea fișierelor în cloud sau PC;
- reutilizarea fișierelor pentru elaborări succesive;
- servicii de exportare a rapoartelor și diagramelor;

- notificări la lansarea noilor aplicații și integrarea acestora în abonament;
- acces la cele mai recente versiuni;
- serviciu clienți prin Ticket.

9.1 Secțiune Geoapp

General și inginerie, Geotehnica și Geologie

Printre aplicațiile prezente, o gama larga poate fi utilizata pentru Slope. In acest scop, se recomanda următoarele aplicații:

- [Capacitate portanta si tasări](#)
- [Tensiuni litostatice](#)
- [Coeficientul de reacție orizontal al pilorito de fundație](#)
- [Terenuri armate](#)

10 Carti recomandate

Carti pentru inginerie, geotehnica și geologie

Portal de carte: [consultați librăria online](#)

• **Methods for estimating the geotechnical properties of the soil**

[Methods for estimating the geotechnical properties of the soil](#): semi-empirical correlations of geotechnical parameters based on in-situ soil tests.

This text is designed for all professionals who operate in the geotechnical subsurface investigation. The purpose of this text is to provide an easy reference tool relatively to the means available today.

Theoretical insights have been avoided, for which please refer to the bibliography attached, except in cases where these were considered essential for the understanding of the formulation. The reason for this is obvious: make the text as easy to read as possible.

After a brief introduction about volumetric and density relationships with the most common definitions used for soils, in the following chapters we briefly described some of the most widespread in situ geotechnical testing and correlations to derive

empirically geotechnical parameters and a number of useful formulations available today in the field of Geology.

The text concludes with the inclusion of formulas used in Technical Geology, considered of daily use to those working in the sector.

The topics are intended to provide a basic understanding of the in situ geotechnical testing and evaluation of geotechnical parameters necessary to define the geotechnical model.

● **Geotechnical and F.E.M. Analysis System (GFAS)**

[Analisi ad Elementi Finiti in Geotecnica](#) ha lo scopo di introdurre gli utenti al corretto e consapevole uso delle tecniche FEM: nel volume, pertanto, si è cercato di coniugare le nozioni teoriche con gli aspetti pratici con cui quotidianamente un professionista si trova a doversi confrontare.

● **Guida alla progettazione delle opere di sostegno in terra rinforzata**

[Opere di sostegno in terra rinforzata](#): Le opere in terra rinforzata e le loro applicazioni rappresentano attualmente una grande risorsa nell'ambito della progettazione e, più in generale, dell'ingegneria geotecnica, naturalistica ed ambientale. Le strutture in terra rinforzata, che combinano le proprietà e le caratteristiche del terreno e del rinforzo, trovano applicazione in una ormai ampia gamma di settori, come opere di sostegno, opere di contenimento, opere in rilevato e opere accessorie di arredo urbano. Pertanto, il manuale 'Guida alla progettazione delle Opere di Sostegno in Terra Rinforzata' si pone come obiettivo quello di guidare il progettista nella fase della progettazione e di verifica, tramite cenni teorici, riferimenti normativi ed esempi pratici.

● **Guida alle analisi di stabilità dei pendii ed alle tecniche di stabilizzazione**

[Analisi di stabilità dei Pendii e Tecniche di Stabilizzazione](#): Lo scopo del presente testo non è quello di essere un saggio sui metodi per l'analisi di stabilità dei pendii, né, d'altra parte, un mero "manuale d'uso" per l'utente di un software. Vuole piuttosto

essere, come il titolo stesso suggerisce, una sorta di “guida” per il Progettista che, talora, si ritrova di fronte a scelte (circa i modelli, i metodi di analisi, i parametri da utilizzare, ecc.) spesso di non facile interpretazione, stante l’incertezza che, nella maggior parte dei casi, accompagna la definizione del problema dell’analisi di stabilità di un pendio.

● Portanze cedimenti e consolidazione di fondazioni superficiali

[Portanza e Cedimenti delle Fondazioni](#) nasce dall’esperienza decennale maturata in ambito geotecnico sia in Italia che all’estero nel settore tecnico ed informatico. Per potenziare la fruibilità del testo viene trattato con dettaglio il quadro normativo italiano ed europeo in cui s’inquadra la progettazione delle fondazioni, dedicando particolare attenzione alle prescrizioni in zona sismica.

