

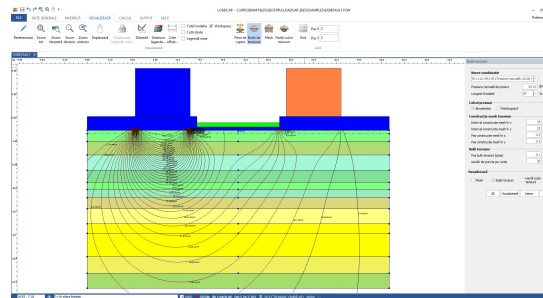
# LOADCAP

<b>Part I Loadcap</b>	<b>1</b>
1 Date Generale .....	4
2 Baza de date terenuri .....	5
3 Date sistem fundatie .....	6
4 Stratigrafie teren .....	9
5 Sarcini .....	13
6 Sarcini distribuite .....	14
7 Sarcini limita .....	14
8 Modul rambleu .....	16
9 Tasari edometrice - Schmertmann .....	17
10 Tasarile Elastice .....	18
11 Tasari Burland & Burbidge .....	18
12 Tasari post seismice .....	19
13 Verificarea lichefierii .....	19
14 Tasari diferentiale .....	19
15 Diagrama tensiunilor .....	22
16 Parametrii grafici .....	22
17 Raport diagrame .....	22
18 Grafic sarcina limita - adâncime .....	22
19 Grafic sarcina limita - baza .....	23
20 Bulbi tensiuni .....	23
21 Gestiune legende .....	24
22 Gestiune încercari .....	24
23 Input Grafic .....	25
24 Optiuni .....	25
25 Setarea unui nou proiect .....	26
26 Geoapp .....	30
Secțiune Geoapp .....	30
27 Teoria de calcul .....	31
Proiectarea geotehnica prin calcul .....	31
Parametrii geotehnici .....	34
Coeficient de contractie transversala (Poisson) .....	34
Calcul Coeficient de pat Ks .....	35
Stari limita ultime (SLU) .....	38
Stari limita de serviciu (SLE) .....	42
Abordari de calcul .....	43
SR EN 1997-1 - Coeficient parțali: .....	44
rezistența pentru fundațiile de suprafață .....	53
parametrii pamantului ( $\gamma M$ ) .....	53
rezistența pentru fundațiile pe piloți .....	54
rezistența pentru ancorajele pretensionate .....	57
..... $t$ ..... $t$ .....	58
..... $t$ ..... $S$ .....	59
verificarile la starea limita ultima de ridicare hidraulică generala .....	59

verificarea la starea limita de ridicare hidraulica locala sau de eroziune (HYD).....	61
<b>Calcul la stari limita ultime</b> .....	<b>61</b>
<b>Stabilitatea generala</b> .....	<b>62</b>
<b>Adancimea de incastrare echivalent</b> .....	<b>63</b>
<b>Adancimea de inghet</b> .....	<b>64</b>
<b>Capacitatea portanta</b> .....	<b>65</b>
<b>Capacitatea portanta fundatii roca</b> .....	<b>85</b>
<b>Calculul capacitatii portante in regim seismic</b> .....	<b>85</b>
<b>Capacitatea portanta a fundatiilor pe taluz</b> .....	<b>87</b>
<b>Corectii seismice PAOLUCCI &amp; PECKER</b> .....	<b>89</b>
<b>Verificarea la alunecare</b> .....	<b>90</b>
<b>Calcul presiuni teren</b> .....	<b>90</b>
<b>Starea limita ultima de serviciu</b> .....	<b>94</b>
..Valorile limita orientative ale deformatiilor.....	101
<b>Lichefiere</b> .....	<b>103</b>
<b>Eurocode 8</b> .....	<b>106</b>
<b>Part II Exemplu de calcul</b>	<b>106</b>
<b>Part III Contact</b>	<b>118</b>
<b>Index</b>	<b>0</b>

# 1 Loadcap

Software de calcul pentru capacitatea portanta și tasari după metoda Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Brinch-Hansen, Meyerhof & Hanna, Richards et al., a tasarilor elastice (Timoshenko și Goodier), tasarilor edometrice, Schmertmann, Burland și Burbidge, lichefierii folosind metoda Seed e Idris (1971).



Ultimele implementari includ NP 112-2014: Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directa, SR EN 1997-1/NB/2007 Anexa RO, oferind astfel posibilitatea verificarii terenului de fundare conform Anexei naționale (RO). De asemenea a fost introdusa și preluarea automata a accelerației seismice de vârf direct de pe harta seismica a României.

Capacitatea portanta în condiții seismice: SHIKHIEV & JAKOVLEV, RICHARDS, NTC 2008 Circolare applicativa.

Tasarile pot fi calculate în orice punct, atât interior cât și exterior al fundației.

Construcția graficelor: capacitatea portanta variaza în funcție de baza fundației, adâncimea planului de fundare, de încărcari. Numarul de strate este nelimitat. Programul permite, de asemenea, vizualizarea bulbului tensiunilor și a zonelor de cedare.

## **NORMATIVE DE CALCUL SUPORTATE**

EUROPA

- Eurocod 7/8

## ANGLIA

- British Codes BS8004

## ITALIA

- Norme tecniche costruzioni
- NTC – Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617, C.S.L.LPP

## ROMÂNIA

Reglementari tehnice privind proiectarea și executarea fundațiilor

NP 112-2014: Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directa.

SR EN 1997-1/NB/2007 Anexa RO

## DATE INPUT

- Undo / Redo pe mai multe nivele
- Input numeric în forma tabelara
- Input grafic
- Conversie unitați de masura în mod automat

## CARACTERISTICI GENERALE

- Talpa continua
- Fundație izolata
- Radierul general
- Fundație circulara
- Capacitate portanta dupa: Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Brinch-Hansen, Vesic, Zienkiewicz, Metoda Eurocod
- Tasari elastice; Schmertmann; Burland și Burbidge și evoluția lor în timp
- Corecții seismice: SHIKHIEV & JAKOVLEV
- Prezența pânzei freatic
- Analize în termeni de tensiuni totale și efective
- Vizualizarea bulbului tensiunilor și a zonelor de cedare 2D și 3D
- Calcularea stării de tensiune indusa de sarcini externe în orice punct
- Corelații Nspt cu parametrii geotehnici dupa: Meyerhof, Sanglerat și Peck, Hansen, Thorburn, Meyerhof

- Verificare la tranzație
- Analiza planurilor îngropate
- Citirea automată a sondajelor generate de programul Stratigrapher
- Schimb de date cu Micropiloți și Piloți de fundație
- Calculul încărcărilor pe fundație în mod automat
- Calculul tensiunilor cu: Boussinesq, Westergaard
- Construcție de grafice interactive
- Funcție Undo/Redo pe mai multe nivele
- Analiza terasamentului cu calcularea tasărilor
- Tasări diferențiale 3D

### **OPȚIUNI DE CALCUL**

- Calculul capacității portanțe pentru soluri stratificate cu ajutorul mediei ponderate și verificării prin foraj
- Fundație pe taluz
- Fundația pe suprafața de sprijin înclinată
- Fundație supusă la sarcini excentrice
- Generarea tabelului capacității portante care variază în funcție de adâncime și lațime, și care poate fi exportat în Excel sau memorat
- Construcție grafice sarcină admisibilă-adâncime
- Construcție grafice sarcină admisibilă-lațime fundație
- Diagrama sarcină-tasare
- Calcularea constantelor fundației după modelul lui Terzaghi și Bowles
- Pânza freatică, chiar și deasupra planului de rezemare
- Vizualizarea bulbului tensiunilor după teoria lui Boussinesq sau a lui Westergaard și interpolând stările de tensiune prin curbe 'spline'
- Vizualizarea stărilor de tensiune în oricare punct al terenului de fundare; Vizualizarea zonei de cedare
- Setarea zonei de influență
- Calculul tasărilor în oricare punct intern sau extern al fundației

## 1.1 Date Generale

Permite inserarea datelor corespunzatoare proiectului curent:

- Descriere;
- Proiectant;
- Client;
- Data

### Zona

Inserând localizarea în format: strada xxxx, localitate, judet, stat va fi individualizata automat zona de lucru. În alternativa trebuie asignate coordonatele în sistem WGS84 în grade zecimale.

Zona va fi reafisata în rapoartele generale si folosita pentru localizarea seismica.

Zona	<input type="text" value="Cluj-Napoca, Romania"/>	
Lat./ Long. [WGS84]	<input type="text" value="46°46'"/>	<input type="text" value="23°33'"/>

Pentru individualizarea zonei este necesara conexiunea la internet.

### Tipul terenului

Trebuie indicat daca este vorba despre o fundatie pentru care se folosesc metodele clasice de aflare a sarcinii limita (Terzaghi, Hansen, Meyerhof, Vesic sau Brich-Hansen), sau de o fundatie în roca pentru care sunt prevazute doua metode de calcul (Terzaghi si Zienkiewicz) în functie de parametrul RQD.

## Corectare parametrii

Pentru terenuri în principal nisipoase, Terzaghi a sugerat aplicarea unei corectii asupra parametrilor geotehnici de calcul, si anume reducerea coeziunii la  $2/3$  si tangenta unghiului de rezistenta la taiere la  $0,67 \cdot \tan(\phi)$ .

### — Comentariu

Va sugera sa folositi aceasta corectie doar pentru calculul M1.

### [Actiunea seismica](#)

În baza normativei seismice selectionate, va fi posibila definirea tuturor marimilor necesare si a metodelor de calcul de folosit.

## 1.2 Baza de date terenuri

Comanda da posibilitatea gestionarii unei baze de date cu ajutorul unei ferestre de dialog împartita în trei coloane: în coloanadin stânga este vizualizata nomenclatura, în cea centrala parametrii geotehnici, iar în cea din dreapta, imaginile bitmap de asociat fiecarei litologii.

### Teren nou

Pentru adaugarea unei noi litologii dati click pe Terenuri în coloanadin stânga, activati meniul de alegere rapida cu butonul drept al mouse-ului si alegeti Nou; fiecare litologie este identificata în lista prin codul desemnat de utilizator (coloana centrala). Pentru fiecare teren nou trebuie atribuiti parametrii geotehnici ceruti în baza clasificarii de sol coeziv sau necoziv.

### Texturi

Pentru asocierea de texturi unei litologii prezente în baza de date alegeti cu un click imaginea bitmap dintre acelea vizualizate în coloana dreapta si deplasati-o, mentinând apasat butonul mouse-ului, pe Textura. Daca în

schimb se dorește doar atribuirea unei culori date pe Texturi și alegeți o culoare din paleta care se deschide.

### **Eliminare teren**

Pentru a elimina o litologie prezentă în baza de date poziționați-vă pe aceasta, click dreapta și alegeți Elimina.

## **1.3 Date sistem fundație**

În definirea geometriei fundației este posibilă asignarea unei texturi structurii din cele propuse în partea dreaptă ferestrei sau se poate defini un model nou, creat de utilizator sau importat din format de tip bmp sau jpg.

### **Talpa continuă**

Considera tipologia de fundație talpa continuă.

### **Fundație izolată**

Considera tipologia de fundație - fundație izolate.

### **Radierul general**

Considera tipologia de fundație radier general.

### **Fundație circulară**

Considera tipologia de fundație circulară.

### **Lungimea fundației (m)**

Lungimea fundației în metri.

### **Latimea fundației (m)**

Latimea fundației în metri. (corespunde diametrului pentru fundații circulare).



### **Baza fundatiei la dreapta (m)**

Dimensiunea laturii drepte a fundatiei în metri (se dezactiveaza daca fundatia este în forma de radier general sau circulara).

### **Baza fundatiei la stânga (m)**

Dimensiunea laturii stângi a fundatiei în metri (se dezactiveaza daca fundatia este în forma de radier general sau circulara).

### **Înaltime inferioara fundatie (m)**

Înaltimea partii inferioare în metri.

### **Înaltime superioara fundatie (m)**


Înaltimea partii superioare în metri (se dezactiveaza daca fundatia este în forma de radier general sau circulara).

### **Adâncime plan de fundare**

Adâncimea planului de fundare în metri.

### **Înaltimea încastrarii**

Reprezinta înaltimea terenului de deasupra planului de fundare care este considerata în relatie cu sarcina limita ( $N_q \times \gamma \times D$ ); optiunea este utila cand avem de-a face cu planuri de fundare situate la câtiva metri adâncime fata de planul terenului, pentru care sarcina limita ar putea avea valori foarte ridicate.

 Daca se selectioneaza optiunea Înaltimea de încastrare = Adâncimea planului de fundare programul realizeaza calculul sarcinii limita luând în considerare adâncimea planului de fundare din punctul precedent. În caz contrar programul asigneaza variabilei D valoarea Înaltimii de încastrare. În prezenta fundatiilor complet sau partial încastrate, adâncimea excesiva a planului de fundare poate duce la valori ridicate ale capacitatii portante datorita valorii ridicate a termenului ( $g \cdot D \cdot N_q$ ). De aceea poate fi utila efectuarea calculului cu înaltimea de încastrare, deselectând optiunea de mai sus, inserând încastrarea efectiva a fundatiei în teren

### **Înclinatia planului de fundare**

Reprezinta înclinatia planului în grade, pozitiva daca este în sensul acelor de ceas.

### **Subzidire/Subfundatie - Extindere, Înaltime**

Indica înaltimea și extinderea subfundatiei în metri. și în acest caz se poate asigna acestei structuri una din texturile predefinite din fereastra din dreapta.

### **Extindere teren la stânga**

Introduceti valoarea extinderii planului terenului la stânga.

### **Extensie teren la dreapta**

Introduceti valoarea extinderii planului terenului la dreapta.

### **Înclinatie taluz**

Reprezinta inclinatia planului de fundare în grade, pozitiva daca este în sensul acelor de ceas.

### **Distanta fundatie taluz**

Reprezinta distanta de la fundatie la taluz în metri, la stânga si la dreapta fundatiei.

### **Nivel freatic**

Adâncimea nivelului freatic masurata de la nivelul terenului. Pentru nivel freatic ce coincide cu nivelul terenului introduceti adâncimea nivelului freatic de 1 cm.

## 1.4 Stratigrafie teren

### Stratigrafie teren

Este vizualizata o grila în care trebuie introdusi parametrii geotehnici ai fiecarui strat si texturile asociate:

### Nr

Numarul de ordine al stratului. N.B.: Pentru o functionare corecta a programului stratele trebuie sa fie desemnate de sus în jos.

### DB Terenuri

Vizualizeaza o baza de date de terenuri cu caracteristicile lor geotehnice.

### Hs (m)

Înaltimea stratului în metri.

### P. U. V.

Greutate unitate volumica teren.

### P. U. V. saturat

Greutatea volumica a terenului saturat.

💡 Pentru analize efectuate în termeni de tensiuni totale, chiar si în absenta pânzei freactice, trebuie inserata greutatea volumica a terenului saturat.

### Fi

Unghiul de rezistenta la forfecare al terenului; în prezenta pânzei freactice introduceti un parametru efectiv pentru analiza în conditii drenate, sau zero pentru conditia nedrenata.

### Coeziune (C, cu)

Coeziunea terenului; în prezenta pânzei freactice introduceti parametrul eficace, pentru conditia drenata, si parametrul total pentru conditia nedrenata.

### **Modulul Elastic**

Modulul de elasticitate al terenului sau modulul lui Young; parametrul este necesar pentru calcularea cedărilor lui Schmertmann, dacă nu se introduce această valoare tásările sunt calculate cu metoda edometrică (trebuie să fie prezentă valoarea modulului edometric). În prezența modulului lui Young și al modulului Edometric este de preferat ultimul iar tásările calculate sunt edometrice.

### **Modulul Edometric**

Modulul de deformare calculat din încercările edometrice (condiții de expansiune laterală împiedicată); parametrul necesar pentru calcularea tásărilor cu metoda edometrică. Dacă se asignează Modulul lui Young și nu acela Edometric tásările vor fi calculate cu metoda lui Schmertmann.

### **Date suplimentare**

Activează o fereastră de dialog în care se cer alte date necesare pentru calcularea tásărilor în terenurile coezive.

Cs: Coeficient de consolidare secundară, parametru calculat din ramura de consolidare secundară a unei încercări edometrice; valoarea acestuia este necesară pentru calcularea tásării de natură vâscoasă,

Cv: Coeficient de consolidare verticală primară; parametru necesar pentru calcularea evoluției tásărilor în timp cu metoda monodimensională a lui Terzaghi.

Parametrii PR și CR sunt necesari atunci când nu se face referire la modulul edometric.

Pentru calcularea tásărilor post seismice trebuie specificat indicele golurilor, indicele de plasticitate, modulul de forfecare statică, indicele de compresiune și coeficientul experimental  $\alpha$ .

### **Textura**

Click dreapta pe casuța - vor fi afișate opțiuni de tipul Culoare Strat - alegând această opțiune se asociază stratului corespunzător culoarea selectată. Pentru introducerea texturilor selectați cu ajutorul unui click bitmap-ul dorit dintre cele propuse în fișierele Coezive, Necoezive, Roci și

Altele, tinând apasat butonul drept al mouse-ului, trageți textura în casuta Texturi. Pentru texturi este propus un editor care se deschide cu dublu-click / click dreapta pe una din texturile propuse: editorul de bitmap da posibilitatea de a modifica texturile existente sau de a crea altele noi, personalizate, ce pot fi salvate si folosite de câte ori este nevoie.

## Descriere

În aceasta casuta utilizatorul poate introduce un text pentru descrierea litologiei corespondente.

### **Nspt - Lichefiere**


În prezenta terenurilor nisipoase afânate sub pânza freatica, chiar daca au în componenta o fractiune fina de argila prafoasa, trebuie verificata susceptibilitatea la lichefiere cu una dintre metodele generale adoptate de ingineria geotehnica. În acest sens este aplicata metodologia propusa de CNR si sugerata de GNDT (Gruppo Nazionale di Difesa dai Terremoti).

#### **Clay Fraction %**

Procentul de fractiune fina de argila prafoasa.

#### **Nspt**

Numarul de lovituri mediu în strat obtinut de la o încercate SPT.

 Datele inserate în tabelul descris mai sus sunt valabile si pentru calculul tasarilor cu Metoda Burland si Burbidge.

#### **Comportament geotehnic**

Indicati daca stratul este coeziv sau necoeziv.

#### **Înclinatie strat**

Indicati înclinatia stratului.

### **Coeficientul lui Poisson**

Valoarea coeficientului lui Poisson pentru stat.

— Verificare la alunecare - Colaps prin alunecare

În conformitate cu criteriile de proiect SLU, stabilitatea trebuie sa fie verificata fata de colapsul prin alunecare, pe lângă cel de cedare general. Pentru colapsul la alunecare rezistenta este calculata ca suma a unei componente datorata adeziunii si a uneia datorata forfecari fundatie - teren; rezistenta laterala derivata din împingerea pasiva a terenului poate fi luata în considerare conform unui procent indicat de utilizator.

#### **Adeziune teren fundatie**

Inserati valoarea adeziunii în unitatea de masura indicata.

#### **Forfecare teren fundatie**

Inserati valoarea unghiului de rezistenta la forfecare în grade la baza fundatiei izolate.

#### **Fractie împingere pasiva**

Indicati procentul de împingere pasiva de luat în calcul în verificarea la claps prin alunecare.

💡 Neinserând aceste date programul va lua în considerare automat datele geotehnice ale stratului fundatiei.

⚠️ Pentru verificarea la alunecare este necesar sa inserati actiunile verticale si orizontale.

În cazul fundatiilor pe strat stâncos va fi solicitat parametrul RQD: Rock Quality Designation. Acesta trebuie introdus în procente sau cuprins între 0 si 1.

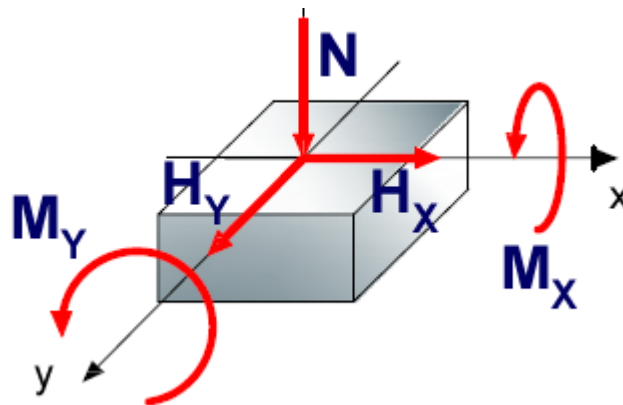
## 1.5 Sarcini

Sarcinile ce actioneaza pe fundatie se împart în sarcini de proiect si sarcini utile.

Sarcinile de proiect sunt folosite pentru calculare sarcinii limita. Valorile de introdus sunt de proiect, deci trebuie asignate, când se face o verificare la starea limita ultima, împreuna cu coeficientii de amplificare a actiunilor.

Sarcinile utile sunt folosite pentru calculul tasarilor.

Pot fi asignate simultan mai multe combinatii de sarcini de proiect sau sarcini utile pentru a efectua calculele în conformitate cu normativa.



Butoanele Genereaza combinatie si Asigneaza sarcini activeaza numarul si tipul de combinatie de adoptat în baza alagerii normativei de urmat si asigneaza o valoare orientativa presiunii normale de proiect în cazul în care aceasta data nu este disponibila.

Calculul automat al presiunilor în teren

[Loadcap - inserati componentele N, Mx, My calculeaza automat presiunea transmisa de fundatie terenului.](#)

💡 Click dreapta pe tabela de sarcini si încarcati pentru a importa efortul normal calculat cu programul online Combinatii de actiuni.

## 1.6 Sarcini distribuite

Sunt sarcini aditionale care pot fi asignate la stânga sau dreapta fundatiei de calculat pentru a tine cont de suprasarcinile adiacente fundatiei (ex. corpurile adiacente).

Efectul lor este considerat doar ca si increment de tensiune în subsol pentru calcularea tasarilor si interferenta bulbilor.

