# 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
Tiranți ... 19
Soil nailing ... 21
Lucrare generică ... 26
Pământ armat ... 27
13 Suprafață de alunecare ... 28
14 Instrumente ... 28
15 Calcul ... 31
Opțiuni analiză ... 33
Calcul blocat ... 33
Metode de calcul ... 36
Rezumat calcul ... 39
Vizualizare factor de siguranță ... 40
Grafice tensiuni ... 42
16 Moment de cedare piloți ... 43
17 Suprapresiuni interstitiale ... 47
Reducerea rezistenței nedrenate ... 50
Calculul modulului de forfecare ... 51
Calculul NL ... 53
Integrare accelerogramă ... 54
18 Teorie ... 56
Echilibru limită (LEM) ... 57
Metoda Fellenius (1927) ... 59
Metoda Bishop (1955) ... 60
Metoda Janbu (1967) ... 61
Metoda Bell (1968) ... 63
Metoda Sarma (1973) ... 65
Metoda Spencer (1967) ... 67
Metoda Morgenstern-Price (1965) ... 69
Metoda Zeng si Liang (2002) ... 71
Numerical methods ... 73

Discrete Element Method (DEM) ... 73
FEM ... 75
19 Bibliografie ... 75

Part II SLOPE/M.R.E. 77

1 Verificări interne ... 78
Distanța dintre armături ... 79
Forța de întindere armături ... 80
Lungimi efective ... 81
Rezistența la întindere ... 83
Lungime îndoire ... 84
Tieback & Compound ... 85
2 Verificări globale ... 86
Împingerea ... 87
Sarcina limită ... 93
3 Date generale ... 95
4 Date geometrice ... 97
5 Sarcini ... 100
6 Poziția armături ... 101
7 Materiale teren ... 103
8 Factori de siguranță ... 103
9 Analiză ... 104
10 Rezultate ... 104

Part III SLOPE ROCK 106

1 Hoek & Bray ... 106

Part IV SLOPE/DEM 108

1 DEM ... 109

Part V QSIM 114

1 Introducere ... 114
2 Generare accelerogramă ... 115

Part VI NORMATIVE 117

1 GHID PRIVIND PROIECTAREA GEOTEHNICĂ, indicativ GP 129-2014 ... 117
Coeficienți parțiali de siguranță ... 117
Proiectarea geotehnică a masivelor de pământ În pantă ... 119
Aspecte specifice de calcul ... 121
Calcul la starea limită de serviciu ... 126
Exemple de calcul privind proiectarea geotehnică a masivelor de pământ în pantă ... 128
Metodologia de calcul ... 130
Rezultate obţinute şi interpretări ... 133
2 GHID PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURILOR DE PĂMÂNT ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE
Principiile proiectării conform EUROCODE ... 136
Proiectarea la stări limita a structurilor din pământ armat ... 141
Factori parțiali pentru armături ... 143
Exploatarea normală ... 149
3 Eurocode 7 ... 150
4 Eurocode 8 ... 161

**Part VII Bibliografie** 176

**Part VIII Geoapp** 179

1 Secțiune Geoapp ..... 179

**Part IX Carți recomandate** 180

**Part X UTILITY** 184

1 Tabele de conversie ..... 184

2 Database caracteristici fizice terenuri ..... 185

3 Comenzi shortcut ..... 189

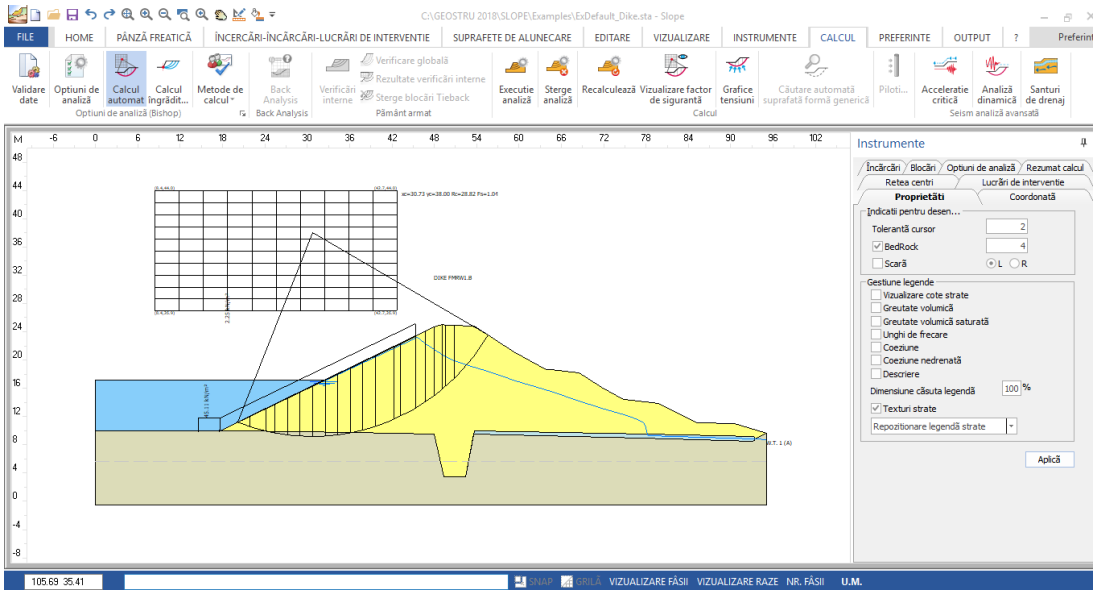
**Part XI Comenzi de shortcut** 191

**Part XII Contact** 191

**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 progresiva.
În condiții seismice realizează atât analiza statica cat și analiza dinamica.




**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 şi 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 tabelara
- 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 (înclinate)
- Sarcini longitudinale

**LUCRARI DE INTERVENTIE:**

- Ziduri de sprijin
- Piloți unici sau structuri de tip palplanșe. Metoda de stabilizare: Sarcina limita Broms cu calculul 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 întuite cu tehnica Soil Nailing

**METODE DE CALCUL:**

- FELLENIUS (1936)
- BISHOP (1955)
- JANBU (1956)
- MORGENSTERN și PRICE (1965)
- SPENCER (1967)
- BELL (1968)
- SARMA (1973)[1]
- 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**

In prezenta seismului este calculat incrementul presiunilor neutrale produse de deformările induse terenului de undele 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 Fs a unei suprafețe determinate de centru $X_0$, $Y_0$ și raza R
- Desemnarea suprafeței de alunecare critica prin intermediul calculului automat
- Calculul lui Fs pentru suprafețe care trec prin doua puncte desemnate și tangente la o dreapta cu inclinația variabila automat
- Calculul automat al lui Fs pentru suprafețe tangente la o dreaptă
- Calculul lui Fs pentru o suprafață determinata care trece prin trei puncte sau printr-un punct
- Posibilitatea efectuării analizei taluzurilor submerse (ex. lacuri de versant)
- Analiza suprafețelor de forma neregulata
- Prezenta seismului și a pânzei freatice
- Terenuri stratificate

**OPTIUNI GRAFICE:**

- Vizualizarea izoliniilor factorului de siguranta
- Vizualizarea in culori a tuturor suprafețelor de alunecare examinate împărțite în funcție de factorul de siguranță (fiecărei culori ii corespund factori de alunecare cuprinși într-un anumit interval fixat)
- Selecționarea suprafețelor de listat
- Opțiuni, și desemnarea numerica a rețelei de centri
- Opțiune care permite ridicarea sau coborârea acesteia (comanda foarte utila pentru analizele de sensibilitate a Fs 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 si poligoanelor pe foaia grafica

**Aduce funcționalități**

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

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

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

**DEM** – Discrete Element Method: Model numeric avansat pentru analiza stabilităţii taluzurilor în condiţii statice şi dinamice. Model de calcul sofisticat de analiza lineara şi nonliniară cu distribuţia statelor tensionale în baza comportamentului terenului ductil sau fragil.

**M.R.E.** (Mechanically Reinforced Earth): Proiectarea şi verificarea lucrărilor de sprijin din pământ armat. Sunt efectuate verificări la: smulgere şi rupere pentru ranforsări de tip bara şi faşie şi geosintetice, stabilitatea locala (Tieback), stabilitatea globala (Compound), verificarea la alunecare a unui corp rigid, sarcina limita şi 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 referinţă: taluzul trebuie să fie definit în cadranul pozitiv al unui sistem de referinţă Cartezian X,Y.
2. Cota Y trebuie să fie crescătoare de la stânga la dreapta.
3. Secţiunile cu sisteme de referinţă diferite de cel impus pot fi oglindite cu ajutorul comenzii Oglindă din meniul Date - Noduri profil.
4. Distanţa dintre ordonata Y minimă a nodurilor profilului şi adâncimea bedrock-ului constituie un blocaj/linie de frântură în căutarea factorului de siguranţă (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 rezistentei 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 centrii. Pentru suprafețele generice trebuie asignate 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 si una maximă.

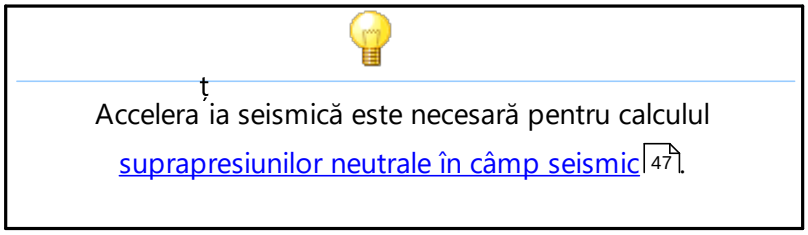
Variația razei este realizată cu un pas incremental calculat ca ($R_{max}$-$R_{min}$)/Pas de căutare factor de siguranță.

**Adâncime BedRock**

Adâncimea stratului rigid. Adâncimea este calculată plecând de la ordonata 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 47.

**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/s2*] 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.

Aceşti coeficienţi se aplică în general parametrilor "caracteristici" pe care utilizatorul îi inserează în modelarea stratigrafică a terenurilor implicate. Calculul factorului de siguranţă pentru suprafeţele identificate este realizat cu parametrii de rezistenţă ai terenului reduşi doar dacă se selectează opţiunea "Utilizaţi aceşti coeficienţi pentru a reduce rezistenta materialului".

**Coeficient parţial rezistenţă**

Coeficientul reduce rezistenta mobilizată de-a lungul potenţialei suprafeţe de alunecare. Valoarea coeficientului influenţează numeric calculul factorului de siguranţă definit de raportul dintre rezistenţa limită disponibilă şi cea calculată la baza fiecărei fâşii. Valorile superioare unităţii reduc rezistenta disponibilă a terenului diminuând factorul de siguranţă. În analizele de stabilitate se sugerează inserarea unui "Coeficient parţial de rezistenţă" egal cu 1,1 şi asignarea unei valori unitare pentru "Nivel de siguranţă acceptabil": cu aceste ipoteze utilizatorul menţine o margine de siguranţă pentru toate suprafeţele care restituie un factor de siguranţă mai mare sau egal cu 1.

## 1.5 Indicaţii pentru desen

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

> **Atenţie:**
>
> Toleranţa cursorului este foarte importantă întrucât reprezintă sensibilitatea mouse-ului în jurul obiectelor grafice, fie acestea lucrări de intervenţie sau puncte.
> Pentru a deplasa şi/sau modifica un obiect sau un vârf (profil, strate, pânză freatică, sarcini, etc.) poziţionaţi-vă cu mouse-ul lângă obiectul de modificat; când mouse-ul îşi schimbă forma se pot efectual modificările cu un click pe obiect. Pentru a modifica obiectul cursorul mouse-ului trebuie să fie conţinut în raza definită de Toleranţă cursor.

Toleranţa este asignată pe baza dimensiunii profilului. De exemplu, pentru dimensiuni de ordinul sutelor de metri asignaţi o tolerantă cuprinsă între 0.5-1.

## 1.6 Gestiune texte

Comanda Gestiune texte permite personalizarea fontului şi a dimensiunii textelor vizualizate. Butonul **Default** pune la dispoziţie, pentru diferite fişiere 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 apar în 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 poliliniei 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 înserare 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 secvente 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 selecta i comanda i face i click pe nodul de cotat. Dacă nodul este cotat, la click-ul următor se va terge cota.
Se pot de asemenea executa comenzi în bloc prin intermediul ferestrei de popup vizualizată în coltul din dreapta jos al ecranului.

## 1.9 Încercări de penetrometrie

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

## 1.10 Caracteristici geotehnice

Reune te toate datele care se referă la caracterizarea geotehnică a taluzului. Parametrii geotehnici de inserat trebuie să fie atribui i plecând de la stratul superior (vezi i § Conven ii).

**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 pânza freatica introduce i greutatea saturată în căsu a corespunzătoare.

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

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

**Unghiul de frecare internă maxim**: Reprezintă unghiul de rezisten ă al terenului în grade; în prezen a pânzei freatice întroduce i parametrul efectiv. Pentru analiza nedrenată introduce i zero.

**Unghiul de frecare internă rezidual:** Reprezintă unghiul de rezisten ă 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:** Specifica i dacă stratul este permeabil sau impermeabil; în prezenta pânzelor freatice învecinate trebuie definit permeabil stratul în care se găse te pânza i asignată piezometria respectivă.

**Texturi:** Pozi iona i-vă pe această căsu a i face i click dreapta, va fi vizualizată paleta de culori din care se poate alege i asocia stratului corespondent. Ca alternativă, este posibilă asignarea texturilor care se află în partea dreaptă a ferestrei de dialog: alege i cu un click al mouse-ului textura i inând apăsat butonul mouse-ului, deplasa i-vă celula aferentă stratului.

**Notă:**

Texturile vizualizate în fereastra "Caracteristici geotehnice" sunt instalate separat prin fi ierul de Texturi furnizat de GeoStru. Acestea sunt externe programului, pot fi modificate sau integrate/completate ac ionând în fi ierul 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 și 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).

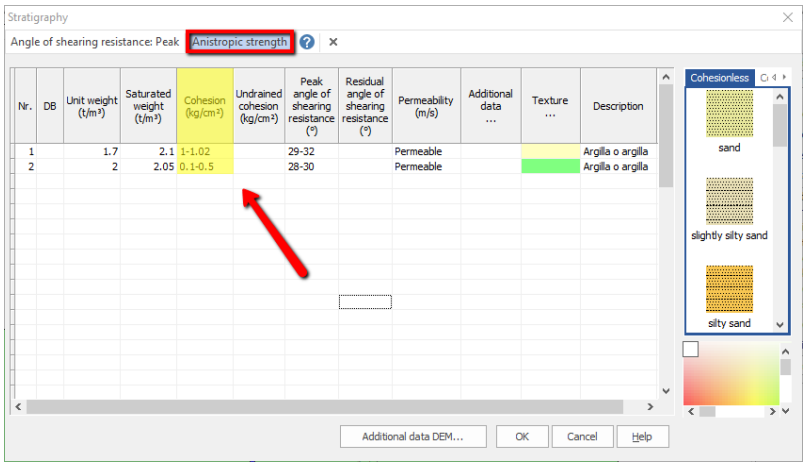
### 1.10.2 Anisotropic

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 ($\alpha$) 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 in L ;
   - introduceți valoarea sarcinii și lungimea acesteia, respectiv $F_x$, $F_y$ în tabelul din partea dreaptă a ecranului, apoi apăsați butonul Aplică.

**Modifică sarcina:** Deplasați-vă cu mouse-ul pe punctul de inserare a sarcinii în - panoul de sarcini vor fi vizualizate caracteristicile sarcinii: modificați si 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 19 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 iconița.
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) si 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, asignați 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 prevazută 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 asignate tensiunile tangen iale ale lucrării în unitatea de măsură specificată, în acest caz, în calculul Fs vor fi considerate i suprafe ele de foraj care intersectează lucrarea i rezistenta opusă de către aceasta în timpul forajului. Dacă lucrarea de foraj introdusă este de tip rigid acelea i suprafe e vor fi excluse automat din calcul i se consideră, ca i efect stabilizant, greutatea acesteia.

### 1.12.2 Șiruri de piloți

**Selectarea comenzii vizualizează datele:**

**Nr:** numărul de ordine al irului de pilo i;
**Descriere:** textul de identificare al irului de pilo i la alegerea utilizatorului;
**Lungime:** introduce i lungimea pilotului;
**Diametru:** introduce i diametrul pilotului;
**Interaxul:** introduce i interaxul transversal al pilo ilor;
**Înclina ie:** introduce i unghiul de înclinare a axului pilotului fa ă de orizontală;

Rezisten a la forfecare:introduce i valoarea tensiunii tangen iale rezistente a sec iunii pilotului; acest parametru este luat în considerare numai dacă se alege ca metodă de stabilizare aceea a tensiunii tangen iale (vezi puntul succesiv).

Metoda de stabilizare: alege i dintre op iunile propuse modalitatea cu care intervine pilotul asupra stabilită ii taluzului; fie prin metoda tensiunii tangen iale, cu care pilotul, dacă este interceptat, opune o rezistentă egală cu efortul de forfecare rezistent al sec iunii, sau metoda sarcinii limită, cu care este considerat, ca efort rezistent, sarcina limită orizontală relativă la interac iunea dintre pilo i i terenul lateral în mi care, în func ie de diametru i de interaxul dintre pilo i. În ceea ce prive te calculul reac iei terenului cu metoda Broms se face trimitere la bibliografie.

Pentru metoda sarcinii limită trebuie asignat momentul de cedare/plasticizare (My) al sec iunii

- Calcul automat My

  Programul execută calculul lui My automat, pentru diametre ale pilotului i 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 rezisten ă

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

Selecționarea acestei comenzi vizualizează o fereastra de dialog in 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 rezistentă;

**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 forța egală cu cea a tracțiunii. Această forță este apoi descompusă în componente normală si tangențială, cea din urmă introdusa ca și conținut la rezistenta la forfecare pe suprafață 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 rezistență și lungimea fundației. Acțiunea este deci tratată ca si 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 rezistenta 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 rezistentă se pot folosi formulele propuse în literatură de Hausmann (1992) și MGSL Ltd (2006)

**Forța maximă de întindere admisibilă a barei de oțel:**

$$Ta = (\cdot f y) \cdot (d - 4)2 \cdot / 4 \qquad \text{Eq ( 5.8)}$$

unde:

= factor de reducere a tensiunii stabilit de normativă

fy = tensiune limită de curgere oțel

d = diametrul barei de oțel

**Forță maximă admisibilă între oțel și mortar:**

$$[\ ß\ (f_{cu})^{1/2}] \cdot \cdot (d - 4) \cdot Le / SF \qquad \text{Eq (5.9)}$$

unde:

ß =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),

Le = lungime de ancorare efectivă (lungime mortar)

**For ă maximă admisibilă între teren i mortar:**

[( DC' + 2D $K_{\alpha}$ v' tan ) Le] / SF Eq (5.10)

unde:

D = diametru forajului în teren

C′ = coeziunea efectivă a terenului

$K_{\alpha}$ = coeficient de presiune laterală (a = unghi de înclina ie) = 1 - (a/90) (1-Ko) = 1 - (a/90) (sin )

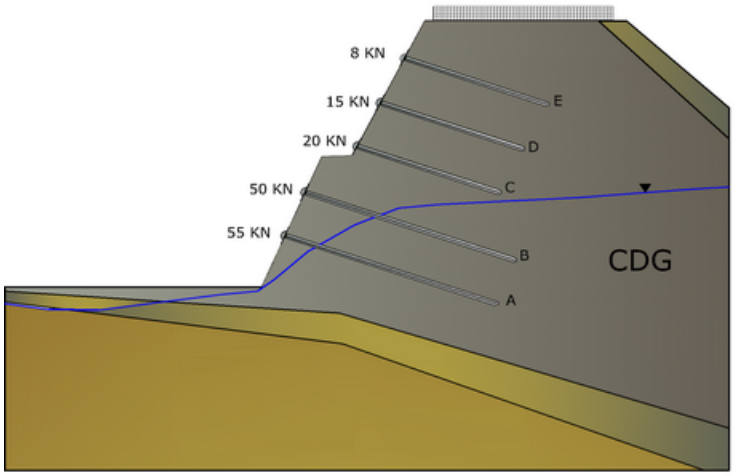
v' = tensiunea efectivă verticală a terenului calculată la adâncimea medie a armăturii/ranforsării

= unghi de frecare teren

**Exemplu de calcul**

*Ipoteză de proiectare*

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




| | |
|---|---|
| Tip de teren | CDG (granit complet descompus) |
| C ' | 5 kPa, |
| $\gamma$ | 20 kN/$m^3$, |
| | 38° |
| D | 0,1 m, diametru foraje în teren |
| $\alpha$ | 15°, unghi de inclina ie bară |
| $\gamma_w$ | 9.81kN/$m^3$, greutatea specifică a apei |

| Întuiri/Nailings | Lungime bară (m) | Diametru bara (mm) | Distanță orizontală între bare (m) | La (m) | Le (m) | Forța pe metru de lungime (KN) | Forța cerută Tr (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E | 8,0 | 25 | 2 | 4,70 | 3,30 | 8,00 | 16,00 |
| D | 8,0 | 25 | 2 | 4,20 | 3,80 | 15,00 | 30,00 |
| C | 8,0 | 25 | 2 | 3,70 | 4,30 | 20,00 | 40,00 |
| B | 12,0 | 32 | 2 | 3,80 | 8,20 | 50,00 | 100,00 |
| A | 12,0 | 32 | 2 | 2,30 | 9,70 | 55,00 | 110,00 |

*Date de proiectare*

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

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

**Rezistența la întindere a barei de oțel**

$f_y$ = 460 Mpa (tensione 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**

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

| Înțuire/Nailings | Lungime bară (m) | Diametru bară (mm) | Distanța orizontală între bare (m) | Forța pe metru de lungime (KN) | Forța cerută (KN) | Maxima forța de tracțiune admisibilă (KN) | Check (Ta>Tr) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E | 8,0 | 25 | 2,0 | 8,0 | 16,0 | 79,66 | ok |
| D | 8,0 | 25 | 2,0 | 15,0 | 30,0 | 79,66 | ok |
| C | 8,0 | 25 | 2,0 | 20,0 | 40,0 | 79,66 | ok |
| B | 12,0 | 32 | 2,0 | 50,0 | 100,0 | 141,62 | ok |
| A | 12,0 | 32 | 2,0 | 55,0 | 110,0 | 141,62 | ok |

*Tabel de calcul a rezistenței la întindere a barei de oțel*

**Smulgere între bara de oțel și mortar**

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

b=0.5 pentru bare de tip 2 (deformabile)

SF= 3, coeficient de siguranță

**For a maximă admisibilă între mortar și bara de otel:**

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

Le= lungimea efectivă a barei (lungime mortar)

| Fixuire/Nailings | Lungime bară (m) | Diametru bară (mm) | Distanza orizontală între bare (m) | Lungime liberă La (m) | Lungime efectivă (m) | For a pe metru de lungime (KN) | For a cerută (KN) | For a 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 otel și mortar*

**Lipsa de aderenta între mortar si teren**

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

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

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

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

| Fixuiri/Nailings | Lungime efectivă strat CDG (m) Le | Zona rezistență | |
|---|---|---|---|
| | | 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 otel*

| Fixuiri/ Nailings | Tensiune verticală efectivă | Rezistența | Rezistența totală | Forta cerută | F. O | Check |
|---|---|---|---|---|---|---|

| | $s'_v$ (kPa) CDG | mobilizată Tf (kN) CDG | ă mobilizata Tf (kN) | Tr (kN) | .S.Tf/Tr | (F.O.S.)>2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| E | 68.00 | 36.65 | 36.65 | 16.00 | 2.29 | OK |
| D | 106.00 | 62.45 | 62.45 | 30.00 | 2.08 | OK |
| C | 144.00 | 93.58 | 93.58 | 40.00 | 2.34 | OK |
| B | 180.27 | 220.16 | 220.16 | 100.00 | 2.20 | OK |
| A | 158.57 | 230.92 | 230.92 | 110.00 | 2.10 | OK |

*Verificare la cedare datorata lipsei adeziunii între mortar si teren*

Programul Slope realizează un calcul simplificat întrucât nu realizează verificările pentru fiecare rând de țintuiri/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 asignați nodurile.
2. După ce ați inserat nodurile faceți click dreapta.

3. În secțiunea Atribute selectați opțiunea **"Considerați acest poligon ca și material"** și asignați 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 umplutură (greutate specifică, unghi de frecare) și cele privind rezistența armăturii. Pentru armătura programul propune geogrile folosite la scară largă și caracteristicile de rezistentă 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 umplutură, de rezistența la frecare care se dezvoltă pe fățiși de rezistenta 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 Suprafaţă de alunecare

Analizele pot fi realizate pentru suprafeţe de formă circulară sau generică/de formă oarecare. Pentru suprafeţele circulare trebuie inserată reţeaua de centri. Suprafeţele generice în schimb se asignează prin puncte.