Sono esposte tecniche e teorie di calcolo con esempi applicati a casi studio mirati a:

- determinazione del carico limite secondo le NTC o Eurocodice,
- interferenza delle fondazioni,
- rotazione e cedimenti differenziali,
- consolidamento con tecniche di rinforzo e micropali.

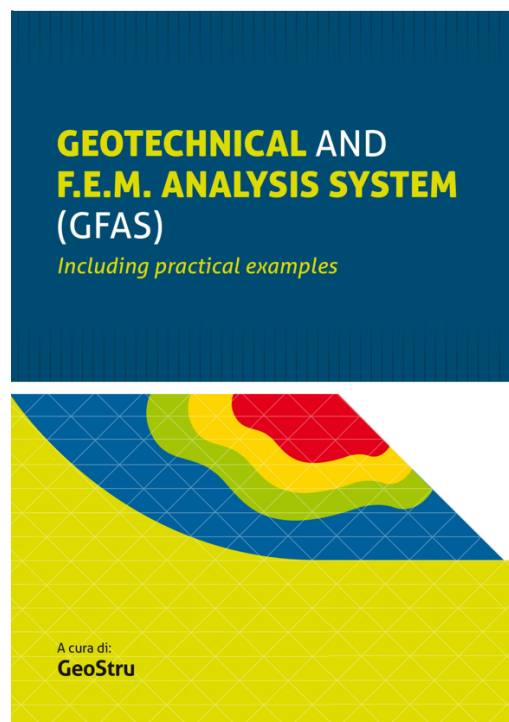
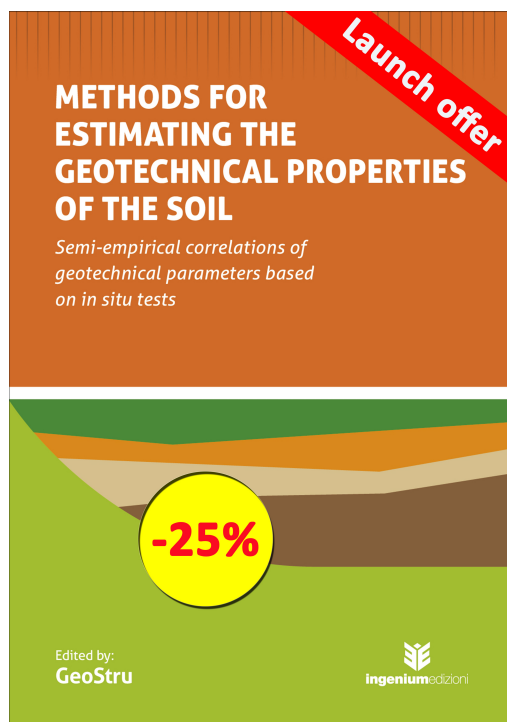
● Guida pratica alla risposta sismica locale 1D

[Guida pratica alla Risposta sismica locale 1D](#) nasce con l’intento, di fornire delle nozioni di base, anche se molto superficiali, su tutte le componenti che entrano in gioco negli studi di risposta sismica locale. Quindi i temi che verranno affrontati danno una panoramica, anche se non completamente esaustiva, degli strumenti operativi necessari ad una adeguata comprensione degli aspetti del problema sismico direttamente o indirettamente legati agli effetti della risposta sismica locale, e delle modalità di esecuzione degli studi da effettuare per la loro determinazione in una logica multidisciplinare. Si spera che questo libro sia di ausilio per coloro che, partendo da una scarsa formazione di base del problema vogliano avere una comprensione delle problematiche da affrontare. Nella parte finale del libro, inoltre verrà, fornito un esempio di come condurre uno studio di risposta sismica locale mono-dimensionale con l’ausilio, per quanto riguarda l’analisi numerica del software RSL III della GeoStru software.

● TERRAE MOTUS Conoscere per prevenire

[Terrae Motus Conoscere per Prevenire](#) (dal latino terrae motus, cioè "movimento della terra") è un testo rivolto a professionisti e docenti delle scuole di ogni ordine e grado, per essere aiutati ad affrontare le tematiche del rischio sismico, con informazioni di carattere generale e consigli utili per meglio fronteggiare tale evento.