## 1.7 Sarcini limita

Pentru calcularea sarcinii limita programul da posibilitatea de alegere între diverse metode; pentru terenurile afânate sunt prevazute metodele lui Terzaghi - Hansen - Meyerhof – Vesic – Brich-Hansen; în cazul fundatiilor pe roci sunt propuse metodele lui Terzaghi si Zienkiewicz. În ambele cazuri se poate alege una sau mai multe metode de calcul.

- **Metoda lui Hansen**

Alegerea acestei optiuni este necesara pentru calcularea sarcinii limita cu metoda lui Hansen (terenuri afânate).

- **Metoda lui Terzaghi**

Alegerea acestei optiuni este necesara pentru calcularea sarcinii limita cu metoda lui Terzaghi (terenuri afânate).

- **Metoda lui Meyerhof**

Alegerea acestei optiuni este necesara pentru calcularea sarcinii limita cu metoda lui Meyerhof (terenuri afânate).

- **Metoda lui Vesic**

Alegerea acestei optiuni este necesara pentru calcularea sarcinii limita cu metoda lui Vesic (terenuri afânate).

- **Metoda EC-8**



Alegerea acestei optiuni permite calculul sarcinii limita în functie de directivele Eurocodului 7 (asupra geotehnicii) si ale Eurocodului 8 (asupra seismicitatii).

- **Metoda lui Terzaghi în stânca**

Alegerea acestei optiuni este necesara pentru calcularea sarcinii limita cu metoda lui Terzaghi pentru fundatiile pe roci.

- **Metoda lui Zienkiewicz pe roci**

Alegerea acestei optiuni este necesara pentru calcularea sarcinii limita cu metoda lui Zienkiewicz pentru fundatii pe roci.

### **Sarcina limita**

Sarcinile limita orizontala si verticala sunt calculate pentru fiecare combinatie de proiect.

Prin intermediu meniului optiuni de analiza din fereastra de calcul a sarcinii limita este posibila selectarea tipului de analiza de efectuat:

**Conditie drenata:** Alegeti aceasta optiune daca se doreste calcularea sarcinii limita a fundatiei în conditii drenate(parametri efectivi).

**Conditie nedrenata:** Alegeti aceasta optiune daca se doreste calcularea sarcinii limita a fundatiei în conditii nedrenate(parametri totali).

**Calcul dupa media ponderata a stratificatiilor:** Alegeti aceasta optiune daca se dore?te calcularea sarcinii limita a fundatiei luând în considerare ca si parametri geotehnici cei obtiunuti din media ponderata a parametrilor pe strat; în caz contrar vor fi luati în considerare numai parametrii stratului de fundare.

Pentru fiecare combinatie se pot reduce parametrii caracteristici ai terenului conform coeficientilor de reducere setati si se pot efectua [Corectii seismice](#) conform abordarilor de proiect selectate.

Pentru calcularea efectelor seismice asupra capacitatii portante sunt propuse acceleratii seismice maxime la sol aferente diferitelor zone în care este subdivizat terenul. Valoarea coeficientului seismic orizontal este calculat automat în functie de zona seismica si de profilul stratigrafic, dar poate fi inserata si o alta valoare de catre utilizator.

💡 LoadCap gaseste automat combinatia de calcul cea mai defavorabila si o marcheaza cu simbolul \*.

### **Calculul Ks**

Setari pentru calculul constantei de subfundatie; programul propune doua metode: Terzaghi si Bowles. Daca se alege metoda lui Terzaghi trebuie introdusa valoarea lui Ks unitar obtinut din încercari de sollicitare pe placa.

### **Verificare la alunecare - Colaps prin alunecare**

Vezi [Caracteristici strate](#) si [Teorie](#).

## **1.8 Modul rambleu**

Cu ajutorul acestui serviciu se pot calcula tasarile rambleelor cu metoda edometrica.

- Tensiunea pe rambleu: sunt încarcari ce actioneaza pe acesta (drumuri, etc)
- Setare plan de excavare: Adâncimea fundatiei.

Incrementul net fata de planul de fundare va fi calculat automat de program.

Distanta axe IV Puncte: tasarile sunt calculate în Axe, Centru, Picior si un punct stabilit de utilizator, de la care este introdusa "Distanta axe IV puncte"

Ca si input al stratigrafiei trebuie asignat modulul edometric si gradul de supraconsolidare.

The screenshot displays the 'Setting' window of the Loadcap software. On the left, there is a list of input parameters for settlement calculations, including values for pressure, dynamic load, dimensions, and material properties. On the right, a cross-section diagram shows a foundation on three soil layers, with a green curve representing the settlement profile. Below the diagram is a table of soil layers and a summary of total settlements.

Strat	Grosime Din strat (m)	Modul edometric (kg/cm²)	Grad de consolidare e OCR	Axă (cm)	Margine excavării (cm)	Picior (cm)	IV Punct (cm)
1	2	80	1	1.727	1.571	0.31	0.049
2	2	80	1	1.681	1.216	0.563	0.185
3	2	80	1	1.292	0.972	0.987	0.283

**TASARI TOTALE:**

Axă	4.7 cm
Margine	3.759 cm
Picior	1.46 cm
IV Punct	0.517 cm

Calcule e desegna

Vezi [Teorie](#).

## 1.9 Tasari edometrice - Schmertmann

**Tasari edometrice - Schmertmann:** calculul tasarilor conform celor doua tipuri de abordari: edometrica si a lui Schmertmann. Prima teorie este aleasa automat de program în momentul în care utilizatorul introduce modulul edometric al stratelor, iar pentru calculare tasarilor secundare, coeficientul de consolidare secundara  $C_s$ . A doua teorie este aleasa când lipsesc parametrii de mai sus si este prezent modulul de deformatie  $E$ . În vizualizarea plana a fundatiei se evidentiaza linia de mijloc (cu rosu) si punctul de aplicare al sarcinii (punctul rosu); facând un click si mentinând butonul mouse-ului apasat se poate realiza deplasarea pe zona inflentata de prezenta fundatiei si se poate afla tasarea totala. Aceasta este vizualizata pe bara albastra din cadrul ferestrei active. Evolutia tasarilor în timp: vizualizarea, strat cu strat, a tasarii totale si a procentului de tasare la  $t$  zile dupa aplicarea sarcinii.

💡 Pentru o calculare corectă a tasărilor stratele terenului trebuie să aibă o grosime redusă (<2.00 m). Dacă sunt prezente terenuri cu o grosime ridicată este preferabil ca utilizatorul să realizeze o subdivizare a acestora în straturi mai mici, menținând caracteristicile geotehnice ale stratului de origine și schimbând numai nr. de strate și grosimea lor.

Vezi și: [Caracteristici strate](#), [Tasări Elastice](#), [Tasări Burland și Burbidge](#), [Pentru detalii teoretice asupra acestui argument consultați Teoriei](#)

## 1.10 Tasările Elastice

Calculul tasărilor elastice (immediate) la marginea și la centrul fundației și calculul constantei de subfundatie  $K$  (KN/m<sup>3</sup> sau Kg/cm<sup>3</sup>) cu metoda propusă de Bowles și metoda lui Terzaghi (dacă s-a introdus  $K_s$  unitar în Setup General).

[Pentru detalii teoretice asupra acestui argument consultați secțiunea Teorie](#)


## 1.11 Tasări Burland & Burbidge

Calculul tasărilor cu metoda lui Burland și Burbidge (terenuri grosiere) cu diferiți factori de corecție. Pentru fiecare strat se calculează valoarea  $N_{spt}$  mediu definit în fereastra stratigrafiei; această valoare poate fi modificată.

[Pentru detalii teoretice asupra acestui argument consultați secțiunea Teorie](#)

## 1.12 Tasari post seismice

Se calculeaza FS la lichefiere, tensiunea efectiva, deformatia verticala, tasarea post seismica si incrementul presiunii neutrale.

 Este necesara introducerea anterioara a Datelor aditionale pentru calculul tasarilor post seismice în fereastra [Stratigrafie teren](#).

## 1.13 Verificarea lichefierii

Pentru fiecare strat se vizualizeaza verificarea la lichefiere cu metoda propusa de CNR si sugerată de GNDT. Verificarea este realizata numai în prezenta unei acceleratii seismice si a terenurilor necoezive sub pânza freatica. Metoda C.N.R. - GNDT - Din Seed si Idriss.

Vezi [Stratigrafie teren](#).

[Pentru detalii teoretice asupra acestui argument consultati sectiunea Teorie](#)

## 1.14 Tasari diferentiale

**În aceasta fereastra se pot calcula tasarile diferentiale desemnând "Suprafetele stratigrafice" si "Suprafetele de încarcare".**

Fiecarei suprafete stratigrafice i se poate asocia propria stratigrafie ale carei caracteristici sunt desemnate în meniul "**Stratigrafie teren**" al meniului principal.

În sectiunea "Suprafete" a meniului din partea dreapta se creaza "**Suprafetele stratigrafice**".

Pentru fiecare dintre acestea se signeaza o "Descriere", pozitia în plan prin intermediul coordonatelor "x", "y" si "z", baza "B" si lungimea "L", o "Culoare" si stratigrafia proprie.

Pentru "**Suprafetele de încarcare**" se asigneaza "Discretizarea", pozitia, baza "B", lungimea "L", înaltimea "H" si tipul "T", "Culoarea" si "Sarcina". Optiunea "T" permite specificarea utilizarii unei sarcini cilindrice asignând caracterul "c" sau constanta "1".

N.B.: Pentru introducerea corecta a datelor este necesara folosirea ";" ca si separator în interiorul casutei de inserare dupa standardul sugerat în antetul tabelului.

În sectiunea "**Setari**" din meniul lateral este posibila asignarea parametrilor de utilizat pentru analiza si sinteza datelor.

Se poate interveni asupra pasului de constructie al mesh-ului, atât de-a lungul abscisei x cât si de-a lungul ordonatei y, asupra densitatii curbelor de izotasare, asupra dimensiunii textelor.

Este posibila, de asemenea, vizualizarea valorii de tasare si curbelor de izotasare. Factorul de scara al texturilor si al tasarilor permite ameliorarea vizualizarii rezultatelor.

În sectiunea "**Analiza**" a meniului lateral sunt generate rezultatele care sunt reproduse în grafic împreuna cu mesh-ul utilizat. Trecând cu mouse-ul peste desen este afisata valoarea tasarii terenului corespunzatoare punctului indicat de mouse.

O data terminata analiza este posibila crearea unei sectiuni corespunzatoare liniei întrerupte rosii care poate fi adaptata propriilor exigente folosind mouse-ul sau setând valorile textuale în meniu.

Optiunea "**Vizualizare tabel**" permite vizualizarea valorilor de tasare corespunzatoare distantelor pentru sectiunea calculata.

Sectiunea, împreuna cu tabelul, poate fi trasa cu mouse-ul în desen.

Din meniul din partea superioara este posibila vizualizarea 3D a lucrarii utilizând comanda "**Rendering**".

Comanda "**Roteste**" permite rotirea desenului în spatiu în timp ce comanda "**3D Wire**" permite vizualizarea marginilor proiectului, a tasarilor si a mesh-ului în 3D.

Optiunea 2D revine la vizualizarea în plan.

## Importarea fisierelor externe

Pentru efectuarea analizei tasarilor diferentiale pentru fisiere importate din alte programe este suficient sa pregatiti un fisier precum cel din figura de mai jos:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Descr	x	y	z	B	L	H	T	V
2	L1	2	2	0	2	2	0.5	0	100
3	L2	8	2	0	2	2	0.5	0	120
4	L3	14	2	0	2	2	0.5	0	130
5	L4	2	8	0	2	2	0.5	0	100
6	L5	8	8	0	2	2	0.5	0	120
7	L6	14	8	0	2	2	0.5	0	130
8	L7	2	14	0	2	2	0.5	0	100
9	L8	8	14	0	2	2	0.5	0	120
10	L9	14	14	0	2	2	0.5	0	130
11									
12									

Fisierul creat trebuie salvat în format TXT sau CSV, cu valorile separate de tab. Un exemplu de fisier de importat puteti gasi în fisierul Import al programului în format XLS sau TXT.

💡 Pentru a importa fisierul click dreapta pe tabelul de date.

## Importa DXF

Fisierul dxf trebuie sa fie constituit din dreptunghiuri desenate pe urmatoarele layere: LAY1 pentru ariile de sarcina LAY2 arie de sarcina.

## 1.15 Diagrama tensiunilor

Este o diagrama în care sunt calculate tensiunile în subsol, calculate la centrul fundatiei, în functie de adâncimea  $z$  cu teoria lui Boussinesq sau Westergaard (în baza alegerii efectuate în Bulb tensiuni) .

N.B.: Diagramele vizualizate pot fi listate, copiate si lipite fie ca bitmap într-un document de text (de exemplu foaia de calcul), sau ca si grafice în Excel.

## 1.16 Parametrii grafici

### **Parametrii grafici**

Permite gestiunea parametrilor reprezentati în diagrame.

## 1.17 Raport diagrame

Tabel în care se calculeaza diversele valori al sarcinilor admisibile în functie de adâncimea planului de fundare  $D$  si de latimea  $B$ , pentru orice lungime  $L$  aleasa dintre cele propuse. Tabelul este reconstituit în baza Setup-ului General al graficelor asigurate în meniul Date Generale.

## 1.18 Grafic sarcina limita - adâncime

### **Diagrama D-Sarcina limita**

Diagrama în care se calculeaza evolutia sarcinii limita cu metodele alese în functie de adâncimea planului de fundare  $D$ . Pentru fiecare cuplu de valori al planului de fundare  $D$  si al lungimii  $L$  este construita o diagrama, care poate fi copiată, printată sau exportată.



## 1.19 Grafic sarcina limita - baza

### Diagrama B-Sarcina limita

Diagrama în care se afiseaza evolutia sarcinii limita calculata cu metodele alese în functie de latimea fundatiei B. Pentru fiecare cuplu de valori al planului de fundare D si al lungimii L este construita o diagrama, care poate fi copiată, printată sau exportată.

## 1.20 Bulbi tensiuni

### Pana de rupere

Vizualizare în aria de lucru a zonelor de rupere activa, pasiva si de tranzitie.

### Bulbi tensiuni

Vizualizeaza în cadrul foii de lucru bulbii de tensiune, sau evolutia în functie de adâncime a raportului  $q/q_0$ , unde  $q$  reprezinta presiunea indusa de sarcina aplicata  $q_0$  pe planul de fundare. Cresterea tensiunii sub fundatie poate fi calculata cu metoda lui Boussinesq sau cu aceea a lui Westergaard.

— Constructie bulb tensiuni

#### Presiune normala de proiect

Presiunea normala da proiect pentru calcularea tensiunilor.

#### Lungime fundatie

Corespunde sectiunii fundatiei pentru de care este reprezentat bulbul. De exemplu daca se introduce 50% din bulb va fi desenat în mijloc deci valorile tensiunilor vor face referire la partea din mijloc a grinzii.

#### Interval constructie mesh în x si pas

Amplitudinea, de-a lungul axelor absciselor, a mesh-ului necesar la constructia bulbului tensiunilor.

**Interval constructie mesh în y**

Amplitudine, de-a lungul axelor ordonate, a mesh-ului necesar la construirea bulbului tensiunilor.

**Mesh**

Vizualizeaza pe foaia de lucru rețeaua de centri triunghiulari pentru construirea evoluției stării de tensiune sub nivelul fundației.

**Harta culori tensiuni**

Vizualizeaza bulbii tensiunilor sub forma de suprafețe colorate.

**1.21 Gestiune legende**

Permite personalizarea legendei stratelor (parametrii de inclus, poziție).

**1.22 Gestiune încercari**

Programul este interfațat cu aplicațiile Dynamic Probing, Static Probing, Stratigrapher, MP etc. produse de GeoStru Software, respectiv, prelucrarea de încercari penetrometrice și de coloane stratigrafice; pentru a importa o stratigrafie construită cu aceste programe selectați comanda din bara de instrumente sau din meniul Input Grafic. Poziționați-vă pe stratigrafia de sub fundație și dați click; va fi deschisă o fereastră pentru alegerea fișierului de importat.

💡 Sunt importate și caracteristicile geotehnice în sistemul de unități de măsură curent.

## 1.23 Input Grafic

### Introducere strat

Pentru introducerea unui strat selectati comanda Introducere strat din meniul Input Grafic, pozitionati-va cu mouse-ul pe stratigrafa de sub fundatie si dati click, astfel se va vizualiza fereastra de dialog în care se propune cota corespondenta click-ului efectuat.

### Modificare grosime strat

Pentru a modifica grafic grosimea unui strat selectati comanda Modifica grosime din meniul Input Grafic, pozitionati cursorul pe stratigrafie si dati click; va fi vizualizata fereastra de dialog în care se poate introduce noua grosime a stratului.

### Asignare teren

Pentru asignarea grafica a parametrilor geotenic ai unui strat selectati comanda Asignare tip teren din meniul Input Grafic, poziționați-va cu cursorul pe strat si, dupa ce dati click cu mouse-ul, alegeti o litologie dintre cele prezente în baza de date propusa si apoi închideti fereastra de dialog.

💡 Terenurile prezente în aceasta lista fac parte din [database terenuri](#).

### Eliminare strat

Pentru stergerea grafica a unui strat selectati comanda Elimina strat din meniul Input Grafic, pozitionati-va cu cursorul pe stratul de eliminat si dati click cu mouse-ul.

## 1.24 Optiuni

Fereastra de dialog pentru setarea parametrilor corespondenti zonei de lucru. Se pot personaliza culorile de fundal si culorile liniilor, pozitia texturilor si dimensiunea lor în procente, grosimea liniilor, toleranta cursorului si pasul gridului de lucru.

## 1.25 Setarea unui nou proiect

Pentru a începe un nou proiect pentru calculul capacității portante și tasărilor cu programul LoadCap va sugera să folosiți comanda Ghid pentru proiect nou din meniul Fisier.

Astfel, programul initializează toate datele necesare pentru a încheia calculul fără erori.

Evident, după ce ați ales opțiunea Ghid pentru proiect nou trebuie să modificați datele proiectului pentru a le adapta la cazul dvs. specific: datele de proiect se vor modifica în meniul Parametrii generali:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi / 2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

### 1. Tip teren

Alegeti între teren afânat sau roci în funcție de tipologia de sol pe care sta fundația.

Pentru fundațiile pe roci programul adaptează automat fereastra de date la stratigrafie (ex. RQD)

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi / 2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

### 2. Corecții parametri

În special pentru terenuri nisipoase, Terzaghi sugerează aplicarea unei corecții parametrilor geotehnici de calcul, și anume reducerea coeziunii la 2/3 și a tangentei unghiului de rezistență la forfecare la  $0,67 \cdot \tan(\varphi)$ .

### 3. Actiunea seismică

În prezenta seismului programul aplica o corectie asupra capacității portante conform diverselor metodologii: [Paolucci, Richards et al.](#)

### 4. Date sistem fundație

Inserați datele geometrice ale fundației de analizat conform celor indicate în fereastra de input.

Sunt cerute adâncimea de fundare  $D$  și înălțimea de încastrare: dacă se introduc ambele apare opțiunea "Înălțime încastrare = Adâncime de fundare", programul considera adâncimea  $D$  în calculul primului termen al capacității portante ( $g \cdot D \cdot N_q$ ). În caz contrar programul asignează variabilei  $D$  valoarea înălțimii de încastrare. În prezenta fundațiilor complete sau parțial îngropate, adâncimea de fundare excesivă poate duce la valori ridicate ale capacității portante datorită valorii ridicate a termenului ( $g \cdot D \cdot N_q$ ), prin urmare poate fi utilă executarea calculului cu înălțimea de încastrare, deselectând opțiunea de mai sus și inserând încastrarea efectivă a fundației în teren.

### 5. Stratigrafie teren

Datele geotehnice folosite de program pentru calculul capacității portante și tasărilor trebuie inserate în fereastra care apare la selectarea acestei comenzi.

#### — Note parametri geotehnici

Dacă se folosește teoria la stări limită parametrii geotehnici sunt luați în considerare ca și caracteristici.

#### Încercări penetrometrice

Dacă sunt disponibile rezultatele încercărilor penetrometrice dinamice în termeni de  $N_{spt}$  ai stratului, se poate calcula o estimare a susceptibilității la lichiefiere a stratului în prezenta acțiunii seismice, apă subterană și teren necoeziv. Acest calcul este efectuat cu metoda lui Seed și Idriss și cu condiția ca grosimea stratului să fie mai mare de 1 metru.

## 6. Sarcini

Inserarea sarcinilor este necesara doar la sfârșitul calculului tasarilor. Inserarea unei sarcini pentru calcularea capacitatii portante limita a terenului serveste doar pentru a determina nivelul de siguranta ca raport  $Q_{lim}/Q_d$  între sarcina limita si încarcarea de proiect.

Programul permite calcularea diverselor conditii de sarcina, atât pentru capacitate portanta cât si pentru tasari, ce pot fi definite în fereastra Actiuni - Rezistente.

Pentru fiecare conditie definita trebuie ales Tipul: acesta va fi de Proiect la sfârșitul calculului nivelului de siguranta al capacitatii portante limita a terenului; va fi de Serviciu pentru calcularea tasarilor.

Fiecare conditie de încarcare trebuie inserata sub forma de Presiune normala de proiect, sau efort normal  $N$ , momente  $M_x$  si  $M_y$  si forte taietoare  $H_x$  si  $H_y$ . De exemplu, în cazul unei fundatii izolate este mai imediata disponibilitatea acestor solicitari, mai degraba decât presiunea normala de proiect. În orice caz, încarcarea inserata se refera la planul de fundare si prin urmare trebuie sa includa si greutatea proprie a fundatiei.

De asemenea, fiecare conditie de încarcare trebuie asignata amplificata de eventuali factori asupra încarcarilor.