**Generică**
Această opţiune se poate selecta doar dacă a fost aleasă opţiunea Suprafaţă de formă oarecare. Dacă este selectată sunt activate următoarele comenzi:

**Nr. Suprafeţe:** inserăţi numărul de suprafeţe oarecare de verificat.
**Suprafeţe:** selectaţi suprafeţele pentru care trebuie să inseraţi nodurile.

Pentru inserarea nodurilor vezi capitolul Inserare noduri 10

## 1.14 Instrumente

### CERC

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

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

**Deplasează cerc:** Pentru a deplasa un cerc selectaţi-l folosind comanda Selectare, apoi deplasaţi-vă cu mouse-ul pe un nod al dreptunghiului ce îl circumscrie, faceţi click pe acest punct şi, ţinând apăsat mouse-ul, deplasaţi nodul în noua poziţie. Pentru a ieşi din comandă apăsaţi tasta Esc a tastaturii.

**Şterge cerc:** Pentru a şterge cercul trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare şi apoi apăsaţi tasta Delete a tastaturii.

### LINIE

Selectați și 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 in 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

Selectați și 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 si 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

Selectați și comandăa 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 agasați 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.

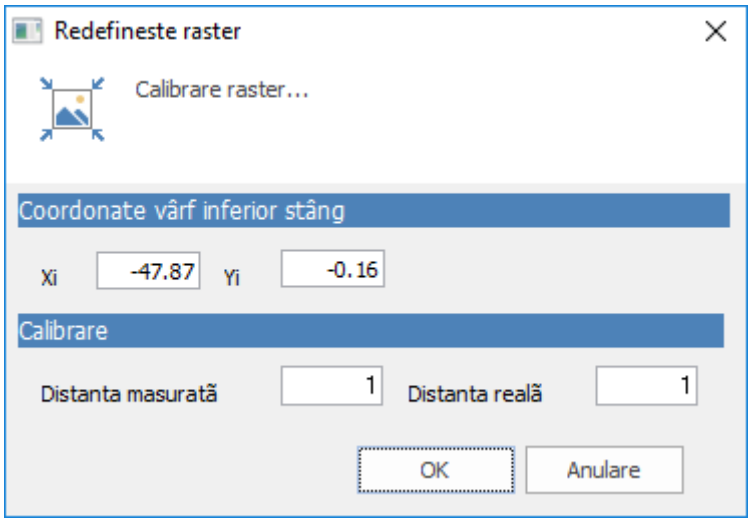
**Modificare text:** Pentru modificarea unui text trebuie selectat mai întâi cu ajutorul comenzii Selectare, click dreapta pe text pentru a vizualiza fereastra de editor și a modifica textul. Pentru a ieși din comanda apăsați tasta Esc a tastaturii.
La click dreapta apare fereastra de Proprietăți.

**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 distantei 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 Distanta măsurată, distanța dintre două puncte din imagine. În distantă 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

**Optiuni de analiză** 33**:** Alegerea diverselor condiții de analiză dintre cele propuse .

**Metodă de calul:** Alegerea metodei cu care să se efectueze calculul Fellenius, Bishop, Janbu etc. pentru mai multe informații referitoare la metodele de calcul vezi și Metode 36.

**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 asignate 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** 33

**Execu ie anliză:** Comandă care să realizeaze calculul stabilită ii cu metoda aleasă de către utilizator.

**Recalculare**: Comandă care utilizează calculul factorului de siguran a relativ la suprafa a de alunecare circulară deja verificată. Pentru utilizarea acestei op iuni trebuie urma i pa ii de mai jos:

1. Alege i comanda Recalculează din meniul Calcul, sau face i click cu mouse-ul pe bara Recalculează.
2. Introduce i coordonatele $X_0$, $Y_0$ ale centrului i valoarea razei suprafe ei (pentru fiecare valoare introdusă confirma i cu Enter).
3. Confirmând cu tasta Enter programul realizează calculul i afi ează pe ecran factorul de siguran a i datele geometrice ale suprafe ei verificate.

Analiza Dinamică: Cu această comandă este posibilă calcularea în condi ii dinamice. Pentru accesarea modulului QSIM este necesară o primă analiză în condi ii pseudo-statice i, identificată suprafa a de verificat sau aceea cu factorul de siguran ă 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, i calculează deplasările i viteza de mi care a întregii mase poten ial instabile.
Deplasările nule sunt asociate condi iilor de stabilitate i în prezenta activită ii seismice care generează accelerograma, având în vedere: in principiu accelerarea la sol nu depă e te niciodată accelerarea critică care altoie te mi carea. Din potrivă, deplasările mari sunt indicative pentru depă irea accelera iei i deci a maselor instabile în prezenta activită ii seismice. Pentru teoria utilizată în generarea accelerogramei se poate consulta help-ul din interiorul modulului QSIM.

**Visualizare factor de siguran ă** 40

Grafice tensiuni 42

**Pilo i:** la selectarea acestei comenzi se vizualizează o fereastră în care, pentru fiecare suprafa ă analizată de program, se afi ează pozi ia de inserare a pilotului, sarcina limită orizontală i por iunea pilotului pentru care se calculează reac ia terenului rezistent, cu formarea unei legături plastice în punctul de intersec ie a suprafe ei de

alunecare cu pilotul. Rămâne evidentă considerația că aceste informații sunt restituite de către program numai în cazul în care, în definirea pilotilor, 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 săturată și coeziunea nedrenată cu, dacă a fost alesă analiza nedrenată, parametrii c și φ cu greutatea volumică naturală, dacă analiza este drenată.

**Condiții de excludere**: Exclude 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 distanta specificată (Exclude suprafețele cu intersecția mai mică de...).

**Fuctia 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 asigna 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 coltul stânga jos și inserați-le în căsuța blocajelor.
4. Modificați, dacă trebuie, coordonatele punctului vizualizate pe bara Blocare și cilck 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 îngrădit 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 coltul stânga jos și inserați-le în căsuța blocajelor.
4. Modificați, dacă trebuie, coordonatele punctului vizualizate pe bara Blocare și cilck pe butonul Aplică de pe aceasta. Repetați și 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 coltul 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 drepta**

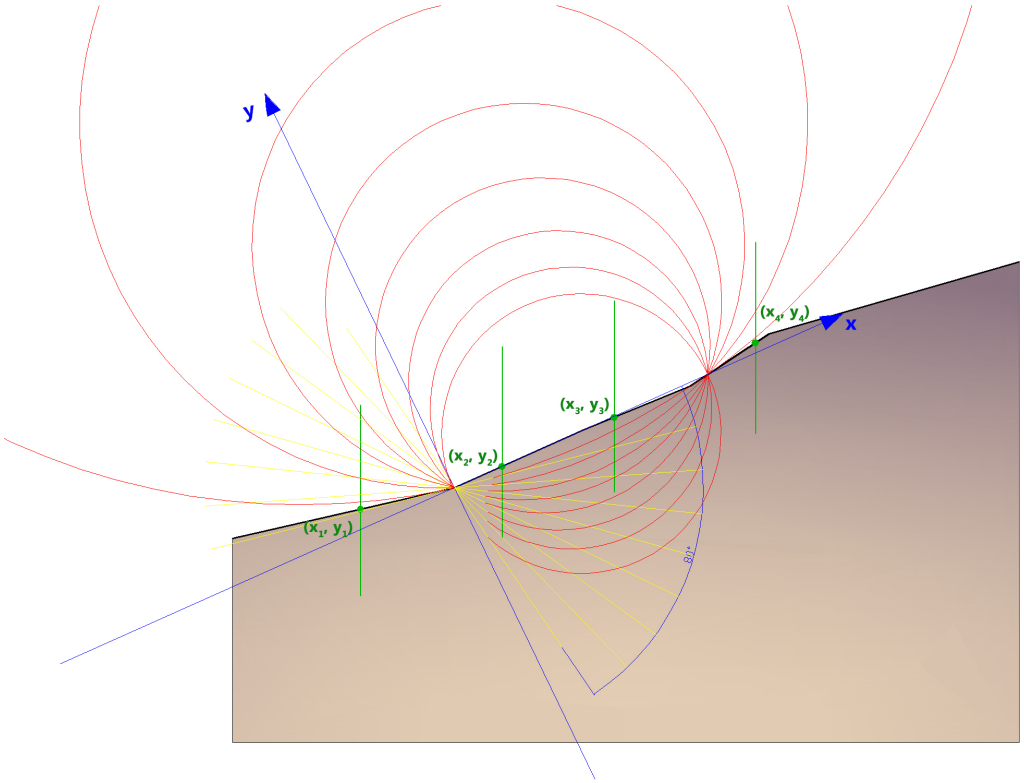
Asignată o rețea de centri și o dreaptă, sunt verificate toate suprafețele admisibile tangente la dreapta definită de către utilizator cu centrul pe rețeaua dată. Pentru folosirea calculului îngrădit tangent la o dreaptă urmați pașii descriși mai jos:

1. Selectați Calculul blocat tangent la o dreaptă.
2. Deplasați-vă apoi cu mouse-ul pe zona de lucru.
3. Citiți coordonatele din coltul 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°;*
*Liniile tangente care constrâng cercurile de rupere calculate de program sunt reprezentate cu galben.*

**Notă:**

Programul nu realizează calculul dacă nu găseste 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 logaritmica); de la acest echilibru sunt calculate tensiunile la forfecare (τ) și comparate cu rezistența disponibilă ($\tau_f$), calculară cu criteriu de ruptură 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 suprafe e de alunecare de formă circulară. Nu este neglijată nicio contribu ie a for elor ce ac ionează pe fâ ii, Bishop fiind primul care a descris problemele legate de metodele conven ionale.

**Janbu (1956)**

Janbu a extins metoda lui Bishop la suprafe e de alunecare de formă oarecare. Când se lucrează cu suprafe e de alunecare de formă oarecare bratul for elor se schimbă (în cazul suprafe elor circulare rămâne constant i egal cu raza) din acest motiv este mai convenabil calculul ecua iei momentului fa ă de coltul fiecărei fâ ii.

**Morgenstern & Price (1965)**

Se stabile te o rela ie între componentele for elor de interfa a de tip X = λ f(x)E, unde λ este un factor de scară iar f(x), func ia pozi iei lui E i a lui X, define te o rela ie între varia ia for ei X i a for ei E în interiorul masei ce alunecă. Func ia f(x) este aleasă arbitrar (constantă, sinusoidală, semisinusoidală, trapezoidală, etc.) i influen ează pu in rezultatul, dar trebuie verificat ca valorile găsite pentru necunoscute să fie fizic acceptabile.

**Spencer (1967)**

For ele interfe ei de-a lungul suprafe elor de diviziune a fâ iilor sunt orientate paralel între ele i înclinate fa ă de orizontală cu un unghi asignat.

**Bell (1968)**

Echilibrul se ob ine egalând cu zero suma for elor orizontale, suma for elor verticale i suma momentelor fată de origine. Sunt adoptate func ii de distribu ie a tensiunilor normale.

**Sarma (1973)**

Metoda Sarma este o simplă, dar precisă metodă pentru analiza stabilită ii taluzurilor, ce permite determinarea accelera iei seismice orizontale necesare pentru ca masa de teren, delimitată de suprafa a de alunecare i de profilul topografic, ajunge la starea de echilibru limită (accelera ie critică Kc) i, în acela i timp, permite calcularea factorului de siguran a ob inut ca i pentru celelalte metode mai cunoscute din geotehnică.

Este vorba despre o metodă bazată pe principiul echilibrului limită i a fâ iilor, deci este considerat echilibrul unei poten iale mase de teren în alunecare subdivizată în n fâ ii verticale de grosime suficient de mică pentru a considera admisibilă presupunerea că efortul normal Ni ac ionează în punctul mediu al bazei fâ iei.

**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 imersați 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 directe paralelă cu axa piloților. Modelul a fost utilizat pentru a cerceta influenta în formarea efectului arc a anumitor parametrii ca interax între piloți, diametrul și forma piloților și proprietățile mecanice ale terenului. Autorii identifică în raportul dintre interax 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 simplificatoare, 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 tine 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 reseturi în direcție normală la interfață pentru a simula rigiditatea normală și o serie de resorturi în direcția tangențială pentru a simula rezistenta 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 întindere cu o capacitate extensională maximă pentru teren coeziv și fără capacitate extensională pentru terenuri necoezive.

Resorturile cedează când se ajunge la rezistenta 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 suprafete.

### 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 corespondentă 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 acesteia si cu geometria taluzului. Prezenta 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 centri 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 centri.
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.

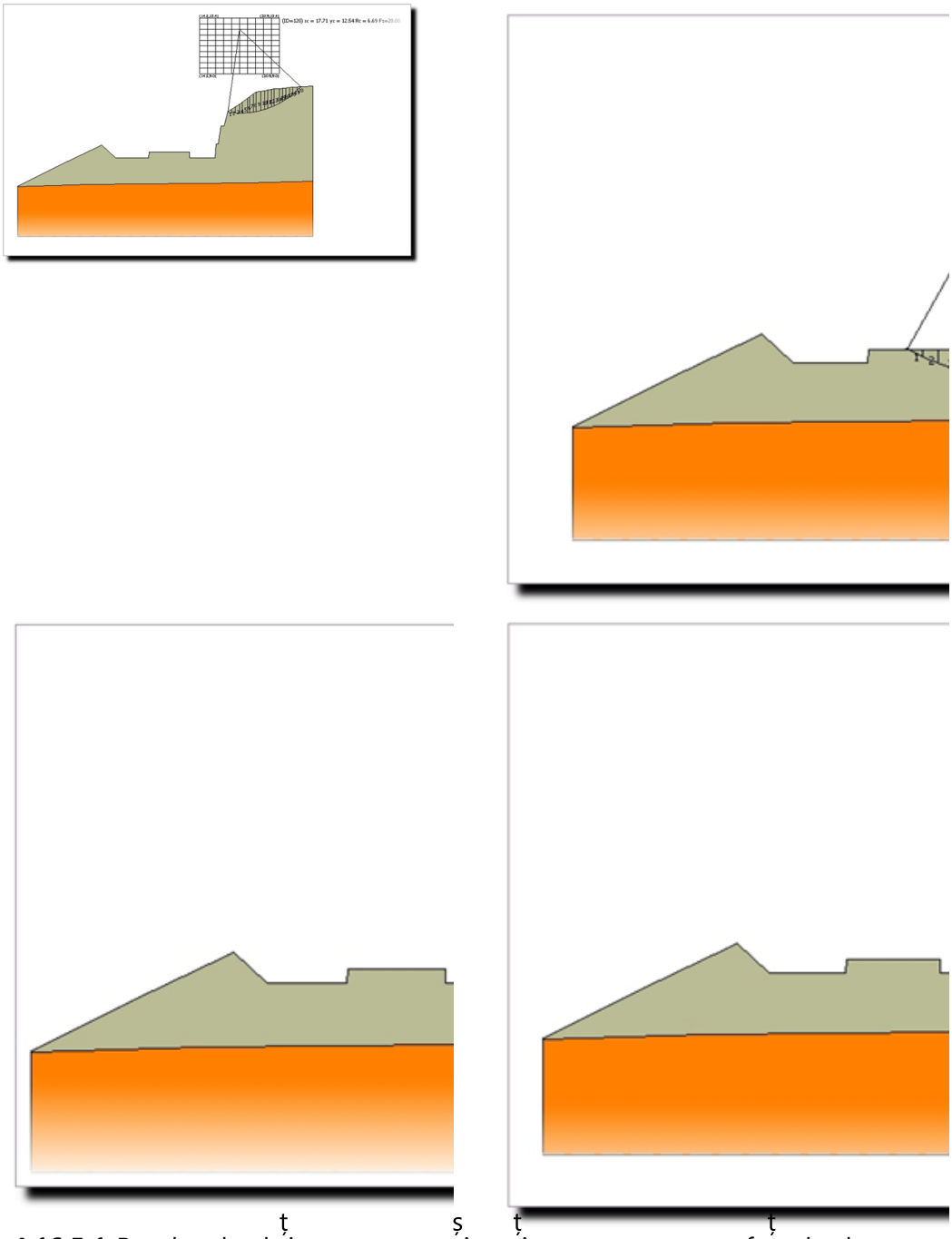


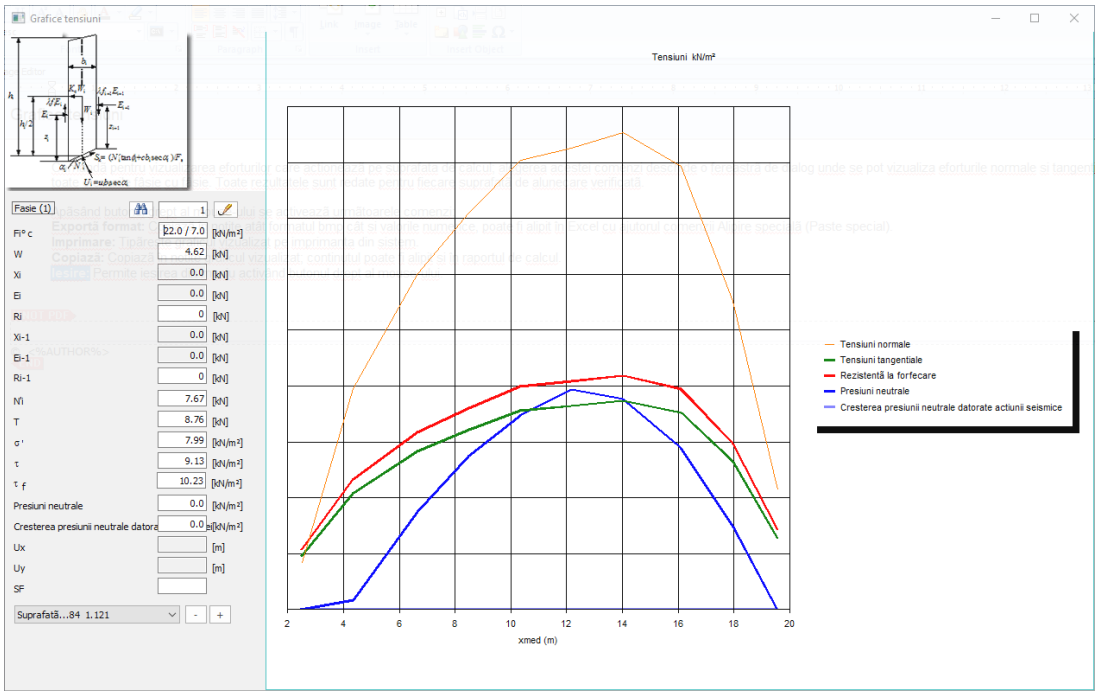
**Fig.4.16.5.1-**Rezultatele ob inute pe aceea i sec iune pe patru suprafe e de alunecare calculate

**Notă:**

Suprafa a interogată rămâne memorată pe ecran după ce ie i i din comandă, această suprafată putând fi si 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 față cu față.




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

**Exportă format:** Copiază 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.

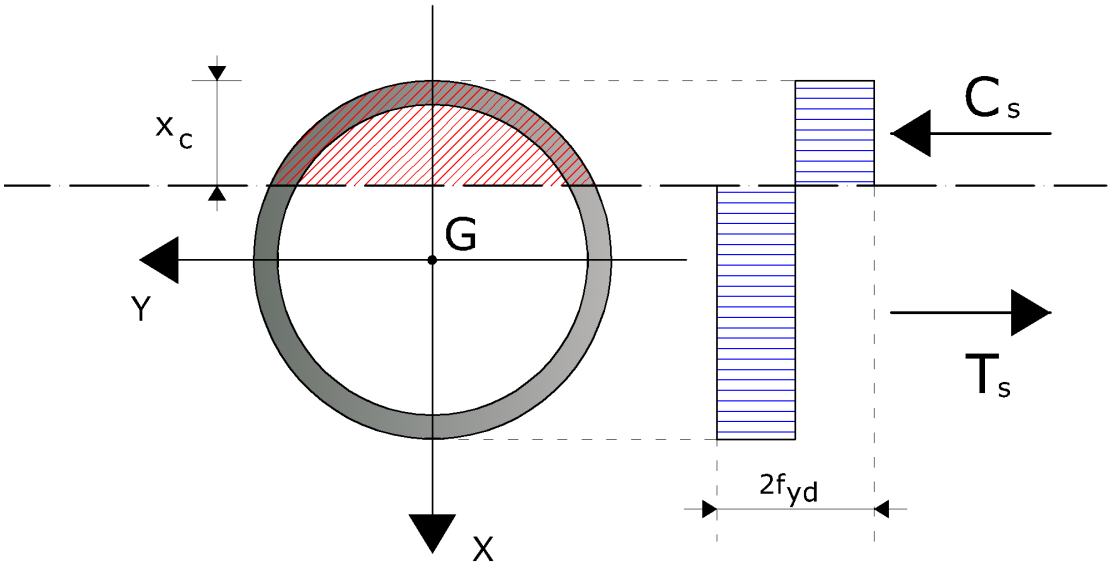
**Copiază:** Copiază în notițe graficul vizualizat; conținutul poate fi alipit și în raportul de calcul.

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

## 1.16 Moment de cedare pilot

**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 (Nd);
- **pas 3** calculul momentului rezultant (Md), față de baricentru geometric al secțiunii;
- **pas 4** memorarea punctului calculat (Nd, Md);
- **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 construieşte partea superioară a domeniului de interacţiune. Partea inferioară este identică, dar antisimetrică.

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

$$Nd = Ac\_s(x_c) \cdot fyd - At\_s(x_c) \cdot fyd$$

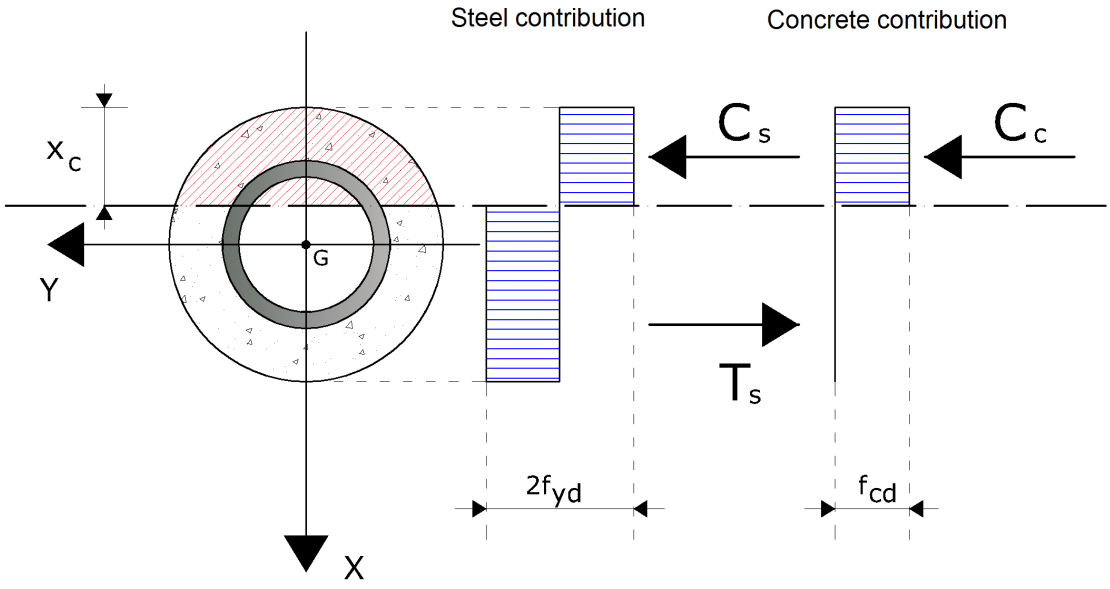
$$Md = Ac\_s(x_c) \cdot fyd \cdot dCs + At\_s(x_c) \cdot fyd \cdot dTs$$

În formulele precedente simbolurile au următoarele semnificaţii:

- **Ac_s** Aria de oţel comprimat;
- **At_s** Aria de oţel întins;
- **fcd** Rezistenţa de calcul beton;
- **fyd** Rezistenţa de calcul oţel;
- **dCs** Distanţa între rezultanta tensiunilor în compresiune a oţelului şi baricentrul secţiunii;
- **dTs** Distanţa între rezultanta tensiunilor la întindere a otelului şi baricentrul secţiunii;

**Calculul momentului de plasticizare pentru o secţiune tubulară din oţel imersă într-o secţiune circulară de beton**

Formula precedentă, utilizată pentru secţiunea tubulară, poate fi extinsă la cazul în care tubul este imers într-o secţiune din beton. În acest caz este nevoie să se tină cont de contribuţia 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:

$$Nd = Ac\_s(x_c)\cdot fyd + Ac\_c(x_c)\cdot fcd - At\_s(x_c)\cdot fyd$$

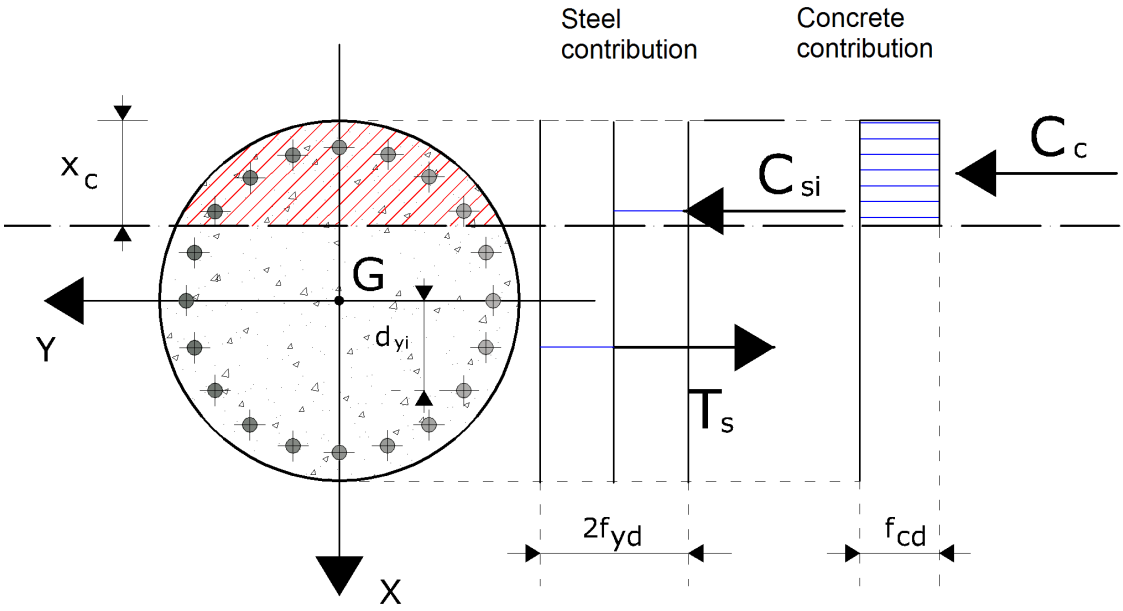
$$Md = Ac\_s(x_c)\cdot fyd\cdot dCs + Ac\_c(x_c)\cdot fcd\cdot dCc + At\_s(x_c)\cdot fyd\cdot dTs$$

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 fcd și fyd, 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:

$$Nd = \sum_{i=1}^{i=nb} Asi^{+} \cdot fyd - \sum_{i=1}^{i=nb} Asi^{-} \cdot fyd + Ac\_c(x_c) \cdot fcd$$

$$Md = \sum_{i=1}^{i=nb} Asi \cdot fyd \cdot dyi + Ac\_c(x_c) \cdot fcd \cdot dCc$$

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 i și baricentrul secțiunii;

## 1.17 Suprapresiuni interstitiale

**Rezistenta la forfecare în condiții de sarcină seismică.**

În lipsa unor determinări experimentale adecvate, obținute din încercări ciclice de laborator, reducerea rezistentei 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, $\gamma_v$. În terenuri parțial saturate, presiunea interstițiala 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 caracterisiticile de rezistență determinate în încercări drenate realizate pe specimene saturate ale aceluiași material. Pentru calculul lui Du trebuie făcută distincție între comportamentele terenurilor în funcție de natura lor diferită, coezivă sau necoezivă.