Il libro comprende 11 capitoli: (1.0 INTRODUZIONE, 2.0 COME SI ORIGINA UN TERREMOTO, 3.0 LA CONFORMAZIONE INTERNA DELLA TERRA, 3.0.1 La crosta esterna, 3.0.2 Il mantello, 3.0.3 Il nucleo, 4.0 LA TEORIA DELLA TETTONICA DELLE PLACCHE, 5.0 LE FAGLIE, 6.0 LE ONDE SISMICHE, 7.0 GLI STRUMENTI PER MISURARE UN TERREMOTO, 8.0 COME SI MISURA UN TERREMOTO, 8.0.1 Scale di intensità macrosismica, 8.0.2 Magnitudo, 9.0 LA PREVISIONE DEI TERREMOTI, 10.0 IL RISCHIO SISMICO, 10.0.1 La pericolosità sismica, 10.0.2 La vulnerabilità sismica, 10.0.3 L'esposizione, 11.0 MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO, 11.0.1 Norme di comportamento).





11 UTILITY

11.1 Tabele de conversie

Înclinatie (%)	Unghi (°)	Înclinatie (%)	Unghi (°)
1	0.5729	26	14.5742

Înclinatie (%)	Unghi (°)	Înclinatie (%)	Unghi (°)
2	1.1458	27	15.1096
3	1.7184	28	15.6422
4	2.2906	29	16.1722
5	2.8624	30	16.6992
6	3.4336	31	17.2234
7	4.0042	32	17.7447
8	4.5739	33	18.2629
9	5.1428	34	18.7780
10	5.7106	35	19.2900
11	6.2773	36	19.7989
12	6.8428	37	20.3045
13	7.4069	38	20.8068
14	7.9696	39	21.3058
15	8.5308	40	21.8014
16	9.0903	41	22.2936
17	9.6480	42	22.7824
18	10.2040	43	23.2677
19	10.7580	44	23.7495
20	11.3099	45	24.2277
21	11.8598	46	24.7024
22	12.4074	47	25.1735
23	12.9528	48	25.6410
24	13.4957	49	26.1049
25	14.0362	50	26.5651

Conversie din înclinatie în grade

11.2 Database caracteristici fizice terenuri

Teren	Valoare minimă	Valoare maximă
Nisip afânat	0.48	1.60
Nisip cu compactare mijlocie	0.96	8.00
Nisip compact	6.40	12.80
Nisip argilos cu compactare mijlocie	2.40	4.80
Nisip prăfos cu compactare mijlocie	2.40	4.80
Nisip si pietriș compact	10.00	30.00

Teren	Valoare minimă	Valoare maximă
Teren argilos cu $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Teren argilos cu $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Teren argilos cu $q_u > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

Valori indicative ale constantei lui Winkler K în Kg/cm³

Teren	Valoare minimă	Valoare maximă
Pietriș uscat	1800	2000
Pietriș umed	1900	2100
Nisip uscat compact	1700	2000
Nisip umed compact	1900	2100
Nisip uscat afânat	1500	1800
Nisip umed afânat	1600	1900
Argila nisipoasa	1800	2200
Argila dura	2000	2100
Argila semisolidă	1900	1950
Argila moale	1800	1850
Turba	1000	1100

Valori indicative ale greutății volumice în Kg/cm³

Teren	Valoare minimă	Valoare maximă
Pietriș compact	35	35
Pietriș afânat	34	35
Nisip compact	35	45
Nisip afânat	25	35
Marna nisipoasa	22	29
Marna grasă	16	22
Argila grasă	0	30
Argila nisipoasa	16	28
Praf	20	27

Valori indicative pentru unghiul de frecare j , în grade, pentru terenuri

Teren	Valoare
Argila nisipoasa	0.20
Argila moale	0.10
Argila plastica	0.25
Argila semisolidă	0.50
Argila solidă	1
Argila tenace	2 ÷ 10
Praf compact	0.10

Valori indicative ale coeziunii în Kg/cm²

Teren	Valoare maximă E	Valoare minimă E
Argila foarte moale	153	20.4
Argila moale	255	51
Argila medie	510	153
Argila dură	1020	510
Argila nisipoasă	2550	255
Loess	612	153
Nisip prăfos	204	51
Nisip afânat	255	102
Nisip compact	816	510
Șist argilos	51000	1530
Praf	204	20.4
Nisip și pietriș compact	1530	510
Nisip și pietriș compacte	2040	1020

Valori indicative pentru modulul de elasticitate, în Kg/cm², pentru terenuri

Teren	Valoare maximă n	Valoare minimă n
Argila saturată	0.5	0.4
Argila nesaturată	0.3	0.1
Argila nisipoasă	0.3	0.2
Praf	0.35	0.3