Pentru a defini nivelele de siguranta acceptabile de catre utilizator sau impuse de normele aplicate, este necesara inserarea Coeficientilor Reductivi Capacitate portanta verticala si orizontala (ex. egala cu 3 daca se aplica DM'96). În aceeasi privinta (Seism + Ceof. Partiali parametri geotehnici teren + Rezistente) sunt definiti si coeficientii partiali pentru proprietatile geotehnice ale terenurilor ( $c'$ ,  $c_u$ ,  $\tan j$ ,  $g$ ): acesti coeficienti reprezinta coeficientii partiali  $M_i$  introdusi de de NTC 2008 sau de Eurocoduri, care reduc parametrii geotehnici definiti în Stratigrafie. Aceasta tipologie de coeficienti este considerata doar pentru conditiile de încarcare de tip Proiect, si nu pentru cele de Serviciu.

?i [corecția seismică](#) a capacitatii portante se refera doar la conditiile de încarcare ce privesc capacitatea portanta, deci de tip Proiect. Valorile coeficientilor reductivi seismici se regasesc în raportul generat de program în format RTF (Meniu Exporta, comanda Exporta în format RTF).

Butoanele Genereaza combinatie si Asigneaza sarcini activeaza numarul si tipul de combinatie de adoptat în baza alegerii normativului si asigneaza o valoare orientativa presiunii normale de proiect, în cazul în care aceasta valoare nu este disponibila.

## 7. Sarcini distribuite

Sunt sarcinile suplimentare care pot fi asignate la dreapta sau stânga fundatiei de calculat pentru a tine cont de prezenta suprasarcinilor adiacente fundatiei (ex. cladiri adiacente). Efectul lor este considerat doar ca increment de tensiune în subsol pentru calcularea tasarilor si interferenta bulbilor.

## 8. Metode de calcul

Metodele analitice pentru calcularea capacitatii portante a terenului sunt cele clasice prezente în literatura geotehnica: Terzaghi, Vesic, Meyerhof, Hansen si Brinch-Hansen, pentru terenuri; Terzaghi și Zienkiewicz, pentru roci.

## 9. Calcul

Programul prezinta comenzi de calcul pentru capacitatea portanta si pentru tasari.

Sarcina limita: calculul sarcinii limita ofera rezultate pentru fiecare conditie de sarcina de tip Proiect inserata în fereastra Sarcini. Comanda adauga în aceeasi fereastra de sarcini o tabela de rezultate. Utilizatorul are, deci, posibilitatea de a efectua modificari atât asupra sarcinilor si încarcarilor cât si asupra coeficientilor fara a mai fi nevoie sa iasa din comanda si sa intre din nou în fereastra Actiuni - Rezistente a meniului Date Generale. Pentru fiecare sarcina este restituit factorul de siguranta ca raport  $Q_{lim}/Q_{ass}$  între sarcina limita si sarcina asignata (tensiune sau presiune de proiect) si conditia Verificat / Neverificat daca factorul de siguranta calculat este mai mare sau nu fata de nivelul de siguranta impus de utilizator în fereastra sarcinilor.

Pentru fiecare autor este calculata constanta de sunfundatie ( $k_s$ ) cu metoda propusa de Bowles:

$k_s = q_{lim}/DH$  cu  $DH = 2,5$  cm deplasare considerata admisibila.

## 1.26 Geoapp

### **Geoapp: Cea mai mare suita web pentru calcule online**

Aplicațiile prezente în [GeoStru Geoapp](#) au fost create pentru a sprijini profesioniștii pentru soluționarea diverselor cazuri profesionale. Geoapp conține peste [40 de aplicații](#) pentru: Inginerie, Geologie, Geotehnica, Geomecanica, Probe În-Situ, Geofizica, Hidrologie și Hidraulica.

Majoritatea aplicațiilor sunt gratuite, altele necesita un abonament lunar sau anual.

A avea un abonament înseamna:

- utilizarea aplicațiilor de oriunde și de pe orice dispozitiv;
- salvarea fișierelor în cloud sau PC;
- reutilizarea fișierelor pentru elaborari succesive;
- servicii de exportare a rapoartelor și diagramelor;
- notificari la lansarea noilor aplicații și integrarea acestora în abonament;
- acces la cele mai recente versiuni;
- serviciu clienți prin Ticket.

### 1.26.1 Secțiune Geoapp

Printre aplicațiile prezente, o gama larga poate fi utilizata pentru Loadcap. În acest scop, se recomanda urmatoarele aplicații:

- [Capacitate portanta și tasari](#)
- [Tensiuni litostatice](#)
- [Coeficientul de reacție orizontal al pilorito de fundație](#)
- [Lichefierea \(Boulangier 2014\)](#)



➤ [Terenuri armate](#)

<https://geoapp.geostru.eu/?lang=ro>

## 1.27 Teoria de calcul

- Proiectarea geotehnică a fundațiilor de suprafață
- Proiectarea structurală a fundațiilor de suprafață

NP 112 - 2014 - Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă

### 1.27.1 Proiectarea geotehnică prin calcul

#### Generalități

Proiectarea geotehnică prin calcul trebuie efectuată în conformitate cu cerințele fundamentale din CR 0 și cu prevederile specifice din SR EN 1997-1 cu Anexa națională și din prezentul normativ.

La proiectarea geotehnică intervin:

- acțiunile, care pot fi:
  - încărcări impuse;
  - deplasări impuse, de exemplu cele cauzate de mișcările terenului;
- proprietățile pământurilor, rocilor sau altor materiale;
- datele geometrice;
- valorile limită ale deformațiilor, deschiderii fisurilor, vibrațiilor, etc.;
- modelele de calcul.

Este obligatoriu ca recunoașterea condițiilor de teren să se facă în funcție de categoria geotehnică și riscul geotehnic asociat. Această recunoaștere, precum și controlul calității execuției lucrărilor sunt mai importante pentru satisfacerea cerințelor fundamentale decât precizia rezultată din alegerea modelelor de calcul și a coeficienților parțiali.

Modelul de calcul trebuie să descrie comportarea presupusă a terenului pentru starea limită considerată. Dacă unei stări limită nu i se poate asocia un model de calcul fiabil, calculul se face pentru o altă stare limită, folosind

coeficienti care sa asigure ca depasirea starii limite considerate este suficient de improbabila.

Modelul de calcul poate fi:

- un model analitic;
- un model semi-empiric;
- un model empiric.

Modelul de calcul ales trebuie sa fie exact.

Modelul de calcul poate include simplificari. În acest caz, rezultatele obtinute pot fi modificate pentru a se asigura ca proiectarea prin calcul este fie exacta, fie acoperitoare.

### **Actiuni specifice**

Definitia actiunilor este conforma cu prevederile din CR 0 iar valorile actiunilor se stabilesc conform prevederilor din standardele pertinente din seria SR EN 1991.

Modul de determinare a valorilor actiunilor transmise de constructie asupra fundatiilor este prezentat în Partea a II-a a normativului.

La proiectarea geotehnica se tine seama si de urmatoarele actiuni specifice:

- greutatele pamânturilor, rocilor si apei;
- eforturile din teren;
- presiunile pamântului;
- presiunile apei subterane (dupa caz, presiunea apei libere);
- presiunea apei din pori;
- fortele hidrodinamice;
- suprasarcinile;
- lucrarile de terasamente;
- încarcarile din trafic;
- miscarile pamântului cauzate de:
  - activitati legate de lucrari subterane;

- ridicarea si contractia produse de vegetatie sau clima (variatii de umiditate sau temperatura, inclusiv actiunea înghetului);
- alunecarea sau tasarea masivelor de pamânt;
- acceleratiile produse de cutremure, explozii, vibratii si încarcari dinamice.

Valorile actiunilor geotehnice se determina anterior efectuării calculului, dar pot fi modificate pe parcursul diferitelor etape ale proiectării.

Valoarea de calcul a unei actiuni geotehnice se determina:

Prin calcul, cu relatia [2.1 din SR EN 1997-1]:

$$F_d = Y_F \cdot F_{rep} \quad (I.3)$$

Un

de:

$F_d$  valoarea de calcul a actiunii

$Y_F$  coeficient partial pentru situatii permanente sau tranzitorii, definit în Anexa B a prezentului normativ

$F_{re}$  valoarea reprezentativa a actiunii:

$p$

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k$$

Und

e:

$\psi$  factor pentru conversia de la valoarea caracteristica la

valoarea reprezentativa, definit in CR 0 ( $\psi$  este, dupa caz,  $\psi_0$  sau  $\psi_1$  sau  $\psi_2$ )

$F_k$  valoarea caracteristica a actiunii.

Prin evaluare directa. În acest caz, este indicat ca valorile coeficientilor partiali date în Anexa B sa fie utilizate ca valori de referinta pentru definirea nivelului de siguranta cerut.

### 1.27.2 Parametrii geotehnici

Parametrii geotehnici reprezinta proprietatile maselor de pamânt si de roca.

Parametrii geotehnici sunt definiti în SR EN 1997-1, Sectiunea 3.

Determinarea valorilor parametrilor geotehnici se face în conformitate cu SR EN 1997-2 si Anexa nationala.

Determinarea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici se face conform normativului NP 122.

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici se determina cu relatia [2.2 din SR EN 1997-1]:

$$X_d = X_k / Y_M \quad (I.4)$$

Un

de:

$X_d$  valoarea de calcul a parametrului geotehnic

$X_k$  valoarea caracteristica a parametrului geotehnic

$Y_M$  coeficient partial pentru situatii permanente sau tranzitorii, definit în Anexa B.

Atunci când valorile de calcul ale parametrilor geotehnici sunt evaluate direct, este indicat ca valorile coeficientilor partiali din Anexa B a prezentului normativ sa fie utilizate ca valori de referinta pentru definirea nivelului de siguranta cerut.

### 1.27.3 Coeficient de contractie transversala (Poisson)

În lipsa unor valori obținute experimental, se pot adopta valorile indicate în tabel:

Denumirea pamânturilor	vs
Bolovanisuri si pietrisuri	0,27

<b>Nisipuri (inclusiv nisipuri prafoase si nisipuri argiloase)</b>	0,30
Praf, praf argilos, argila nisipoasa, argila prafoasa	0,35
Argila, argila grasa	0,42

#### 1.27.4 Calcul Coeficient de pat K<sub>s</sub>

##### Pe baza încercării de încărcare cu placa (Figura K.2)

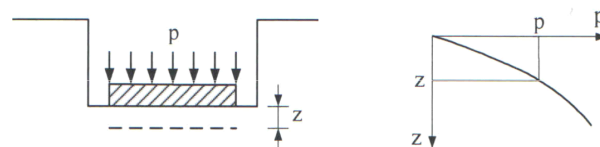


Figura K.2 - Încercarea de încărcare cu placa pe teren

Pentru un punct de coordonate  $(p, z)$  aparținând diagramei de încărcare – tasare, în zona de comportare cvasi-liniara, coeficientul de pat se obtine:

$$k'_s = \frac{p}{z} \quad (K.6)$$

Un

de:

$k'_s$  coeficientul de pat obtinut printr-o încercare cu placa de latura Bp

Pentru acelasi teren, diagrama de încărcare – tasare depinde de dimensiunile si rigiditatea placii.

Coeficientul de pat  $k_s$  de utilizat în cazul unei fundatii de latura B se determina în functie de  $k'_s$ :

$$k_s = \alpha k'_s \quad (K.7)$$

Unde:

$\alpha$

coeficient de corelare definit în funcție de tipul

de pamânt

$\alpha = \frac{B_p}{B}$  pentru pamânturi coezive

$\alpha = \left[ \frac{(R_p + 0.3)}{2B} \right]^2$  pentru pamânturi necoezive

Und

e:

$B_p$  latura placii de forma patrata;  $B_p = 0,30\text{m}$

$B$  latimea bazei fundatiei.

### Pe baza parametrilor geotehnici de compresibilitate

Coeficientul de pat,  $k_s$ , se determina în functie de  $E_s$  si  $\nu_s$ :

$$k_s = k_m \frac{1 - \nu_s}{(1 - \nu_s^2)}$$

(K.8)

Und

e:

$k_m$  coeficient functie de raportul dintre lungimea si latimea bazei fundatiei (Tabelul K.1)

Coeficientul de pat,  $k_s$ , se determina în functie de modulul edometric,  $E_{\text{oed}}$ :

$$k_s B = 2 E_{\text{oed}}$$

(K.9  
)

**Pe baza valorilor orientative,  $k_s$ , date în tabelul K.2 pentru  $B = 1\text{m}$  si încarcari statice.**

$\alpha=L/B$	$k_m$
1.00	0.5283
1.25	0.4740
1.50	0.4357
1.75	0.4070
2.00	0.3845
2.25	0.3663
2.50	0.3512
2.75	0.3385
3.00	0.3275
3.50	0.3093
4.00	0.2953
4.50	0.2836

5.00	0.2739
6.00	0.2584
7.00	0.2465
8.00	0.2370
9.00	0.2292
10.00	0.2226
20.00	0.1868
30.00	0.1705
40.00	0.1606
50.00	0.1537
60.00	0.1481
70.00	0.1442
80.00	0.1407
90.00	0.1378
100.00	0.1353

Tabelul K.1

Pamânturi grosiere	ID			
	0 ÷ 0,33	0,34 ÷ 0,66	0,67 ÷ 1,00	
ks (kN/m <sup>3</sup> )	14000 ÷ 25000	25000 ÷ 72000	72000 ÷ 130000	
Pamânturi fine	IC			
	0 ÷ 0,25	0,25 ÷ 0,50	0,50 ÷ 0,75	0,75 ÷ 1,00
ks (kN/m <sup>3</sup> )		7000 ÷ 34000	34000 ÷ 63000	63000 ÷ 100000

Tabelul K.2.

## Prin calcul invers

În cazul în care se dispune de valori măsurate ale modurilor de deformare liniară,  $E_s$ , pentru toate stratele de pamânt aflate în limita zonei active a fundației (definită conform anexei H), valoarea coeficientului de pat,  $k_s$ , se obține:

$$k_s = \frac{P_{ef}}{s} \quad (K.1)$$

Un

de:

$P_{ef}$  presiunea efectivă medie la baza fundației

$s$  tasarea absolută probabilă a fundației (calculată conform anexei H).

### 1.27.5 Stari limita ultime (SLU)

Starile limita ultime sunt definite în conformitate cu CR 0 si SR EN 1997-1. La proiectarea geotehnica, trebuie sa se verifice faptul ca nu sunt depasite urmatoarele stari limita, atunci când acestea sunt pertinente:

EQU: pierderea echilibrului structurii sau terenului, considerat ca un corp solid, în care rezistentele materialelor structurii si ale terenului nu aduc o contributie importanta la asigurarea rezistentei.

Conditia de verificare este definita de relatia [2.4 din SR EN 1997-1]:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (I.6)$$

Unde:

$E_{dst;d}$

valoarea de calcul a efectului actiunilor destabilizatoare:

$$E_{dst;d} = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}_{dst}$$

$E_{stb;d}$

valoarea de calcul a efectului actiunilor stabilizatoare:

$$E_{stb;d} = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}_{stb}$$

Unde:

$\gamma_F$

coeficienti partiali pentru situatiile permanente si tranzitorii definiti în Anexa B a prezentului

$\gamma_M$

normativ

valoarea de calcul a rezistentei la forfecare

$T_d$

dezvoltata asupra partii unei structuri în contact cu terenul.

Nota - În proiectarea geotehnica, verificarea EQU este limitata la cazuri rare, cum este o fundatie rigida pe un teren stâncos si este, în principiu, distincta



fata de analiza stabilitatii generale sau de problemele datorate de presiunile arhimedice.

GEO: cedarea sau deformatia excesiva a terenului, în care rezistenta pamânturilor sau a rocilor contribuie în mod semnificativ la asigurarea rezistentei. Conditia de verificare este definita de relatia [2.5 din SR EN 1997-1]:

$$E_d \leq R_d \quad (I.7)$$

Unde:

$E_d$

valoarea de calcul a efectului actiunilor

$$E_d = E \{ Y_F F_{rep}; X_k / Y_M; a_d \} \quad (I.8)$$

a)

sau

$$E_d = Y_E E \{ Y_F F_{rep}; X_k / Y_M; a_d \} \quad (I.8)$$

b)

Unde:

$Y_E$

coeficient partial pentru efectul unei actiuni definit în Anexa B

$R_d$

valoarea de calcul a rezistentei fata de o actiune:

$$R_d = R \{ Y_F F_{rep}; X_k / Y_M; a_d \} \quad (I.9)$$

a)

sau

$$R_d = R \{ Y_F F_{rep}; X_k; a_d \} / Y_R \quad (I.9)$$

b)

sau

$$R_d = R \{ Y_F F_{rep}; X_k / Y_M; a_d \} / Y_R \quad (I.9)$$

c)

Unde:

$Y_R$

coeficient partial pentru o rezistenta, definit în Anexa B.

Nota 1 - Starea limita GEO este deseori critica pentru determinarea dimensiunilor elementelor structurale din fundatii sau structuri de fundare.

Nota 2 - În unele situatii de proiectare, aplicarea coeficientilor partiali asupra actiunilor generate de pamânt sau transmise prin pamânt pot conduce la valori de calcul nerezonabile sau chiar imposibile din punct de vedere fizic. În asemenea situatii, coeficientii partiali pot fi aplicati direct asupra efectelor actiunilor, stabilite pe baza valorilor reprezentative ale actiunilor.

Nota 3 - În procedurile de calcul în care coeficientii partiali sunt aplicati asupra efectelor actiunilor, coeficientul partial al actiunilor se ia  $\gamma_F = 1,0$ .

UPL: pierderea echilibrului structurii sau terenului provocata de subpresiunea apei (presiunea arhimedica) sau de alte actiuni verticale.

Conditia de verificare este definita de relatia [2.8 din SR EN 1997-1]:

$$V_{dst,d} \delta G_{stb;d} + R_d \quad (I.10)$$

Unde:

$V_{dst,d}$

valoarea de calcul a gruparii între actiunile verticale permanente si variabile destabilizatoare

$$V_{dst,d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

$G_{stb;d}$  valoarea de calcul a actiunilor permanente verticale stabilizatoare

$Q_{dst,d}$  valoarea de calcul a actiunilor verticale destabilizatoare la verificarea la subpresiune

$R_d$  valoarea de calcul a oricarei alte rezistente aditionale la ridicare; rezistentele aditionale la ridicare pot fi de asemenea tratate drept actiune permanenta verticala stabilizatoare.

Nota - Coeficientii partiali pentru  $G_{dst;d}$ ,  $Q_{dst;d}$ ,  $G_{stb;d}$  si  $R_d$  pentru situatii permanente sau tranzitorii sunt dati în Anexa B a prezentului normativ.

HYD: cedarea hidraulica a terenului, eroziunea interna si eroziunea regresiva în teren, sub efectul gradientilor hidraulici.

Condițiile de verificare sunt definite de relațiile [2.9 a, b din SR EN 1997-1]:

$$u_{dst;d} \delta \sigma_{stb;d} \quad (I.1 \quad 1 a)$$

Unde:

$u_{dst;d}$

valoarea de calcul a presiunii totale destabilizatoare a apei din pori la baza coloanei de pamânt, pentru orice coloana de pamânt pertinent a tensiunea totala verticala

$\sigma_{stb;d}$

stabilizatoare la baza aceleiasi coloane

sau

$$S_{dst;d} \delta G'_{stb;d} \quad (I.1 \quad 1 b)$$

Unde:

$S_{dst;d}$

valoarea de calcul a fortei curentului în coloana de pamânt

$G'_{stb;d}$

greutatea în stare submersata a aceleiasi coloane.

Nota - Coeficientii partiali pentru  $u_{dst;d}$ ,  $\sigma_{stb;d}$ ,  $S_{dst;d}$  si  $G'_{stb;d}$  pentru situatii permanente sau tranzitorii sunt definiti în Anexa B a prezentului normativ.

STR: cedarea interna sau deformatia excesiva a structurii sau elementelor de structura, ca de exemplu fundatiile continue, radierele generale sau peretii de subsol, în care rezistenta materialelor structurii contribuie semnificativ la asigurarea rezistentei. Starea limita STR este tratata în Partea a II-a a prezentului normativ.

În cazurile unui risc anormal sau ale unor conditii de teren si de încărcare exceptional de dificile (de regula, situatiile care se încadreaza în categoria geotehnica 3 asociata unui risc geotehnic major) este indicat sa se utilizeze valori ale coeficientilor partiali mai mari sau mai mici (dupa caz) decât valorile date în Anexa B a prezentului normativ.

Pentru lucrari temporare sau pentru situatii de proiectare tranzitorii se pot utiliza valori diferite ale coeficientilor partiali (dupa caz) de valorile din Anexa B a prezentului normativ, în cazul în care consecintele probabile o justifica.

#### 1.27.6 Stari limita de serviciu (SLE)

Starile limita de serviciu (exploatare) sunt definite în conformitate cu CR 0 si SR EN 1997-1.

Verificarea pentru starile limita de exploatare, în teren sau într-o sectiune, element sau îmbinare a structurii, trebuie sa urmareasca îndeplinirea conditiei [2.10 din SR EN 1997-1]:

$$E_d \leq C_d \quad (I.1)$$

Unde

e:

$E_d$  valoarea de calcul a efectului unei actiuni sau combinatiilor de actiuni

$C_d$  valoarea de calcul limita a efectului unei actiuni sau combinatiilor de actiuni.

Este indicat sa se modifice în mod adecvat valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici în cazul în care se produce o modificare a acestora pe durata de viata a constructiei, de exemplu prin variatia nivelului apei subterane sau prin uscare.

Valoarea de calcul limita a efectului unei actiuni, de exemplu o anumita deplasare si/sau deformatie a fundatiei sau a unor parti ale structurii de

fundare, este acea valoare pentru care se considera atinsa în structura o stare limita de exploatare.

Conform SR EN 1997-1 si Anexa nationala, coeficientii partiali pentru starea limita de exploatare au valoarea egala cu 1,0.