**Terenuri coezive.**

Pentru terenurile coezive, incrementul de presiune interstițială $\Delta$u, 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 $\sigma'_0$ 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 $\gamma_v$, 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 absenta unei determinări directe, pot fi calculați în funcție de indicele de plasticitate:

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

*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 $\tau_{max}$ 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; $\sigma_v$ 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:

Unde modulul de forfecare G poate fi determinat, iterativ, de curba (G-$\gamma$) 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 $\Delta u_N$ este incrementul de presiune interstițială după N cicluri de sarcină, $\sigma'_0$ 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):

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.93} \cdot \varepsilon_\vartheta$$

Termenul $\varepsilon_\vartheta$ 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 ($\tau_{eq}$) si 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:

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

$$N_{eq} = e^{(\alpha+\beta\cdot\ln(a\max)+\gamma\cdot\ln(Ia)+\delta\cdot\ln(v0)+\varepsilon\cdot\ln(T^D))}$$

În prima dintre ecuațiile precedente $\tau_{max}$ 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);
- v0 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, $\alpha$ -$\beta$ -$\gamma$ - $\delta$ - $\varepsilon$, 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 tine cont de degradarea ce rezultă din caracterul ciclic al solicitărilor seismice. Este în general neglijat, în favoarea siguranței, eventualul increment al rezistentei 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 rezistentei nedrenate, $\delta_{cu}$ poate fi obținut cu ajutorul formulei:

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 $\gamma_c$ și de deformarea pragului volumetric, calculată cu formulele precedente, valorile lui s și r pot fi calculați în funcție de indicele de plasticitate. Ip este gradul de supraconsolidare OCR:

| | | OCR=1 | | OCR=2 | OCR=4 |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ip=15 | Ip=30 | Ip=50 | Ip=50 | Ip=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 $\gamma_c$ se poate utiliza relația:

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

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

## 1.17.2 Calculul modulului de forfecare

**Calculul modulului 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 modulului de forfecare cu deformarea de forfecare (pentru diverse valori ale indicelui de plasticitate al terenului Ip):

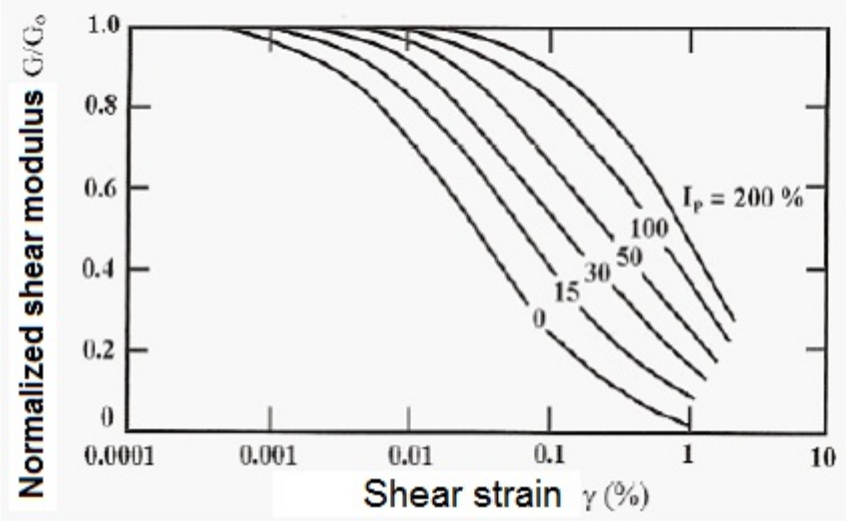



*Diagrama utilizată pentru calculul modulului de forfecare*

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 r 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 deformații mici cu rezistența de vârf medie:

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

Unde qc 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:

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

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 NL

**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 $\tau_{hv}$ (Normalizat față de valoarea inițială a tensiunii medii efective). Diagrama este cunoscută pentru diferite valori de densitate relativă Dr:

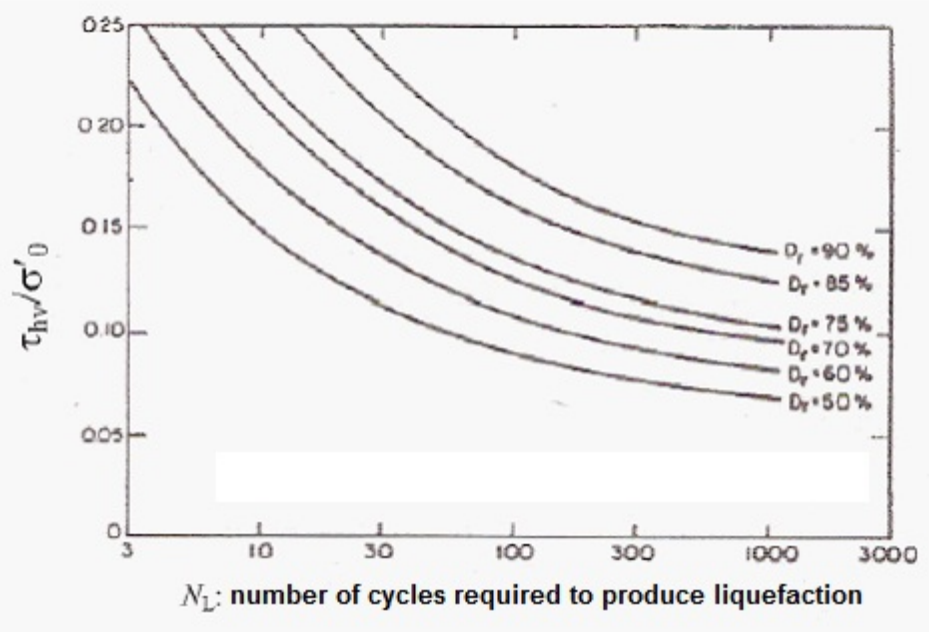


*Diagrama de referință pentru calculul $N_L$*

### 1.17.4 Integrare accelerogramă

**Factor conversie timpi**

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 [$\nu_0$].**

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 calculata 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 parametrii 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 ($\nu_0$ 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:

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

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:

$$\nu_0 = \frac{Ni}{T_{MAX}}$$

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 definiţiilor precedente timpul definit de Trifunac este:

$$TD = tde - tds$$

## 1.18 Teorie

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

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

Din cauza acestor dificultăţi se introduc ipotezele simplificate:

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

$$\tau = c' + (\sigma_v - u) \cdot t \tan \varphi' = c' + \sigma'_v \cdot \tan \varphi'$$

unde:

- τ rezistenţa la forfecare, cu dimensiunile unui efort;
- c' coeziune;
- u presiune neutrală;
- φ' unghi de frecare internă

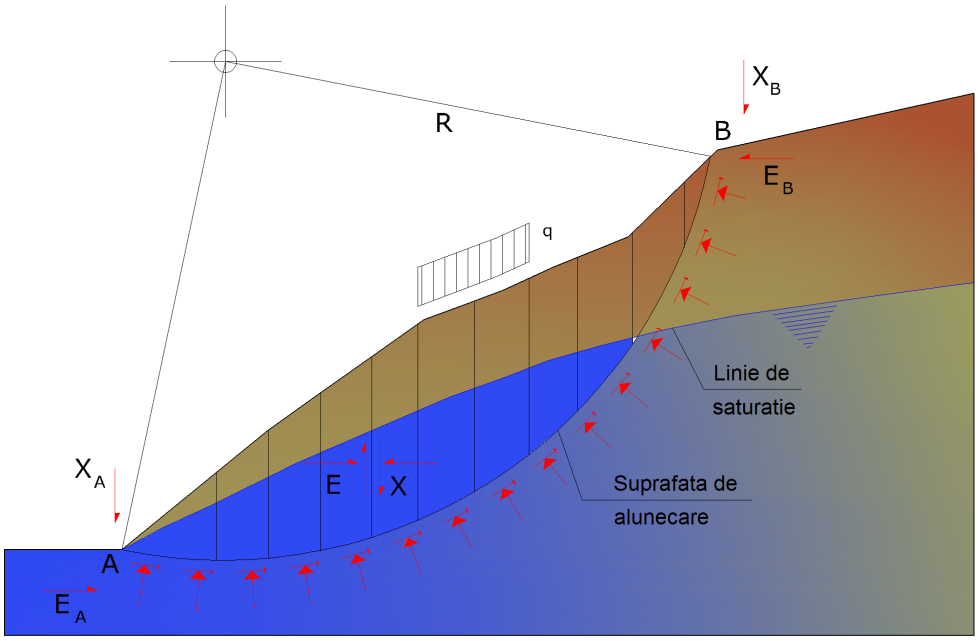
- În anumite cazuri sunt satisfăcute doar parţial ecuaţiile de echilibru.

### 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 ($\tau$) și se compară cu rezistența disponibilă ($\tau_f$) 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 neomogeneizații, divid corpul în fâsii considerând echilibrul fiecăreia *(Fellenius, Bishop, Janbu, etc)*.




*Reprezentarea unei secțiuni de calcul a unui versant*

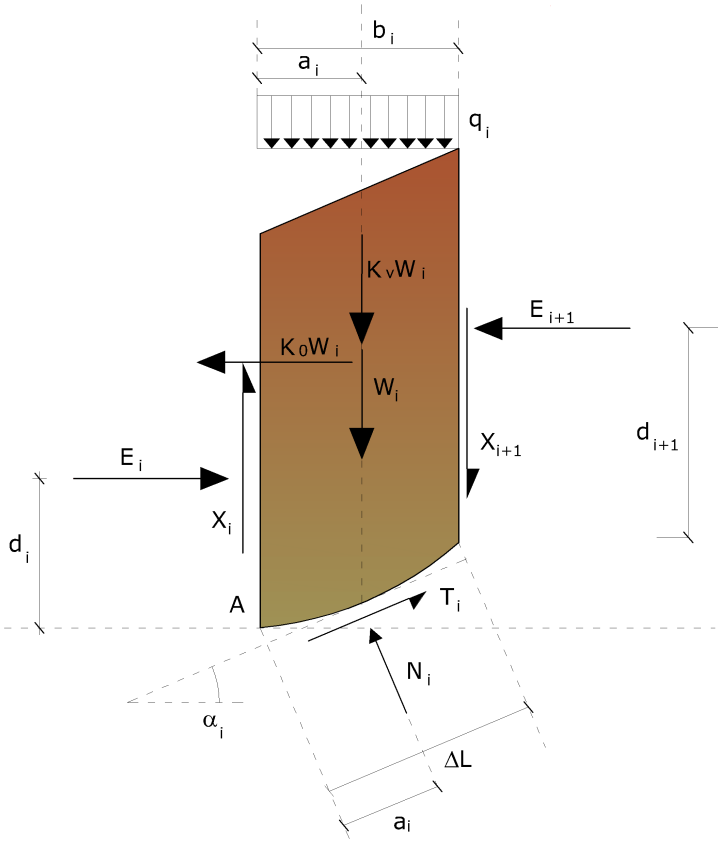
**Metoda fâșiilor**

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 a 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)

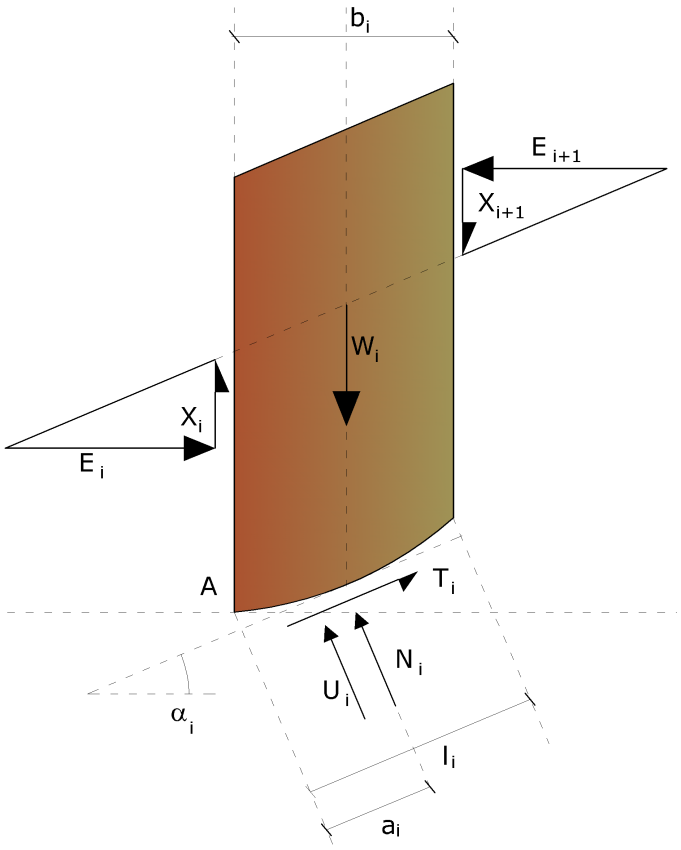
Cu această metodă (validă numai pentru suprafețe de alunecare de formă circulară) nu se iau în considerare forțele dintre fâșii astfel încât necunoscutele se reduc la:

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

Ecuațiile 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.

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



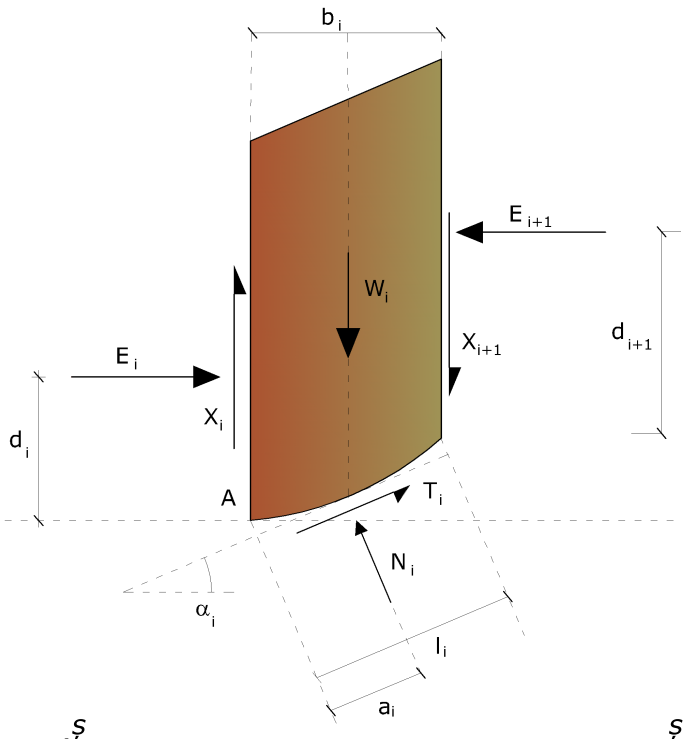

*Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Fellenius*

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 crearea 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:
ΣFv = 0, ΣM0 = 0, Criteriu de cedare.

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

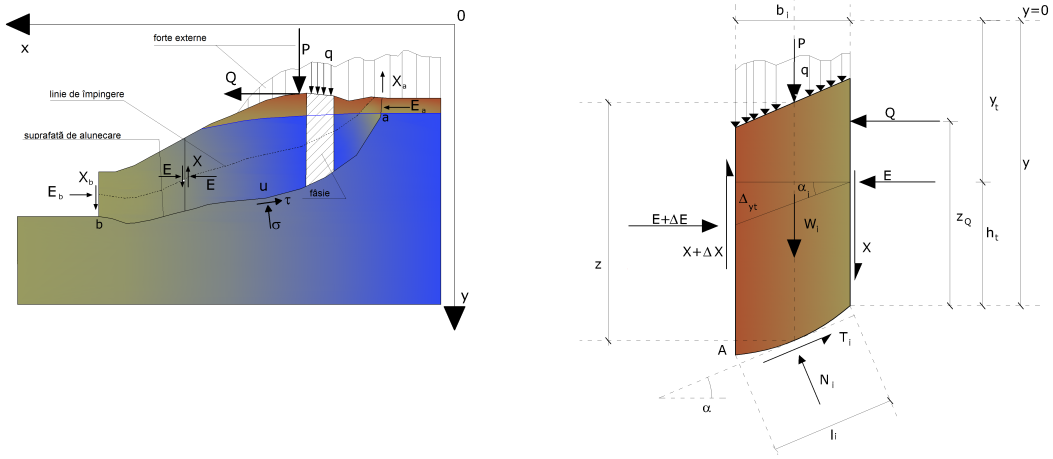



*Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Bishop (metoda obișnuită)*

Valorile lui F și ΔX pentru fiecare element care satisface această ecuație dau o soluție riguroasă problemei. Cași primă aproximare se ia ΔX= 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 Jambu se ține cont de forțele de interacțiune dintre fâșii, dar se consideră ca acestea acționează de-a lungul unei linii de împingere prestabilită. Soluția se obține prin iterații succesive.

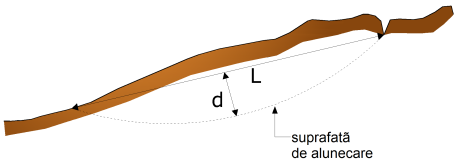


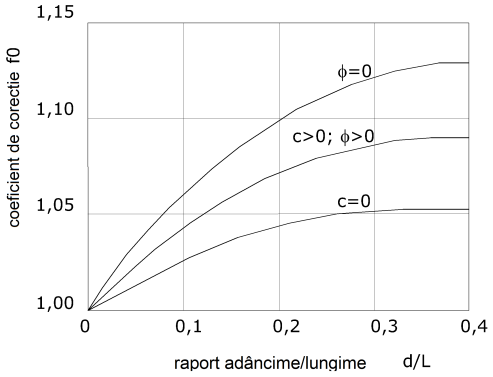

*Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Jambu și reprezentarea fâșiei*

Luând ΔXi= 0 se obține metoda obișnuită:

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

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




*Calculul factorului de corecție $f_0$*

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

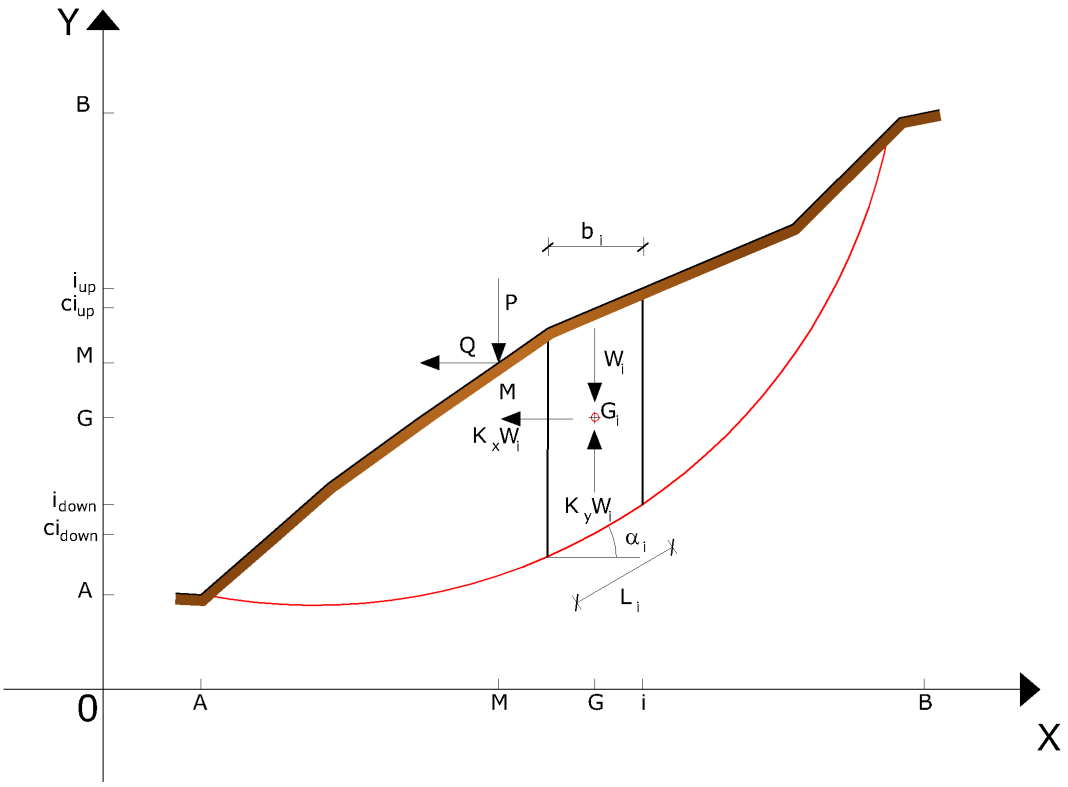
Această corecție este indicată pentru taluzurile puțin înclinate.

### 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 $K_xW$ și $K_yW$, forțele orizontale și verticale X și Y aplicate extern asupra profilului taluzului și rezultanta eforturilor totale normale de forfecare $\sigma$ și $\tau$ 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 aspra bazei fâșiei este dată de:

în care

F factorul de siguranță;

$c_i$ coeziunea efectivă (sau totală) la baza fâșiei i;

$\varphi_i$ unghiul de frecare efectiv (= 0 cu coeziune totală) la baza fâșiei;

$L_i$ lungimea bazei fâșiei i;

$\mu_{ci}$ 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 $C_3$.

