

GeoStru Formula

Part I GeoStru Formula	1
1 Clasificarea solurilor	3
2 Încercări penetrometrice	6
Teste penetrometrice dinamice	7
Terenuri inconsistente.....	8
Soluri coezive.....	16
Lichefierea	22
Teste penetrometrice statice	25
Terenuri inconsecvente.....	25
Soluri coezive.....	31
Lichefiere	39
Încercări presiometrice	42
Part II Formule GEO	43
1 Împingerea terenului	44
2 Consolidare	48
3 Mecanica rocilor	51
4 Permeabilitatea	52
5 Taluzuri infinite	53
6 Condiții dinamice	54
Part III Baza de date soluri	56
Part IV Geoapp	57
1 Secțiunea Geoapp	57
Part V Bibliografie	57
Part VI Contacte	61
Index	0

1 GeoStru Formula

Geotehnica acopera o gama foarte larga de subiecte. Cu **GeoStru Formula** am creat un instrument practic ?i de sus?inere pentru liberii profesioni?ti.

Clasificarea solurilor

Rela?iile dintre proprietati: Indicele porilor e , Porozitatea n , Greutatea volumului uscat gd , Greutatea volumului saturat γ_{sat} , Greutatea specifica a boabelor g , Con?inutul de apa w .

Corela?ii Teste Penetrometrice Dinamice (SPT)

Soluri coezive

Coeziunea nedrenata: Terzaghi-Peck, SUNDA (1983)-Benassi Vannelli, Sanglerat, TERZAGHI & PECK (1948), U.S.D.M.S.M., Schmertmann (1975), Fletcher (1965), Houston (1960), Shioi - Fukui (1982), Begemann, De Beer, Robertson (1983).

Modulul edometric: Stroud e Butler (1975), Vesic (1970), Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner, Buisman-Sanglerat.

Modulul Young: Schultze-Menzenbach, D'Appollonia ed altri (1983).

Greutate pe unitate de volum: Meyerhof ed altri.

Clasificarea solului: A.G.I.

Soluri necoezive

Densitatea relativa: Gibbs & Holtz (1957), Meyerhof (1957), Skempton (1986), Schultze & Menzenbach (1961).

Unghiul de frecare: Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956), Meyerhof (1956), Sowers (1961), Malcev (1964), Meyerhof (1965), Schmertmann (1977), Mitchell & Katti (1981), Shioi-Fukuni (1982), Japanese National Railway, De Mello, Owasaki & Iwasaki.

Modulul edometric: Buisman-Sanglerat, Begemann (1974), Farrent (1963), Menzenbach e Malcev.

Modulul lui Young: Terzaghi, Schmertmann (1978), Schultze-Menzenbach, D'Appollonia ed altri (1970), Bowles (1982).

Modulul Poisson: A.G.I.

Modul de deformare la forfecare: Ohsaki & Iwasaki, Robertson e Campanella (1983).

Greutate pe unitate de volum: Meyerhof ed altri.

Clasificarea solului: A.G.I.

Viteza undelor de taiere: Ohta, Lee, Dikmen.

Verificarea lichefierii: Seed (1979).

Modulul Ko: Navfac (1971-1982).

Corelații teste penetrometrice statice (CPT)

Unghi de frecare: DeBeer, Caquot, Durgunoglu Mitchell, Herminier, Koppejan, Robertson- Campanella.

Greutate volum: Meyerhof.

Modul de deformare la forfecare: Imai e Tomauchi, Stokoe, Mayne Rix
Coeziunea nedrenata Cu: Begemann, DeBeer, Kjekstad, Lunne Eide, Lunn Kleven, Marsland, Rolf Larsson, Sunda, Terzaghi.

OCR Grad de supra-consolidare: Mayne, Stress History.

Modulul Edometric: Buisman, Kulhawy, Lunne-Christoffersen, Mitchell, Robertson Campanella

Modulul lui Young: Robertson, Schmertmann.