### 1.27.7 Abordari de calcul

Abordarile de calcul definesc modul în care sunt utilizate relatiile (I.8) si (I.9) prin combinarea seturilor de coeficienti partiali pentru actiuni sau efectele actiunilor (A), pentru parametrii geotehnici (M) si pentru rezistente (R).

Abordarile de calcul se aplica pentru calculul la starile limita ultime GEO si STR, dupa caz.

Modul de calcul al valorilor  $E_d$  si  $R_d$  definite în relatiile (I.8 a, b si I.9 a, b, c) trebuie determinat prin alegerea uneia dintre cele doua abordari de calcul (abordarile de calcul 1 si 3) din SR EN 1997-1 si Anexa nationala.

Coeficientii partiali din Anexa B a prezentului normativ, care se utilizeaza pentru determinarea valorilor  $E_d$  si  $R_d$ , sunt grupati în seturile notate A (pentru actiuni sau efectele actiunilor), M (pentru parametrii pamântului) si R (pentru rezistente). Valorile acestora se aleg în functie de abordarea de calcul utilizata.

#### Abordarea de calcul 1

(5.1) Gruparea 1: **A1 "+" M1 "+" R1**

(5.2) Gruparea 2: **A2 "+" M2 "+" R1**

Nota 1 - Notatia: "+" înseamna: "de grupat cu".

Nota 2 - Coeficientii partiali sunt aplicati asupra actiunilor si parametrilor de rezistenta ai terenului.

Nota 3 - Daca este evident ca una dintre cele doua grupari guverneaza proiectarea, nu este necesar sa se mai efectueze calculele si cu cealalta grupare. Totusi, grupari diferite se pot dovedi critice pentru aspecte diferite ale aceluiasi proiect.

#### Abordarea de calcul 3

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

Nota 1 - Notatia: "+" înseamna: "de grupat cu".

Nota 2 - \*: Coeficientii partiali sunt aplicati asupra actiunilor provenind de la structura.

Nota 3 - † : Coeficientii partiali sunt aplicati asupra actiunilor geotehnice.

Nota 4 - La calculul stabilitatii taluzurilor sau al stabilitatii generale, actiunile aplicate asupra terenului (de exemplu actiunile provenind de la structura, încarcarile date de trafic) sunt tratate drept actiuni geotehnice, folosindu-se setul A2 de coeficienti partiali.

#### 1.27.7.1 SR EN 1997-1 - Coeficienti parțiali:

**Coeficienti parțiali pentru verificarea starilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO)**

**Coeficienti parțiali pentru acțiuni ( $\gamma_F$ ) sau pentru efectele acțiunilor ( $\gamma_E$ )**

Pentru verificarea starilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie aplicate seturile de coeficienti parțiali A1 sau A2 asupra acțiunilor ( $\gamma_F$ ) sau efectelor acțiunilor ( $\gamma_E$ ):

$\gamma_G$  pentru acțiunile permanente defavorabile sau favorabile;

$\gamma_Q$  pentru acțiunile temporare defavorabile sau favorabile;

Nota - Valorile lui  $\gamma_G$  și  $\gamma_Q$  de utilizat într-o țara anumita pot fi obținute din anexa naționala la standardul EN 1990:2002 pentru țara respectiva. Valorile recomandate pentru cladiri în standardul EN 1990:2002 pentru cele doua seturi A1 și A2 sunt indicate în tabelul A.3.

Acțiuni		Simbol	Set	
			A1	A2
Permanente	Nefavorabile	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorabile		1,0	1,0

Variabile	Nefavorabile	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorabile		0	0

Tabelul A.3 - Coeficienți parțiali pentru acțiuni ( $\gamma_p$ ) sau efectele acțiunilor ( $\gamma_E$ )

## Coeficienți parțiali pentru parametrii pământului ( $\gamma_M$ )

La verificarea stărilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO) trebuie aplicate următoarele seturi M1 și M2 de coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_M$ ):

$\gamma_{\phi'}$	pentru tangenta unghiului de frecare internă
$\gamma_{c'}$	pentru coeziunea efectivă (drenată)
$\gamma_c$	pentru coeziunea nedrenată
$\gamma_{qu}$	pentru rezistența la compresiune cu deformare laterală liberă
$\gamma_Y$	pentru greutatea volumică

NOTA - Valorile atribuite pentru  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  și  $\gamma_Y$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate pentru cele două seturi M1 și M2 sunt indicate în tabelul A.4.

Parametru pământ	Simbol	Set	
		M1	M2
Unghiul de frecare internă <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coeziune efectivă (drenată)	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coeziune nedrenată	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Rezistența la compresiune cu deformare laterală liberă	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Greutate volumică	$\gamma_Y$	1,0	1,0

<sup>a</sup> Acest coeficient se aplică la  $\tan \phi'$

Tabelul A.4 - Coeficienți parțiali pentru parametrii pământului ( $\gamma_M$ )

## Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ )

## Coeficienți parțiali de rezistență pentru fundațiile de suprafață

La fundațiile de suprafață și verificarea stărilor limită pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie aplicate seturile R1, R2 sau R3 ai coeficienților parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ):

$\gamma_{R;v}$  pentru capacitate portanta  
 $\gamma_{R;h}$  pentru rezistența la alunecare

NOTA- Valorile lui  $\gamma_{R;v}$  și  $\gamma_{R;h}$  de utilizat într-o țară pot fi obținute din anexa națională la acest standard. Valorile recomandate ale celor trei seturi de parametri R1, R2 și R3 sunt indicate în tabelul A.5.

Rezistență	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Capacitate portanta	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Alunecare	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

Tabelul A.5 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru fundații de suprafață

## Coeficienți parțiali de rezistență pentru fundațiile pe piloți

La fundațiile pe piloți și la verificările stărilor limită pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie aplicate seturile R1, R2, R3 și R4 ale următorilor coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ):

$\gamma_b$  pentru rezistența pe vârf  
 $\gamma_s$  pentru rezistența prin frecare pe suprafața laterală a piloților supuși la compresiune  
 $\gamma_t$  pentru rezistența totală /combinată a piloților supuși la compresiune  
 $\gamma_{s;t}$  pentru rezistența la frecare pe suprafața laterală a piloților supuși la tracțiune

Nota- Valorile lui  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_t$  și  $\gamma_{s;t}$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute în anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate ale celor patru seturi R1, R2, R3 și R4 ai coeficienților parțiali



sunt indicate în tabelul A.6 pentru piloți de îndesare, în tabelul A.7 pentru piloți forși și în tabelul A.8 pentru piloți cu burghiu continuu (CFA).

Rezistența	Simbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Pe vârf	$Y_b$	1,0	1,1	1,0	1,3
Pe suprafața laterală (compresiune)	$Y_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	$Y_t$	1,0	1,1	1,0	1,3
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$Y_{st}$	1,25	1,1 5	1,1	1,6

**Tabelul A.6 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru piloți de îndesare**

Rezistența	Simbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Pe vârf	$Y_b$	1,25	1,1	1,0	1,6
Pe suprafața laterală (compresiune)	$Y_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	$Y_t$	1,15	1,1	1,0	1,5
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$Y_{st}$	1,25	1,1 5	1,1	1,6

**Tabelul A.7 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru piloți forși**

Rezistența	Simbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Pe vârf	$Y_b$	1,1	1,1	1,0	1,4 5
Pe suprafața laterală (compresiune)	$Y_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	$Y_t$	1,1	1,1	1,0	1,4
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$Y_{st}$	1,25	1,1 5	1,1	1,6

**Tabelul A.8 - Coeficienți parțiali de rezistență pentru piloți cu burghiu continuu (CFA)**

### Coeficienți de corelare pentru fundațiile pe piloți

La verificarea stărilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie utilizați următorii coeficienți parțiali de corelare  $\xi$  la stabilirea rezistenței caracteristice a piloților solicitați axial:

- $\xi_1$  pentru valorile medii ale rezistențelor masurate în încarcari statice de proba
- $\xi_2$  pentru valorile minime ale rezistențelor masurate în încarcari statice de proba
- $\xi_3$  pentru valorile medii ale rezistențelor calculate pe baza încercarilor asupra pamânturilor
- $\xi_4$  pentru valorile minime ale rezistențelor calculate pe baza încercarilor asupra pamânturilor
- $\xi_5$  pentru valorile medii ale rezistențelor masurate în încarcari dinamice de proba
- $\xi_6$  pentru valorile minime ale rezistențelor masurate în încarcari dinamice de proba

Nota- Valorile coeficienților  $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4, \xi_5$  și  $\xi_6$  de utilizat într-o țara anumita pot fi obținute din anexa naționala la acest standard pentru țara respectiva. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.9, tabelul A.10 și tabelul A.11.

$\xi$ pentru n=	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

**Tabelul A.9 - Coeficienți de corelare  $\xi$  pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încercarilor statice de proba pe piloți (n - numarul piloților încercați)**

$\xi$ pentru n=	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

**Tabelul A.10 - Coeficienți de corelare  $\xi$  pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încercarilor asupra pamânturilor (n- numarul profilelor de încercari)**

$\xi$ pentru n=	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

- a Valori le lui  $\xi$  din acest tabel sunt aplicabile pentru încercările de impact dinamic
- b Valorile lui  $\xi$  pot fi multiplicare printr-un coeficient de model 0,85 dacă se folosesc încercări de impact dinamic cu calare de semnale.
- c Valoarea lui  $\xi$  este indicat să se multiplieze cu un coeficient de model 1,10 atunci când se folosește o formula dinamică de batere cu măsurarea deplasării cvasi-elastice a capului pilotului sub impact.
- d Valori le lui  $\xi$  trebuie multiplicare cu un coeficient de model 1,20 atunci când se folosește o formula dinamică de batere fără măsurarea deplasării cvasi-elastice a capului pilotului sub impact.
- e Dacă în fundație există tipuri diferite de piloți, este indicat ca grupele de piloți similari să se considere separat atunci când se alege numărul  $n$  de piloți încercați.

**Tabelul A.11 - Coeficienți de corelare  $\xi$  pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încercărilor de impact dinamic a, b, c, d, e (n- numărul piloților încercați)**

## Coeficienți parțiali de rezistență pentru ancoraje pretensionate

La ancorajele pretensionate și la verificările stărilor limită pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie utilizate seturile R1, R2, R3 sau R4 ale coeficienților parțiali de rezistență:

$Y_{a;t}$  pentru ancoraje temporale

;

$Y_{a;p}$  pentru ancoraje permanente

;

Nota - Valorile lui  $Y_{a;t}$  și  $Y_{a;p}$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate pentru cele patru seturi R1, R2, R3 și R4 sunt indicate în tabelul A.12.

Rezistența	Simbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Temporara	$Y_{a;t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Permanentă	$Y_{a;p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

**Tabelul A.12 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $Y_R$ ) pentru ancoraje pretensionate**

## Coeficienți parțiali de rezistență ( $Y_R$ ) pentru lucrări de susținere

La lucrari de susținere și la verificarile starilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie utilizate seturile R1, R2 sau R3 ale urmatorilor coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ):

$\gamma_{R,v}$	pentru capacitate portanta
$\gamma_{R,h}$	pentru rezistența la alunecare
$\gamma_{R,e}$	pentru rezistența pământului

Nota - Valorile lui  $\gamma_{R,v}$ ,  $\gamma_{R,h}$  și  $\gamma_{R,e}$  de utilizat într-o țara anumita pot fi obținute din anexa naționala la acest standard pentru țara respectiva. Valorile recomandate pentru trei seturi R1, R2 și R3 sunt indicate în tabelul A.13.

Rezistența	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Capacitate portanta	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Rezistența la alunecare	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Rezistența pământului	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

Tabelul A.13 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru lucrari de susținere

### Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru taluzuri și pentru stabilitatea generala

La taluzuri și la stabilitatea generala și verificarile starilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie aplicat la rezistența pământului un coeficient parțial de rezistență ( $\gamma_{R,e}$ ).

Nota - Valoarea lui  $\gamma_{R,e}$  de utilizat într-o țara anumita poate fi obținuta din anexa naționala la acest standard pentru țara respectiva. Valorile recomandate pentru trei seturi de coeficienți R1, R2 și R3 sunt indicate în tabelul A.14.

Rezistența	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Rezistența pământului	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

Tabelul A.14 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru taluzuri și pentru stabilitatea generala

## Coeficienți parțiali pentru verificările la starea limita ultima de ridicare hidraulică (UPL)

Pentru verificarea la starea limita de ridicare hidraulică globală (UPL) trebuie aplicate asupra acțiunilor următorii coeficienți parțiali:

$Y_{G;dst}$  pentru acțiunile permanente defavorabile destabilizatoare;

$Y_{G;stb}$  pentru acțiunile permanente favorabile stabilizatoare;

$Y_{Q;dst}$  pentru acțiunile temporare defavorabile destabilizatoare.

Nota - Valorile lui  $Y_{G;dst}$ ,  $Y_{G;stb}$  și  $Y_{Q;dst}$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.15.

Acțiune	Simbol	Valoare
Permanentă		
Defavorabilă <sup>a</sup>	$Y_{G;dst}$	1,0
Favorabilă <sup>b</sup>	$Y_{G;stb}$	0,9
Temporară		
Defavorabilă <sup>a</sup>	$Y_{Q;dst}$	1,5
a Destabilizatoare		
b Stabilizatoare		

**Tabelul A.15 - Coeficienți parțiali pentru acțiuni ( $\gamma_F$ )**

Pentru verificarea la starea limită de ridicare globală (UPL), trebuie utilizați următorii coeficienți parțiali, atunci când se ia în considerare o rezistență la ridicare  $R_d$ :

$Y_{\phi'}$  pentru tangenta unghiului de frecare internă

$Y_c$  pentru coeziunea efectivă (drenată)

$Y_c$  pentru coeziunea nedrenată

$Y_s$  pentru rezistența la tracțiune a piloților

;

$Y_a$  pentru rezistența ancorajului

Nota - Valorile lui  $Y_{\phi'}$ ,  $Y_{c'}$ ,  $Y_{cu}$ ,  $Y_{st}$  și  $Y_a$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.16.

Parametrul pamântului	Simbol	Valoare
Unghiul de frecare internă <sup>a</sup>	$Y_{\phi'}$	1,25
Coeziunea efectivă (drenată)	$Y_{c'}$	1,25
Coeziunea nedrenată	$Y_{cu}$	1,40
Rezistența la tracțiune a unui pilot	$Y_{s;t}$	1,40
Rezistența ancorajului	$Y_a$	1,40
a Acest coeficient se aplică la $\tan \phi'$		

Tabelul A.16 - Coeficienți parțiali pentru parametrii pamântului și pentru rezistențe

### Coeficienți parțiali pentru verificarea la starea limita de ridicare hidraulică locală sau de eroziune (HYD)

Pentru verificarea la starea limita de ridicare hidraulică locală sau de eroziune (HYD) trebuie aplicată asupra acțiunilor următorii coeficienți parțiali ( $Y_F$ ):

$Y_{G;dst}$  pentru acțiunile permanente defavorabile destabilizatoare

$Y_{G;stb}$  pentru acțiunile permanente favorabile stabilizatoare

$Y_{Q;dst}$  pentru acțiunile temporare defavorabile destabilizatoare

Nota - Valorile lui  $Y_{G;dst}$ ,  $Y_{G;stb}$  și  $Y_{Q;dst}$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.17.

Acțiune	Simbol	Valoare
Permanentă		
Defavorabilă <sup>a</sup>	$Y_{G;dst}$	1,35
Favorabilă <sup>b</sup>	$Y_{G;stb}$	0,90
Temporară		

Defavorabila <sup>a</sup>	$Y_{Q;dst}$	1,50
a Destabilizatoare		
b Stabilizatoare		

**Tabelul A.17 - Coeficienți parțiali pentru acțiuni ( $\gamma_r$ )**

#### 1.27.7.1.1 rezistență pentru fundațiile de suprafață

La fundațiile de suprafață și verificarea stărilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie aplicate seturile R1, R2 sau R3 ai coeficienților parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ):

$\gamma_{R;v}$  pentru capacitate portanta

;v

$\gamma_{R;h}$  pentru rezistența la alunecare

;h

NOTA- Valorile lui  $\gamma_{R;v}$  și  $\gamma_{R;h}$  de utilizat într-o țară pot fi obținute din anexa națională la acest standard. Valorile recomandate ale celor trei seturi de parametri R1, R2 și R3 sunt indicate în tabelul A.5.

Rezistența	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Capacitate portanta	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Alunecare	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

**Tabelul A.5 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru fundații de suprafață**

#### 1.27.7.1.2 parametrii pamantului ( $\gamma_M$ )

La verificarea stărilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO) trebuie aplicate următoarele seturi M1 și M2 de coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_M$ ):

$\gamma_{\phi'}$	pentru tangenta unghiului de frecare interna
$\gamma_{c'}$	pentru coeziunea efectiva (drenata)
$\gamma_c$	pentru coeziunea nedrenata
$\gamma_{qu}$	pentru rezistența la compresiune cu deformare laterala libera
$\gamma$	pentru greutatea volumica

NOTA - Valorile atribuite pentru  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  și  $\gamma$  de utilizat într-o țara anumita pot fi obținute din anexa naționala la acest standard pentru țara respectiva. Valorile recomandate pentru cele doua seturi M1 și M2 sunt indicate în tabelul A.4.

Parametru pamânt	Simbol	Set	
		M1	M2
Unghiul de frecare interna <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coeziune efectiva (drenata)	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coeziune nedrenata	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Rezistența la compresiune cu deformare laterala libera	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Greutate volumica	$\gamma$	1,0	1,0

<sup>a</sup> Acest coeficient se aplica la  $\tan \phi'$

**Tabelul A.4 - Coeficienți parțiali pentru parametrii pamantului ( $\gamma_M$ )**

#### 1.27.7.1.3 rezistența pentru fundațiile pe piloți

La fundațiile pe piloți și la verificarile stărilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie aplicate seturile R1, R2, R3 și R4 ale următorilor coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ):

$\gamma_b$  pentru rezistența pe vârf



- $Y_s$  pentru rezistența prin frecare pe suprafața laterală a piloților supuși la compresiune
- $Y_t$  pentru rezistența totală /combinată a piloților supuși la compresiune
- $Y_{s,t}$  pentru rezistența la frecare pe suprafața laterală a piloților supuși la tracțiune

Nota- Valorile lui  $Y_b$ ,  $Y_s$ ,  $Y_t$  și  $Y_{s,t}$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute în anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate ale celor patru seturi R1, R2, R3 și R4 ai coeficienților parțiali sunt indicate în tabelul A.6 pentru piloții de îndesare, în tabelul A.7 pentru piloții foraj și în tabelul A.8 pentru piloții cu burghiu continuu (CFA).

Rezistența	Simbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Pe vârf	$Y_b$	1,0	1,1	1,0	1,3
Pe suprafața laterală (compresiune)	$Y_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	$Y_t$	1,0	1,1	1,0	1,3
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$Y_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabelul A.6 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $Y_R$ ) pentru piloți de îndesare

Rezistența	Simbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Pe vârf	$Y_b$	1,25	1,1	1,0	1,6
Pe suprafața laterală (compresiune)	$Y_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Totală/combinată (compresiune)	$Y_t$	1,15	1,1	1,0	1,5
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$Y_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabelul A.7 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $Y_R$ ) pentru piloți foraj

Rezistența	Simbol	Set			
		R1	R2	R3	R4
Pe vârf	$Y_b$	1,1	1,1	1,0	1,45
Pe suprafața laterală (compresiune)	$Y_s$	1,0	1,1	1,0	1,3

Totala/combinata (compresiune)	$Y_t$	1,1	1,1	1,0	1,4
Pe suprafața laterală (tracțiune)	$Y_{s,t}$	1,25	$\frac{1,1}{5}$	1,1	1,6

**Tabelul A.8 - Coeficienți parțiali de rezistență pentru piloți cu burghiu continuu (CFA)**

### Coeficienți de corelare pentru fundațiile pe piloți

La verificarea stărilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie utilizat următorii coeficienți parțiali de corelare  $\xi$  la stabilirea rezistenței caracteristice a piloților solicitați axial:

- $\xi_1$  pentru valorile medii ale rezistențelor măsurate în încărcări statice de proba
- $\xi_2$  pentru valorile minime ale rezistențelor măsurate în încărcări statice de proba
- $\xi_3$  pentru valorile medii ale rezistențelor calculate pe baza încercărilor asupra pământurilor
- $\xi_4$  pentru valorile minime ale rezistențelor calculate pe baza încercărilor asupra pământurilor
- $\xi_5$  pentru valorile medii ale rezistențelor măsurate în încărcări dinamice de proba
- $\xi_6$  pentru valorile minime ale rezistențelor măsurate în încărcări dinamice de proba

Nota- Valorile coeficienților  $\xi_1$ ,  $\xi_2$ ,  $\xi_3$ ,  $\xi_4$ ,  $\xi_5$  și  $\xi_6$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.9, tabelul A.10 și tabelul A.11.

$\xi$ pentru n=	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

**Tabelul A.9 - Coeficienți de corelare  $\xi$  pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încercărilor statice de proba pe piloți (n - numărul piloților încercați)**

$\xi$ pentru n=	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	$\frac{1,4}{0}$	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25

$\xi_4$	1,4 0	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08
---------	----------	------	------	------	------	------	------

**Tabelul A.10 - Coeficienți de corelare  $\xi$  pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încercărilor asupra pamânturilor (n- numarul profilelor de încercări)**

$\xi$ pentru n=	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

- a Valori le lui  $\xi$  din acest tabel sunt aplicabile pentru încercările de impact dinamic
- b Valorile lui  $\xi$  pot fi multiplicare printr-un coeficient de model 0,85 daca se folosesc încercări de impact dinamic cu calare de semnale.
- c Valoarea lui  $\xi$  este indicat sa se multiplie cu un coeficient de model 1,10 atunci când se folosește o formula dinamica de batere cu masurarea deplasării cvasi-elastice a capului pilotului sub impact.
- d Valori le lui  $\xi$  trebuie multiplicare cu un coeficient de model 1,20 atunci când se folosește o formula dinamica de batere fara masurarea deplasării cvasi-elastice a capului pilotului sub impact.
- e Daca în fundație exista tipuri diferite de piloți, este indicat ca grupele de piloți similari sa se considere separat atunci când se alege numarul n de piloți încercați.