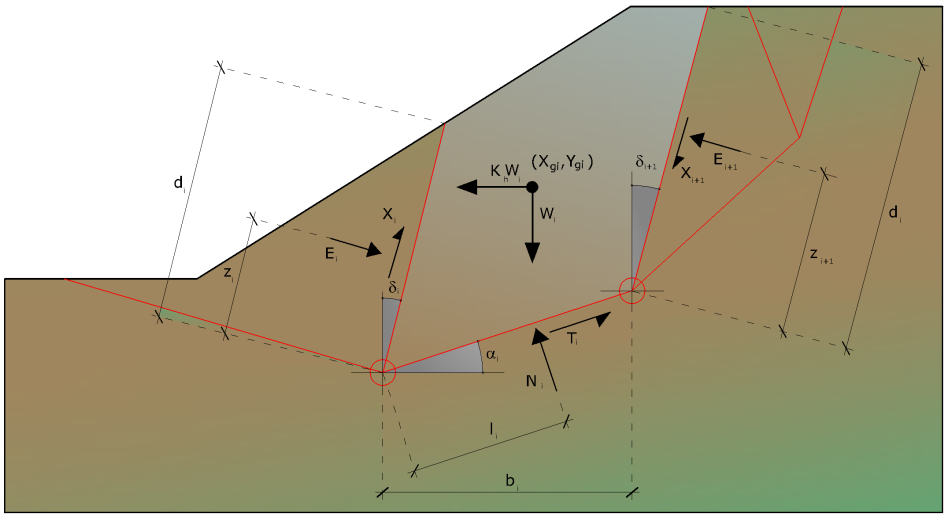
Orice cuplu de valori ale factorului de siguranță în vecinătatea unei estimări rezonabile fizic poate fi folosit pentru a iniția o soluție iterativă.

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 suprafața 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 împărțita 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*

Ecuațiile 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:

$$N_i \cos \alpha_i + Ti \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos \alpha_i - Ni \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

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

$$\Sigma \Delta E_i = 0$$
$$\Sigma \Delta X_i = 0$$

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:

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

Rezolvarea impune găsirea valorii K (accelerația 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 = Fs 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 $X_i$:

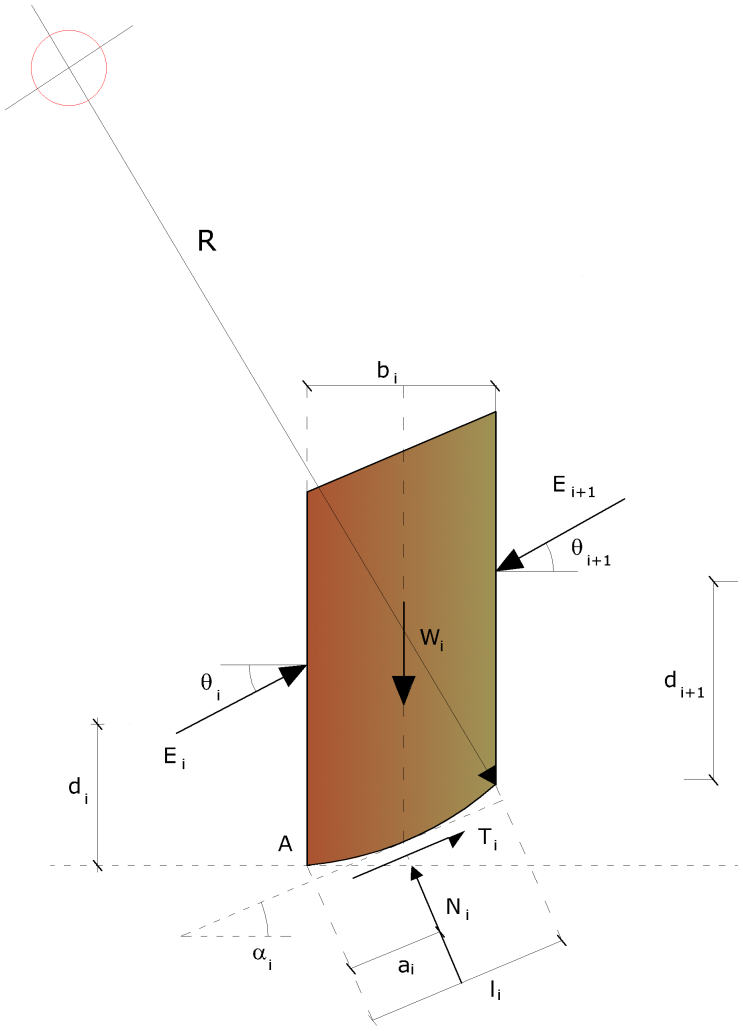
unde $Q_i$ este o funcție cunoscută, în care se iau în considerare parametrii geotehnici mediu pe fața i a fâșiei i, iar $\lambda$ reprezintă o necunoscută.
Soluția completă a problemei se obține cu ajutorul valorilor $K_c$, I și F, care permit și obținerea distribuției forțelor dintre fâșii.

#### 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 fată de centrul arcului descris al suprafeței de alunecare avem:

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




*Acțiuni pe fâșia i conform teoriei lui Spencer*

unde:

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

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:

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

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

$$\sum Q_i = 0$$

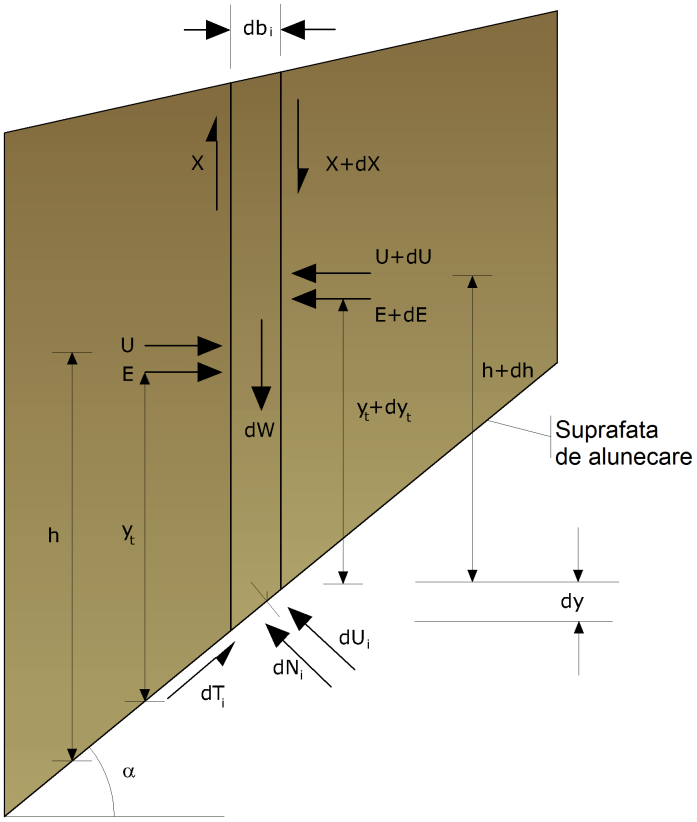
Metoda propune calcularea a doi coeficienți de siguranță: primul ($F_{sm}$) obținut din (1), legat de echilibrul momentelor; cel de-al doilea ($F_{sf}$) din (2) legat de echilibrul forțelor. În practică se rezolvă (1) și (2) pentru un interval dat de valori ale unghiului $\theta$, considerând ca valoare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

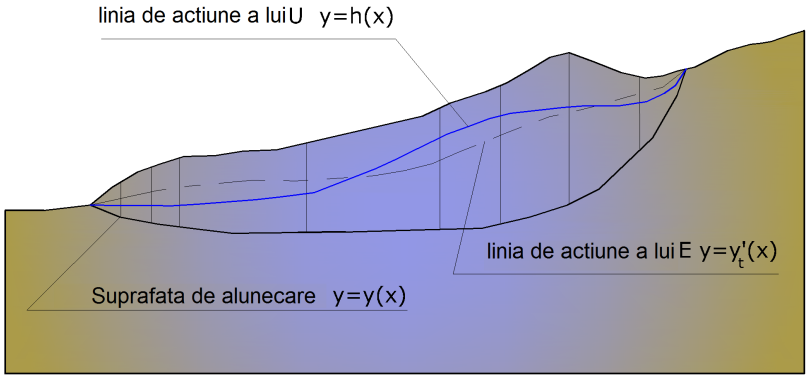
$$F_{sm} = F_{sf}$$

#### 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 $\lambda$ este un factor de scară și f(x), funcție de poziția 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 Fs, greutatea fâșiei infinitezimale dW și rezultanta presiunilor neutrale la bază dU.




*Ac iuni pe fâ ia i conform teoriilor Morgenstern-Price i reprezentarea ansamblului*

Se ob ine a a-numita "ecua ie a for elor":

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

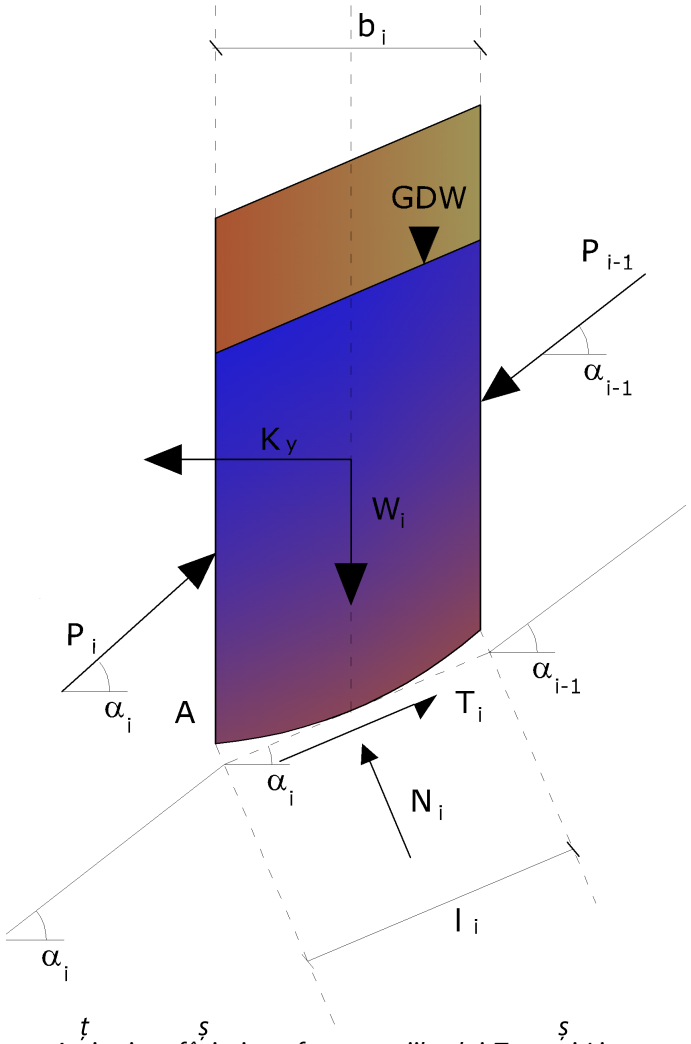
O a doua ecuație, numită si "ecuația momentelor", este scrisă impunând condiția de echilibru la rotație față de centrul bazei:

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

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 si 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 pilonilor imersi 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 directe paralelă cu axa pilonilor. Modelul a fost utilizat pentru a cerceta influenta în formarea efectului arc a anumitor parametrii ca interax între piloți, diametrul și forma pilonilor și proprietățile mecanice ale terenului. Autorii identifică în raportul dintre interax și diametrul pilonilor (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 ajunge o soluție reducând numărul necunoscutelor și considerând deci ipoteze simplificatoare, astfel încât să facă problema determinată.




*Acțiuni pe fâșia i conform teoriilor lui Zeng și Liang*

Presupunerile care fac problema determinată sunt:

- Ky 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 ($\alpha_i$), 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 pilo i este redusă cu o cantitate R, numită factor de reducere, ce se calculează ca:

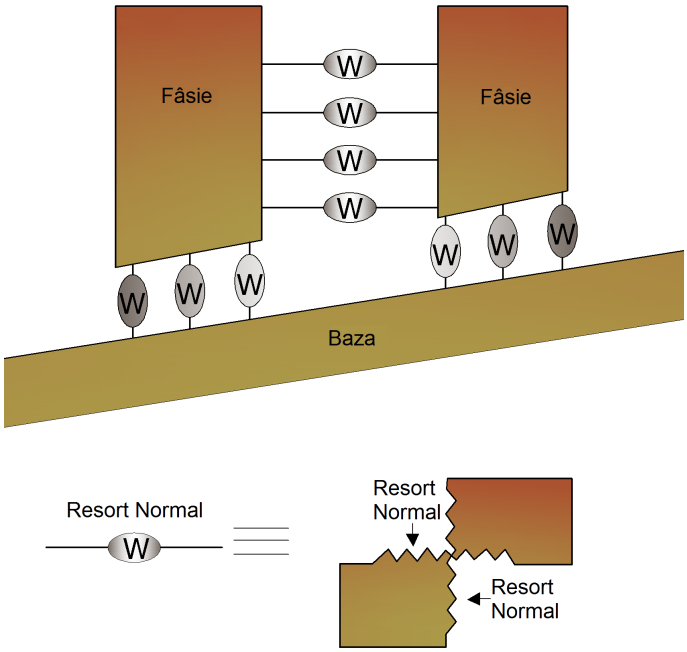
$$R = \frac{1}{s/d}\frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\frac{1}{s/d}\right) \cdot R_d$$

Factorul R depinde deci de raportul dintre interaxul prezent între pilo i, diametrul pilo ilor i factorul Rp ce ine 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 "fâ ii", i ine cont de compatibilitatea reciprocă între fâ ii. În acest scop fiecare fâ ie si fâ iile adiacente si baza sunt blocate de resorturi Winkler. Există o serie de resorturi în direc ie normală la interfa ă pentru a simula rigiditatea normală i o serie de resorturi în direc ia tangenială pentru a simula rezistenta la alunecare a interfe ei. Comportamentul resorturilor normale si a celor transversale este luat de tip elasto-plastic perfect. Resorturile normale nu cedează la compresiune dar cedează doar la trac iune cu o capacitate extensională maximă pentru teren coeziv i 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 Nazionaledi Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica. Atti dellariunione 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 costruction>>, 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 stabilita' dei pendii in condizioni sismiche
T. Crespellani, A. Ghinelli, C. Madiai, G. Vannucchi.

[15] Creep e rottura progressiva nei pendii naturali
L. Suklje

[16] Determinazione della superficie critica nell'analisi della stabilita' dei rilevati
V. Fiorito.

[17] Il progetto dei pendii ripidi rinforzati con geogriglie
P. Rimoldi.

[18] Effetti dell'acqua sulla stabilita' 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 Clifss, New Jersy.

[24] BROMHEAD E. N. (1986)
Stabilita 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, Jurnal 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.

# 2 SLOPE/M.R.E.

**M.R.E.** (Mechanically Stabilized Earth) este un produs software pentru dimensionarea si verificarea pământurilor armate, fie cu elemente metalice fie cu geomembrane.
Se pot defini mai multe tipologii de pământuri armate în acelaşi fier şi se pot executa, concomitent, toate analizele de verificare si de proiectare pentru mai multe combinaţii de sarcină.
Programul permite un mod facil de realizare a input-ului prin intermediul unei serii de instrumente specifice precum generarea automată a poziţiei armăturilor şi un database integrat de geogrile.
Analiza de verificare şi de proiect poate fi efectuată în timpul fazei de input astfel încât se poate stabili care dintre condiţii 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 şi SR EN 1998-5/NA.Norme tehnice pentru construcţii (D.M. 2007)
- Eurocod
- British Standard 8006
- STAS

**TIPOLOGII DE ARMĂTURĂ**

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

**PROIECT**

Se pot determina lungimi efective şi de îndoire, dimensionarea secţiunii rezistente.

**VERIFICĂRI**

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

**VIZUALIZARE**

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

Programul oferă un raport de calcul detaliat, bogat în conţinut 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 81 în măsură să contrasteze forța de întindere indusă în armături 83, adică se realizează garantând un factor de siguranță asignat.

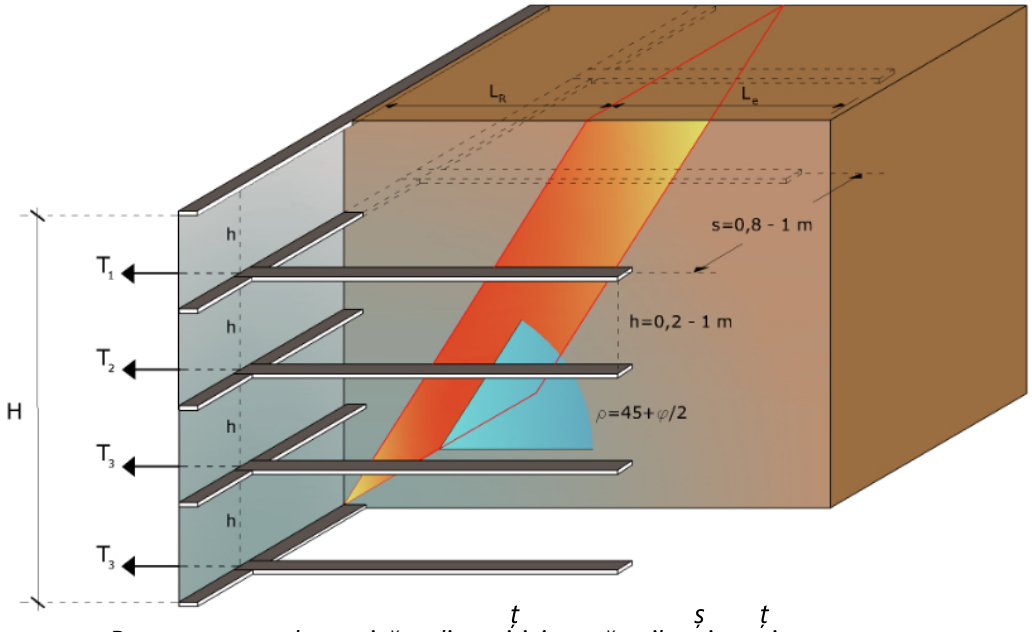
Verificarea rezistenței la întindere constă în dimensionarea secțiunii în armătură astfel încât să avem tensiuni induse inferioare celor admisibile.

### 2.1.1 Distanța dintre ranforșări

Se ia în considerare distanta dintre fețele 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' ș i este transformată în presiunea medie $q_i$ la adâncimea fâșiei $Z_i$ cu ajutorul relației:

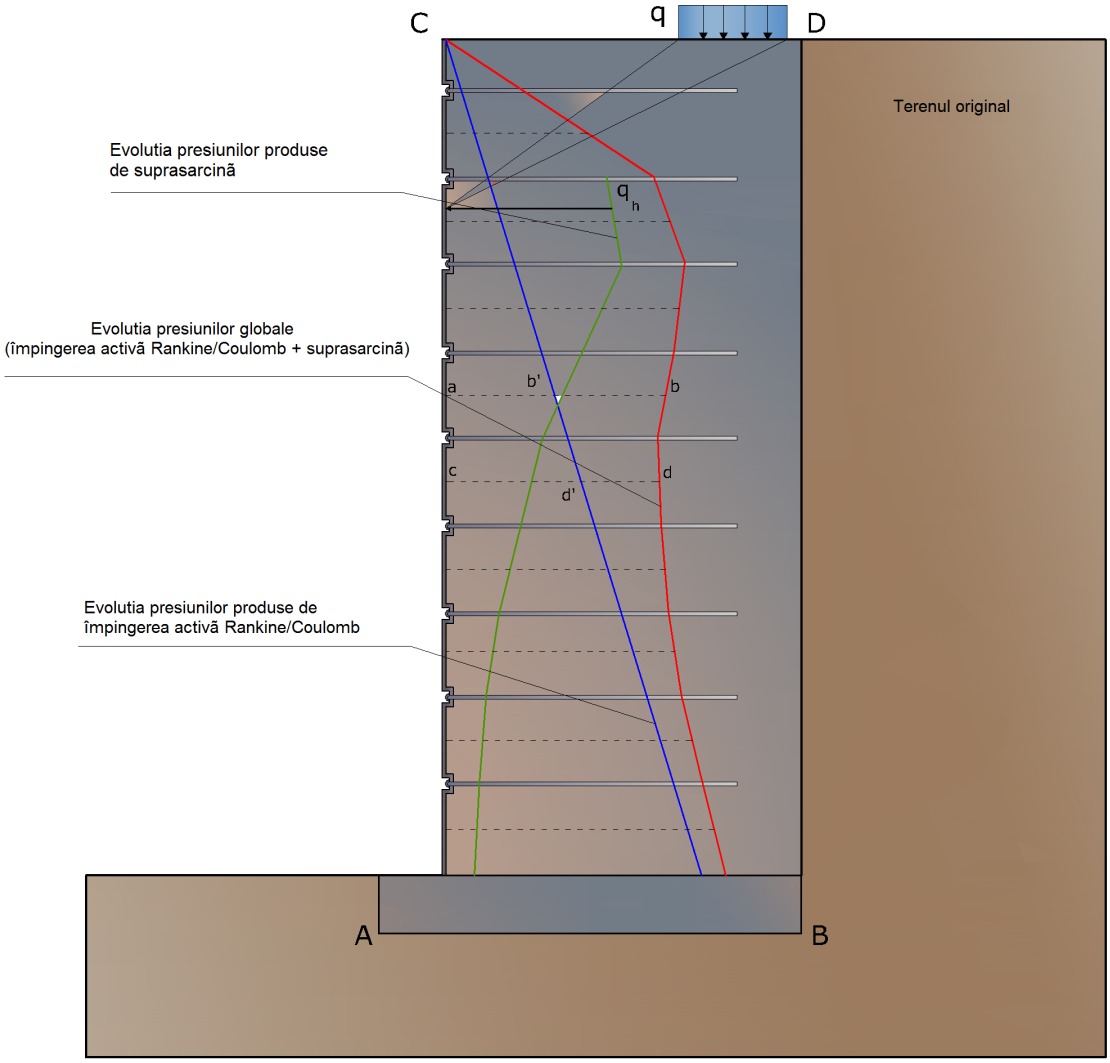
$$q_i = \gamma \cdot z_i \cdot K_a$$

Presiunea qi acționează pe o suprafață definită de spațierea armăturilor hxs 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.

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




*Reprezentare schematică a dispozi iei armăturilor i spa ierea acestora*

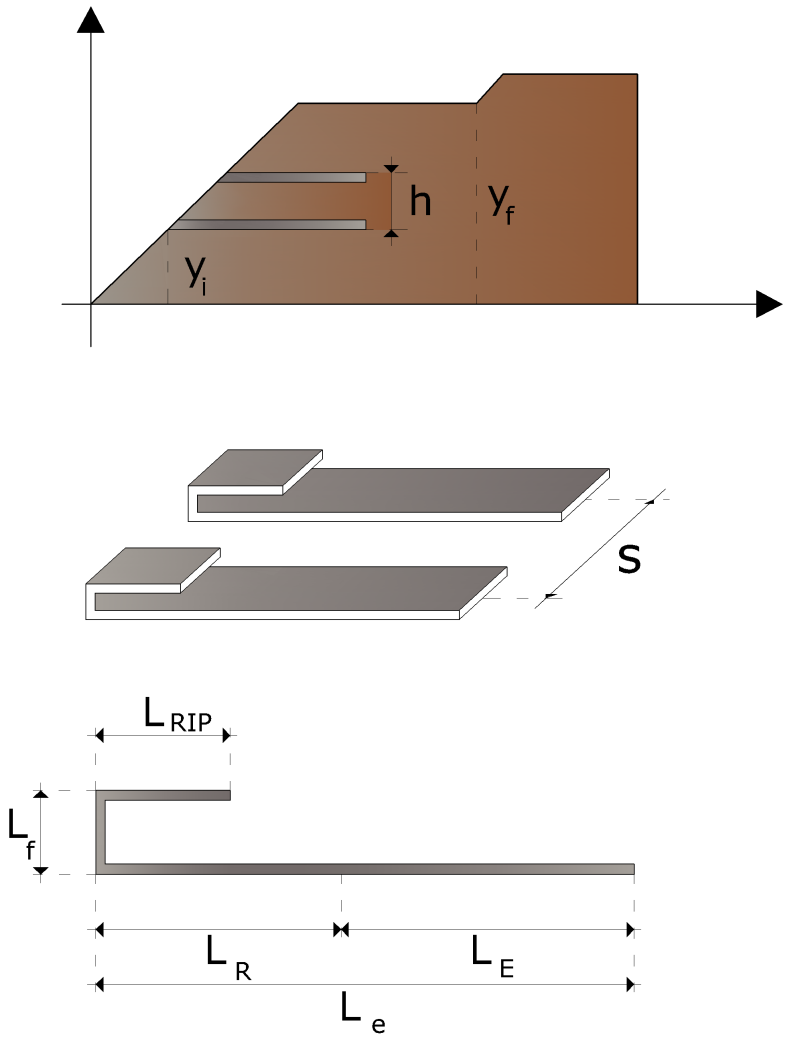
## 2.1.3 Lungimi efective

Se calculează lungimile fâ iilor $L_e$ care apar în figura de mai jos, necesare pentru a dezvolta o for ă de frecare $F_r = T_i$.

Pe baza acestor lungimi i a dimensiunilor panei lui Rankine, se poate determina lungimea globală $L_0$ a fâ iilor de utilizat. În general, pentru toată înăl imea zidului se folosesc fâ ii de aceea i lungime.