Lichefierea solurilor: Robertson Wride.

Viteza undelor de taiere: Baldi, Jamiolkowski.

Corelații de testare dilatometrica

Unghiul de frecare: Marchetti, Robertson Campanella.

Coeficientul de împingere în repaus K_0 .

Coeziunea nedrenata.

Formule interactive

Împingerea terenurilor

Criteriul de rupere: Mohr-Coulomb (1773).

Coeficienții de împingere K_0 : Jaky (1948), Alpan (1967).

Coeficienții de împingere K_a , K_p : Rankine (1857), Muller Breslau (1924), Coulomb, Mononobe & Okabe (1926).

Consolidare

Coeficientul de consolidare primara (CV);

Indicele de compresie (I_c): Skempton (1944), Terzaghi și Peck (1967);

Indicele de recompresie (C_r): Nagaraj și Murthy 1985;

Factorul de consolidare T_v .

Mecanica rocilor

Modul elastic E_r : Barton, Serafim și Pereira (1983).

Permeabilitate

Terzaghi (1925), Slichter, Hazen (1991);

Stabilitatea versanților

Panta nedefinită: Analiza în condiții drenate și nedrenate în prezența pânzei freatice.

Baza de date integrată

Constituie o bibliotecă bogată de caracteristici geotehnice ale terenului. Baza de date este personalizabilă de către utilizator, dar partajată cu baza centrală de date GEOSTRU. Ori de câte ori este integrat cu elemente noi, serverul nostru notifică utilizatorul final. Sistemul de transfer nu se limitează la înlocuirea fișierului, ci integrează baza de date personalizată a utilizatorului.

Aceeași bază de date este partajată cu toate aplicațiile GeoStru;

1.1 Clasificarea solurilor

Un sol este un agregat natural de asociații minerale care pot fi îndepărtate cu o agitație mecanică simplă sau cu o agitație în apă.

Cei mai frecvenți termeni pentru a descrie un sol sunt: pietriș, nisip, loess, argilă.

În stare naturală, solurile sunt alcătuite dintr-un amestec de doi sau mai mulți constituenți. Pietrișul și nisipurile sunt cunoscute sub numele de soluri cu granulație grosieră, leosurile și argilele ca soluri cu granulație fină.

O altă distincție care poate fi făcută este cea dintre solurile coezive și solurile necoezive: cele dintâi au o rezistență deloc neglijabilă la tracțiune, atunci când sunt uscate, pierzând în același timp toată consistența după impregnarea în apă; iar cele din urmă nu prezintă întotdeauna o rezistență nulă la tracțiune.

Solurile cu granulație grosieră sunt recunoscute în principal pe baza dimensiunii granulelor; pietrișul are o granulație de 2 mm în diametru, în timp ce nisipul are o granulație cuprinsă între 2 și 0,063 mm.

Printre solurile cu granulație fină se numără leosurile care reprezintă cea mai mare parte și care au o plasticitate și coeziune redusă.

Loessurile (pelite), din punct de vedere al dimensiunii particulelor, sunt cele dintre limita inferioara a nisipurilor și 0,002 mm.

Argilele, pe de alta parte, sunt un agregat de particule minerale lamelare microscopice și submicroscopice, caracterizate prin abilitățile coloidale tipice de plasticitate, coeziune și capacitatea de a absorbi ioni.

Distingerea unui loess/namol de o argila bazata numai pe dimensiunea particulelor nu este posibila, deoarece proprietățile fizice semnificative ale celor doua materiale sunt legate doar indirect de dimensiunea particulelor în sine, prin urmare, în general sunt utilizate alte criterii.

Pentru a oferi o descriere adecvata a solurilor, se utilizeaza câteva teste de clasificare care conduc la definirea proprietăților indicelor.

PARȚILE CARE CONSTITUIE SOLUL

Caracteristicile terenului depind în mod substanțial de fazele care le alcatuiesc. De fapt, structura unui sol este consecința proceselor de interacțiune între aceleși particule și mediul înconjurator.