**Tabelul A.11 - Coeficienți de corelare  $\xi$  pentru stabilirea valorilor caracteristice pe baza încercărilor de impact dinamic a, b, c, d, e (n- numarul piloților încercați)**

#### 1.27.7.1.4 rezistență pentru ancorajele pretensionate

La ancorajele pretensionate și la verificările stărilor limita pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie utilizate seturile R1, R2, R3 sau R4 ale coeficienților parțiali de rezistență:

$Y_{a;t}$  pentru ancoraje temporale

;t

$Y_{a;p}$  pentru ancoraje permanente

;p

Nota - Valorile lui  $Y_{a;t}$  și  $Y_{a;p}$  de utilizat într-o țara anumita pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectiva. Valorile recomandate pentru cele patru seturi R1, R2, R3 și R4 sunt indicate în tabelul A.12.

Rezistență	Simbol	Set
------------	--------	-----

		R1	R2	R3	R4
Temporara	$Y_{a;t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Permanenta	$Y_{a;p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

Tabelul A.12 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru ancoraje pretensionate

#### 1.27.7.1.5 rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru lucrări de susținere

La lucrări de susținere și la verificările stărilor limită pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie utilizate seturile R1, R2 sau R3 ale următorilor coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ):

$\gamma_{R,v}$  pentru capacitate portanță

;

$\gamma_{R,h}$  pentru rezistența la alunecare

;

$\gamma_{R,e}$  pentru rezistența pământului

;

Nota - Valorile lui  $\gamma_{R,v}$ ,  $\gamma_{R,h}$  și  $\gamma_{R,e}$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate pentru trei seturi R1, R2 și R3 sunt indicate în tabelul A.13.

Rezistența	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Capacitate portanță	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Rezistența la alunecare	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Rezistența pământului	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

Tabelul A.13 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru lucrări de susținere

### 1.27.7.1.6 rezistența ( $\gamma_R$ ) pentru taluzuri și pentru stabilitatea generală

La taluzuri și la stabilitatea generală și verificările stărilor limită pentru structuri (STR) și geotehnice (GEO), trebuie aplicat la rezistența pământului un coeficient parțial de rezistență ( $\gamma_{R,e}$ ).

Nota - Valoarea lui  $\gamma_{R,e}$  de utilizat într-o țară anumită poate fi obținută din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate pentru trei seturi de coeficienți R1, R2 și R3 sunt indicate în tabelul A.14.

Rezistența	Simbol	Set		
		R1	R2	R3
Rezistența pământului	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

**Tabelul A.14 - Coeficienți parțiali de rezistență ( $\gamma_R$ ) pentru taluzuri și pentru stabilitatea generală**

### 1.27.7.1.7 verificările la starea limită ultimă de ridicare hidraulică

Pentru verificarea la starea limită de ridicare hidraulică globală (UPL) trebuie aplicate asupra acțiunilor următorii coeficienți parțiali:

$\gamma_{G,dst}$  pentru acțiunile permanente defavorabile destabilizatoare;

$\gamma_{G,stab}$  pentru acțiunile permanente favorabile stabilizatoare;

$\gamma_{Q,dst}$  pentru acțiunile temporare defavorabile destabilizatoare.

Nota - Valorile lui  $\gamma_{G,dst}$ ,  $\gamma_{G,stab}$  și  $\gamma_{Q,dst}$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.15.

Acțiune	Simbol	Valoare
Permanentă Defavorabilă <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,0

Favorabila <sup>b</sup>	$Y_{G;stb}$	0,9
Temporara		
Defavorabila <sup>a</sup>	$Y_{Q;dst}$	1,5
a Destabilizatoare		
b Stabilizatoare		

**Tabelul A.15 - Coeficienți parțiali pentru acțiuni ( $\gamma_F$ )**

Pentru verificarea la starea ultimă de ridicare globală (UPL), trebuie utilizată următorii coeficienți parțiali, atunci când se ia în considerare o rezistență la ridicare  $R_d$ :

$Y_{\phi'}$	pentru tangenta unghiului de frecare internă
$Y_{c'}$	pentru coeziunea efectivă (drenată)
$Y_{cu}$	pentru coeziunea nedrenată
$Y_{s;t}$	pentru rezistență la tracțiune a piloților
$Y_a$	pentru rezistență ancorajului

Nota - Valorile lui  $Y_{\phi'}$ ,  $Y_{c'}$ ,  $Y_{cu}$ ,  $Y_{s;t}$  și  $Y_a$  de utilizat într-o țară anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.16.

Parametrul pamântului	Simbol	Valoare
Unghiul de frecare internă <sup>a</sup>	$Y_{\phi'}$	1,25
Coeziunea efectivă (drenată)	$Y_{c'}$	1,25
Coeziunea nedrenată	$Y_{cu}$	1,40
Rezistență la tracțiune a unui pilot	$Y_{s;t}$	1,40
Rezistență ancorajului	$Y_a$	1,40
a Acest coeficient se aplica la $\tan \phi'$		

**Tabelul A.16 - Coeficienți parțiali pentru parametrii pamântului și pentru rezistențe**

## 1.27.7.1.8 verificarea la starea limita de ridicare hidraulica locala sau de eroziune (HYD)

Pentru verificarea la starea limita de ridicare hidraulica locala sau de eroziune (HYD) trebuie aplicat asupra acțiunilor următorii coeficienți parțiali ( $\gamma_F$ ):

$\gamma_{G;dst}$  pentru acțiunile permanente defavorabile destabilizatoare

$\gamma_{G;stb}$  pentru acțiunile permanente favorabile stabilizatoare

$\gamma_{Q;dst}$  pentru acțiunile temporare defavorabile destabilizatoare

Nota - Valorile lui  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$  și  $\gamma_{Q;dst}$  de utilizat într-o țara anumită pot fi obținute din anexa națională la acest standard pentru țara respectivă. Valorile recomandate sunt indicate în tabelul A.17.

Acțiune	Simbol	Valoare
Permanentă		
Defavorabilă <sup>a</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Favorabilă <sup>b</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Temporară		
Defavorabilă <sup>a</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
a Destabilizatoare		
b Stabilizatoare		

Tabelul A.17 - Coeficienți parțiali pentru acțiuni ( $\gamma_F$ )

### 1.27.8 Calcul la stări limita ultime

Calculul la stările limita ultime se face pentru grupările de acțiuni (efecte ale acțiunilor) definite conform CR 0:

- Combinarea (efectelor) acțiunilor pentru situațiile de proiectare persistentă sau normală și tranzitorie (Gruparea fundamentală, GF);
- Combinarea (efectelor) acțiunilor pentru situația de proiectare seismică (Gruparea seismică, GS).

Pentru stabilirea dimensiunilor în plan ale fundației este necesar, după caz, calculul la următoarele stări limită ultime, de tip GEO:

- Capacitatea portantă (Figura I.4 a)
- Rezistența la alunecare (Figura. I.4 b)
- Stabilitatea generală (Figura I.4 c).
- Pentru verificarea la starea limită ultimă de tip STR se vor avea în vedere următoarele:
  - Trebuie luate în considerare deplasările diferențiale verticale și orizontale ale fundațiilor pentru a se asigura că acestea nu conduc la o stare limită ultimă în structura.
  - Se poate adopta o presiune acceptabilă, conform I.3.1 pct.(6.3), cu condiția ca deplasările să nu conducă la o stare limită ultimă în structura.
  - În pământurile care se pot ridica, trebuie evaluată umflarea diferențială potențială, iar fundațiile și structura trebuie dimensionate astfel încât să reziste sau să fie adaptate pentru a o prelua pe aceasta.

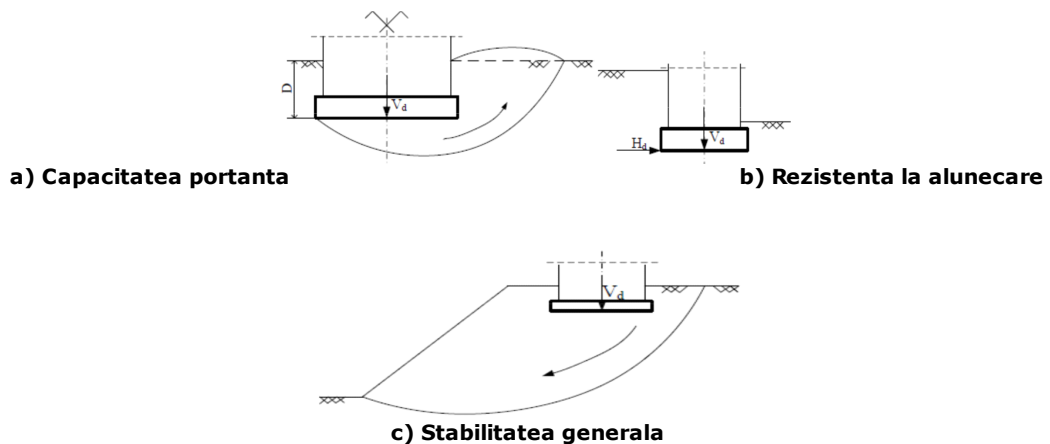


Figura I.4 - Stări limită ultime de tip GEO

### 1.27.9 Stabilitatea generală

Pentru verificările de stabilitate generală pot fi aplicate calculele de stabilitate generală descrise în SR EN 1997-1, Secțiunea 11.

Stabilitatea generală, cu sau fără fundații, trebuie verificată în particular în următoarele situații:



- În apropiere de un taluz sau pe un taluz, natural sau artificial.
- În apropierea unei excavatii, transee, lucrari de sustinere sau lucrari subterane.
- În apropierea unui râu, canal, lac, rezervor sau mal.

Pentru oricare dintre situatii trebuie sa se demonstreze, conform cu principiile descrise în SR EN 1997-1 Sectiunea 11, ca pierderea de stabilitate a masivului de pamânt cuprinzând fundatia este suficient de putin probabila.

#### 1.27.10 Adâncimea de incastrare echivalent

Adâncimea de încastrare echivalenta,  $D_e$ , se poate calcula pornind de la rezultatele obtinute prin încercari cu presiometrul Ménard:

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_{le}^*(z) dz \quad (\text{A.1})$$

Unde

$e$ :

$p_{le}^*$  presiunea limita neta echivalenta:

$$p_{le}^* = (\pi p_{l;ki}^*)^{1/n}$$

Unde

$e$ :

$p_{l;ki}^*$  presiunile limita nete reprezentative determinate la diferite adâncimi,  $i$ , sub nivelul bazei fundatiei, pe o adâncime de min.  $1,5B$ .

Nota 1 – În cazul în care pe adâncimea de min.  $1,5B$  terenul este format dintr-un singur strat geologic sau formatiuni geologice similare, având presiuni limita nete comparabile, profilul presiometric reprezentativ este definit printr-o variatie liniara a presiunii limita neta cu adâncimea.

Nota 2 - În cazul în care pe adâncimea de min.  $1,5B$  terenul nu este format dintr-un singur strat geologic sau formatiuni geologice similare iar presiunile

limita nete nu au valori comparabile, profilul presiometric reprezentativ trebuie sa tina cont de profilul presiometric masurat, cu eliminarea valorilor singulare considerate prea mari.

$p_{l;k}^*$  presiunea limita neta reprezentativa:

$$p_{l;k}^* = p_{l;k} - p_0$$

Unde:

$p_{l;k}$

presiunea limita reprezentativa la adâncimea încercării

$p_0$

presiunea orizontala în stare de repaus la adâncimea încercării:

$$p_0 = K_0 q' + u$$

Unde:

$K_0$

valoarea estimata a coeficientului de presiune în stare de repaus

$q'$

valoarea efortului vertical efectiv

$u$

valoarea presiunii apei din pori.

### 1.27.11 Adancimea de inghet

Valorile de referinta pentru adâncimea de înghet sunt indicate în STAS 6054.

Adâncimea minima de fundare se stabileste conform tabelului C.1 în functie de natura terenului de fundare, adâncimea de înghet si nivelul apei subterane.

Terenul de fundare	Adâncimea de înghet $H_i$	Adâncimea apei subterane fata de cota terenului natural	Adâncimea minima de fundare	
			Terenuri supuse actiunii înghetului	Terenuri ferite de înghet *)
	(cm)	(m)	(cm)	

Roci stâncoase	oricare	oricare	30 ÷ 40	20
Pietrisuri curate, nisipuri mari si mijlocii curate	oricare	$H \geq 2,00$	$H_f$	40
		$H < 2,00$	$H_f + 10$	40
Pietris sau nisip argilos, argila grasa	$H_f \leq 70$	$H \geq 2,00$	80	50
		$H < 2,00$	90	50
	$H_f > 70$	$H \geq 2,00$	$H_f + 10$	50
		$H < 2,00$	$H_f + 20$	50
Nisip fin prafos, praf argilos, argila prafoasa si nisipoasa	$H_f \leq 70$	$H \geq 2,50$	80	50
		$H < 2,50$	90	50
	$H_f > 70$	$H \geq 2,50$	$H_f + 10$	50
		$H < 2,50$	$H_f + 20$	50

**Tabelul C.1**

Nota \*)- Valorile indicate pentru cazul terenurilor ferit e de înghet se masoara de la cota inferioara a pardoselii.

### 1.27.12 Capacitatea portanta

Sarcina limita a unei fundații de suprafață poate fi definită în funcție de valoarea maxima de încărcare pentru care în niciun punct al subsolului nu se ajunge la condiția de rupere (metoda lui Frolich), sau în funcție de valoarea sarcinii, mai mare decât precedentă, pentru care fenomenul de ruptura dacă este extins la un volum mare al solului (metoda lui Prandtl și următorii).

Prandtl a studiat problema de ruptura a unui semispaziu elastic datorată efectului unei sarcini aplicate pe suprafața sa cu referire la oțel, caracterizând rezistența la forfecare cu o ecuație de tipul:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$$

validă și pentru terenuri.

Ipotezele și condițiile introduse de Prandtl sunt:

- Material fara greutate și deci  $\gamma=0$
- Comportament rigid-plastic
- Rezistența la forfecare estimabilă cu  $\tau=c + \sigma' \operatorname{tg}(\varphi)$

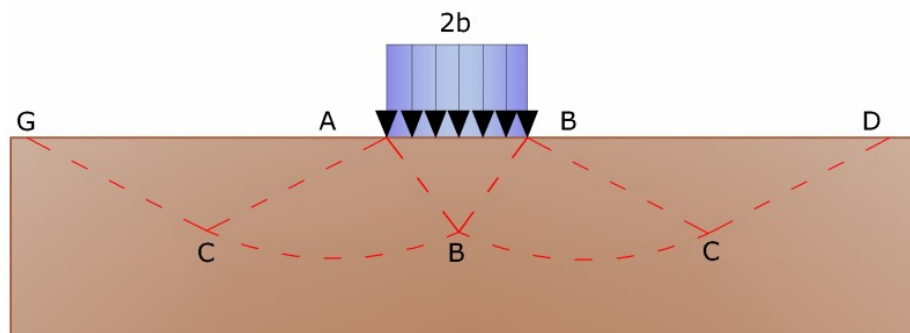
- Sarcina uniforma, verticala aplicata pe o fâzie de lungimea infinita și de lațime  $2b$  (stare de deformație plana)
- Tensiuni tangențiale nule la contactul dintre fâzia de sarcina și suprafața limita a semispatiului.

La forfecare se verifica și plasticizarea materialului dintre suprafețele limita ale semispatiului și suprafețele GFBCD.

În triunghiul AEB forfecarea se realizeaza în funcție de doua familii de segmente rectilinii și înclinate la  $45^\circ + \varphi/2$  față de orizontala.

În zonele ABF și EBC forfecarea se produce de-a lungul a doua familii de linii, una constituita din segmente rectilinii care trec prin punctele A și E și o alta de arcuri din familia de spirale logaritmice.

Polii acestora sunt punctele A și E. În triunghiurile AFG și ECD ruptura se realizeaza pe segmente înclinate la  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  în raport cu verticala.



Identificând astfel volumul terenului adus la ruptura de sarcina limita, acesta poate fi calculat scriind condiția de echilibru dintre forțele agente pe orice volum de teren delimitat pe baza uneia dintre suprafețele de alunecare.

Se ajunge deci la o ecuație  $q = B \times c$ , unde coeficientul B depinde numai de unghiul de frecare  $\varphi$  al terenului.

Pentru  $\varphi = 0$  coeficientul B este egal cu 5.14, deci  $q = 5.14 \times c$ .

In celalalt caz particular de teren necoeziv ( $c=0$ ,  $g < > 0$ ) rezulta  $q = 0$ , dupa teoria lui Prandtl, nu ar fi posibil deci sa se aplice nicio sarcina pe suprafata limita a unui teren necoeziv.

De la aceasta teorie, chiar daca nu se aplica practic, au luat nastere cercetarile si metodele de calcul urmatoare.

De fapt Caquot s-a pus in aceleasi conditii ca si Prandtl exceptie facand faptul ca fasia de sarcina nu mai este aplicata pe suprafata semispatiului, dar la o adancime  $h$ , cu  $h < 2b$ ; terenul dintre suprafata si adancimea  $h$  are urmatoarele caracteristici:  $g < > 0$ ,  $\phi = 0$ ,  $c = 0$  si este deci un mediu care are greutate dar nu are rezistenta.

Rezolvand ecuatiile echilibrului se ajunge la expresia:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

care, in mod sigur este un pas inainte fata de Prandtl, dar care inca nu oglindeste realitatea.

### **Metoda lui Terzaghi (1955)**

Terzaghi , urmand studiul lui Caquot, a adus anumite modificari pentru a tine cont de caracteristicile efective ale cuplului lucrare de fundatie - teren. Sub actiunea sarcinii transmisa de fundatie terenul care se gaseste in contact cu fundatia are tendinta de al aluneca lateral, dar este impiedicat de catre rezistentele tangential care se dezvoltă intre fundatie si teren. Aceasta aduce cu sine o modificare a starii de tensiune in terenul de sub fundatie; pentru a tine seama de aceasta Terzaghi asigneaza laturilor AB si EB ale marginii lui Prandtl o inclinatie  $\gamma$  fata de orizontala, alegand valoarea lui  $\gamma$  in functie de caracteristicile mecanice ale terenului la contactul teren- fundatie.

Ipoteza  $\gamma_2 = 0$  pentru terenul de sub fundatie este depasita admitand ca suprafetele de ruptura raman nealterate, expresia sarcinii limita este deci:

in care  $c$  este un coeficient care rezulta in functie de unghiul de frecare  $\varphi$  al terenului de sub suprafata de fundare si de unghiul  $\varphi$  definit anterior;  
 $b$  este semi-latimea fasiei.

Mai mult, bazandu-se pe date experimentale, Terzaghi trece de la problema plana la problema spatiala introducand factori de forma.

O contributie ulterioara a fost adusa de Terzaghi asupra comportamentului efectiv al terenului.

In metoda lui Prandtl se presupune un comportament rigid-plastic al terenului, Terzaghi in schimb admite acest comportament in terenurile foarte compacte.

In aceste terenuri, curba sarcini-tasari prezinta o prima un parcurs rectiliniu, urmat de un parcurs scurt curbiliniu (comportament elasto-plastic); ruptura este instantanee si valoarea sarcinii limita este clar identificata (ruptura generala).

Intr-un tren foarte afanat in schimb, relatia sarcini-tasari prezinta un parcurs curbiliniu accentuat incepand de la sarcinile cele mai usoare cu un efect de ruptura progresiva a terenului (ruptura locala); in concluzie aflarea sarcinii limita nu este atat de clara si evidenta ca si in cazul terenurilor compacte.

Pentru terenurile foarte afanate, Terzaghi propune sa se ia in considerare sarcina limita, valoarea care se calculeaza cu formula precedenta introducand totusi valorile reduse ale caracteristicilor mecanice ale terenului si anume:

$$\begin{aligned} \text{tg}\varphi_{\text{rid}} &= 2/3 \times \text{tg}\varphi \\ c_{\text{rid}} &= 2/3 \times c \end{aligned}$$

Explicând coeficientii formulii precedente, formula lui Terzaghi poate fi scrisa:

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2)\tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula lui Meyerhof (1963)

Meyerhof a propus o formula pentru calcularea sarcinii limita similara celei a lui Terzaghi; diferentele constau in introducerea unor coeficienti de forma ulteriori.

Acesta a introdus un coeficient  $s_q$  care multiplica factorul  $N_q$ , factorii de adancime  $d_c$  si inclinatie  $i_c$  pentru cazul in care sarcina transmisa fundatiei este inclinata pe verticala.

Valorile coeficientilor  $N$  au fost obtinuti de la Meyerhof ipotezand diferite arcuri de proba BF (v. mecanismul Prandtl) , in timp ce taierea de-a lungul planelor AF avea valori aproximata.

Factorii de forma aflati de catre Meyerhof sunt prezentati mai jos impreuna cu formula.

$$\text{Sarcinã verticalã} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q$$

$$\text{Sarcinã inclinatã} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

factor de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \times k_p \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \times k_p \frac{B}{L}$$

pe  
nt  
ru  
φ  
>  
10  
pe  
nt  
ru  
φ  
=  
0

factor de adâncime:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

pe  
nt  
ru  
φ  
>  
10  
pe  
nt  
ru  
φ  
=  
0

inclinatie:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\vartheta}{90}\right)^2$$

pe  
ntr  
u  
φ  
>0  
pe  
ntr  
u



=  
0

unde :

$$k_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\theta$  = Inclinatia rezultantei pe verticala.

### Formula lui Hansen (1970)

Este o exensie ulterioara a teoriei lui Meyerhof; extensiile constau in introducerea lui bi care tin cont de o eventuala inclinatie pe orizontala a suprafetei de fundare si un factor gi pentru terenul inclinat.