Lungimea de ancorare depinde de coeficientul de frecare f = tan(δ) dintre sol i armătură, d fiind o frac ie a unghiului de frecare intern al terenului f.

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



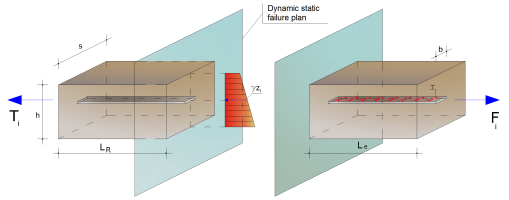

*Reprezentare schematică a lungimii armăturilor*

Pentru fâşii de dimensiuni b·$L_e$ sau pentru folii de geotextile de lăţime unitară şi lungime Le, ambele feţe dezvoltă frecare; pentru bare circulare, frecarea rezistentă este dezvoltată de-a lungul perimetrului.
În orice caz, frecarea este dată de produsul dintre f şi presiunea normală a armăturii calculată ca $p_0 = \gamma \cdot z_i$ unde $z_i$ este distanţa medie de la suprafaţa terenului la armătură.

Avem deci:

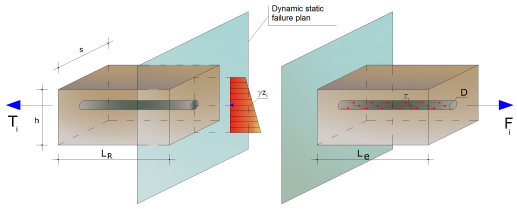
*Pentru fâșii:*

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



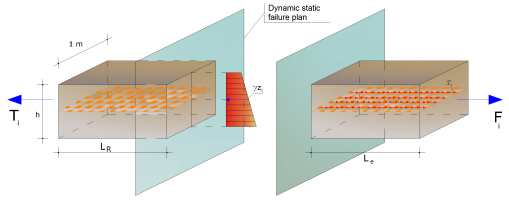

*Pentru bare:*

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




*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

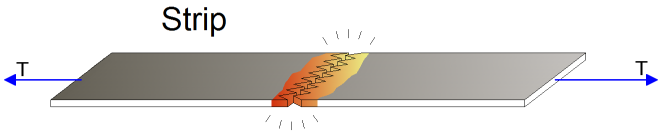
Fiind cunoscute forțele de întindere din armături ($T_i$) se determină secțiunea armăturilor b ˙ t. Pentru bare sau fâșii din metal ce au efortul admisibil egal cu:

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

avem:

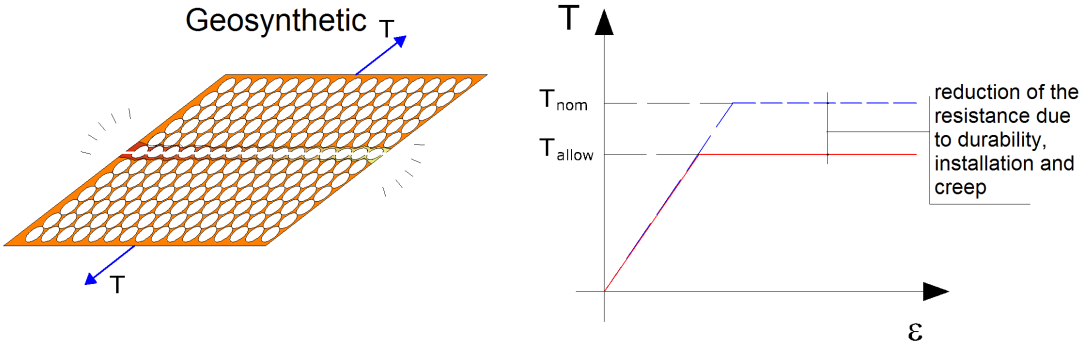
$$\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_a \geq T_i$$

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




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

*(Lățime fâșie b) · (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: Fs $_{\text{îmbinare}}$, Fs $_{\text{chimic}}$, Fs $_{\text{biologic}}$, Fs $_{\text{daune ambientale}}$

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

## 2.1.5 Lungime îndoire

Calculul lungimii de îndoire este realizat pentru a preveni bombarea față adei.

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 rezistenta la întindere a fiecărei armături este suficientă pentru a asigura pământul armat de posibile colapsuri interne datorate greutății proprii sau suprasarcinilor. Aceasta asigură împotriva eventualelor alunecări de-a lungul suprafețelor ce apar pe fața 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 fata 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 rezistenta proprie depinde de rezistenta lor la pullout/smulgere și, deci, de ancorarea lor într-o zonă stabilă. Totodată pentru suprafețele de alunecare mai adânci si/sau ce trec prin piciorul taluzului, aceste rezistente pot fi reduse si deci pot provoca o instabilitate. Este necesară a adar 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 siguranța la:

- Răsturnare
- Alunecare
- Sarcină limită
- Stabilitate globală

**Verificare la răsturnare**

Răsturnarea este reprezentată de posibila rotație a lucarii 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 (Ms) să nu fie inferior momentului indus de forțele de răsturnare (Mr), față de centrul de rotație.

Siguranța 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 multiplicate 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:

Fs, 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

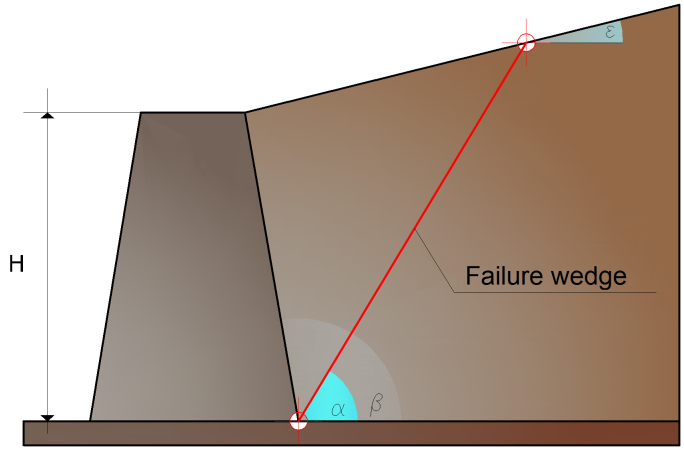
**Împingerea activă**
Calculul împingerii active cu metoda lui Coulomb se bazează pe studiul echilibrului limită global al sistemului format din zid și prismul de teren din spatele lucrării în cazul unei suprafețe cu asperități.
Pentru teren omogen și uscat diagrama presiunilor este liniară având distribuția:

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

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

$\gamma_t$ = greutatea volumică a terenului;
$\beta$ = înclinația peretelui intern față de orizontală care trece prin talpă;
$\varphi$ = unghiul de rezistență la forfecare a terenului;
$\delta$ = unghi de forfecare teren-zid;
$\varepsilon$ = 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 $\beta = 90°$ (zid cu perete vertical neted și terasament cu suprafață orizontală) împingerea $S_t$ se simplifică de forma:

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

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 e, de înclinație a terenului față de planul orizontal, și unghiul ß de înclinație a peretelui intern față de planul orizontal care trece prin talpă, sunt mărite cu o cantitate q astfel încât:

$$tg\theta = \frac{k_h}{(1 \pm k_{v)}}$$

cu $k_h$ coeficient seismic orizontal și $k_v$ vertical.

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

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

în care S·$a_g$ 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. rezistente 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:

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

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

$\gamma$ = greutatea volumică a terenului

K = coeficientul 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:

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

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:

$$S_w = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H2$$

Împingerea terenului imers se obține înlocuind $\gamma_t$ cu $\gamma'_t$ ($\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_w$), 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 d 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 |
| $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left( \frac{B'}{L'} \right)$ | 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:

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

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

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

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.

| | |
|---|---|
| $s_q = 1 + sen\varphi'$ | pentru formă pătrată sau circulară |
| $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ | pentru formă dreptunghiulară |
| $s_\gamma = 0.7$ | pentru formă pătrată sau circulară |
| $s_c = \frac{\left(s_q \cdot N_q - 1\right)}{\left(N_q - 1\right)}$ | pentru formă dreptunghiulară, pătrată sau circulară |
| $s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) sen\varphi'$ | pentru formă dreptunghiulară |

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

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

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

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

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

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

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 adăugă 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:

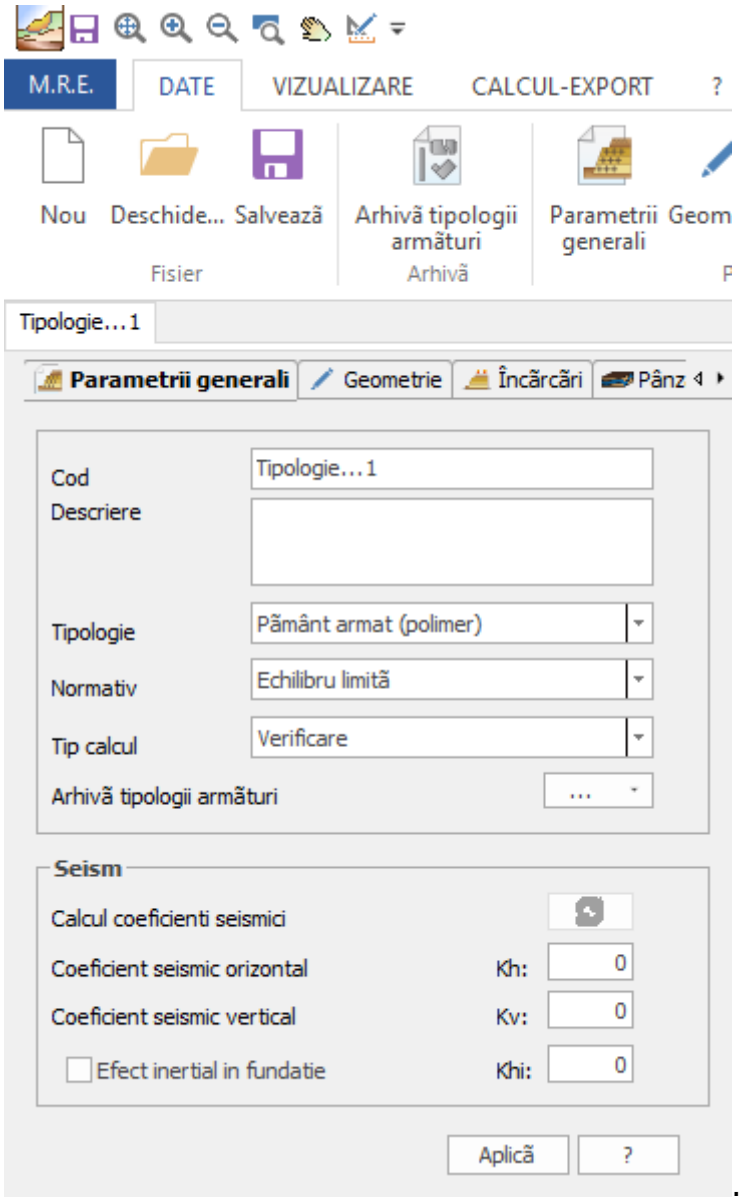
- **Echilibru Limită**: aplică teoria echilibrului limită cu o singură combinație de sarcină și un factor de siguranță global pentru diferitele verificări.

- **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.

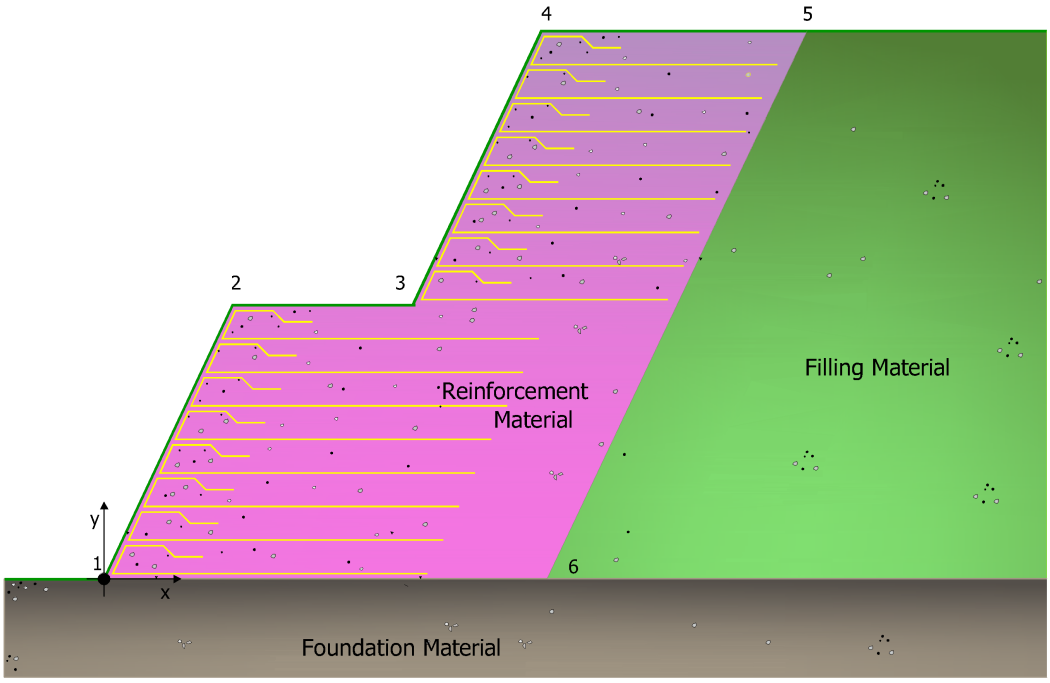
**Seism**

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




## 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.

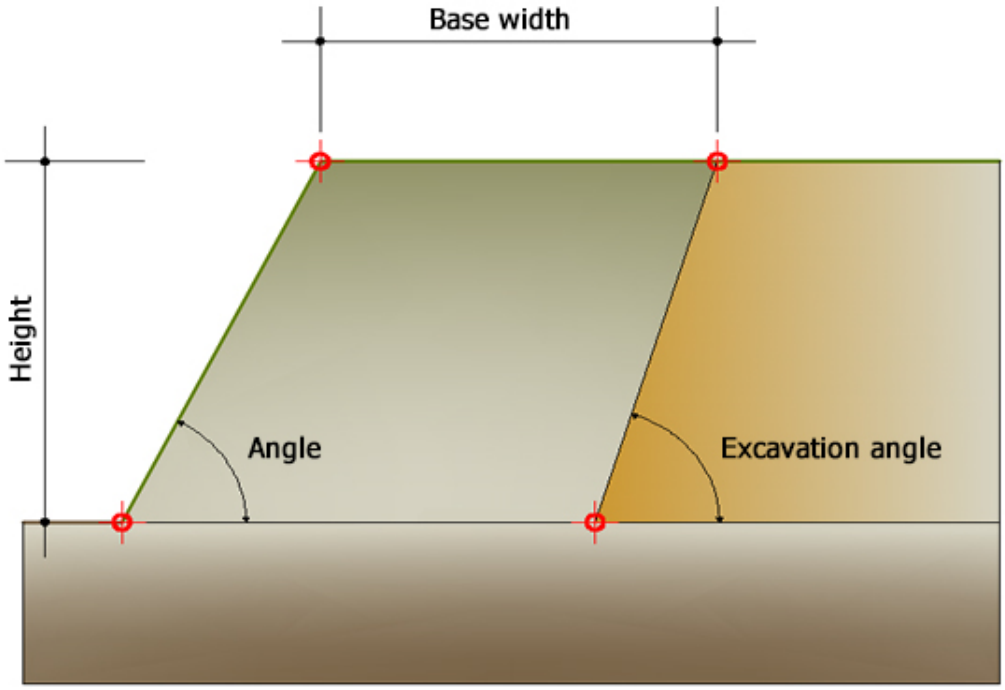



*Afi area pământului armat*

Pentru funda ie se pot seta: adâncimea planului de fundare i înclinare; acestea au efect doar asupra calculului sarcinii limită i nu sunt vizualizate. Înclina ia planului de fundare este pozitivă dacă este în sensul acelor de ceasornic.

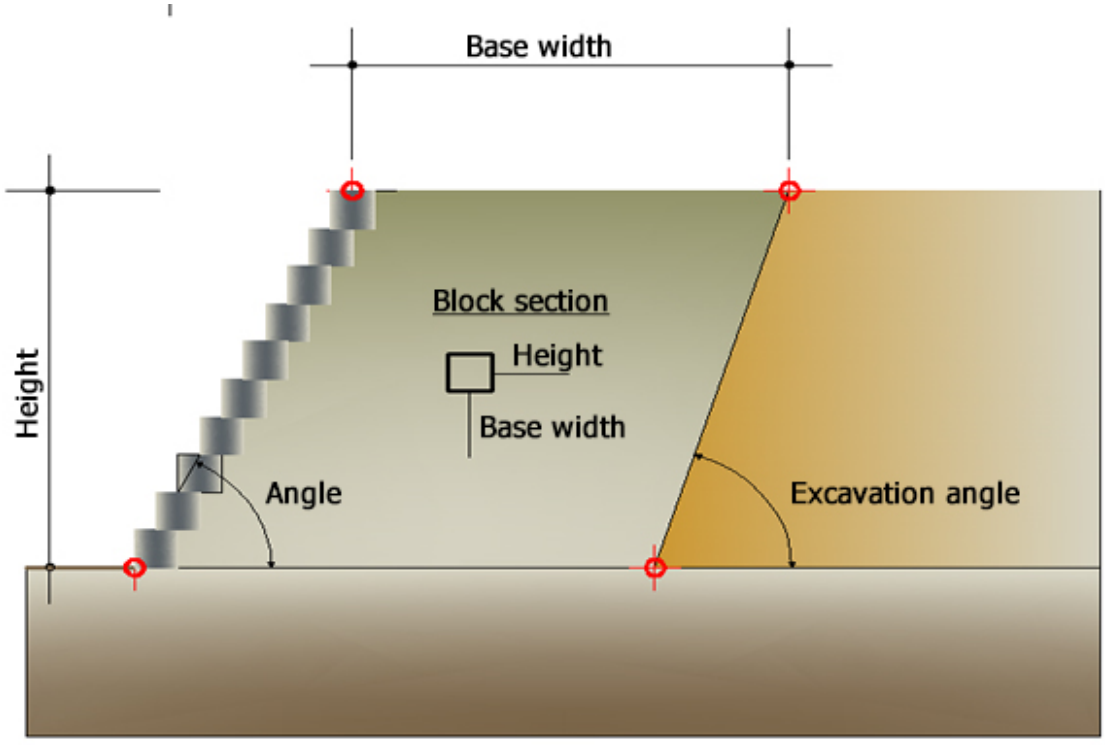
Poligonul poate fi definit prin puncte, prin introducerea manuală a coordonatelor X, Y în tabel, sau prin generare automată, caz în care profilul geometric poate fi fie cu pantă constantă, fie în trepte.
În cazul în care se alege modul de generare automată, datele de input necesare sunt:

- unghiul intern al poligonului de armare, unghiul pe care îl formează profilul pantei cu orizontala;
- înăl imea i lă imea poligonului de armare.




*Generarea automată a geometriei, date de input*

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




*Generarea automată a geometriei, date de intrare*

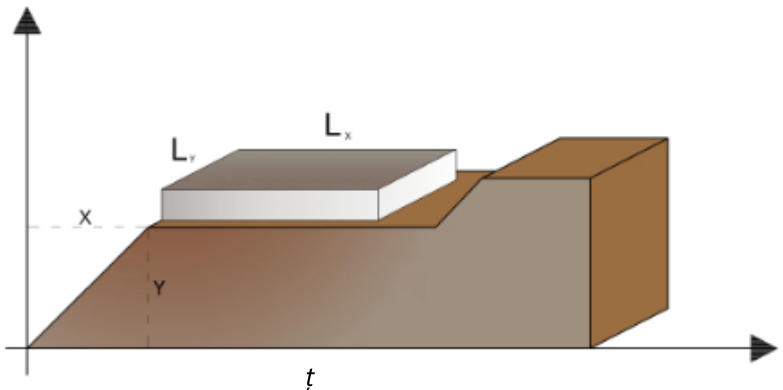
În "Geometrie" este posibilă definirea dimensiunilor geometrice ale fundației, fiecare dată introdusă trebuie confirmată cu tasta "Aplică" pentru a fi activă.
Pentru a șterge, este suficient să selectați toate valorile numerice din tabel și să le ștergeți de la tastatură cu ajutorul tastei "Canc" sau, 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*

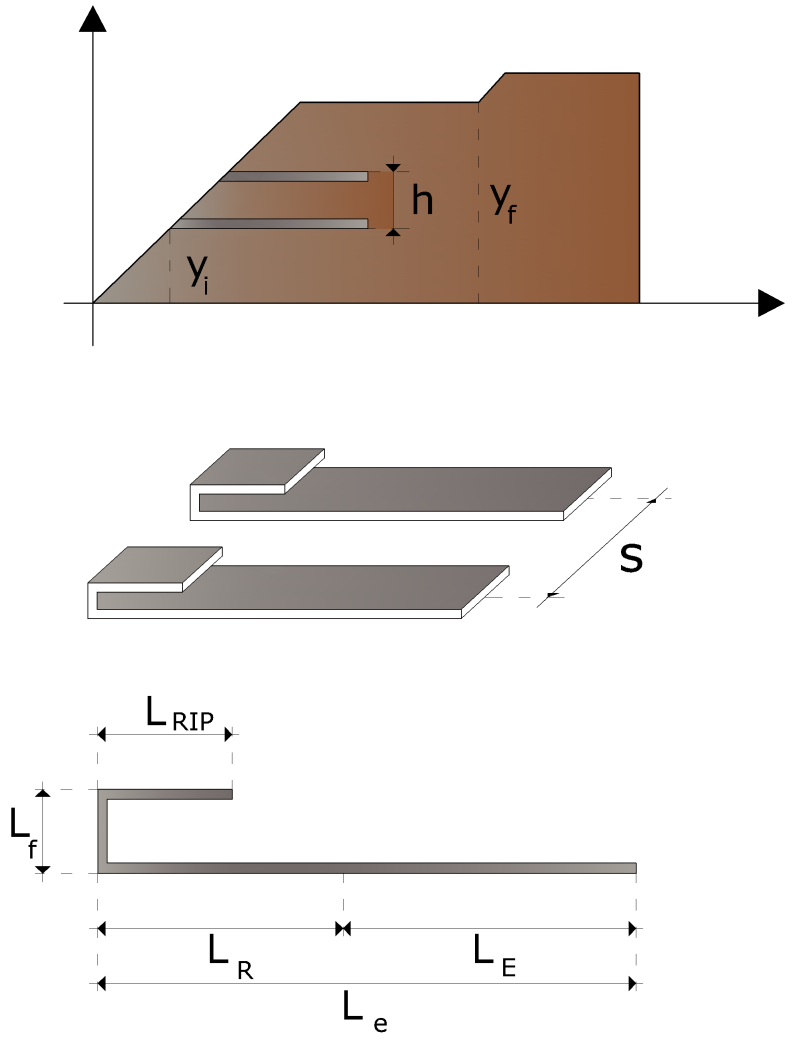
## 2.6 Poziția armături

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 95"
- Lungimile:
- Îndoire $L_{RIP}$
- Frontală $L_f$
- Totală $L_t$

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




*Definire geometrie armături*

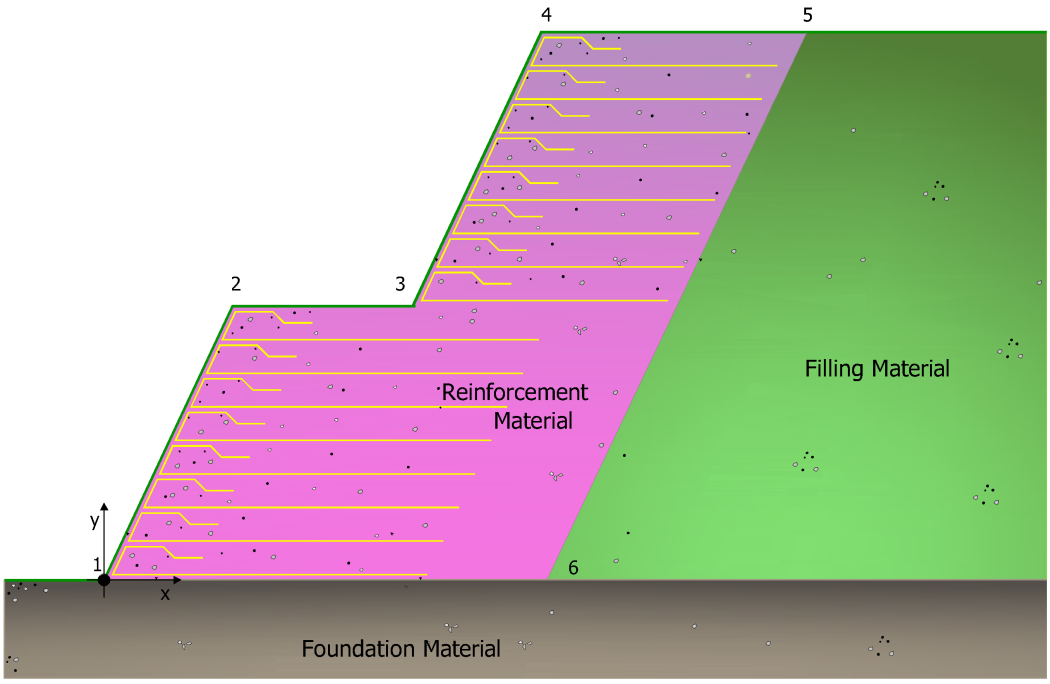
**Generare automată a armăturilor**

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 asigna 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 asignat unghiul de frecare teren armătură.