Fazele (figura 1) alcatuirii terenului sunt:

- faza solida, reprezentata de particule minerale
- faza lichida, reprezentata de apa interstițiala
- faza gazoasa, reprezentata de aer

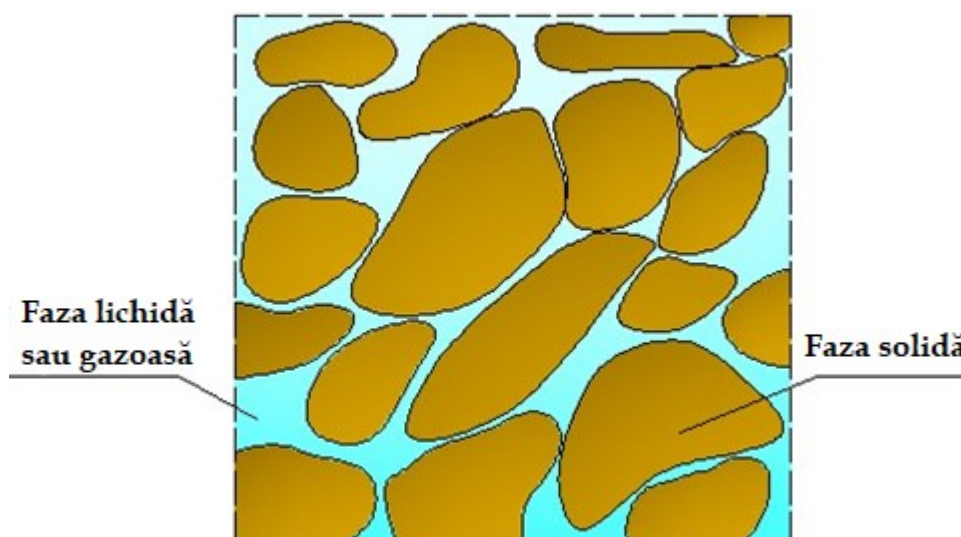


Figura 1 - Secțiunea schematică a unei probe de teren

Faza gazoasa este în general considerata fara greutate, spre deosebire de faza solida și faza lichida, care sunt dotate cu greutate.

De obicei, se presupune ca densitatea apei (gw) este de 1g/cm^3 , deși aceasta valoare este corectă la o temperatură de $4\text{ }^\circ\text{C}$.

INDICE MARIMI

Proprietățile indicelui stabilesc caracteristici importante ale solurilor și exprima relațiile existente între diferitele faze, greutatea și volumele acestora.

Proprietățile fundamentale ale indicelui sunt următoarele:

Indicele de porozitate e: volumul de porozitate la care se face referire pentru volumul fazei solide.

Este mai mare de 1 atunci când volumul porilor este mai mare decât volumul particulelor solide și este o măsură a densității, prin urmare una dintre cele mai importante caracteristici pentru definirea unui sol;

Porozitatea n: volumul porilor raportat la volumul total.

Ca și indicele porilor, porozitatea este o măsură a densității solului, dar găsește o aplicare mai mare în problemele de filtrare. De obicei, este exprimată ca procent.

Greutatea volumică a pământului în stare uscată γ_d : raportul dintre greutatea întregului eșantion și volumul total;

Greutatea volumică a pământului în stare saturată γ_{sat} : raportul de greutate a întregului eșantion saturat cu apă și volumul total;

Greutatea specifică a pământului γ : raportul dintre greutatea volumului părții solide și greutatea volumului de apă;

Conținutul de apă w: raportul dintre greutatea fazei lichide și greutatea fazei solide;

Acesta este de obicei exprimat ca procent și uneori este denumit procent de umiditate. Acest indice este semnificativ pentru soluri, deoarece poate stabili corelații cu comportamentul mecanic.