Formula lui Hansen este valabila pentru orice raport D/B, deci atat pentru fundatii superficiale cat si pentru cele de adancime, dar acelasi autor a introdus coeficientii pentru o interpretare mai buna a comportamentului real al fundatiei, fara de care ar fi crescut prea mult sarcina limita cu adancimea.

Pentru valori  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Pentru valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

In cazul  $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

In factorii urmatoari expresiile cu (') sunt valabile cand  $\varphi=0$ .

Factor de forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1$$

P  
e  
n  
t  
r  
u  
f  
u  
n  
d  
a  
t  
ii  
c  
o  
n  
t  
i  
n  
u  
e

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1$$

$$k = \frac{D}{B}$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

pentru  
orice  $\varphi$

$$\frac{D}{B} \leq 1$$

$$\frac{D}{B} > 1$$

d  
a  
c  
a  
d  
a  
c  
a

Factori de inclinație a sarcinii:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Factori de inclinație a terenului (fundatie pe versant):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

Factori de inclinație a planului de fundare (baza inclinată)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

### Formula lui Vesic (1975)

Formula lui Vesic este analoaga formulei lui Hansen, cu  $N_q$  si  $N_c$  ca pentru formula lui Meyerhof si  $N_\gamma$  ca mai jos:

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

Factorii de forma si de adancime care apar in formulele de calcul a capacitatii portante sunt la fel cu cei propusi de Hansen; cateva diferente se inregistreaza in factorii de inclinatia a sarcinii, a terenului (fundatie sau versant) si a planului de fundare (baza inclinata).

### Formula Brich-Hansen (EC 7 - EC 8)

Atat timp cat o fundatie poate rezista, sarcina de proiect cu masuri de siguranta in ceea ce priveste ruptura generala, pentru toate combinatiile de sarcina face referire la SLU (starea limita ultima), trebuie sa fie satisfacuta urmatoarea inegalitate:

$$V_d \leq R_d$$

Unde  $V_d$  este sarcina de proiect la SLU, normala la baza fundatiei, cuprinzand si greutatea fundatiei; in timp ce  $R_d$  este sarcina limita a proiectului fundatiei in relatie cu sarcinile normale, tinand cont si de efectul sarcinilor inclinate sau excentrice.

In calcularea analitica a sarcinii limita a proiectului  $R_d$  trebuiesc luate in considerare situatiile pe termen scurt si lung in terenurile cu granulatie mica.

Sarcina limita in conditii nedrenate se calculeaza ca:

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

unde:

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

**zona  
fundatiei  
eficace a  
proiectului,  
vazuta, in  
cazul sarcinii  
excentrice,  
ca si zona  
redusa pe  
centrul careia  
este aplicata  
la rezultanta  
sarcinii.  
coeziune  
nedrenata.**

**cu**

**q**

**presiune  
litostatica  
totala pe  
planul de  
fundare**

**sc**

**factor de  
forma**

$$s_c = 1 + 0.2 \left( \frac{B'}{L'} \right)$$

**pentru  
fundatii  
rectangulare**

$$s_c = 1.2$$

**pentru  
fundatii  
patrate sau  
circulare.**

$$i_c = 0.5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' \cdot c_u} \right)$$

**factor  
corector  
pentru  
inclinatia  
sarcinii  
datorata unei  
sarcini H.**

Pentru conditiile drenate sarcina limita de proiect este calculata dupa cum urmeaza:

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

Unde:

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

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

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

Factorii de forma

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \sin \varphi'$$

pentru forma rectangulara

$$s_q = 1 + \sin \varphi'$$

pentru forma patrata sau circulara

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \left( \frac{B'}{L'} \right)$$

pentru forma rectangulara

$$s_\gamma = 0.7$$

pentru forma patrata sau circulara

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

pentru forma rectangulara,  
patrata sau circulara.

Factori inclinatie rezultata datorata unei sarcini orizontale H paralela cu L'

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

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) (N_q - 1)$$

Factori inclinatie rezultata datorata unei sarcini orizontale H paralela cu B'

$$i_q = \left[ -0.7H / \left( \sqrt{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right) \right]$$

$$i_\gamma = \left[ -H / \left( \sqrt{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right) \right]$$

$$i_c = (q \cdot N_q - 1) (N_q - 1)$$

În afara de factorii corectivi de mai sus sunt considerați aceia complementari adâncimii planului de fundare și înclinății planului de fundare și a nivelului terenului. (Hansen).

### **Meyerhof e Hanna (1978)**

Toate analizele teoretice studiate până acum sunt bazate pe presupunerea că subsolul este izotrop și omogen la o adâncime considerabilă. În natura, solul este în general neomogen cu amestecuri de nisip, argila și prafuri în diferite proporții. În analiza este considerat în mod normal un profil mediu al terenului. Totuși, dacă solul are strate diferite cu diferite compoziții și caracteristici ale rezistențelor, presupunerea de omogenitate nu este validă atât timp cât suprafața de cedare intersectează acest tip de strate.

Prezenta analiză este limitată la un sistem cu două strate. Pentru o fundație localizată în stratul superior la o adâncime  $D$ , sub nivelul terenului, suprafața de cedare la sarcina ultimă se poate localiza fie integral în stratul superior sau poate trece granița dintre cele două strate. Mai mult, este posibil ca stratul superior să aibă o rezistență mare și cel inferior o rezistență mică sau invers. În oricare caz, o analiză generală pentru ( $c = 0$ ) va fi prezentată și va demonstra că aceeași analiză este corectă dacă stratele sunt compuse din nisip sau argila.

Capacitatea portantă a sistemului de strate a fost analizată pentru prima dată de Button (1953) care a considerat doar argila saturată ( $j = 0$ ). Mai târziu Brown și Meyerhof (1969) au arătat că analiza lui Button duce la rezultate nesigure.

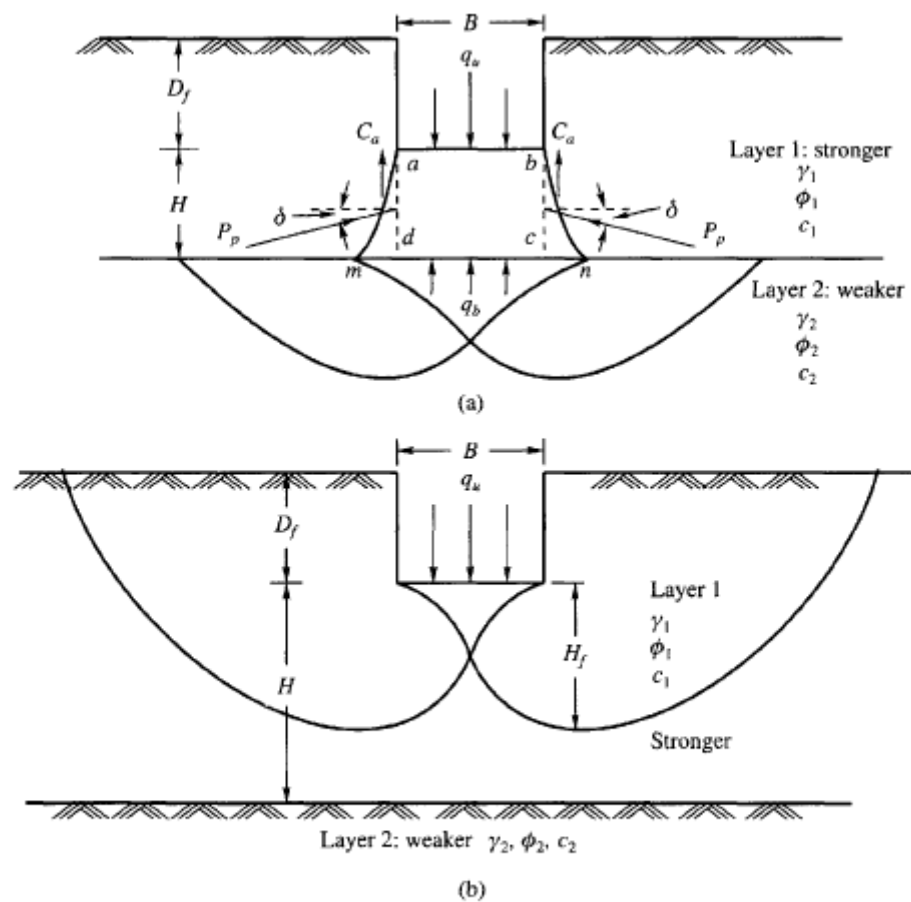
Vesic (1975) a analizat rezultatele lui Brown și Meyerhof și a dat o soluție proprie acestei probleme.

Vesic a considerat ambele tipuri de teren în fiecare strat, terenuri tip argila și ( $c = 0$ ). Totuși, confirmările validității analizei lui Vesic nu sunt disponibile. Meyerhof (1974) a analizat un sistem de două strate compuse din nisip dens pe argila moale și nisip afânat pe argila tare și și-a susținut analiza cu modele de test. Meyerhof și Hanna (1978) au avansat cu analiza lui Meyerhof (1974) pentru a cuprinde solul ( $c = 0$ ) și au susținut analiza cu un model de test. Secțiunea curentă se referă la metodele Meyerhof (1974) și Meyerhof și Hanna (1978).

### **Cazul 1: Un strat cu o rezistență mai mare se afla deasupra unui deposit cu rezistență scăzută**

Figura 12.16 (a) arată o talpa continuă de lațime B la o adâncime D sub nivelul terenului într-un strat cu rezistență mare (Layer 1). Adâncimea până la granița cu stratul mai slab rezistent (Layer 2) sub baza fundației este H. Dacă această adâncime H este insuficientă pentru a forma o zonă completă de cedare plastică în stratul 1 în condiții de sarcină ultimă, o parte a acestei sarcini ultime va fi transferată la nivelul graniței mn. Această sarcină va induce o condiție de cedare în stratul mai slab (Layer 2). Totuși, dacă adâncimea H este destul de mare, atunci suprafața de cedare va fi localizată complet în Layer 1 după cum se poate vedea în Fig. 12.16b.





**Figure 12.16** Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Capacita?ile portante ultime ale talpiilor continue la suprafa?a stratelor consistente ?i omogere Layer 1 ?i Layer 2 pot fi exprimate astfel:

Layer 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Layer 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Unde:

- $N_{c1}$ ,  $N_{\gamma1}$  = factorii de capacitate portanta pentru terenul din Layer 1 pentru unghiul de frecare  $\phi_1$ ;
- $N_{c2}$ ,  $N_{\gamma2}$  = factorii de capacitate portanta pentru terenul din Layer 2 pentru unghiul de frecare  $\phi_2$ .

Pentru fundația aflată la adâncimea  $D_f$  dacă suprafața de cedare se afla în întregime în stratul Layer 1 (Fig. 12.16(b)) expresia pentru capacitatea portantă ultimă a stratului de suprafață poate fi exprimată ca:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Dacă  $q_1$  este mult mai mare decât  $q_2$  și dacă adâncimea  $H$  este insuficientă pentru a forma o condiție de cedare plastică totală în Layer 1, atunci cedarea fundației poate fi considerată datorată împingerii solului în granița și trece de stratul de suprafață în stratul mai slab. Forțele ce acționează pe aceste suprafețe (pe unitate de lungime a fundației):

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_p$$

Unde:

- $q_b$  = capacitatea portantă ultimă a Layer 2;
- $C_a$  = forța de adeziune;
- $P_p$  = presiune pasivă a terenului;
- $\delta$  = înclinarea lui  $P_p$  față de normală.

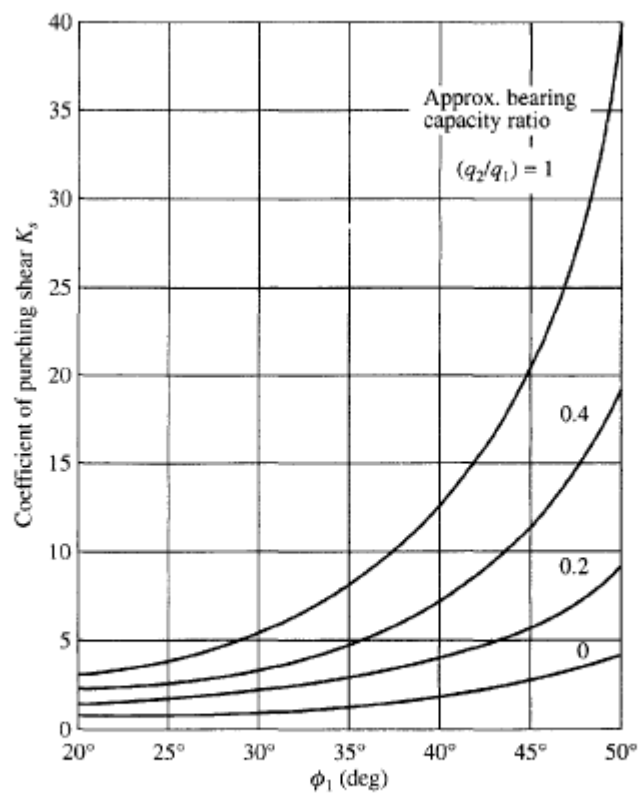


Figure 12.17 Coefficients of punching shear resistance under vertical load (after Meyerhof and Hanna, 1978)

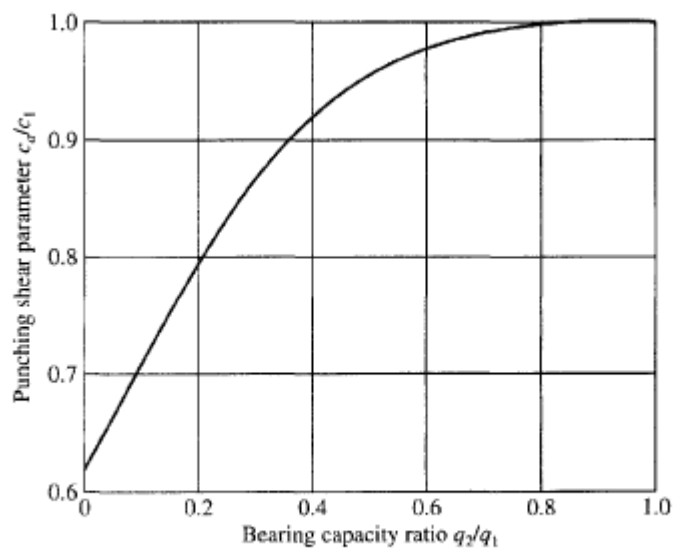


Figure 12.18 Plot of  $c_a/c_1$  versus  $q_2/q_1$  (after Meyerhof and Hanna, 1978)

## Richards et al.

Richards, Helm si Budhu (1993) au dezvoltat o procedura care permite, in

conditii seismice, calcularea atat a sarcinii limita cat si a tasarilor induse, si deci calcularea ambelor stari limita (ultima si de deformatie). Calcularea sarcinii limita vine ca urmare a unei simple extensii a problemei sarcinii limita in cazul prezentei fortelor de inertie in terenul de fundare datorate seismului, in timp ce calcularea tasarilor se obtine prin abordarea lui Newmark (cfr. Apendice H din "Aspecte geotehnice ale proiectarii in zona seismica" - Asociatia Geotehnica Italiana). Autori au extins formula clasica trinomiala a sarcinii limita:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

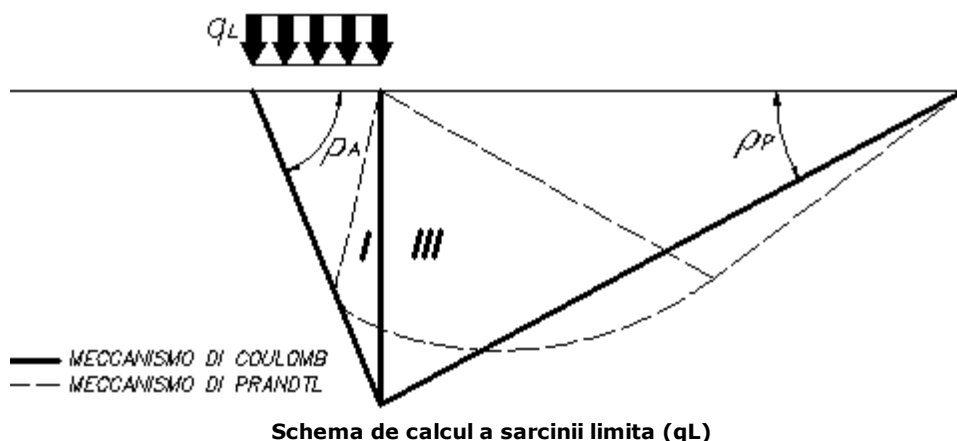
Unde factorii de capacitate portanta sunt calculati cu urmatoarele formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Examinand cu o abordare de echilibru limita, un mecanism de tip Coulomb si luand in considerare fortele de inertie ce actioneaza pe volumul de teren la ruptura. In camp static, mecanismul clasic al lui Prandtl poate fi aproximat dupa cum se vede in figura de mai jos, eliminand zona de tranzitie (evantaiul lui Prandtl) redusa doar la linia AC, care este considerata ca un zid ideal in echilibru sub actiunea impingerii active si a impingerii pasive primite de la penele I si III:



Autorii au obtinut expresiile unghiurilor  $\rho_A$  si  $\rho_P$  ce definesc zonele de impingere activa si pasiva, precum si a coeficientilor de impingere activa si pasiva  $K_A$  si  $K_P$  in functie de unghiul de frecare intern  $\varphi$  al terenului si de unghiul de frecare  $\delta$  teren - zid ideal:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

Trebuie oricum observat ca folosirea formulelor precedente luand  $\varphi = 0.5\delta$ , duce la valori ale coeficientilor de sarcina limita foarte apropiati celor bazati pe analiza de tip Prandtl. Richards et. al. au extins deci aplicarea mecanismului lui Coulomb la cazul seismic, tinand cont de fortele de inertie ce actioneaza pe volumul de teren la rupere. Aceste forte de masa, datorate acceleratiilor  $k_h \gamma$  si  $k_v \gamma$ , ce actioneaza in directie orizontala si verticala, sunt la randul lor egale cu  $k_h \gamma$  si  $k_v \gamma$ . Au fost obtinute astfel extensiile expresiilor lui  $\rho_A$  si  $\rho_P$ , precum si  $K_A$  si  $K_P$ , respectiv indicate ca  $\rho_{AE}$  si  $\rho_{PE}$  si ca  $K_{AE}$  si  $K_{PE}$  pentru denotarea conditiilor seismice.

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} + \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

Valorile lui  $N_q$  și  $N_\gamma$  sunt determinabile folosind formulele precedente, implicând expresiile unghiurilor  $\rho_{AE}$  și  $\rho_{PE}$  și a coeficienților  $K_{AE}$  și  $K_{PE}$  relative cazului seismic. În aceste expresii apare unghiul  $\theta$  definit ca:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

În tabela de mai jos sunt factorii de capacitate portanta calculati pentru urmatoarele valori ale parametrilor:

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\delta = 15^\circ$$

Si pentru diverse valori ale coeficientilor de impingere seismica:

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabelul factorilor de capacitate portanta pentru  $\varphi=30^\circ$

### 1.27.13 Capacitatea portanta fundatii roca

Pentru aflarea capacității portante admisibile a rocilor trebuie să se ia în considerare anumiți parametri semnificativi printre care caracteristicile geotehnice, tipul de roca și calitatea acesteia măsurată cu RQD. În capacitatea portantă a rocilor se folosesc în mod normal factori de siguranță ridicați și care au legătura cu coeficientul RQD: de exemplu, pentru o roca cu RQD egal cu maxim 0.75 factorul de siguranță variază între 6 și 10. Pentru determinarea capacității portante a unei roci se pot folosi formulele lui Terzaghi, utilizând unghiul de frecare și coeziunea rocii, sau cele propuse Stagg și Zienkiewicz (1968) în care coeficienții formulei capacității portante sunt:

$$N_q = \tan^6 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Cu acești coeficienți se folosesc factorii de forma din formula lui Terzaghi. Capacitatea portanta ultima calculata și fuziunea coeficientului RQD după expresia:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

În cazul în care carotajul din roca nu furnizează bucași intacte (RQD tinde spre 0), roca este tratată ca un teren estimând parametrii  $c$  și  $\varphi$ .

### 1.27.14 Calculul capacității portante în regim seismic

Presiunea critică în regim seismic se calculează conform GP014-1997, cu relația:

$$p_{cr,s} = \zeta p_{cr}$$

$p_{cr}$  – presiunea critică în regim static calculată conform NP112-2014

$\zeta$  – coeficient de reducere, calculate cu relația:

$$\zeta = \frac{1 - \eta_s}{1 - \eta_0}$$

$\eta$  – factor de mobilizare ai rezistenței la forfecare în momentul seismului în stare inițială.