**Material de umplere**

Este materialul de umplere din spatele pământului armat. Trebuie asignate 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 trebuiesc 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 siguranță 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 fețelei 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;*

- *rezistență la desfacere;*
- *rezistență 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 carteziene 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;*
- *rezistență 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 rezistenta 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 rezistenta 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:

$$tg\varphi = AB\left(\frac{N}{\sigma_c} - T\right)^{B-1}$$

$$c = A\sigma_c\left(\frac{N}{\sigma_c} - T\right)^{B} - Ntg\varphi$$

unde:

$\sigma_c$ 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 rocii | Calcare Dolomite Marne | Argilite Gresii Şisturi | Arenite Cuartite | Andezite Bazalturi Riolite | Amfibolite Gneiss Granite Gabrouri |
|---|---|---|---|---|---|
| RMR =100 Q = 500 | A = 0.816 B = 0.658 T = -0.140 | 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 = 0.651 B = 0.679 T = -0.028 | 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 = 0.369 B = 0.669 T = -0.006 | 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 = 0.198 | A = 0.234 | A = 0.280 | A = 0.295 | A = 0.346 |

| Litotip Calitatea rocii | Calcare Dolomite Marne | Argilite Gresii Şisturi | Arenite Cuartite | Andezite Bazalturi Riolite | Amfibolite Gneiss Granite Gabrouri |
|---|---|---|---|---|---|
| | B = 0.662 T = -0.0007 | 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 = 0.115 B = 0.646 T = -0.0002 | 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 = 0.042 B = 0.534 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 |

*Relaţia între clasificarea rocilor şi parametrii A, B şi T*

# 4 SLOPE/DEM

Cu această metodă terenul este modelat ca o serie de elemente discrete (fâşii) şi ţine cont de compatibilitatea reciprocă dintre fâşii. În acest scop fiecare fâşie şi fâşiile adiacente şi 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 fâsii**

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 rezistenta 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 $\omega^a$, $\omega^b$ 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:

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

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

Luâm $n_i^p$ astfel încât acesta să fie vectorul normal pe fața fâșiei A în punctul P, spre interior definit de $n_i^p$ = (cosα, sinα) unde a este unghiul dintre axa X și vectorul $n_i^p$. Vectorul sip, perpendicular pe vectorul $n_i^p$, va fi definit de $s_i^p$ = (-sinα, cosα).

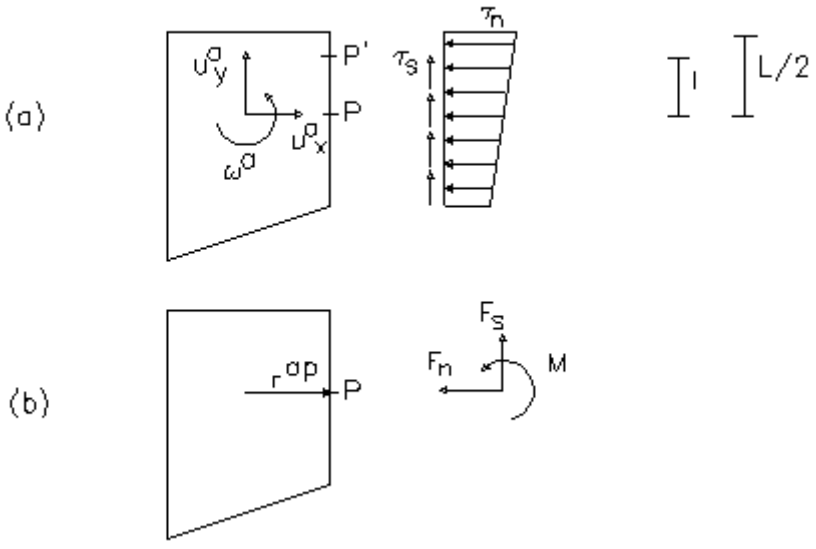



**Figura 7.1.1** (a) Tensiuni normale și tangențiale ; (b) Forțe și momente echivalente la interfață

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

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

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:

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

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:

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

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

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

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, cași în Fig. 7.1.2.

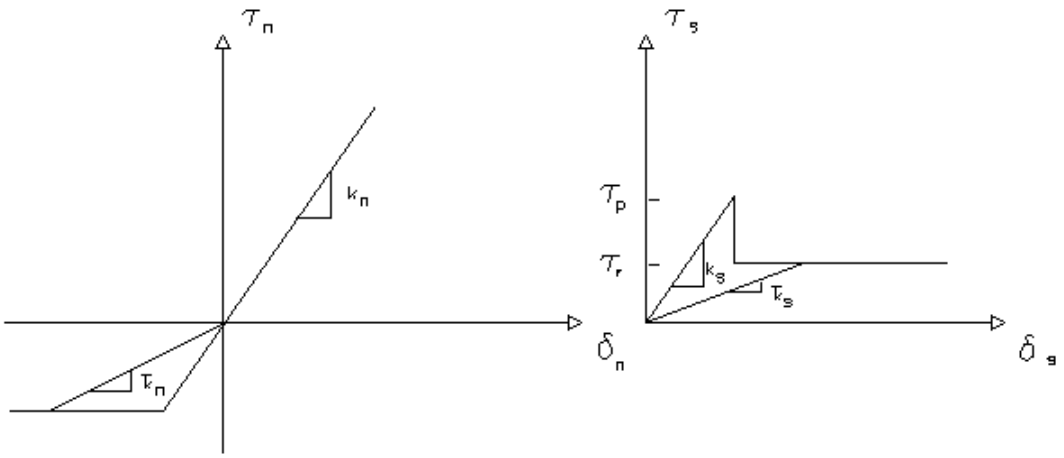



**Figura 7.1.2** - Reprezentarea metodei rigidității secante, definirea constantelor echivalente 'Kn, 'Ks

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:

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

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:

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

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

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

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:

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

matricea [c] este dată de produsul următoarelor matrici:

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

Făcând referire la Ec. 12, pentru fiecare fâșie putem scrie cele trei ecuații de echilibru a forțelor și momentelor, obținând un sistem de 3 × 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 $u_x$, $u_y$ ed $\omega$, 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 $\omega$, dintre care trei sunt cunoscute, adică $f_x$ și m sunt egale cu zero.
Rezolvând sistemul 3 × N ecuații se găsesc cele 3 x 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 alungiri, prin intermediul relațiilor forte-alungiri (Ec. 4 și 9), se pot afla forțele normale și tangențiale. Se pot afla de asemenea tensiunile normale $\sigma_n$ și tangențiale $\tau_s$ 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, vitezași deplasările
- Se pot printa și exporta toate graficele

Vezi și Generare accelerogramă 115

## 5.2 Generare accelerogramă

### Generarea accelerogramei

Acțiunea 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 cunoaștere 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 parametrii 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: distanta 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:

$$a(t) = a \cdot \sum Cn \cdot \cos(\omega_n \cdot t - \phi_n) \qquad (1)$$

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 Cn sunt coeficienții de dezvoltare ca sumă Fourier normalizați. Aceștia descriu conținutul de frecvență al miscării, întrucât furnizează importanța relativă a diverselor componente elementare de frecventă $\omega_n$. Diagrama coeficienților $\omega_n$ în funcție de frecvențele wn reprezintă spectrul FOURIER al evenimentului seismic.

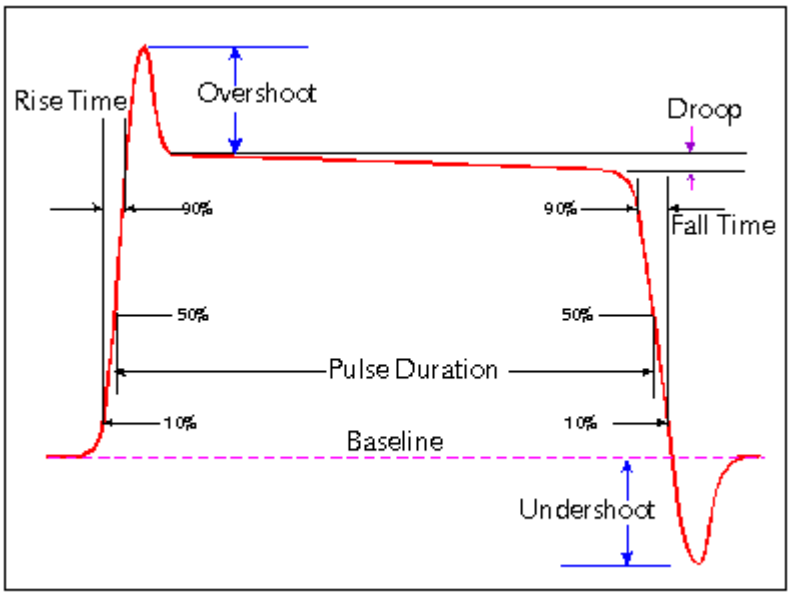
Coeficienții Cn sunt normalizați astfel încât suma la membrul secund al relației (1) să aibă valoarea maximă unitară, astfel încât să rezulte:

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

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 $\phi_n$ sunt unghiurile de fază, unu pentru fiecare componentă armonică, cuprinși între 0 și 2p.

**Rise Time**
Timpul pentru a ajunge la accelerația maximă




representative pulse waveform

# 6 NORMATIVE

## 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 Coeficienţi parţiali de siguranță

| Coeficienţi parţiali | |
|---|---|
| **pentru acţiuni ($\gamma_F$)** sau efectele acţiunilor **($\gamma_E$)** | |
| - Permanente | nefavorabile |
| | favorabile |
| - Variabile | nefavorabile |
| | favorabile |

**pentru parametrii pământului ($\gamma_M$)**

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

**de rezistenţă ($\gamma_R$) pentru fundaţii de suprafaţă**

- capacitate portantă
- alunecare

**de rezistenţă ($\gamma_R$) pentru piloţi de îndesare**

- pe bază
- pe suprafaţa laterală (compresiune)
- totală/combinată (compresiune)
- pe suprafaţa laterală (tracţiune)

**de rezistenţă ($\gamma_R$) pentru piloţi foraţi**

- pe bază
- pe suprafaţa laterală (compresiune)
- totală/combinată (compresiune)
- pe suprafaţa laterală (tracţiune)

**de rezistenţă pentru piloţi cu burghiu continuu**

- pe bază
- pe suprafaţa laterală (compresiune)
- totală/combinată (compresiune)
- pe suprafaţa laterală (tracţiune)

| |
|---|
| **de rezistenţă ($\gamma_R$) pentru ancoraje pretensionate** |
| - temporară |
| - permanentă |
| **de rezistenţă ($\gamma_R$) pentru lucrări de susţinere** |
| - capacitate portantă |
| - rezistenţa la alunecare |
| - rezistenţa pământului |
| **de rezistenţă ($\gamma_R$)pentru taluzuri şi pentru stabilitatea generală** |
| - rezistenţa pământului |

### 6.1.2 Proiectarea geotehnică a masivelor de pământ În pantă

## 11.1.Generalităţi

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

- excavaţii (inclusiv lucrările de susţinere),
- rambleuri (diguri, baraje mici şi lucrări de infrastructură),
- fundaţii pe pante sau în apropierea acestora,
- combaterea alunecărilor de teren.

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

Stările limită care trebuie luate în considerare la verificarea stabilităţii generale sunt la latitudinea proiectantului, în funcţie de tipul de lucrare, urmărind a fi îndeplinite cerinţele fundamentale de stabilitate, de deformaţii limită, de durabilitate şi de siguranţă atât ale lucrării propriu-zise, cât şi ale vecinătăţilor.

Pentru calculul la stări limită, acţiunile (forţe, 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 conţine o listă a acţiunilor, ca şi principiile ce o însoţesc (5-9 P), referitoare la durata şi tipul acţiunilor permanente nefavorabile (sau destabilizatoare), respectiv favorabile (sau stabilizatoare).

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

În cazul rambleurilor trebuie avute în vedere unele aspecte specifice:

- condiţiile referitoare la alegerea cotei de fundare pentru asigurarea capacităţii portante a terenului şi stabilitatea corpului rambleului, recomandând şi soluţii posibile;
- acţiunile pe care rambleul le impune structurilor adiacente;
- situaţiile de proiectare speciale legate de efecte din procesul tehnologic de execuţie (neomogenităţi ale materialelor din corpul rambleului), efecte ale unor structuri ce vor fi realizate adiacent, efecte ale acţiunii apei;
- sunt obligatorii verificările referitoare la:
  - pierderea stabilităţii generale şi locale (în cuprinsul pantei, la coronament, curgere lentă prin îngheţ - dezgheţ), prin cedări cauzate de eroziune internă şi/sau de suprafaţă;
  - deformaţii ale rambleului (tasări, deplasări, inclusiv cele produse de acţiuni hidraulice).

Problemele de stabilitate generală trebuie tratate şi verificate pe baza unei experienţe comparabile. În acest sens, atunci când verificarea stabilităţii nu poate fi efectuată cu suficentă claritate, înainte de începerea proiectării se recomandă completarea investigaţiilor geotehnice şi, 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 experienţei, pentru etapa de proiectare, fiind apoi obligatorii studii de detaliere (conform normativului NP 074).
O situaţie des întâlnită în practica inginerească o constituie cea a unor amplasamente considerate necorespunzătoare din condiţii de stabilitate. În acest caz, utilizarea va fi condiţionată de adoptarea unor măsuri de stabilizare, a căror eficienţă trebuie dovedită printr- un nou calcul de stabilitate în cadrul unui proiect specific.

Este obligatoriu ca prin proiectare să se asigure că toate activităţile de construcţie prevăzute pentru un amplasament pot fi planificate şi realizate astfel încât apariţia unei stări limită de serviciu să fie suficient de improbabilă.

Normativul NP 120 referitor la excavaţii adânci în zone urbane are o serie de prevederi specifice referitoare la planificarea şi realizarea lucrărilor ţinând seama de condiţionările impuse de existenţa vecinătăţilor (de exemplu deplasări).

Aceste cerinţe trebuie avute în vedere la elaborarea proiectelor şi caietelor de sarcini specifice.

În soluţiile proiectate pentru asigurarea stabilităţii masivelor de pământ în pantă şi a construcţiilor amplasate în aceste condiţii, pot fi utilizate diferite soluţii constructive, precum:

- pentru creşterea stabilităţii: geometrice (pante, berme), mecanice (lucrări de susţinere, ancoraje, bulonare, ţintuire),
- pentru protecţia taluzurilor (etanşare, acoperire cu beton, vegetalizare),
- pentru controlul prezenţei apei (drenaj),
- combinaţii ale acestora.

#### 6.1.2.1 Aspecte specifice de calcul

## Calcule la starea limită ultimă

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

Conform prevederilor SR EN 1997-1/NB, abordările de calcul utilizate sunt Abordarea 1 şi Abordarea 3, care sunt esenţiale pentru modul în care se vor alege şi utiliza valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru a se stabili valorile de calcul ale acţiunilor, rezistenţelor şi parametrilor de rezistenţă ai materialelor.

Astfel, **Abordarea de calcul 1** permite utilizarea a două grupări şi seturi de coeficienţi parţiali de siguranţă pentru a verifica faptul că nu se atinge în nici o stare limită (GEO şi STR) cedarea sau deformaţia excesivă.

- Gruparea 1 **A1+ M1+R1**
- Gruparea 2 **A2+M2+R1**

În acest caz, coeficienţii parţiali de siguranţă se aplică asupra acţiunilor şi parametrilor de rezistenţă ai terenului.

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

- Pentru stările limită STR şi GEO seturile de coeficienţi parţiali de siguranţă $A_1$ şi $A_2$ de aplicat asupra acţiunilor ($\gamma_F$) sau efectelor acţiunilor ($\gamma_E$) sunt cele din tabelul A3
- Coeficienţii parţiali de siguranţă pentru parametrii pământului sunt grupaţi în seturile $M_1$ şi $M_2$ având valorile din tabelul A4.
- Coeficienţii parţiali de siguranţă de rezistenţă $\gamma_{R;e}$ pentru seturile $R_1$, au valorile din tabelul A14.

În **Abordarea de calcul 3**, conform SR EN 1997-1, în cazul calculului stabilităţii taluzurilor sau al stabilităţii generale, acţiunile aplicate asupra terenului (ex.: de la structură, din trafic) sunt tratate drept acţiuni geotehnice, astfel încât gruparea seturilor de coeficienţi parţiali de siguranţă este:

- **A2+M2+R3**

În această abordare, coeficienţii parţiali de siguranţă sunt aplicaţi asupra acţiunilor geotehnice şi asupra parametrilor de rezistenţă ai terenului.

**COMENTARIUL 1.** Pe baza valorilor coeficienţilor parţiali de siguranţă corespunzători celor două abordări de calcul (1 şi 3) şi seturilor aferente din tabelele A3, A4 şi A14 din SR EN 1997-1, se observă că, în cazul stabilităţii taluzurilor şi al stabilităţii generale, Abordarea de calcul 1 - gruparea 2, devine identică cu Abordarea de calcul 3. De aceea, pentru probleme de stabilitate a taluzurilor şi de stabilitate generală se va utiliza Abordarea de calcul 1 cu cele 2 grupări, ţinând 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 şi cu cealaltă grupare. Totuşi grupări diferite se pot dovedi critice pentru aspecte diferite ale aceluiaşi proiect "

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

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

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

– **Modelarea masivului de pământ şi mecanismul de cedare**
  - stratificaţie: teren omogen sau complex (natură, parametrii geotehnici)
  - prezenţă şi înclinare a unor discontinuităţi
  - prezenţa apei - regim hidrodinamic (presiunea apei din pori)
  - tipul de cedare (în masiv, curgere pe pantă, alunecări vechi, alunecări reactivate, etc.)
  - forma suprafeţei de cedare (circulară, oarecare, strate cu rezistenţă la forfecare redusă, blocuri, etc.).

– **Ipotezele de calcul**
  - stabilitate pe termen scurt şi pe termen lung (etapa de execuţie şi etapa de exploatare)
  - deformaţii de curgere lentă datorate forfecării
  - simultaneitate posibilă a acţiunii seismice şi a saturării masivului de pământ
  - variaţii rapide ale nivelului apei subterane
  - cedarea combinată a unor elemente structurale şi 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 acţiunea acesteia, prin ipotezele bazate pe condiţiile cele mai nefavorabile:

- nivele de calcul ale apei corespunzătoare situaţiilor critice,

- condiţii hidraulice defavorabile (regim hidrodinamic permanent pentru nivel maxim apă subterană, coborâre rapidă, nivel apă liberă),
- nefuncţionarea sistemelor constructive hidraulice (ecrane etanşe, 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 şi a regulei 12, din SR EN 1997-1 din care rezultă că la analiza stabilităţii 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 siguranţă general $F_s$ (determinarea suprafeţei celei mai nefavorabile de cedare) utilizând valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici, după caz valori superioare sau inferioare. Se recomandă utilizarea experienţei 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 siguranţă $F_s$ (factor de stabilitate) la alunecare minim admisibil. Conform SR EN 1997-1, paragraful 2.4. este necesară verificarea condiţiei $E_d<R_d$ cu luarea în considerare a abordărilor de calcul corespunzătoare şi a coeficienţilor parţiali de siguranţă aferenţi ($E_d$ valoarea de calcul a efectului acţiunilor, $R_d$ valoarea de calcul a rezistenţei faţă de o acţiune).

Impunerea unui coeficient de siguranţă $F_s$ minim admisibil pentru diferite ipoteze de calcul corespunde unei evaluări preliminare a stabilităţii şi se efectuează cu valori caracteristice (nu de calcul) ale parametrilor rezistenţei 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 siguranţă) $F_s$, în literatura de specialitate, pentru a se putea realiza comparaţii, s-a propus introducerea unui "factor de supra-dimensionare", notat cu ODF (over-design factor), definit astfel:

- la metoda clasică (fară abordare SR EN 1997-1):

  ODF = $F_{s\ rezultat}$ / $F_{s\ admisibil,}$ în care $F_s$ admisibil are o valoare impusă de proiectant sau de beneficiar, diferită pentru calculele în regim static şi, respectiv, pentru calcul la cutremur.

- pentru Abordarea de calcul 1, gruparea 1:

ODF = $F_{s\ rezultat}$ / 1.35, cu următoarele precizări:

- conform setului A1 de coeficienţi parţiali de siguranţă, $\gamma_G$ = 1.35 pentru masa de pământ în zona impingerii active şi $\gamma_G$ = 1.00 pentru masa de pământ în zona rezistenţei 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 coeficienţii parţiali de siguranţă prevăzuţi 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:

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

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

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

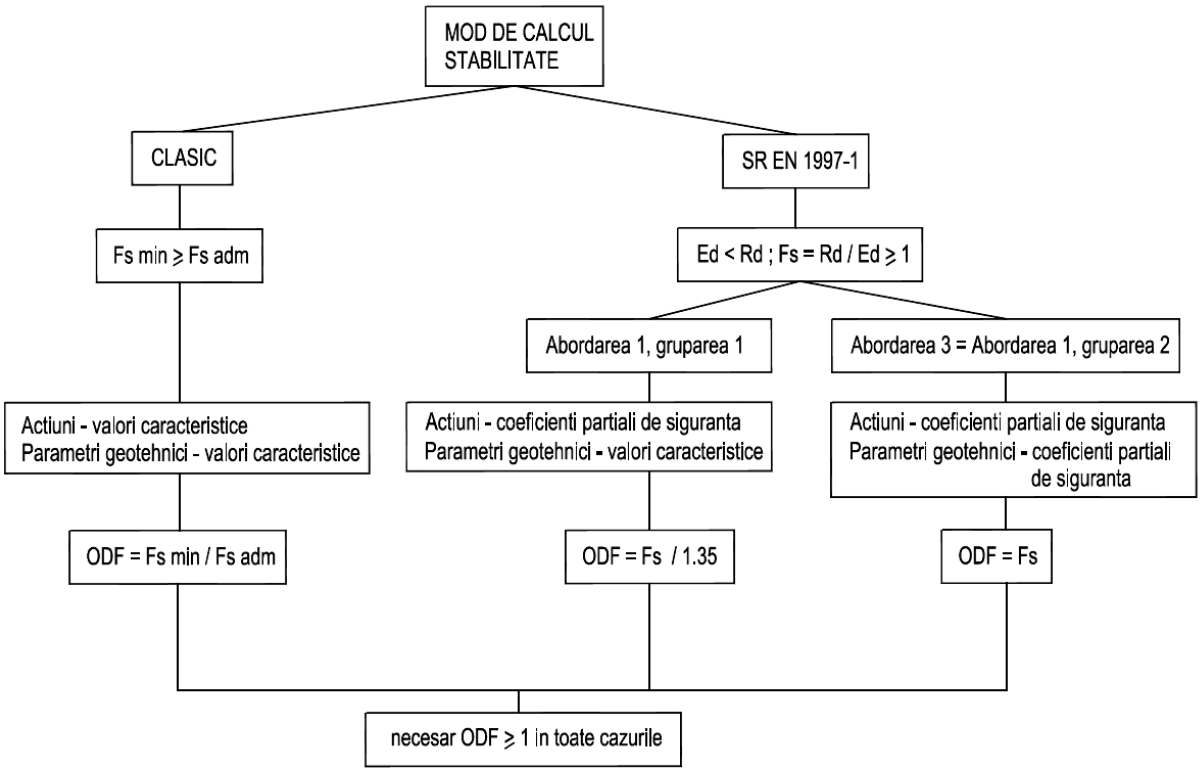



**Figura 11.1** – Schema logică a modului de calcul la stabilitate

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

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

La **verificarea stabilităţii excavaţiilor** este obligatoriu a fi respectate principiile şi regulile din normativul NP 120.
Acestea se referă la asigurarea stabilităţii vecinătăţilor din apropierea excavaţiilor (structuri, drumuri, reţele existente) şi la evaluarea stabilităţii fundului excavaţiei.

#### 6.1.2.2 Calcul la starea limită de serviciu

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

În cazul rambleurilor se atrage atenţia asupra situaţiei în care condiţiile de fundare sunt dificile (rezistenţă redusă, compresibilităţi foarte mari). În astfel de cazuri, procesul de execuţie trebuie adaptat pentru a nu depăşi capacitatea portantă şi tasările admisibile, sau se prevede îmbunătăţirea (stabilizarea) terenului, urmărind ca volumul tratat să aibă o extindere suficient de mare pentru limitarea deformaţiilor.