RELAȚIILE DINTRE PROPRIETĂȚI

Există mai multe corelații între diferitele proprietăți ale indicelui prezentate în tabelul următor:

DATO	QUANTITA' CERCHATE					
Quantità	Peso specifico G	Peso di volume secco γ_d	Peso di volume saturo γ_{sat}	Contenuto in acqua w	Porosità n	Indice dei vuoti e
G; γ_d	-	-	$\left(1 + \frac{1}{G}\right) \gamma_d + \gamma_w$	$\left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{G \gamma_w}\right) \gamma_w$	$1 - \frac{\gamma_d}{G \gamma_w}$	$\frac{G \gamma_w}{\gamma_d} - 1$
G; γ_{sat}	-	$\frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{G + 1} G$	-	$\frac{G \gamma_w - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} G$	$\frac{G \gamma_w - \gamma_{sat}}{(G + 1) \gamma_w}$	$\frac{G \gamma_w - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$
G; w	-	$\frac{G}{1 + wG} \gamma_w$	$\frac{1 + w}{1 + wG} G \gamma_w$	-	$\frac{wG}{1 + wG}$	wG
G; n	-	$G(1 - n) \gamma_w$	$[G + n(G + 1)] \gamma_w$	$\frac{n}{G(1 - n)}$	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
G; e	-	$\frac{G}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{G + e}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{e}{G}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
γ_d ; γ_{sat}	$\frac{\gamma_d}{\gamma_w + \gamma_d - \gamma_{sat}}$	-	-	$\frac{\gamma_{sat} - 1}{\gamma_d}$	$\frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_w}$	$\frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_w + \gamma_d - \gamma_{sat}}$
γ_{sat} ; w	$\frac{\gamma_d}{\gamma_w - w \gamma_d}$	-	$(1 + w) \gamma_d$	-	$w \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	$\frac{w \gamma_d}{\gamma_w - w \gamma_d}$
γ_d ; n	$\frac{\gamma_d}{(1 - n) \gamma_w}$	-	$\gamma_d + n \gamma_w$	$\frac{n \gamma_w}{\gamma_d}$	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
γ_d ; e	$(1 + e) \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	-	$\frac{e \gamma_w}{(1 + e)} + \gamma_d$	$\frac{e}{1 + e} \frac{\gamma_w}{\gamma_d}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
γ_{sat} ; w	$\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w - w(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$	$\frac{\gamma_{sat}}{1 + w}$	-	-	$\frac{w \gamma_{sat}}{(1 + w) \gamma_w}$	$\frac{w \gamma_{sat}}{\gamma_w - w(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$
γ_{sat} ; n	$\frac{\gamma_{sat} + n \gamma_w}{(1 - n) \gamma_w}$	$\gamma_{sat} + n \gamma_w$	-	$\frac{n \gamma_w}{\gamma_{sat} + n \gamma_w}$	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
γ_{sat} ; e	$(1 + e) \frac{\gamma_{sat} - e}{\gamma_w}$	$\gamma_{sat} + \frac{e}{(1 + e)} \gamma_w$	-	$\frac{e \gamma_w}{\gamma_{sat} + e(\gamma_{sat} + \gamma_w)}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
w; n	$\frac{n}{(1 - n) w}$	$\frac{n}{w} \gamma_{sat}$	$n \left(\frac{1 + w}{w} \right) \gamma_w$	-	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
w; e	$\frac{e}{w}$	$\frac{e}{(1 - e) w} \gamma_w$	$\frac{e}{w} \left(\frac{1 + w}{1 + e} \right) \gamma_w$	-	$\frac{e}{1 + e}$	-

1.2 Încercari penetrometrice

Penetrometrul este un instrument care vizeaza determinarea rezistenței structurii și a solurilor. Introdus din 1930 este din ce în ce mai utilizat, în diferitele sale versiuni, atunci când se proiectează sau realizează lucrări de construcție.

Penetrometrele există în versiune dinamică (percuție), statică (presiune) sau mixtă.