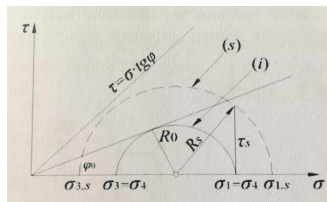


Figura 1: Cercurile lui Mohr pentru pamant necoeziv

Factorii de mobilizare ai rezistenței la forfecare se determina funcție de natura terenului cu relațiile:

a. În terenuri necoezive:

$$\eta_0 = \frac{1 - k_0}{1 + k_0} \times \frac{1}{\sin \varphi_d}$$

$$\eta_s = \frac{\sqrt{4(\tau_s/\sigma_v)^2 + (1 - k_0)^2}}{1 + k_0} \times \frac{1}{\sin \varphi_d}$$

b. În terenuri coezive:

$$\eta_0 = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h + 2c \times \cot \varphi_d} \times \frac{1}{\sin \varphi_d}$$

$$\eta_s = \frac{\sqrt{4\tau_s^2 + \sigma_v^2(1 - k_0)^2}}{(1 + k_0) + 2c \times \cot \varphi_d} \times \frac{1}{\sin \varphi_d}$$

Starea inițială de tensiuni în terenul liber se calculează la adâncimea  $B/4$  de la talpa fundației cu relațiile:

$$\sigma_1 = \sigma_v = \gamma \left[ D_f + \frac{B}{4} \tan \left( 45 + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right]$$

$$\sigma_3 = \sigma_h = k_0 \sigma_1 = (1 - \sin \varphi_d) \sigma_1$$



Pentru starea inițială de tensiuni ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) se aplica solicitarea seismică considerată prin deviatorul fig 1.:

$$\sigma_{1,s} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + R_s$$

$$\sigma_{3,s} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - R_s$$

În care:

$$R_s = \sqrt{\tau_s^2 + \left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2} = 0.5\sqrt{4\tau_s^2 + \sigma_v^2(1 - k_0)^2}$$

Valoarea efortului tangential indus în teren de acțiunea seismică se calculează cu relația (Seed, 1979):

$$\tau_s = 0.65\varepsilon \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d$$

În care:

$\varepsilon = 1$  pentru fundații izolate și  $\varepsilon = 0.85$  pentru radieră

$r_d = 1 - 0.015z$  - coeficient de adâncime

$a_{max}$  - accelerația maximă la suprafața terenului

$$k_s = \frac{a_{max}}{g}$$

### 1.27.15 Capacitatea portantă a fundațiilor pe taluz

O problemă particulară care poate apărea ocazional este aceea a fundațiilor situate deasupra taluzurilor sau în imediata vecinătate (Figura 4.11). În figura se arată cum absența terenului în partea înclinată a fundației are tendința de a reduce stabilitatea.

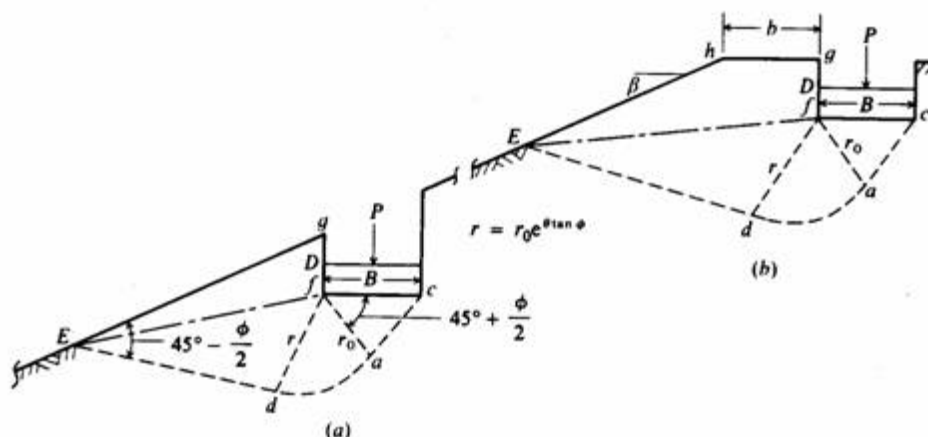


Figura 4.11 Fondazione collocata su un pendio o nelle sue immediate vicinanze.

Rezolvarea problemei vine cu calcularea coeficientilor redusi  $N'_c$  si  $N'_q$  si presupunând ca linia de înclinatie a acestuia reprezinta o directie principala.

Coeficientul  $N'_c$  redus este calculat luând în considerare ca suprafata de ruptura  $ade = L_0$ , aceea din cazul fundatiei în plan orizontal, iar  $adE = L_1$  din Figura 4.11a, obtinând:

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

Coeficientul  $N'_q$  este redus prin raportul dintre arii  $D(ce) = A_0$ , pentru fundatii în plan, iar  $Efg$  din Figura 4.11a (sau, în alternativa,  $Efgh = A_1$  din Figura 4.11b), obtinând:

$$N'_q = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

În cazul taluzului cu  $A_1 \geq A_0$  :

Ar trebui apoi verificata stabilitatea globala a taluzului sub efectul sarcinii transmis de fundatie utilizând un program de stabilitate a taluzurilor (Slope al GeoStru).

Capacitatea portanta este deci calculata folosind formulele uzuale si coeficientii de reducere:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N'_q \cdot s_q \cdot i_q + c \cdot N'_c \cdot s_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Coeficientul  $N_\gamma$ , care depinde de greutatea terenului, nu este corectat pentru a tine cont de taluz. Când  $b = 0$  coeficientii  $N'_c$  si  $N'_q$  coincid cu aceia relativi în cazul fundatiilor în plan pentru orice valoare a lui  $f$  independent de raporturile  $D/B$  (adâncimea de fundare/latime) si  $b/B$  (distanța de la taluz/latime). Când  $D/B > 0$ , fiind efectul adâncimii deja cuprins fie în  $N_c$  sau în  $N_q$ , nu ar mai trebui folositi coeficientii de reducere.

### 1.27.16 Corectii seismice PAOLUCCI & PECKER


Efectul actiunii seismice asupra încarcarii limita a unei fundatii se poate calcula introducând, pentru cei trei termeni ai capacitatii portante, factorii partiali  $z$  de corectie determinati astfel:

$$\begin{aligned} z_q &= \left(1 - \frac{k_h}{19.6}\right)^{0.35} \\ z_c &= 1 - 0.32 \cdot k_h \\ z_\gamma &= z_q \end{aligned}$$

unde:

este coeficientul seismic orizontal calculat în functie de acceleratia maxima la sol  $a_g / g$  si de categoria solului.

 Vezi si: [Calculul coeficientilor capacitatii portante  \$N\_q\$ ,  \$N\_c\$ ,  \$N\_g\$  în conditii seismice](#)

 Atentie: Daca alegeti sa calculati factorii de capacitate portanta dupa metoda [Richards et al.](#) nu sunt efectuate corectiile seismice cu  $z_q$ ,  $z_c$ ,  $z_g$  calculate cu teoriile Paolucci si NTC

### 1.27.17 Verificarea la alunecare

În conformitate cu criteriile proiectului la SLU, stabilitatea unei fundații izolate trebuie sa fie verificata în funcție de colapsul prin alunecare pe lângă cel de ruptura generala. În comparație cu colapsul prin alunecare rezistența se calculeaza ca suma a unei componente datorata aderenței și una datorata forfecarii fundației-teren; rezistența laterala care deriva din împingerea pasiva a terenului poate fi luata în considerare în funcție de un procent stabilit de catre utilizator.

Rezistența de calcul pentru forfecare și adeziune se calculeaza conform expresiei:

$$FRd = Nsd \tan \delta + c_a A'$$

În care  $Nsd$  reprezinta valoarea de calcul a forței verticale,  $\delta$  și unghiul de rezistența la taiere la baza fundației izolate,  $c_a$  reprezinta aderența fundației-teren și  $A'$  este suprafața fundației eficiente, înțeleasa, în cazul sarcinilor excentrice, ca și suprafața redusa la centrul careia este aplicata rezultanta.

### 1.27.18 Calcul presiuni teren

Exista situatii în care nu este posibila mentinerea rezultantei presiunilor asupra terenului în interiorul treimii mijlocii a bazei fundatiei.

Aceasta situatie se manifesta când una sau mai multe combinatii de sarcini depasesc substantial capacitatea fundatiei de a se opune la momentul de rasturnare (conditii de sarcina tranzitorii sau temporare datorate vântului sau seismului).

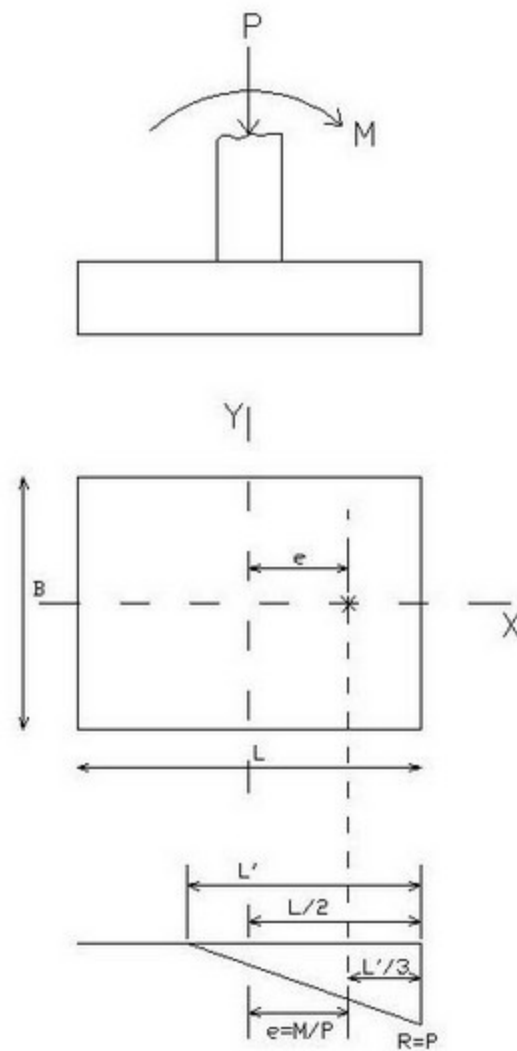
Desi fundatiile nu sunt de obicei proiectate pentru astfel de conditii de sarcina, stabilitatea lor la rasturnare ar trebui verificata în prezenta acestor sarcini temporare.

Inginerul geotehnic ar trebui sa poata furniza, la solicitarea clientului, un calcul separat al presiunii admisibile pe teren  $q'0$  valida pentru conditiile de sarcina temporare, alta decât cea de utilizata pentru conditiile de exercitiu.

Pentru o excentricitate

$$e > \frac{L}{6}$$

fata de una dintre axe, se obtine din figura de mai jos o ecuatie pentru a determina presiunea maxima pe teren si lungimea  $L'$  efectiva a fundatiei, unde este evident ca aria de baza nu este reactiva pentru o lungime egala cu  $L - L'$ .



Aria triunghiului presiunilor trebuie sa fie egala cu sarcina verticala  $P$  iar rezultanta trebuie sa fie aplicata la  $L'/3$  din segmentul cel mai solicitat si sa devina baricentrul triunghiului. Acest punct se gaseste la o distanta

$$e = \frac{M}{P}$$

de la centrul fundatiei astfel încât

si

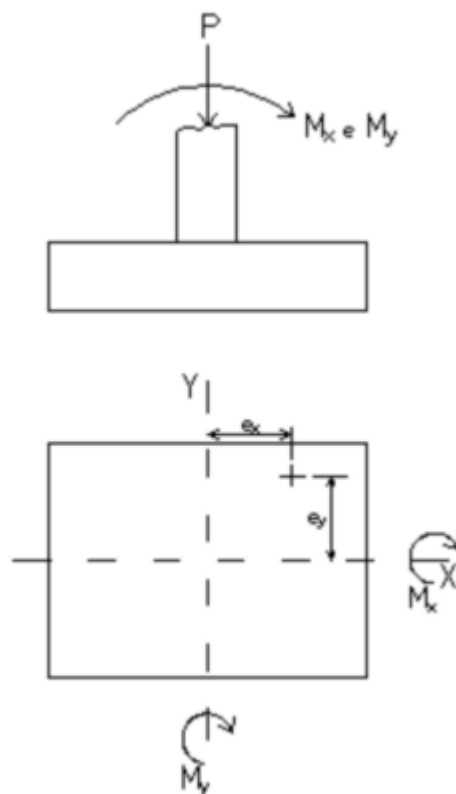
$$P = \frac{q}{2}(BL')$$

Înlocuind  $L'$  în expresia lui  $P$  și rezolvând  $q$  se obține

$$q = \frac{2P}{3B(L/2 - e)} \leq q'_a$$

Cu  $p$ ,  $q'_a$  și excentricitatea fixate, se rezolvă pentru  $B$  și  $L$  prin încercări până la satisfacerea egalității.

Când este prezent momentul fie față de axa  $x$  sau de axa  $y$ , poziția rezultantei este redată în figura de mai jos:



iar dacă ambele excentricități sunt:

$$e_x > \frac{L}{6} \quad e_y > \frac{B}{6}$$

doar o parte a fundatiei rezulta reactiva.

Presiunea pe teren, pentru fundatii cu excentricitate fata de ambele axe, poate fi calculata, când nu exista nicio ridicare a fundatiei fata de teren, dupa cum urmeaza:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

sau

$$q = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B} \right)$$

Reamintim ca

$$I_x = \frac{LB^3}{12} \quad I_y = \frac{BL^3}{12}$$

$M_y$  este momentul fata de axa  $y$ ;

$M_x$  este momentul fata de axa  $x$ ;

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad e_y = \frac{M_x}{P}$$

Directiile pozitive sunt cele ilustrate.

#### 1.27.19 Starea limita ultima de serviciu

### TASARE ELASTICA



Tasarile unei fundații rectangulare de dimensiunea BXL situata pe suprafața unui semi-spațiu elastic se pot calcula în baza unei ecuații bazata pe teoria elasticității (Timoshenko si Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad \left( \begin{array}{c} 1 \\ - \\ 2 \\ ) \end{array} \right.$$

unde:

$q_0$  = Intensitatea presiunii de contact.

$B'$  = Minima dimensiune a ariei care reacționeaza.

$E$  si  $m$  = Parametrii elastici ai terenului.

$I_1$  si  $I_2$  = Coeficienții de influență dependenți de :  $L'/B'$ , grosimea stratului  $H$ , coeficientul lui Poisson  $m$ , adâncimea planului de fundare  $D$ .

Coeficienții  $I_1$  si  $I_2$  se pot calcula utilizând ecuațiile date de Steinbrenner (1934) (V. Bowles), în funcție de raportul  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizand  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  pentru coeficienții relativi la centru si  $B'=B$  si  $L'=L$  pentru coeficienții relativi la margine.

Coeficientul de influență  $I_F$  deriva din ecuațiile lui Fox (1948), care indica tasarea, se reduce cu adâncimea în funcție de coeficientul lui Poisson și de raportul  $L/B$ .

Pentru simplificarea ecuației (1) se introduce coeficientul  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Tasarea stratului de grosimea  $H$ :

Pentru a aproxima mai bine tasarile se subdivide baza de rezemare astfel încat punctul sa se gaseasca în corespondența cu un unghi extern comun mai multor dreptunghiuri. În practica se multiplica cu un factor egal cu 4

pentru calculul tasarilor la centru și cu un factor egal cu 1 pentru tasarile la margine.

În calcularea tasarilor se considera o adâncime a bulbului tensiunilor egala cu  $5B$ , dacă substratul de roca se găsește la o adâncime mare.

În acest sens se considera substrat de roca stratul care are valoarea lui  $E$  egala cu de 10 ori mai mult grosimea stratului de deasupra.

Modulul elastic pentru terenuri stratificate se calculează ca medie ponderată a modulelor elastice ale straturilor supuse tasării imediate.

## TASAREA EDMETRICA

Calculul tasarilor cu metoda edometrică da posibilitatea calculării tasării de consolidare de tip monodimensional, produsă de tensiuni induse de o sarcină aplicată în condiții de expansiune laterală împiedicată. Deci, estimarea efectuată cu această metodă este considerată mai mult empirică decât teoretică.

Așadar ușurința folosirii și facilitatea controlării influenței variilor parametri care intervin în calcul, fac din această o metodă larg folosită.

Metoda edometrică a calculării tasarilor trece prin două faze:

- a. calcularea tensiunilor verticale induse la diferite adâncimi cu aplicarea teoriei elasticității;
- b. calcularea parametrilor de compresibilitate prin încercarea edometrică.

În ceea ce privește rezultatele încercării edometrice, tasarea este calculată ca:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

Dacă avem de-a face cu un teren supraconsolidat ( $OCR > 1$ ), sau dacă creșterea tensiunii datorată aplicării sarcinii nu crește presiunea de preconsolidare  $s'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < s'_p$ ).

Dacă însă terenul nu este normal consolidat ( $s'_{v0} = s'_p$ ) deformările apar la compresiune, iar tasarea se calculează ca:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

unde:

RR Rapoart de recompresiune;

CR Raport de compresiune;

H0 Grosimea inițială a stratului;

$\sigma'_{v0}$  tensiunea verticală efectivă înainte de aplicarea sarcinii.

$\Delta\sigma_v$  creșterea tensiunii verticale la aplicarea sarcinii.

În alternativa la parametrii RR și CR se face referire la modulul edometric M; în acest caz trebuie să se aleagă potrivit valoarea modulului utilizat, ținând cont de intervalul de tensiune ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) semnificativ pentru problema.

Aplicarea corectă a acestei metode cere:

- subdivizarea straturilor compresibile într-o serie de straturi de grosime mică (< 2.00 m);
- estimarea modulului edometric pentru fiecare strat;
- calculul tasărilor ca sumă a contribuției fiecărui strat mic în care a fost divizat blocul compresibil.

Mulți folosesc expresiile de mai sus pentru calcularea tasării de consolidare atât pentru argile cât și pentru nisipuri de granulație de la fină la medie, deoarece modulul de elasticitate folosit este extras direct din încercările de consolidare. Totuși, pentru terenuri cu granulație mai mare dimensiunile încercărilor edometrice sunt puțin semnificative față de comportamentul global al stratului, iar pentru nisipuri este de preferat încercarea de penetrometrie statică sau dinamică.

## **TASAREA SECUNDARA**

Tasarea secundară este calculată cu:

$$\Delta H_S = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

în care:

$H_c$  reprezintă înălțimea stratului în faza de consolidare;

$C_\alpha$  este coeficientul de consolidare secundară ca funcție de timp în partea secundară a curbei de tasare - logaritmic timp;

$T$  timpul pentru care se calculează tasarea secundară;

$T_{100}$  timpul necesar epuizării procesului de consolidare primară.

## METODA LUI SCHMERTMANN

O metodă alternativă pentru calculul tasărilor este cea propusă de Schmertmann (1970) care se corelează variația bulbului tensiunilor cu deformația. Schmertmann a propus deci considerarea unei diagrame a deformațiilor de formă triunghiulară în care adâncimea la care există deformații semnificative este  $4B$ , în cazul fundațiilor continue, și egală cu  $2B$  pentru fundații patrulate sau circulare.

Conform acestei abordări tasarea se exprimă prin intermediul expresiei:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

în care:

$\Delta q$  reprezintă sarcina netă aplicată fundației;

$I_z$  este un factor de deformare a cărui valoare este nulă la adâncimea  $2B$ , pentru fundația circulară sau patrulată, și la adâncimea  $4B$ , pentru fundațiile continue.

Valoarea maximă a lui  $I_z$  se verifică la o adâncime egală cu:

$B/2$  pentru fundațiile patrulate sau circulare

$B$  pentru fundațiile continue

unde:

$s'_{vi}$  reprezintă tensiunea verticală efectivă la adâncimea

$B/2$  pentru fundații patrute sau circulare, și la adâncimea  $B$  pentru fundații continue.

$E_i$  reprezintă modulul de deformare al terenului corespunzător stratului  $i$  considerat în calcul;

$D_{zi}$  reprezintă grosimea stratului  $i$ ;

$C_1$  și  $C_2$  sunt doi coeficienți de corecție.

Modulul  $E$  este considerat egal cu  $2.5 q_c$  pentru fundații circulare și patrute și cu  $3.5 q_c$  pentru fundații continue.

În cazurile intermediare se interpolează în funcție de valoarea lui  $L/B$ .

Termenul  $q_c$  care intervine în determinarea lui  $E$  reprezintă rezistența la vârf dată de încercarea CPT.

Expresiile celor doi coeficienți  $C_1$  și  $C_2$  sunt:

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

care ține cont de adâncimea planului de fundare.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

care ține cont de deformațiile diferite în timp prin efect secundar.

În expresie  $t$  reprezintă timpul exprimat în ani după terminarea construcției, în corespondență cu care se calculează tasările.

## **METODA LUI BURLAND ȘI BURBIDGE**

Atunci când se dispune de datele obținute pentru încercările de penetrometrie dinamică pentru calculul tasărilor este posibilă apelarea la metoda lui Burland și Burbidge (1985), în care este corelat un indice de compresibilitate  $I_c$  rezultatul  $N$  al încercării de penetrometrie dinamică. Formula tasării propusă de cei doi este:

în care:

$q'$  = presiunea eficace bruta;

$s'_{vo}$  = tensiunea verticala eficace la cota fundației;

$B$  = latimea fundației;

$I_c$  = indice de compresibilitate;

$f_s, f_H, f_t$  = factorii corectivi care țin cont de forma, de grosimea stratului compresibil și de timp, pentru componența vâscoasă.

Indicele de compresibilitate  $I_c$  este legat de valoarea medie  $N_{AV}$  a lui  $N_{spt}$  în interiorul unei adâncimi semnificative  $z$ :

$$I_C = \frac{1.076}{N_{AV}^{1.4}}$$

În ceea ce privește valorile  $N_{spt}$  de utilizat în calcul de valori medii  $N_{AV}$  - este de precizat ca valorile trebuie sa fie corectate, pentru nisipuri cu componența prafoasă sub pânza freatică  $N_{spt} > 15$ , după indicația lui Terzaghi și Peck (1948).

$$N_C = 15 + 0.5(N_{spt} - 15)$$

unde:

$N_C$  este valoarea corectată de folosit în calcule.

Pentru depozite de pietriș sau nisipoase-pietroase valoare corectată este egală cu :

$$N_C = 1.25N_{spt}$$

Expresiile factorilor de corecție  $f_s, f_H$  și  $f_t$  sunt:

$$f_s = \left( \frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

unde:

t = timpul în ani > 3;

R<sub>3</sub> = constanta egala cu 0.3 pentru sarcini statistice și 0.7 pentru sarcini dinamice;

R = 0.2 în cazul sarcinilor statice și 0.8 pentru cele dinamice.

#### 1.27.19.1 Valorile limita orientative ale deformatiilor

Valorile limita orientative ale deformatiilor / deplasarilor fundatiilor pentru constructii fara restrictii de tasari, neadaptate în mod special la tasari diferentiale, sunt date în tabelul H.1.