Calculul la starea limită de serviciu impune demonstrarea prin proiect că deformaţia rambleului sub efectul acţiunilor de calcul nu produce întreruperi ale exploatării structurilor, drumurilor sau instalaţiilor aflate pe sau în vecinătatea rambleului.

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

unde:

$E_d$ valoarea de calcul a efectului acţiunilor

$C_d$ valoarea de calcul limită a efectului acţiunilor.

Pentru a obţine acţiunile de calcul, coeficienţii parţiali de siguranţă sunt, în general, unitari.
Valorile deformaţiilor limită sunt stabilite funcţie de tipul structurilor de pe rambleu.

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

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

- prin calcul
  - o *la pante naturale*: limitarea rezistenţei la forfecare mobilizată utilizată în modelare,
  - o **la rambleuri**: luarea în considerare a naturii şi a proprietăţilor diferite ale materialelor

  din corpul rambleului şi din terenul de fundare, ceea ce implică adaptarea unor valori

  ale rezistenţelor în concordanţă cu valorile compatibile ale deformaţiilor materialelor, inclusiv în cazul terenului de fundare îmbunătăţit (mobilizarea parametrilor rezistenţei la forfecare cu deformaţiile).
- în mod direct
  - o *etapizarea execuţiei*, ceea ce implică verificări pentru fiecare fază (condiţii de încărcare diferite),
  - o observarea deformaţiilor şi prevederea unor acţiuni de intervenţie pentru limitarea deformaţiilor când acestea se apropie de valorile admisibile (metoda observaţională bazată pe monitorizare).

Pentru situaţiile în care din calcul a rezultat posibilitatea apariţiei stărilor limită este obligatorie prevederea activităţilor de monitorizare.

În SR EN 1997-1, ca şi în reglementările tehnice aplicabile în vigoare, sunt prezentate elementele şi 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 stabilităţii generale pentru stările limită ultime GEO şi STR, pentru lucrări de pământ: rambleu, debleu şi dig.

Calculele s-au efectuat cu un program de calcul bazat pe metode de echilibru limită.

## Date de intrare şi ipoteze:

**1. Rambleu**

S-a luat în considerare o secţiune de rambleu de autostradă având lăţimea platformei de 30m, înălţimea de 6m şi panta taluzelor de 1:2.

Suprasarcina din trafic luată în calcul, q = 26 kPa, este echivalentă cu o înălţime de umplutură de 1.30m.

Suprafaţa 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 rezistenţei la forfecare sunt:

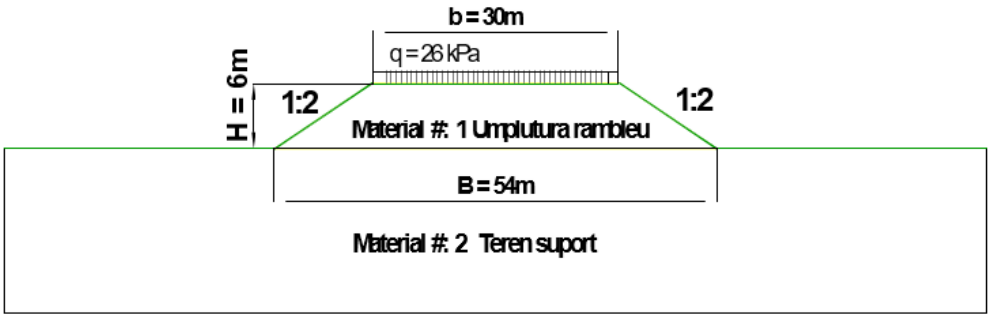
**Cazul 1** – material necoeziv: $O'_{c1} = 33^0$ ; $c'_{c1} = 1$ kPa

**Cazul 2** – material coeziv: $O'_{c1} = 15^0$ ; $c'_{c1} = 25$ kPa

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

$O'_{c2} = 12^0$ ; $c'_{c2} = 13$ kPa.

În ambele cazuri, greutatea volumică a straturilor s-a luat egală cu 20 kN/m$^3$.




**2. Debleu**

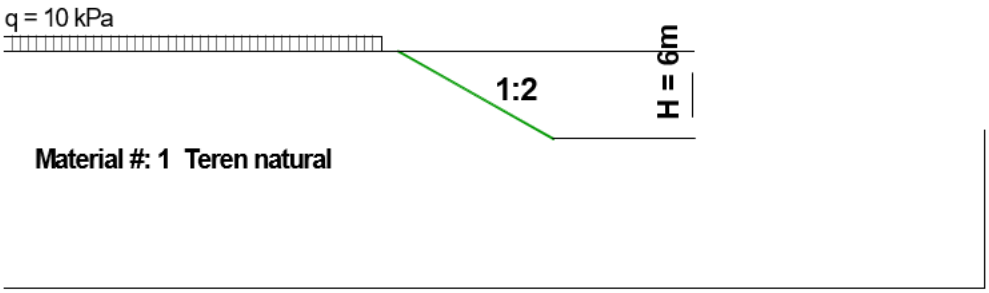
S-a luat în considerare o secţiune de debleu de autostradă având lăţimea platformei de 30m, înalţimea de 6m şi panta taluzelor de 1:2.

Suprasarcina pe suprafaţa terenului adiacentă debleului a fost luată în calcul cu o valoare $q$ = 10 kPa.

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

Parametrii caracteristici ai rezistenţei la forfecare pentru terenul natural (reprezentat printr-un singur strat) sunt: $O'_c = 13^0$ ; $c'_c = 15$ kPa.

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




### 3. Dig

S-a luat în considerare o secţiune de dig având lăţimea la partea superioară de 5m, înălţimea de 6m şi panta taluzelor de 1:2.

Suprafaţa 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 înălţime de 1.5m.

Nu s-a luat în considerare o suprasarcină din trafic la nivelul superior al digului.

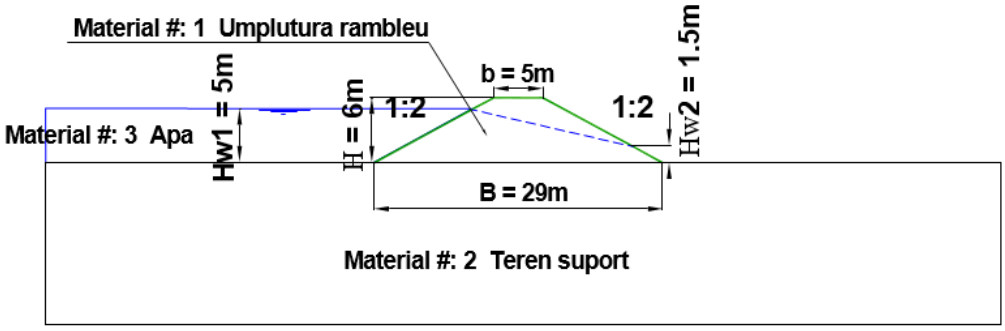
Parametrii caracteristici ai rezistenţei la forfecare pentru materialul de umplutură din corpul digului - stratul 1 (material coeziv) sunt:

$O'_{c1} = 15^0$ ; $c'_{c1} = 25$ kPa

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

argilos plastic consistent) sunt:

$O'_{c2} = 15^0$ ; $c'_{c2} = 14$ 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 situaţii distincte:

**a) conform metodologiei clasice**, verificarea efectuându-se pe baza factorului de stabilitate admisibil, astfel încât $F_s^{\text{min efectiv}} \geq F_s^{\text{admisibil}}$.

**Observaţie**: *De regulă, valoarea factorului de stabilitate admisibil în condiţii statice se ia egală cu 1.5.*

În această situaţie, ca date de intrare la caracteristicile terenului s-au introdus valorile caracteristice ale parametrilor rezistenţei la forfecare ($O'_c$; $c'_c$).

**b) conform SR EN 1997-1,** pentru verificarea la starea limită GEO/STR utilizându-se Abordarea de calcul 1, gruparea 1 **(A1+M1+R1).**

Coeficienţii parţiali de siguranţă pentru acţiuni sau efectele acţiunilor corespunzători setului A1 sunt egali ca valoare cu coeficienţii de multiplicare ai încărcărilor pentru situaţii de proiectare permanente şi tranzitorii (STR/GEO), corespunzători setului B din tabelul **NA A1.2 (B)** – din SR EN 1990/NA.

Coeficienţii parţiali de siguranţă corespunzători setului M1 asupra parametrilor rezistenţei 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 stabilităţii taluzurilor sau al stabilităţii generale, acţiunile aplicate asupra terenului (acţiunile provenite de la structură, încărcările date de trafic) sunt tratate drept acţiuni geotehnice, folosindu-se setul A2 de coeficienţi parţiali. 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 coeficienţii parţiali de rezistenţă ($\gamma_R$) pentru taluzuri şi pentru stabilitatea generală sunt egali cu unitatea, pentru ambele seturi R1 şi R3 - tabelul A.14(RO).

Coeficienţii parţiali de siguranţă pentru acţiuni sau efectele acţiunilor corespunzători setului A2 sunt egali ca valoare cu coeficienţii de multiplicare a încărcărilor pentru situaţii de proiectare permanente şi 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 rezistenţei la forfecare, aplicându-se coeficienţii parţiali de siguranţă corespunzători setului M2 asupra parametrilor rezistenţei 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 acceleraţiei terenului pentru proiectare $a_g$ = 0.12g, în două situaţii distincte:

**a) conform metodologiei clasice,** verificarea efectuându-se pe baza factorului de stabilitate admisibil, astfel încât $\mathbf{F_S}^{\text{min efectiv}} \geq \mathbf{F_s}^{\text{admisibil}}$.

**Observaţie**: *De regulă, valoarea factorului de stabilitate admisibil la încărcări dinamice (seism) se ia egală cu* ***1.1.***

În această situaţie, ca date de intrare la caracteristicile terenului s-au introdus valorile caracteristice ale parametrilor rezistenţei la forfecare.

**b) conform SR EN 1997-1, SR EN 1990/NA, SR EN 1998-1, SR EN 1998-5 şi SR EN 1998- 5/NA** pentru verificarea la starea limită GEO.

Coeficienţii parţiali de siguranţă pentru acţiuni sau efectele acţiunilor în calculul la cutremur sunt egali cu unitatea, conform SR EN 1990/NA, pct. A1.3.2 şi tabelul **NA A1.3.** Ca date de intrare, la caracteristicile terenului s-au introdus valorile de calcul ale parametrilor rezistenţei la forfecare, aplicându-se coeficienţii parţiali specificaţi 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 forţei seismice intervine, conform SR EN 1998-5, pct. 4.1.3.3 nota (5), şi parametrul caracteristic al tipului de pământ definit în clasele menţionate în SR EN 1998-1, la pct. 3.2.2.2. Acesta poate avea valori între 1 şi 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 $\gamma$ și $\xi$ pot fi stabilite de anexa națională. Următoarele valori pentru $\gamma$ și $\xi$ sunt reco

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

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

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

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

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

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

**NOTĂ 3:** Valorile caracteristice pentru toate acțiunile permanente ale unei surse sunt multiplicate cu $\gamma_{Gsup}$

**NOTĂ 4:** Pentru verificări particulare, valorile pentru $\gamma_G$ și $\gamma_Q$ pot fi împărțite în $\gamma_g$ și $\gamma_q$ 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 $\gamma$ pot fi stabilite de anexa națională. Valorile recomandate pentru setul $\gamma$ 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 câand este defavorabilă (0 când este favorabilă) |

**Tabelul A1.3** - Valori de calcul ale acţiunilor pentru utilizarea în grupările de acţiuni accidentale şi seismice

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

#### 6.1.3.2 Rezultate obţinute şi 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 condiţiei:

$$E_d \leq R_{d,}$$

în care:

$E_d$ este valoarea de calcul a efectului acţiunilor

$R_d$ este valoarea de calcul a rezistenţelor (reprezentată prin rezistenţa la forfecare admisibil disponibilă), ceea ce conduce la un factor de stabilitate admisibil $F_s^{admisibil}$= 1.00.

În metoda clasică, condiţia de verificare ce trebuie îndeplinită atât în condiţii statice, cât şi la cutremur este:

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

Pentru a putea compara rezultatele obţinute după metoda clasică şi după standardele (Eurocoduri) enumerate la pct.II.b) de mai sus, se utilizează factorul de supra-dimensionare ODF definit astfel:

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

Rezultatele calculelor de stabilitate sunt centralizate în tabelele de mai jos:

**Rambleu**

*Cazul 1 material necoeziv (figurile A7.1...A7.5)*

| | **CALCUL STATIC** | | | **CALCUL SEISMIC** | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Cazul 1a (clasic) | Cazul 1b (EC) | Cazul 1c (EC) | Cazul 1d (clasic) | Cazul 1e (EC) |
| $F_s^{min}$ rezultat | 1.512 | 1.497 | 1.197 | 1.146 | 1.043 |
| ODF | 1.008 | 1.109 | 1.197 | 1.042 | 1.043 |
| Observaţii | 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 |
| Observaţii | 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 |
| Observaţii | 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 (*) |
| Observaţii | defavorabil | | | | defavorabil |

EC = Eurocoduri

(*) **Notă:** Pentru terasamentul de autostradă (rambleu şi 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 (căruia 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.

**Comparaţii şi concluzii**

S- u constatat următoarele:

- calculul la cutremur conform Eurocodurilor este mai defavorabil faţă de calculul realizat prin metoda clasică.
- calculul conform metodei clasice, în regim static, este mai defavorabil faţă de calculul realizat după Eurocoduri **numai în cazul în care $F_s^{limita}$=1.5.** Dacă $F_s^{limită}$=1.3, rezultă mai defavorabil calculul conform Eurocodurilor.

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

### GHID PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURILOR DE PĂMÂNT ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE ŞI 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 referinţa standardele romane în vigoare la data redactării, cât şi cele europene preluate ca standarde naţionale în domeniul materialelor geosintetice, prezentând în acelaşi timp şi 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 dispoziţia proiectanţilor o metodologie generala de proiectare, cât şi unele metode specifice de calcul, având caracter orientativ.

### 6.2.1 Principiile proiectării conform EUROCODE

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

**Partea 1 -** Reguli generale, pentru fiecare situaţie de proiectare geotehnica trebuie verificată atingerea stărilor limită definite în SR EN 1990: 2004.

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

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

EUROCODE 7 stabileşte ca orice interacţiune dintre structură şi teren trebuie luată în considerare la determinarea acţiunilor 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:

$$\mathbf{F_d=\gamma_F x F_{rep}} \quad (5.1)$$

unde:

- $\gamma_F$ este factorul parțial aplicat acțiunilor;
- $F_{rep}$ este valoarea reprezentativă a acțiunii: $\mathbf{F_{rep} = \psi \ x \ F_k}$ (5.2)
- $\psi$ este un factor de conversie a valorilor caracteristice ale acțiunilor în valori reprezentative și poate fi egal cu 1.0 sau subunitar (notat $\psi_0$, $\psi_1$ sau $\psi_2$),
- $F_k$ valoarea caracteristică a acțiunilor.

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

În ceea ce privește determinarea **valorilor de proiectare ale parametrilor geotehnici**, *Xd*, ea se realizează conform relației următoare:

$$\mathbf{Xd = Xk / \gamma M} \quad (5.3)$$

unde:

- Xk este valoarea caracteristică a proprietății geotehnice,
- $\gamma$M este factorul parțial de material aplicat caracteristicilor geotehnice.

Valorile factorului parțial de material, $\gamma_M$ 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 $\gamma_F$) sau efectelor lor (E- multiplicare cu $\gamma_E$), proprietăților geotehnice (X - divizare la $\gamma_M$) sau rezistențelor (R - divizare la $\gamma_R$). 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 nesemnificativa în asigurarea rezistenței (EQU);

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

**Pentru *verificarea la SLU de tip EQU* se aplică urmatoarea formulă:**

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

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:**

$$\mathbf{E_d \leq R_d} \qquad (5.5)$$

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 (referință SR EN 1997-1 :2004)*

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

**Tabelul 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 tanϕ') | $\gamma_{\phi}$ | 1.25 |
| Coeziune efectivă | $\gamma_{c'}$ | 1.25 |
| Rezistența la forfecare nedrenată | $\gamma_{cu}$ | 1.40 |
| Rezistența la compresiune monoaxială | $\gamma_{qu}$ | 1.40 |
| Greutate volumică | $\gamma_{\gamma}$ | 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 | $\gamma_G$ | 1.35 | 1.0 |
| | favorabilă | | 1.0 | 1.0 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Variabilă | Defavorabilă | $\gamma_Q$ | 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$\phi$') | $\gamma_\phi$ | 1.0 | 1.25 |
| Coeziune efectivă | $\gamma_{c'}$ | 1.0 | 1.25 |
| Rezistența la forfecare nedrenată | $\gamma_{cu}$ | 1.0 | 1.4 |
| Rezistența la compresiune monoaxială | $\gamma_{qu}$ | 1.0 | 1.4 |
| Greutate volumică | $\gamma_\gamma$ | 1.0 | 1.0 |

**Tabelul A.5.**

*Factori parțiali pentru lucrări de sprijin pentru verificăirile 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)*

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

**Pentru *verificarea la SLEN* în teren sau în secțiunile structurale se aplica următoarea formula:**

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

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 eu 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 însa, 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 armătură 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/armătură. Interacțiunea teren/armătură presupune și transmiterea încărcărilor de la teren la armătură, 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 egala 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 urma 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 diferitelor 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 acestia 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 execuției și ale mediului* asupra proprietăților. Fiecare dintre acesti 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 capacității 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.<br>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:**

$$f_m = f_{m1} \, x \, f_{m2} \tag{5.7}$$

unde:

$$f_{m1} = f_{m11} \, x \, f_{m12} \tag{5.8}$$

$$f_{m2} = f_{m21} \, x \, f_{m22} \tag{5.9}$$

In 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 $f_{m112}$.

$$f_{m11} = f_{m111} \, x \, f_{m112} \tag{5.10}$$

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:

$$f_{m111} = 1 + \frac{1.64\sigma}{\mu - 1.64\sigma} \tag{5.11}$$

unde $\mu$ este rezistența medie, iar $\sigma$ 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.

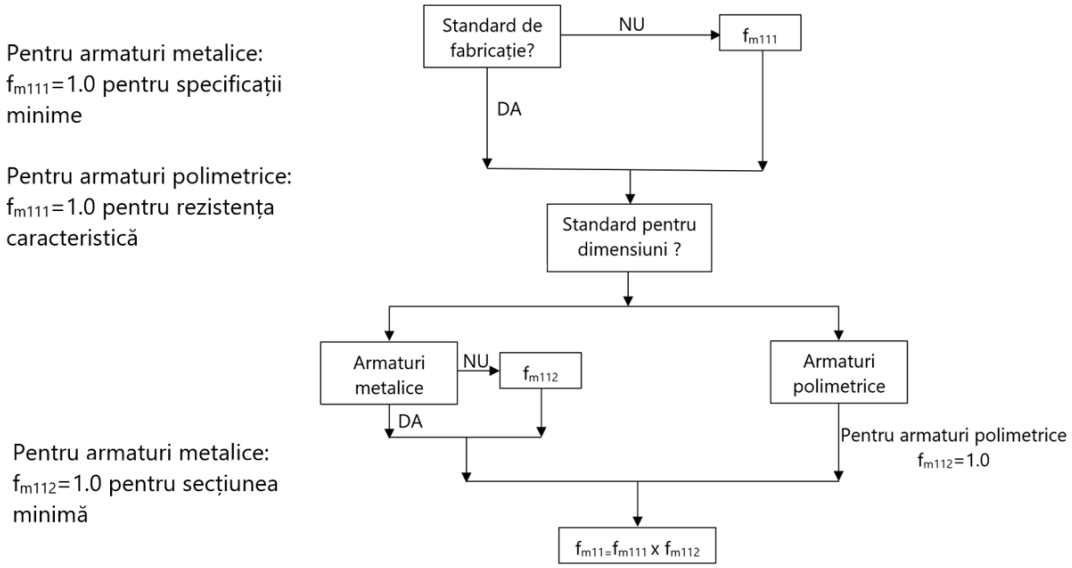
Figura 5.1 prezintă schema de adoptare a factorului parțial de material $f_{m11}$.

**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 viitoarele extrapolări.

$f_{m121}$ reprezintă o măsura 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 daca rezultatele disponibile provin din încercări de fluaj realizate la o temperatură egală cu maximul temperaturii ce poate apare în timpul exploatării. În caz contrar se va lua o valoare supraunitară.

Atât pentru *materialele metalice*, cât și pentru cele geosintetice, dacă extrapolarea datelor provenite din încercări se face pentru un ciclu logaritmic de timp, ceea ce este recomandat, $f_{m122}$ poate fi luat egal cu 1.0. Dacă extrapolarea se face pentru două cicluri logaritmice de timp, ceea ce este permis dacă datele provin din încercări în timp real, în curs de 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 egala 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 viata de maximum 10 ani, durata testelor trebuie să fie cel puțin egala eu 10% din durata de viață a structurii.

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

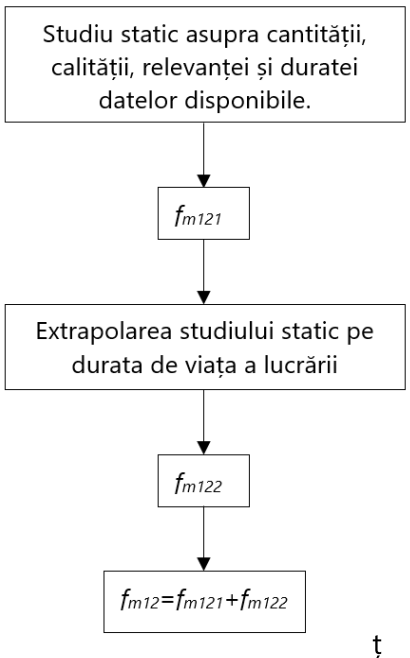



**Figura 5.2.** Schema de alegere a factorului parțial de material $f_{m12}$

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 $f_{m211}$
- efectele pe termen lung ale deteriorării sunt luate în considerare cu ajutorul factorului parțial $f_{m212}$.

$$f_{m21}= f_{m211} x\, f_{m212} \qquad (5.14)$$

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 armaturile metalice, $f_{m21}$=1.0 dacă grosimea minima de oțel este mai mare sau egală cu 4 mm și umplutura respectă condițiile prevazute 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.

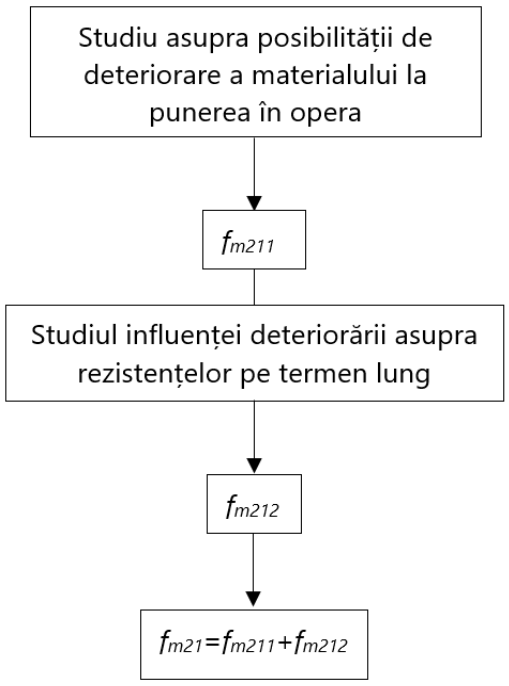



**Figura 5-3.** Schema de stabilitate a factorului parțial de material, $f_{m21}$

*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 rezistenta 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 armaturi 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 $\gamma_E$ 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 | $\gamma_G$ | 1,35 | | | 1,0 | | |
| | Favorable | $\gamma_{G,fav}$ | 1,0 | | | 1,0 | | |
| Variable actions (Q) | Unfavorable | $\gamma_Q$ | 1,5 | | | 1,3 | | |
| | Favorable | $\gamma_{Q,fav}$ | 0 | | | 0 | | |
| Coeff.of schearing resistance (tanφ) | | $\gamma_\varphi$ | | 1,0 | | | 1,25 | |
| Effective cohesion (c') | | $\gamma_{c'}$ | | 1,0 | | | 1,25 | |
| Undrained strength (cu) | | $\gamma_{cu}$ | | 1,0 | | | 1,4 | |
| Unconfined compressive strength (qu) | | $\gamma_{qu}$ | | 1,0 | | | 1,4 | |
| Weight density ( ) | | $\gamma_\gamma$ | | 1,0 | | | 1,0 | |
| Resistance (R) | | $\gamma_R$ | | | 1,0 | | | 1,0 |

***Table 3.2 -*** *Shows the relative magnitude of the key parameters when using Combination and using Combination 2*

**Design Approach 2**

| | | | A1 | M1 | R1 |
|---|---|---|---|---|---|
| Permanent actions (G) | Unfavorable | $\gamma_G$ | 1,35 | | |
| | Favorable | $\gamma_{G,fav}$ | 1,0 | | |
| Variable actions (Q) | Unfavorable | $\gamma_Q$ | 1,5 | | |
| | Favorable | $\gamma_{Q,fav}$ | 0 | | |
| Material properties(c) | | $\gamma_M$ | | 1,0 | |
| Material resistance (Rv) | | $\gamma_{Rv}$ | | | 1,4 |
| Sliding resistance (Rh) | | $\gamma_{Rh}$ | | | 1,1 |
| Earth resistance against retaining structures | | $\gamma_{Re}$ | | | 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 | $\gamma_G$ | 1,35 | 1,0 | | |
| | Favorable | $\gamma_{G,fav}$ | 1,0 | 1,0 | | |
| Variable actions (Q) | Unfavorable | $\gamma_Q$ | 1,5 | 1,3 | | |
| | Favorable | $\gamma_{Q,fav}$ | 0 | 0 | | |
| Coeff.of schearing resistance (tanj) | | $\gamma_\varphi$ | | | 1,25 | |
| Effective cohesion (c') | | $\gamma_{c'}$ | | | 1,25 | |
| Undrained strength (cu) | | $\gamma_{cu}$ | | | 1,4 | |
| Unconfined compressive strength (qu) | | $\gamma_{qu}$ | | | 1,4 | |
| Weight density ($^r$) | | $\gamma_g$ | | | 1,0 | |
| Resistance (R) (except for pile shaft in tension) | | $\gamma_R$ | | | | 1,0 |
| Pile shatf 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:

$$V_d \leq R_d \qquad [6.1]$$

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:

$$H_d \leq S_d + E_{pd} \qquad [6.2]$$

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;

$$S_d = V'_d \tan \delta_d \qquad [6.3]$$

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 ( $\gamma_F$ ) 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 $\delta_d$ 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:

$$S_d = A' c_{u;d} \qquad [6.4a]$$

or

$$R_d = (Ac_{u;k}) / \gamma_{R;h} \qquad (6.4b)$$

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:

$$R_d \leq 0{,}4\ V_d \qquad [6.5]$$

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**

1. 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.