Procesul de testare penetrometrică constă în principal în introducerea unei sonde metalice în sol și măsurarea rezistenței solului la penetrare, pe măsura ce adâncimea crește. Din datele obținute în acest fel este posibil să se deducă o serie de informații despre caracteristicile diferitelor straturi traversate și capacitatea de rezistență a solului.

Primele utilizări ale încercării de penetrare statică, denumită pe scurt CPT, de la Cone Penetration Test datează din 1917 de către Căile Ferate

Suedeze de stat, 1927 pentru Caile Ferate Daneze și 1935 în numele Departamentului Olandez al lucrărilor publice.

Testul standard de penetrare, sau dinamic, (SPT), de la Standard Penetration Test, dezvoltat în SUA în 1927, este larg răspândit și se efectuează în conformitate cu procedurile standard prin aruncarea unui ciocan de 63,5 kg de la o înălțime de 760 mm și se înregistrează numărul de lovituri (NSPT) necesare, pentru avansă 30 cm într-un eșantion standard.

1.2.1 Teste penetrometrice dinamice

Încercarea penetrometrică dinamică constă în introducerea unui vârf conic în pământ (pentru secțiuni consecutive) prin măsurarea numărului de N-lovituri necesare.

Testele penetrometrice dinamice sunt larg răspândite și utilizate în teritoriul geologilor și a geotehnicienilor, având în vedere simplitatea lor executivă, rentabilitatea și viteza de execuție.

Elaborarea, interpretarea și vizualizarea grafică a acestora permite "catalogarea și parametrizarea" solului traversat cu o imagine continuă, ceea ce permite, de asemenea, o comparație a consistențelor diferitelor straturi traversate și o corelație directă cu sondajele geognostice pentru caracterizarea stratigrafică.

Sonda penetrometrică permite, de asemenea, recunoașterea destul de precisă a grosimii brazdărilor pe substrat, cota eventualelor pânze freatice și suprafețe de rupere de pe versanți, și consistența în general a solului.

Utilizarea datelor, obținute din corelații indirecte și referindu-se la diverși autori, va trebui în continuare tratată cu precauțiile corespunzătoare și, eventual, după experiențele geologice dobândite în zona.

Elementele caracteristice ale penetrometrului dinamic sunt următoarele:

- masa berbecului M
- înălțimea de cadere a berbecului H
- vârf conic: con cu diametrul bazei D, aria nominală la baza conului A (unghiul de deschidere α)
- avans (penetrare) d
- prezența sau absența stratului extern (namol bentonitic).

Corelația cu Nspt

Deoarece testul penetrometric standard (SPT) este, până în prezent, unul dintre cele mai răspândite și economice mijloace de obținere a informațiilor despre straturile unui sol, majoritatea corelațiilor existente se refera la valorile numărului de lovituri NSPT obținute cu testul menționat anterior, prin urmare este necesar să se corelezeze numărul de lovituri ale unui încercări dinamice cu Nspt. Pasajul este dat de:

$$N_{spt} = \beta t^x N$$

βt : Coeficient de corelație.

1.2.1.1 Terenuri inconsistente

UNGHIUL DE REZISTENȚA LA FORFECARE

Sowers=34.16 (Sabbie a profundită minore di 4mt)

$$\varphi = 28 + 0.28 \cdot NSPT$$

Sowers 1961. Correlazione valida per sabbie a profundità inferiore a 4 metri

Meyerhof=33.34 (Sabbie e sabbie limose)

$$\varphi = a + b \cdot NSPT - c \cdot NSPT^2$$

Meyerhof Sabbie e Limo 1965}
Sabbie e limo <= 5%: a= 29.47, b= 0.46, c=0.004
Sabbie e limo > 5%: a= 23.7, b= 0.57, c=0.006

DeMello=34.58 (Sabbie prof. minima di 2 mt.)

$$\varphi = 19 - 3.8 \cdot \sigma_{pv0} + 8.73 \cdot \log(NSPT)$$

De Mello 1971, Correlazione valida per sabbie con profundità minima di 2 metri
 σ_{pv0} : kg/cm²