Teren	Valoare maximă n	Valoare minimă n
Nisip	1.0	-0.1
Nisip cu pietriș folosit uzual	0.4	0.3
Loess	0.3	0.1
Gheata	0.36	
Beton	0.15	

Valori indicative ale coeficientului lui Poisson pentru terenuri

Rocă	Valoare minimă	Valoare maximă
Ponce	500	1100
Tuf vulcanic	1100	1750
Tuf calcaros	1120	2000
Nisip grosier uscat	1400	1500
Nisip fin uscat	1400	1600
Nisip fin umed	1900	2000
Gresie	1800	2700
Argila uscata	2000	2250
Calcar moale	2000	2400
Travertin	2200	2500
Dolomita	2300	2850
Calcar compact	2400	2700
Trahit	2400	2800
Profir	2450	2700
Gneiss	2500	2700
Serpentin	2500	2750
Granit	2550	2900
Marmura	2700	2750
Sienit	2700	3000
Diorit	2750	3000
Bazalt	2750	3100

Valori indicative a greutateii specifice pentru anumite roci în Kg/m³

Rocă	Valoare minimă	Valoare maximă
Granit	45	60
Dolerit	55	60
Bazalt	50	55
Gresie	35	50
Șist argilos	15	30
Calcare	35	50
Cuarțit	50	60
Marmura	35	50

Valori indicative ale unghiului de frecare j , în grade, pentru roci

Rocă	E		n	
	Valoare maximă	Valoare minimă	Valoare maximă	Valoare minimă
Bazalt	1071000	178500	0.32	0.27
Granit	856800	142800	0.30	0.26
Șist cristalin	856800	71400	0.22	0.18
Calcar	1071000	214200	0.45	0.24
Calcar poros	856800	35700	0.45	0.35
Gresie	428400	35700	0.45	0.20
Șist argilos	214200	35700	0.45	0.25
Beton	Variabil		0.15	

Valori indicative pentru modulul de elasticitate și coeficientul lui Poisson pentru roci

11.3 Comenzi shortcut

File	
Ctrl + N	Nou
Ctrl + F12	Deschide
CapsLock + F12	Salvează
F12	Salvează cu nume

File	
Ctrl + CapsLock + F12	Listează

Selectează / Modifica	
Ctrl + A	Selectează tot
Ctrl + M	Măsoară distanța
Del	Șterge
Ctrl + Z	Undo
Ctrl + Y	Redo
Ctrl + X	Decupează
Ctrl + C	Copiază
Ctrl + V	Lipește

Vizualizare	
Z	Zoom tot
Alt + Z	Zoom fereastră
R	Rotește
PageUp	Înainte la nivel
PageDown	Mai jos la nivel

Panouri	
Alt + Q	Ascunde panouri
Alt + L	Deschide panou niveluri
Alt + X	Deschide panou DXF/DWG
Alt + S	Deschide panou Secțiuni
Alt + M	Deschide panou Materiale
Alt + C	Deschide panou Sarcini
Alt + K	Deschide panou Noduri
Alt + O	Deschide panou Opțiuni
Alt + P	Deschide panou Proprietăți

Alte comenzi	
Ctrl + S	Salvează imagine
F5	Calculează

12 Comenzi de shortcut

Bara indicată în figura de mai jos poate fi folosită pentru o serie de funcționalități:

1) Cu literele de shortcut din meniu, urmate de Enter pentru acces rapid la comenzi

Ex: N+Enter pentru a crea un nou fișier.

2) Se poate adresa o întrebare programului urmată de ?+Enter. În acest caz se vor efectua căutări avansate în help.

Ex: Seism+?+Enter pentru informații despre analiza seismică.

3) Activarea unui program în mod rapid

Ex: Slope+Enter pentru a deschide programul Slope.

4) Acces rapid la contact GeoStru.

Ex: Contact+?+Enter pentru a accesa lista de contacte.

5) Acces rapid la funcționalități web:

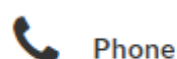
Ex: www.geostru.eu+Enter sau info@geostru.eu

a.i.3



Bara pentru comenzi de shortcut

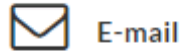
13 Contact





(+39) 0690 289 085

(+40) 737 28 38 54



E-mail

info@geostru.eu

office@geostru.eu



Working hours

Monday – Friday

9 – 17 (GMT + 2)



Customer support

For customer support please open a [ticket](#).