#### **Calculul tasarii absolute**

Deformatiile terenului calculate pe baza prezentelor prescriptii reprezinta deformatii finale rezultate din suma tasarii instantanee si a tasarii din consolidarea primara. În cazul în care este necesara evaluarea independenta a acestor componente, ca si în situatiile în care apare posibila producerea unor tasari importante din consolidarea secundara, se folosesc metode de calcul corespunzatoare.

Necesitatea calculului evolutiei în timp a tasarii din consolidare primara se apreciaza în functie de grosimea straturilor coezive saturate (având  $S_r > 0,9$ ) cuprinse în zona activa a fundatiei, de posibilitatea de drenare a acestor straturi, de valorile coeficientului de consolidare,  $c_v$ , precum si de viteza de crestere a presiunii pe teren în faza de executie si de exploatare a constructiei.

Capacitatea pamânturilor de a suferi tasari din consolidare secundara se apreciaza în functie de valoarea coeficientului de consolidare secundara,  $c_q$ , având în vedere preciz arile din tabelul H.2.

În calculul tasarilor probabile ale terenului de fundare trebuie luate în considerare:

- influenta constructiilor învecinate;
- supraîncarcarea terenului din imediata vecinatate a fundatiilor (umpluturi, platforme, etc.).

Tipul constructiei/structurii	Deplasare/Deformatie [-]	Valoare limita	Tasare [mm]	Valoare limita
Constructii civile si industriale cu structura de rezistenta în cadre				
1	a) Cadre de b.a. fara umplutura de zidarie sau panouri	tasare relativa	tasare absoluta maxima, $s_{max}$	80
	b) Cadre metalice fara umplutura de zidarie sau panouri			120
	c) Cadre de b.a. cu umplutura de zidarie			80
	d) Cadre metalice cu umplutura de zidarie sau panouri			120
2	Constructii în structura carora nu apar eforturi suplimentare datorita tasarilor neuniforme			150
Constructii multietajate cu structura de rezistenta pe pereti portanti				
3	a) panouri mari	încovoiere relativa, $f$	tasare medie, $s_m$	100
	b) zidarie din blocuri sau caramida, fara armare			100
	c) zidarie din blocuri sau caramida armata			150
	d) independent de materialul zidurilor	înclinare transversala, $tg\theta_{tr}$	-	-
Silozuri din beton armat				
4	a) tumul elevatoarelor si grupurile de celule de b.a. monolit si radier comun	înclinare longitudinala sau transversala, $tg\theta$	tasare medie, $s_m$	400
	b) tumul elevatoarelor si grupurile de celule de b.a.prefabricat si radier comun			300



	c) turnul elevatoarelor pe radier independent	înclinare transversala, $tg\theta_{tr}$	0,00 3		250
		înclinare longitudinala, $tg\theta_{lg}$	0,00 4		
	d) grupuri de celule de b.a. monolit pe radier independent	înclinare longitudinala sau transversala, $tg\theta$	0,00 4		400
	e) grupuri de celule de b.a.prefabricat pe radier independent		0,00 4		300
5	Cosuri 300 de fum cu înaltimea H (m)				
	a) H < 100	înclinare, $tg\theta$	0,00 5	tasare medie, $s_m$	400
	b) $100 \leq H \leq 200$		1/2H		300
	c) $200 < H \leq 300$				200
	d) H > 300				100
6	Constructii înalte, rigide, H<100m		0,00 4		200

Tabelul H.1

Coeficientul de consolidare secundara, $c_a$	Compresibilitatea secundara
< 0,004	foarte mica
0,004 ÷ 0,008	mica
0,008 ÷ 0,016	medie
0,016 ÷ 0,032	mare
> 0,032	foarte mare

Tabelul H.2

### 1.27.20 Lichefiere

Metoda lui Seed si Idriss (1982) este cea mai cunoscuta și utilizata dintre metodele simplificate și solicita cunoașterea doar a câtorva parametrii geotehnici: granulometria, numarul de lovituri în încercarea SPT, densitatea relativa, greutatea volumica. Pentru a determina valoarea coeficientului reductiv  $r_d$  este utilizata formula empirica propusa de Iwasaki et al. (1978): în timp ce pentru factorul de corecție MSF consultați tabelul 1 unde este afișata valoarea acestui factor obținut de diversi cercetatori, printre care Seed H.B. și Idriss I.M. (1982).

Tabelul 1 - Magnitudine Scaling Factor

Magnitudine	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
-------------	----------------------------------

5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

Rezistența la lichefiere CRR este calculată în funcție de magnitudine, de numărul de lovituri, presiune verticală efectivă, densitate relativă.

Se obține un grafic (Fig. 1) selectionând cazurile de terenuri în care a existat lichefiere și în care nu a existat lichefiere în timpul cutremurelor.

Se calculează inițial numărul de lovituri corect la cota dorită pentru a ține cont de presiunea litostatică cu ajutorul următoarei expresii:

$$(N_{1.60}) = C_N \cdot N_m$$

unde:

$N_m$  este numărul de lovituri în încercarea penetrometrică standard SPT;

$C_N$  este un coeficient corectiv ce se calculează cu ajutorul următoarei expresii:

$$C_N = \left( \frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

unde:

$\sigma'_{v0}$  este presiunea verticală efectivă;

$Pa$  presiunea atmosferică exprimată în aceeași unitate ca și  $\sigma'_{v0}$ ;

$n$  un exponent ce depinde de densitatea relativă a terenului (Fig. 2).

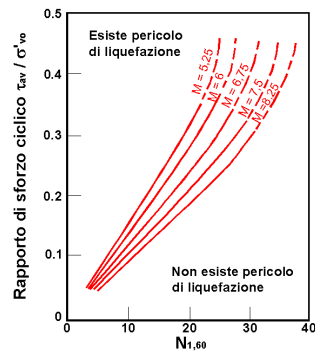


Figura 1 – Corelația dintre CSR și N1,60.

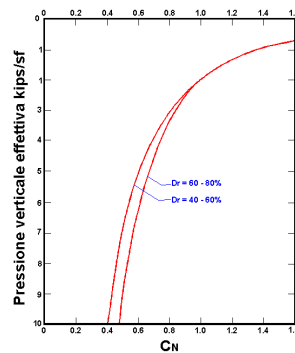


Figura 2 – Coeficient corectiv CN

S-a demonstrat că pentru un cutremur cu magnitudine de 7,5 CRR este:

$$CRR \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Se aplică deci:

$$F_S = \frac{CRR}{CSR}$$

dacă  $F_S > 1,3$  depozitul nu este lichifiabil.

Autorii au precizat că această procedură este validă pentru nisipuri cu  $D_{50} > 0,25$  mm; pentru nisipuri argiloase și argile sugerează să se corecteze ulterior valoarea lui  $N_{1,60}$ :

### 1.27.21 Eurocode 8

Pentru aplicarea Eurocode 8 (proiectare geotehnică) coeficientul seismic orizontal este definit:

$$K_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$
$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

unde:

$a_{gR}$ : accelerație de vârf/maxima pe teren rigid care iese în afloriment,

$\gamma_I$ : factor de importanță,

$S$ : soil factor, depinde de tipul de sol (de la A la E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

este "design ground acceleration on type A ground".

Vezi și: [Corecții seismice](#); [Calcul factori de capacitatea portanță în condiții seismice](#)

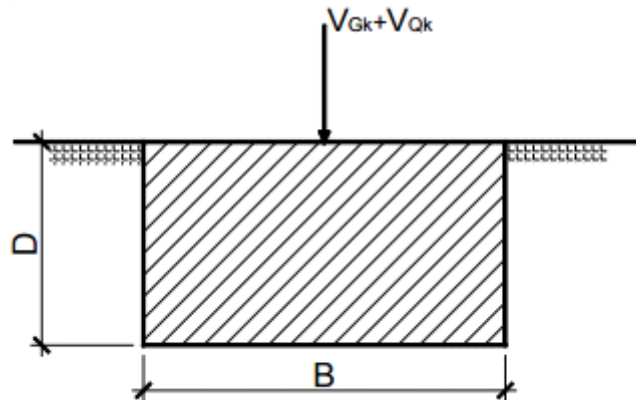
## 2 Exemplu de calcul

**Comparație rezultate Loadcap vs. rezultate Exemplul 1 de calcul**

**(Ghid privind proiectarea geotehnică)**

În prezentul document se compara rezultatele obținute în cazul verificării la capacitate portanta a unei fundații izolate, directa, solicitata la forțe axiale centrice amplasata pe un strat de nisip uscat, exemplu 1 pag. 45 din [Ghidul de proiectare geotehnica](#) și rezultatele obținute tot pe același exemplu, dar rezolvat cu ajutorul programului **Loadcap**.

Fundație izolata, directa, solicitata la forțe axiale centrice, pe un strat de nisip uscat.



#### **Date de proiectare:**

$L=2.60\text{m}$ ,  $B=2.20\text{m}$ ,  $D=0.5\text{m}$

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

Valori caracteristice ale parametrilor geotehnici ai terenului de fundare:

$\varphi_k=35^\circ$ ,  $c_k=0\text{kPa}$ ,  $\gamma_k=18\text{kN/m}^3$ ,  $E_k=15\text{MPa}$

Valoarea caracteristica pentru greutatea volumica a betonului armat  $\gamma_{ck}=25\text{kN/m}^3$

#### **Verificarea la capacitate portanta**

Abordările de calcul conform SR EN 1997-1 sunt prezentate în Tabelul 1

Tabelul 1

Abordarea de calcul	Acronim	Setul de coeficienti partiali		
		A	M	R
Abordarea 1, gruparea 1	Ab1G1	A1	M1	R1
Abordarea 1, gruparea 2	Ab1G2	A2	M2	R1
Abordarea 2	Ab2	A1	M1	R2
Abordarea 3	Ab3	A1 sau A2*	M2	R3

\* A1 pentru calculul actiunilor provenind de la structura  
A2 pentru calculul actiunilor geotehnice

Conform SR EN 1997-1/NB, punctul A.3.3.1 „Coeficienti partiali de rezistenta pentru fundatiile de suprafata”, in tabelul A.5(RO) se specifica seturile de coeficienti R1 si R3 corespunzatoare abordarilor de calcul Ab1G1, Ab1G2 si Ab3.

### Abordarea de calcul 1

**Ab1G1:** A1+M1+R1

A1:  $\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.5$  (anexa B, NP 112)

M1:  $\gamma_{\varphi}=1.00; \gamma_Y=1.00$  (anexa B, NP 112)

R1:  $\gamma_{RV}=1.00$  (anexa B, NP 112)

Relația generala de verificare :  $V_d < R_d$

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale,  $V_d$

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

Valoarea capacității portante,  $R$

$$R = A' (c'_d N_c b_c s_{c_i} + q' N_q b_q s_{q_i} + 0,5 \gamma' B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma_i})$$

## LOADCAP

**Metoda de calcul Hansen:**

$N_c, N_q, N_{\gamma}$  – factori adimensionali pentru capacitate portanta

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi / 2)$$

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

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1.4 \varphi)$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  – factori adimensionali pentru forma fundației

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$  pentru fundatii continue

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  – factori adimensionali pentru inclinarea bazei fundației

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  – factori adimensionali pentru inclinarea încărcării

### Metoda lui Terzaghi

$N_c, N_q, N_\gamma$  – factori adimensionali pentru capacitate portanta

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Metoda lui Meyorf

$N_c, N_q, N_\gamma$  – factori adimensionali pentru capacitate portanta

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi / 2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  – factori adimensionali pentru forma fundației

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{pentru } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{pentru } \varphi = 0$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  – factori adimensionali pentru înclinarea încărcării

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{pentru } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{pentru } \varphi = 0$$

### Metoda lui Vesic

Formula lui Vesic este analoaga formulei lui Hansen, cu  $N_q$  și  $N_c$  pentru formula lui Meyerhof și  $N_\gamma$  mai jos:

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

Factorii de forma  $\theta$  și de adâncime care apar în formulele de calcul a capacității portante sunt la fel cu cei propuși de Hansen; câteva diferențe se înregistrează în factorii de înclinare a sarcinii, a terenului (fundație sau versant) și a planului de fundare (baza înclinată).

### Metoda Brinch - Hansen

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

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

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

### Factorii de forma



$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin\phi' \quad \text{pentru forma dreptunghiulara}$$

$$s_q = 1 + \sin\phi' \quad \text{pentru forma patrata sau circulara}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{pentru forma dreptunghiulara}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{pentru forma patrata sau circulara}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{pentru forma dreptunghiulara, patrata sau circulara}$$

### Factori de inclina?ie rezultata datorata unei sarcini orizontale H

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot\phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

### Factori de inclina?ie rezultata datorata unei sarcini orizontale H paralela cu B'

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot\phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot\phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Unde:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \quad \text{pentru } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad \text{pentru } H/L'$$

Daca H formeaza un unghi  $\theta$  cu directia lui  $L'$ , exponentul "m" este calculat cu expresia de mai jos:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

### Ghid de proiectare geotehnica/ Proiectarea geotehnica a funda?iilor de suprafata

Valoarea de calcul a acțiunilor verticale,  $V_d$

$$V_d = \gamma_G(W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk} = \gamma_G(\gamma_{Gk} LBD + V_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk} = 1852 \text{ kN.}$$

Valoarea capacității portante,  $R$

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

unde:

$c'_d$  - valoarea de calcul a coeziunii efective

$N_c, N_q, N_\gamma$  - factori adimensionali pentru capacitate portantă

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

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

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

$\phi'_d$  - valoarea de calcul a unghiului de frecare internă în termeni de eforturi efective

$b_c, b_q, b_\gamma$  - factori adimensionali pentru înclinarea bazei fundației

Pentru fundație cu baza orizontală:

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  - factori adimensionali pentru forma bazei fundației:

Pentru fundație cu baza rectangulară:

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

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

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

$i_c, i_q, i_\gamma$  - factori adimensionali pentru înclinarea încărcării  $V$

Pentru încărcare orizontală  $H = 0$ :

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

$q'$  - suprasarcina efectivă la nivelul bazei fundației

$\gamma'$  - valoarea de calcul a greutății volumice efective a pământului sub baza fundației

Valori de calcul pentru parametrii geotehnici și rezistență:

$$\phi'_d = 35^\circ; \gamma'_d = 18 \text{ kN/m}^3.$$

Rezultatele obținute sunt prezentate în Tabelul 2

	N q	N c	N y	s q	s c	s y	b q	b c	b y	i q	i c	i y	V d ( k N )	Rd (k N)
G h	3 3	4 6	2 0	1 .	1 .	0 .	1	1	1	1	1	1	1 8	42 67

i d d e p r o i e c t a r e g e o t e h n i c a	.	.	.	4	5	7								5	
	3	1	4	9		5								2	
L o a d c a p															
H a n s e n	3 3 · 3	4 6 · 1 2	1 5 · 2 7	1 · 5 9	1 · 6 1	0 · 6 6	1	1	1	1	1	1	1	1 8 5 2	38 74
T e r z a g h i	4 1 · 4 4	5 7 · 7 5	4 2 · 4 3		1 · 3	0 · 8								1 8 5 2	59 78
M e y e r h o f	3 3 · 3	4 6 · 1 2	1 0 · 1 8	1 · 3 1	1 · 6 2	1 · 3 1				1	1	1	1 8 5 2	37 62	
V e s	3 3 · 3	4 6 · ·	2 1 · ·	1 · 5 9	1 · 6 1	0 · 6 6	1	1	1	1	1	1	1 8 5 2	43 50	

i		1	6											
c		2	3											
B r i n s e n - H a n s e n ( E C 7 - E C 8 )	3 3 · 3	4 6 · 1 2	2 0 · 3 7	1 · 4 9	1 · 5	0 · 7 5	1	1	1	1	1	1	1 8 5 2	42 67

Tab. 2

Pentru Ab1G1 rezultatele obținute în programul Loadcap sunt egale cu cele obținute în Ghidul de proiectare geotehnica.

**Ab1G2:** A2+M2+R1

A2:  $\gamma_G=1$ ,  $\gamma_Q=1.3$  (anexa B, NP 112)

M2:  $\gamma_\phi = 1.25$  ;  $\gamma_\gamma = 1.0$  (anexa B, NP 112)

R1:  $\gamma_{Rv} = 1.00$  (anexa B, NP 112)

Relația generală de verificare :  $V_d < R_d$

Rezultatele sunt prezentate în tabelul 3

Tabelul 3

	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$s_q$	$s_c$	$s_\gamma$	$b_q$	$b_c$	$b_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$i_\gamma$	$V_d$ (kN)	$R_d$ (kN)
--	-------	-------	------------	-------	-------	------------	-------	-------	------------	-------	-------	------------	---------------	---------------

<b>Ghid de proiectare geotehnica</b>	16.9	28.4	8.3	1.41	1.44	0.75	1	1	1	1	1	1	1457	<b>1934</b>
<b>Loadcap</b>														
Hansen	16.92	28.42	6.23	1.47	1.5	0.66	1	1	1	1	1	1	1457	1751
Terzaghi	20.58	34.96	17.92		1.3	0.8							1457	2683
Meyerhof	16.92	28.42	4.16	1.25	1.49	1.25				1	1	1	1457	1672
Vesic	16.92	28.42	9.35	1.47	1.5	0.66	1	1	1	1	1	1	1457	1984
Brinsen-Hansen (EC7-EC8)	16.92	28.42	8.31	1.41	1.44	0.75	1	1	1	1	1	1	1457	<b>1934</b>

Pentru Ab1G2 rezultatele obținute în programul Loadcap sunt egale cu cele obținute în Ghidul de proiectare geotehnica.

### **Abordarea de calcul 3**

#### **Ab3: A1+M2+R3**

$$A1: \gamma_G = 1.35, \gamma_Q = 1.5 \text{ (anexa B, NP 112)}$$

$$M2: \gamma_{\varphi} = 1.25; \gamma_Y = 1.0 \text{ (anexa B, NP 112)}$$

$$R3: \gamma_{RV} = 1.00 \text{ (anexa B, NP 112)}$$

$$\text{Relația generală de verificare : } V_d < R_d$$

Rezultatele sunt prezentate în tabelul 4

Tabelul 4

	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$s_q$	$s_c$	$s_\gamma$	$b_q$	$b_c$	$b_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$i_\gamma$	$V_d$ (kN)	$R_d$ (kN)
<b>Ghid de proiectare geotehnica</b>	16.9	28.4	8.3	1.41	1.44	0.75	1	1	1	1	1	1	1852	<b>1934</b>
<b>Loadcap</b>														
Hansen	16.92	28.42	6.23	1.47	1.5	0.66	1	1	1	1	1	1	1852	1751
Terzaghi	20.58	34.96	17.92		1.3	0.8							1852	2683
Meyerhof	16.92	28.42	4.16	1.25	1.49	1.25				1	1	1	1852	1672
Vesic	16.92	28.42	9.35	1.47	1.5	0.66	1	1	1	1	1	1	1852	1984
Brinsen-Hansen (EC7-EC8)	16.92	28.42	8.31	1.41	1.44	0.75	1	1	1	1	1	1	1852	<b>1934</b>

Pentru Ab3 rezultatele obținute în programul Loadcap sunt egale cu cele obținute în Ghidul de proiectare geotehnica.

### Verificarea la SLE

Coeficienți parțiali

A:  $\gamma_G=1.00$ ,  $\gamma_Q=1.00$  (CR0, pct 7.4.1.1)

M2:  $\gamma_\phi = 1.00$  ;  $\gamma_\gamma = 1.00$  (SR EN 1997-1/NB, pct 2.4.8)

$P_{normala} = 231$  kPa

**Loadcap**

Tabelul 5

Nr. strat	z (m)	Tensiune eficace $s_{gz}$ (kPa)	Tensiune de increment $s_z$ (kPa)	Tasare de consolidare $w_c$ (cm)	Tasare totala $w_t$ (cm)
1	0.65	11.7	207.46	0.41	0.41
2	1.2	21.6	157.07	0.83	0.83
3	2	36.0	100.73	0.53	0.53
4	2.8	50.4	65.37	0.34	0.34
5	3.6	64.8	44.28	0.23	0.23
6	4.4	79.2	79.2	0.16	0.16
7	5.2	93.6	23.04	0.12	0.12
8	6.0	108	17.57	0.09	0.09
					Total: 2.76 cm

**Ghid de proiectare geotehnica**

Tabelul 6

Nr. strat	h <sub>i</sub> (m)	z (m)	z/B	L/B	a <sub>0</sub>	S <sub>z</sub>	S <sub>z,med</sub>	S <sub>gz</sub>	S <sub>z</sub> ≤ 0,2S <sub>gz</sub>	S <sub>i</sub>
						(kPa)	(kPa)	(kPa)		(mm)
1	0,8	0	0	1,18	1	222	204	9	nu	10,9
		0,8	0,36		0,84	186		23	nu	
2	0,8	0,8	0,36	1,18	0,84	186	152	23	nu	8,1
		1,6	0,73		0,53	118		38	nu	
3	0,8	1,6	0,73	1,18	0,53	118	95	38	nu	5,1
		2,4	1,09		0,33	73		52	nu	
4	0,8	2,4	1,09	1,18	0,33	73	60	52	nu	3,2
		3,2	1,45		0,21	47		67	nu	
5	0,8	3,2	1,45	1,18	0,21	47	41	67	nu	2,2
		4,0	1,82		0,16	36		81	nu	
6	0,8	4,0	1,82	1,18	0,16	36	32	81	nu	1,7
		4,8	2,18		0,13	29		95	nu	
7	0,8	4,8	2,18	1,18	0,13	29	26	95	nu	1,4
		5,6	2,55		0,10	22		110	nu	
8	0,8	5,6	2,55	1,18	0,10	22	18	110	nu	0,9
		6,4	2,91		0,06	13		124	da	

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

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

Se poate observa în tabelul 5 si 6 ca rezultatele obținute în programul Loadcap si Ghidul de proiectare geotehnica sunt aceleași.

### 3 Contact



[www.geostru.eu](http://www.geostru.eu)

<https://www.geostru.eu/contact/?lang=ro>