Muromachi=36.42 (Suoli incoerenti)

$$\varphi = 3.5 \cdot \sqrt{NSPT} + 20$$

Schmertmann=36.50 (Sabbie e Ghiaie)

$$\varphi = a + b \cdot Dr$$

Sabbie fini uniformi: $a=28$, $b=0.14$
 Sabbie medie uniformi: $a=31.5$, $b=0.115$
 Sabbie medie gradate, Sabbie grosse uniformi: $a=34.5$, $b=0.1$
 Sabbie, Ghiaie poco limose, Ghiaietto: $a=38$, $b=0.08$
 Ghiaie: $a=34.5$, $b=0.1$
 Dr = densità relativa [%]

Peck=33.29 (Sabbie e Ghiaie)

$$\varphi = 27 + \left(10 \cdot \frac{NSPT_{corr}}{35} \right)$$

Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956
 valida per terreni non molli a prof. minore 5 mt.
 Correlazione valida per sabbie e Ghiaie rappresenta valori medi
 correlazione storica molto usata, valevole per prof. minore 5 mt. per terreni sopra falda
 per terreni in falda (tensioni minori 8-10 t/mq)

Shioi=33.60 (Sabbie)

$$\varphi = (a \cdot NSPT_{corr})^b + c$$

Shioi-Fukuni 1982
 Sabbie: $a=15$, $b=0.5$, $c=15$
 Ghiaie: $a=0.3$, $b=1$, $c=27$

Japanese=33.60 (Limi sabbiosi)

$$\varphi = 0.3 \cdot NSPT_{corr} + 27$$

Japanese National Railway (Limi siltosi-sabbiosi)

Malcev=27.62 (Sabbie e Ghiaie)

$$\varphi = 25 - 5 \cdot \log_{10}(\sigma_{Vo}) + 3.73 \cdot \log_{10}(NSPT_{corr})$$

Malcev 1964, per sabbie in genere a prof. > 2 mt.
 σ_{Vo} : Pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm²

DENSITATEA RELATIVA

Bazara=48.12

$$Dr = \sqrt{\frac{NSPT_{corr}}{20(a+b\sigma_{v0})}} \cdot 100$$

Densità Relativa % (Bazara)
 σ_{v0} : tensione in kg/cm²
 $\sigma_{v0} \leq 10$: a=1, b=2
 $\sigma_{v0} > 10$: a=3.25, b=0.5

Meyerhof=51.21

$$Dr = 21 \cdot \sqrt{\frac{NSPT_{corr}}{t_{eff} + 0.7}}$$

Densità Relativa % (Meyerhof 1957)
 t_{eff} : tensione efficace in kg/cm²

Schultze=56.24 (Per sabbie fini e ghiaiose NC)

$$Dr = 2.718282^{0.478 \log NSPT_{corr} - 0.262 \log \sigma_{v0} + 2.84}$$

Densità Relativa % (Schultze Menzenbach 1961) per sabbie fini e ghiaiose NC. Metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC. Per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato
 σ_{v0} : t/m²

Skempton=54.08 (Limi e sabbie)

$$a: Dr = 6.2277645 + 3.1873281 \cdot NSPT_{corr} - 0.05536254 \cdot NSPT_{corr}^2 + 0.0004253959 \cdot NSPT_{corr}^3$$

$$b: Dr = 10 \cdot \sqrt{\frac{NSPT_{corr} \sqrt{\frac{38}{440198.0665}}}{32 + 0.188 \cdot t_{eff} \sqrt{98.0665}}}$$

Densità Relativa % (Skempton 1986)
a: Limi e sabbie. Elaborazione valida per sabbie NC e SC immettendo i dati granulometrici del campione (Coefficiente di uniformità della curva granulometrica U=D60/D10 ed il grado di consolidazione (NC per normalconsolidato) o per sovrconsolidazione (GSC=3-10)
b: Sabbie da fini a grossolane in terreni NC (Skempton 1986). Elaborazione valida per sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato per limi sottostimato
 t_{eff} in kg/cm²