2. 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**

1. 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.
2. A presumed bearing pressure may be adopted (see 2.5) provided displacements will not cause an ultimate limit state in the structure.
3. 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:

- s0 : 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;
- s1 : settlement caused by consolidation;
- s2 : 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.**

| Ground type | Description of stratigraphic profile | Vs.30 (m/s) | NSPT (blows/30 cm) | cu (kPa) |
|---|---|---|---|---|
| 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 | >250 |
| 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 | 70-250 |
| 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 | <70 |
| 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 (indicative) | | 10-20 |

| Ground type | Description of stratigraphic profile | Vs.30 (m/s) | NSPT (blows/30 cm) | cu (kPa) |
|---|---|---|---|---|
| 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*

2. 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.

3. 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.

4. 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 $\gamma_1$ 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 $\gamma_I$ ($a_g = \gamma_1 \, x \, a_{gR}$ ). (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/s$^2$), or those where the product $a_g$ x S is not greater than 0,1 g (0,98 m/s$^2$). The selection of whether the value of $a_g$ , or that of the product $a_g$ x 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/s$^2$), or those where the product $a_g$ x S is not greater than 0,05g (0,49 m/s$^2$). The selection of whether the value of $a_g$ , or that of the product $a_g$ x 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):

$$0 \le T \le T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right] \qquad (3.2)$$

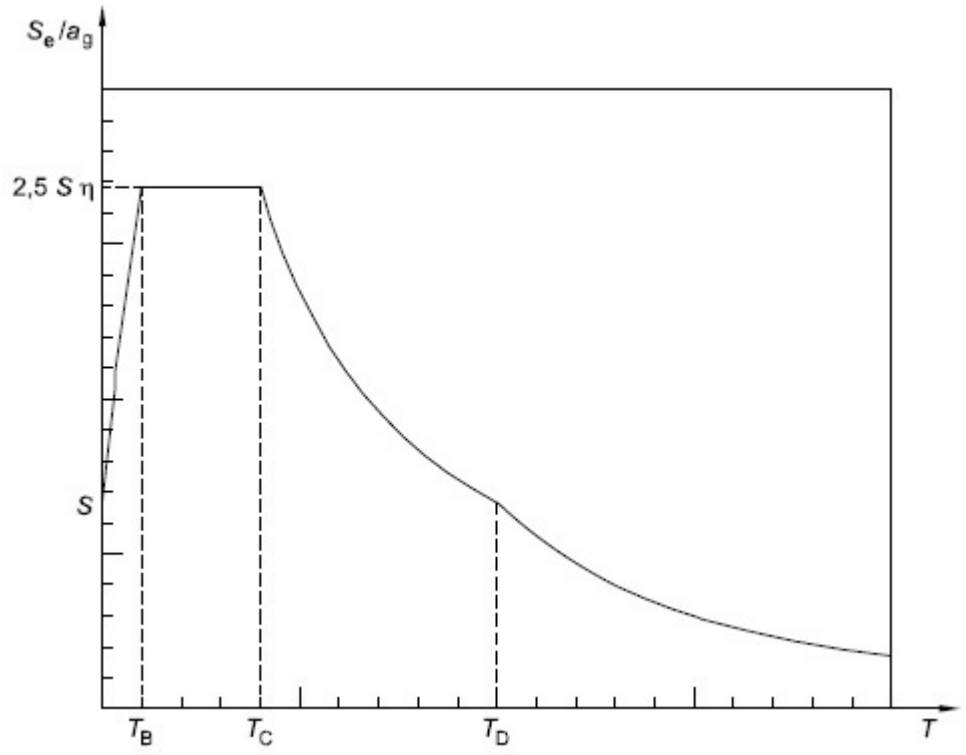
$$T_B \le T \le T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \qquad (3.3)$$

$$T_C \le T \le T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T}{T_B} \qquad (3.4)$$

$$T_D \le T \le 4(s) : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T}\right] \qquad (3.5)$$

where:

| | |
|---|---|
| $S_e(T)$ | is the elastic response spectrum |
| T | is the vibration period of a linear single-degree-of-freedom system |
| $a_g$ | is the design ground acceleration on type A ground ($a_g = \gamma_1 * a_gR$); |
| $T_B$ | is the lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch |
| $T_C$ | is the upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch; |
| $T_D$ | is the value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum |
| S | is the soil factor; |
| $\eta$ | 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 |

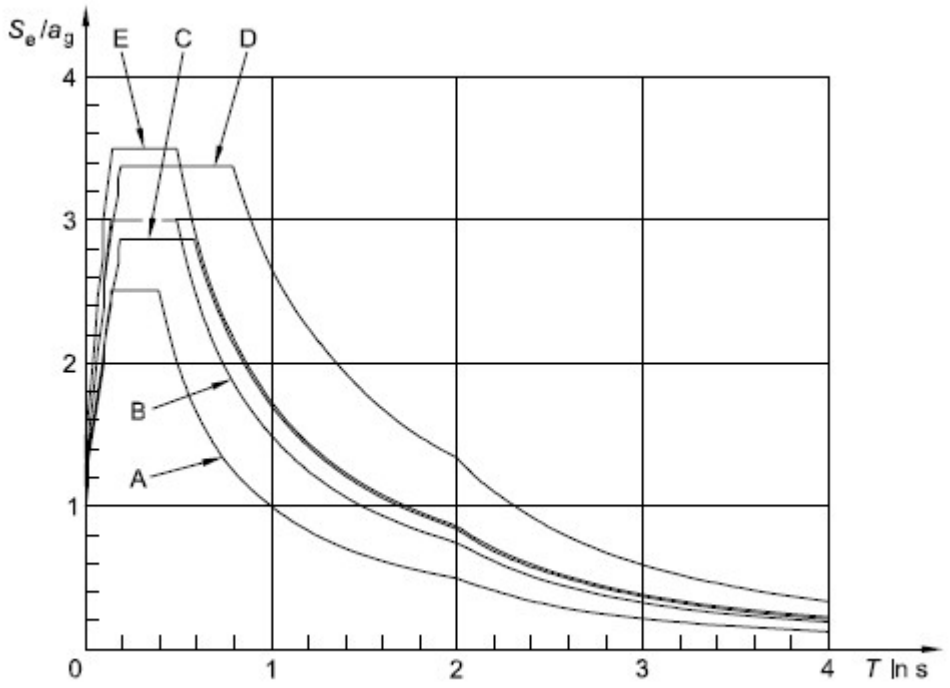
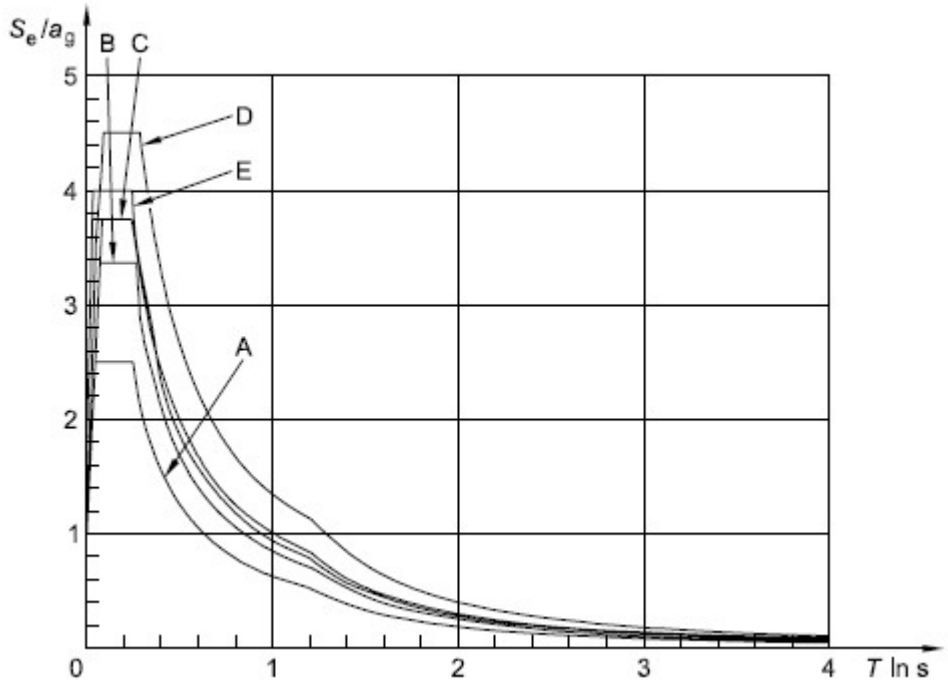



**Figure 3.2 -** *Recommended Type 1 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)*




**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 $\eta$ may be determined by the expression:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55$$

where $\xi$ 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 $S_2$.

$$0 \le T \le T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3{,}0 - 1) \right] \qquad (3.8)$$

$$T_B \le T \le T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \qquad (3.9)$$

$$T_C \le T \le T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \qquad (3.10)$$

$$T_D \le T \le 4(s) : S_{ve}(T) = a_g \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \qquad (3.11)$$

| 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:

$$0 \le T \le T_B : S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \qquad (3.13)$$

$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \qquad (3.14)$$

$$T_C \le T \le T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \qquad (3.15)$$

$$T_D \le T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \qquad (3.16)$$

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; |
| ß | is the lower bound factor for the horizontal design spectrum. |

**Note:** The value to be ascribed to ß for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value for ß 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 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 $a_gS$ 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:

$$\sum G_{k,j} \text{ ''+'' } \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

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:

$F_H = 0,5\ a\ S_w$

$F_V = \pm\ 0,5\ F_H$ if the ratio $a_{vg}/a_g$ is greater than 0,6

$F_V = \pm\ 0,33\ F_H$ if the ratio $a_{vg}/a_g$ 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 Bibliografie

**A**rias, A., 1970. A measure of earthquake intensity in Seismic Design of Nuclear Power Plants, R. J. Hansen, Editor, The Mass. Inst. Tech. Press.

**B**ell, J. M., 1968. General Slope Stability Analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM 6:1253-1270. Bell

**B**hate K. J., 1982. Finite Element Procedures in Engineering Analisis. Prentice-Hill, Englewood Clifss, New Jersy

**B**ishop A. W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Siopes. Geotechnique, Vol. 5:7-17.

**B**osco G., Mongiovi L., 1986. Analisi dei meccanismi dirottura per crollo e progetto degli interventi di protezione. AttiXVI Convegno Nazionale di Geotecnica, Vol. III Bologna pp.197-203.

**B**owles, J. E. (1987). "Elastic foundation settlement on sand deposits." J. Geotech. Eng, Vol.113(8):846-860.

**B**S 8006-1:2010 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.

**C**estelli Guidi C.,1980. Geotecnica e Tecnica delle fondazioni,vol. I, Hoepli, Milano.

**C**hang C. S. e Mistra A., 1990. "Computer Simulation and Modelling of Mechanical Properties of Particulares", Jurnal of Computer & Geotechinics, 7(4), 269-287.

**C**hang C. S., 1992. "Discrete Element Metod for Slope Stability Analisis", J. Geotech. Engrg, ASCE, 118(12), 1889-1905.

**C**hen, W. F. (1975). Limit analysis and soil plasticity, Elsevier, Amsterdam

**C**IRCOLARE 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).

**C**olombo P., 1971. Osservazioni sul comportamento di pali agrande diametro, RIG, vol. V n.3, pp. 163-172.

**C**rawford A. M. Curran J. H., 1982. The influence of rateand displacement dependent shearresistance on the responseof rock splopes to seismic loads. Int. J. Rock Mech. Sci. &Geomech. Abstr., Vol. 19, pp. 1-8.

**C**respellani T. Ghinelli A. Madiai C. Vannucchi G., 1990. Analisi di stabilita dei pendii in condizioni sismiche. AGI n2, p.49.

**E**su F. e D'Elia B., 1974. Interazione terreno struttura in un palo sollecitato da una frana tipo "colata". AGI, n1, p27.

**F**ellenius W., 1927. Erdstatische Berechnung mit Reibung und Kohasion (Adhasion) und unter Annahme Kreiszylindrischer Gleitflachen. Ernst, Berlin, 40pp.

**F**ellenius W., 1936. Calculation of stability of earth dams. In: TRANS. 2nd congresso on large dams, 4; 1936, Washington, v.4, 445p.

**G**reco V. R. e Gulla G.; 1985. Critical Slip Surface Search in Slope Stability Analisis , A.G.I. (4), XVI Conv. Nazionale Geotecnica, 83-91.

**I**mai 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.

**J**anbu, 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.

**J**anbu, N., 1973. Slope Stability Computations. The Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume. John Wiley & Sons, New York:47-86.

**J**anbu, N., 1977b. Failure Mechanism in Quick Clays. Proc. Nordic Geotechnical Meeting, Helsingfors, Finland :476-485.

**J**anbu, N., Kjekstad, 0., and Senneset, K. (1977). Slide in Overconsolidated Clay Below Embankment. Proc. 9th International Conlerence on SoU Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2:95.

**L**ambe T. W. (1968). The behaviour of foundations duringcostruction, JSMFD, ASCE, vol 94, SM 1, pp. 93-130.

**L**ancellotta R., 1995. Geotechnical Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema. 6ed.

**L**ancellotta R.,1994. Geotecnica, 2a ed., Zanichelli, Bologna.

**L**embo Fazio A., 1985. Misure di protezione delle zoneinteressate da distacchi di blocchi rocciosi. Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica. Atti della riunione del gruppo.

**L**iang 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.

**M**orgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965) The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Géotechnique, 15, 79-93.

**N**TC2018. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Decreto 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

**O**hsaki Y, Iwasaki R. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations 1973;13(4):61–73.

**P**oulos H. G., Davis E. H., 1980. Pile di Foundation Analysis anddesign, J. Wiley & Sons , New York.

**R**imoldi P., 1987. Il progetto dei pendii ripidi rinforzati con geogriglie. AGI, n4, p.167.

**S**arma S.K., 1973. Stability analysus of embankments and slopes. Department of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology, London.

**S**pencer E., 1968. Effect of Tension on Stability of Embankments. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM5:1159-1173.

**S**uklje L., 1970. Creep e rottura progressiva nei pendii naturali. AGI n4, p.179.

**T**erzaghi K. and Peck R. B., 1967. Soil Mechanics Engineering Practice, J. Wiley & Sons , New York.

**T**erzaghi K., 1995. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, Vol. 5, No. 4, 41-50.

**T**rifunac 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.

**U**NI EN 1997-1:2013. Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

**U**NI EN 1997-2:2007. Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.

**U**NI EN 1998-1. Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

**V**iggiani C., 1983. Fondazioni, Ed. CUEM, Napoli.

# 8 Geoapp

Geoapp: Cea mai mare suită web pentru calcule online

Aplica țiile prezente în GeoStru Geoapp au fost create pentru a sprijini profesioniștii pentru solu ționarea diverselor cazuri profesionale. Geoapp con ține peste 40 de aplica ții pentru: Inginerie, Geologie, Geotehnică, Geomecanică, Probe În-Situ, Geofizică, Hidrologie și Hidraulică.

Majoritatea aplica țiilor sunt **gratuite**, altele necesită un abonament lunar sau anual.

A avea un subscription înseamnă:

- utilizarea applica țiilor de oriunde și de pe orice dispozitiv;
- salvarea fi șierelor în cloud sau PC;
- reutilizarea fi șierelor pentru elaborări succesive;
- servicii de exportare a rapoartelor și diagramelor;
- notificări la lansarea noilor aplica ții și integrarea acestora în abonament;
- acces la cele mai recente versiuni;
- serviciu clien ți prin Ticket.

## 8.1 Sec țiune Geoapp

General și inginerie, Geotehnica și Geologie

Printre aplica țiile prezente, o gama larga poate fi utilizata pentru Slope. In acest scop, se recomanda următoarele aplica ții:

- Capacitate portanta si tasări
- Tensiuni litostatice

- Coeficientul de reacție orizontal al pilorito de fundație
- Terenuri armate

# 9 Cărți recomandate

## Cărți pentru inginerie, geotehnică 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 e 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, piu in generale, dell'ingegneria geotecnica, naturalistica ed ambientale. Le strutture in terra rinforzata, che combinano le proprieta 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 obbiettivo quello di guidare il progettista nella fase della progettazione e di verifica, tramite cenni teorici, riferimenti normativi ed esempi pratici.

## • Guida alle analisi di stabilita dei pendii ed alle tecniche di stabilizzazio

Analisi di stabilita dei Pendii e Tecniche di Stabilizzazione: Lo scopo del presente testo non e quello di essere un saggio sui metodi per l'analisi di stabilita 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 stabilita 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 fruibilita 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.

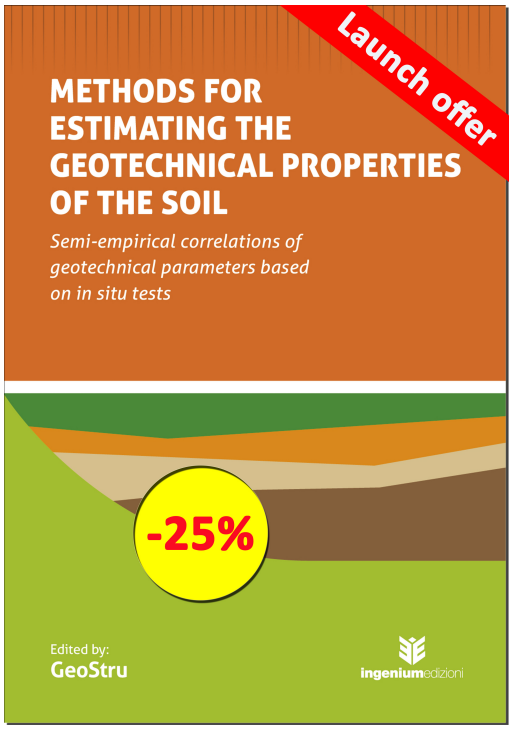
## • Guida pratica alla risposta sismica locale 1D

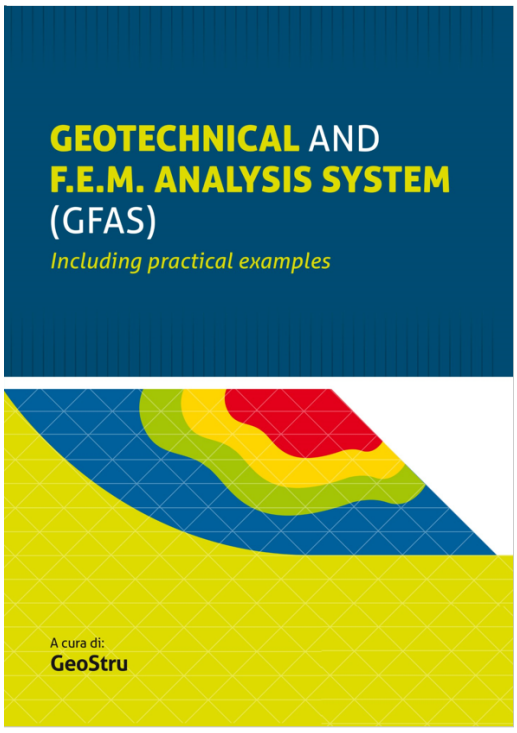
Guida pratica alla Risposta sismica locale 1D nasce con l'intento, di fornire delle nozioni di base, anche se molto superficiali, su tutte le componenti che entrano in gioco negli studi di risposta sismica locale. Quindi i temi che verranno affrontati danno una panoramica, anche se non completamente esaustiva, degli strumenti operativi necessari ad una adeguata comprensione degli aspetti del problema sismico direttamente o indirettamente legati agli effetti delle risposta sismica locale, e delle modalita 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 verra, 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, cioe "movimento della terra") e 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 intensita macrosismica, 8.0.2 Magnitudo, 9.0 LA PREVISIONE DEI TERREMOTI, 10.0 IL RISCHIO SISMICO, 10.0.1 La pericolosita sismica, 10.0.2 La vulnerabilita sismica, 10.0.3 L'esposizione, 11.0 MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO, 11.0.1 Norme di comportamento).



# 10 UTILITY

## 10.1 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

## 10.2 Database caracteristici fizice terenuri

| Teren | Valoare minima | Valoare maxima |
|---|---|---|
| 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 pietri compact | 10.00 | 30.00 |

| Teren | Valoare minima | Valoare maxima |
|---|---|---|
| Teren argilos cu qu< 2 Kg/cm2 | 1.20 | 2.40 |
| Teren argilos cu 2< qu< 4 Kg/cm2 | 2.20 | 4.80 |
| Teren argilos cu qu> 2 Kg/cm2 | >4.80 | |

Valori indicative ale costantei lui Winkler K în Kg/cm3

| Teren | Valoare minimă | Valoare maximă |
|---|---|---|
| Pietri uscat | 1800 | 2000 |
| Pietri 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 semisolida | 1900 | 1950 |
| Argila moale | 1800 | 1850 |
| Turba | 1000 | 1100 |

Valori indicative ale greutatii volumice în Kg/cm3

| Teren | Valoare minimă | Valoare maximă |
|---|---|---|
| Pietri compact | 35 | 35 |
| Pietri afânat | 34 | 35 |
| Nisip compact | 35 | 45 |
| Nisip afânat | 25 | 35 |
| Marna nisipoasa | 22 | 29 |
| Marna grasa | 16 | 22 |
| Argila grasa | 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 semisolida | 0.50 |
| Argila solida | 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 dura | 1020 | 510 |
| Argila nisipoasa | 2550 | 255 |
| Loess | 612 | 153 |
| Nisip prăfos | 204 | 51 |
| Nisip afânat | 255 | 102 |
| Nisip compact | 816 | 510 |
| ist argilos | 51000 | 1530 |
| Praf | 204 | 20.4 |
| Nisip si pietri compact | 1530 | 510 |
| Nisip si pietri compacte | 2040 | 1020 |

Valori indicative pentru modulul de elasticitate, în Kg/cm2, pentru terenuri

| Teren | Valoare maximă n | Valoare minimă n |
|---|---|---|
| Argila saturata | 0.5 | 0.4 |
| Argila nesaturata | 0.3 | 0.1 |
| Argila nisipoasa | 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 greutății 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

## 10.3 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 |

# 11 Comenzi de shortcut

**Bara indicată în figura de mai jos poate fi folosită pentru o serie de funcţionalităţi:**

1) Cu literele de shortcut din meniu, urmate de Enter pentru acces rapid la comenzi

**Ex:** N+Enter pentru a crea un nou fişier.

2) Se poate adresa o întrebare programului urmată de ?+Enter. În acest caz se vor efectua căutări avansate în help.

**Ex:** Seism+?+Enter pentru informaţii 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 funcţionalităţi web:

**Ex:** www.geostru.eu+Enter sau info@geostru.eu

a.i.3

Bara pentru comenzi de shortcut

# 12 Contact

Phone

(+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.