VITEZA UNDELOR DE FORFECARE

Ohta=152.60 (Limi, sabbie, ghiaie)

$$v_s = 54.33 \cdot \sqrt[0.173]{NSPT_{corr}} \cdot a \cdot \beta \cdot \frac{z}{0.303}^{0.193}$$

alpha: coefficiente che dipende dall'età del deposito.
Depositi recenti OLOCENICI: alfa= 1; Depositi del terziario PLEISTOCENICI: alfa = 1.303
Beta: coefficiente funzione della composizione granulometrica
Limi e argille: beta = 1; Sabbie: beta = 1.09; Sabbie e ghiaie: beta = 1.19
z: profondità in metri

Lee=284.06 (Limo, sabbie, argille)

$$v_s = a \cdot NSPT^b$$

Sabbia: a= 57.4, b=0.49
Argilla: a=114.3, b=0.31
Limo: a=105.64, b=0.32

Dikmen=194.01 (Limo, sabbie, argille)

$$v_s = a \cdot NSPT^b$$

Sabbie: a=73, b=0.33
Limi: a= 60, b= 0.36
Argille: a= 44, b= 0.48
Altri: a= 58, b= 0.39

GREUTATEA UNITARA A VOLUMULUI

Meyerhof=2.03 (Assenza di falda)

$$\gamma = 1.29968 + 0.05291 \cdot NSPT_{corr} - 0.00106 \cdot (NSPT_{corr}^2 + 7.58E - 06 \cdot NSPT_{corr}^3)$$

Terzaghi=2.44 (Presenza di falda)

$$\gamma = a + b \cdot NSPT_{corr}$$

Terzaghi-Peck 1948-1967, Peso saturo. Correlazione valida per terreni incoerenti
 NSPTcorr <= 50: a = 1.8559, b = 0.0062
 NSPTcorr > 50: a = 2.0414, b = 0.0021

MODULUL EDOMETRIC

Menzenbach=115.88 (Sabbia fine)

$$E_d = a \cdot NSPT_{corr} + 38$$

Limo con Sabbia (Grecia) (Begemann 1974)
 Sabbia fine: a = 3.54
 Sabbia media: a = 4.46
 Sabbia e ghiaia: a = 10.46
 Sabbia ghiaiosa: a = 11.84

Begemann=72.65 (Sabbia fine)

$$E_d = a + NSPT_{corr} + b$$

Limo con Sabbia (Grecia) (Begemann 1974)
 Limo con sabbia: a = 2.05403, b = 27.46451
 Ghiaia con sabbia: a = 9.1, b = 93

Farrent=156.20 (Sabbie)

$$E_d = 7.1 \cdot NSPT_{corr}$$

Sabbie (Farrent 1963)

Buisman, Sabbie=132.00 (Sabbie)

$$E_d = a \cdot NSPT_{corr}$$

Buisman-Sanglerat
 Sabbie: a = 6
 Sabbie con argilla: a = 8

Buisman, Sabbie Argille=176.00 (Sabbie argillose)

$$E_d = a \cdot NSPT_{corr}$$

Buisman-Sanglerat
 Sabbie: a = 6
 Sabbie con argilla: a = 8

MODULUL ELASTIC

Bowles Sabbia argillosa=118.40 (Sabbia argillosa)

$$E_y = \alpha \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
Sabbia argillosa: $a = 3.2$, $b = 15$
Sabbia limosa e Limo sabbioso: $a = 3$, $b = 6$
Sabbia media: $a = 5$, $b = 15$
Sabbia e ghiaia: $a = 12$, $b = 6$

Bowles Sabbia limosa e Limo sabbioso=84.00 (Sabbia limosa e Limo sabbioso)

$$E_y = \alpha \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
Sabbia argillosa: $a = 3.2$, $b = 15$
Sabbia limosa e Limo sabbioso: $a = 3$, $b = 6$
Sabbia media: $a = 5$, $b = 15$
Sabbia e ghiaia: $a = 12$, $b = 6$

Bowles Sabbia media=185.00 (Sabbia media)

$$E_y = \alpha \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
Sabbia argillosa: $a = 3.2$, $b = 15$
Sabbia limosa e Limo sabbioso: $a = 3$, $b = 6$
Sabbia media: $a = 5$, $b = 15$
Sabbia e ghiaia: $a = 12$, $b = 6$

Bowles Sabbia e ghiaia=336.00 (Sabbia e ghiaia)

$$E_y = \alpha \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
Sabbia argillosa: $a = 3.2$, $b = 15$
Sabbia limosa e Limo sabbioso: $a = 3$, $b = 6$
Sabbia media: $a = 5$, $b = 15$
Sabbia e ghiaia: $a = 12$, $b = 6$

Dapollonia Sabbia=345.00 (Sabbia)

$$E_y = a \cdot NSPT_{corr} + 180$$

D'Appollonia ed altri 1970
Sabbia: a= 7.5, b=180
Ghiaia e sabbia: a= 7.71, b=191Sabbia: a= 10.63, b=375

Dapollonia Ghiaia e Sabbia NC=360.62 (Ghiaia e Sabbia NC)

$$E_y = a \cdot NSPT_{corr} + 180$$

D'Appollonia ed altri 1970
Sabbia: a= 7.5, b=180
Ghiaia e sabbia: a= 7.71, b=191Sabbia: a= 10.63, b=375

Dapollonia Sabbia SC=608.86 (Sabbia SC)

$$E_y = a \cdot NSPT_{corr} + 180$$

D'Appollonia ed altri 1970
Sabbia: a= 7.5, b=180
Ghiaia e sabbia: a= 7.71, b=191Sabbia: a= 10.63, b=375

Schmertmann Sabbie Fini=176.00 (Sabbie Fini)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Sabbia media=264.00 (Sabbia media)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Sabbia Grossolana=440.00 (Sabbia Grossolana)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo=136.73 (Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Limi siltosi Sabbiosi Valore massimi=192.16 (Limi siltosi Sabbiosi Valore massimi)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
 Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
 Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
 Sabbia grossolana: a=2, b= 10, c=0
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
 Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schultze Sabbie Fini=215.70 (Sabbie Fini)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Sabbia media=174.40 (Sabbia media)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Sabbia limosa=161.70 (Sabbia limosa)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymas} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo=148.60 (Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymas} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Sabbia ghiaiosa=344.90 (Sabbia ghiaiosa)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymas} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Ghiaia e Sabbia=362.20 (Ghiaia e Sabbia)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymas} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Terzaghi=334.80 (Terzaghi Per sabbia pulita e sabbia con ghiaia)

$$E_y = (7 \cdot \sqrt{NSPT_{corr}}) \cdot 10.197$$

Terzaghi Per sabbia pulita e sabbia con ghiaia

MODULUL DE FORFECARE

Robertson=826.29 (Sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0.5 - 4.0 kg/cmq)

$$G' = 125 \cdot NSPT_{corr}^{0.611}$$

Robertson e Campanella (1983) e Imai Tonouchi (1982)
elaborazione valida per sabbie e per
tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq

Ohsaki. Sabbie con limo=1238.39 (Sabbie con fine plastico (limo o argilla))

$$G' = \frac{a \cdot NSPT_{corr}^b}{10}$$

Ohsaki Iwasaki
Sabbie con fine plastico (limo o argilla): a= 1182, b= 0.76
Sabbie pulite: a= 650, b= 0.94

Ohsaki. Sabbie pulite=1187.93 (Sabbie pulite)

$$G' = \frac{a \cdot NSPT_{corr}^b}{10}$$

Ohsaki Iwasaki
Sabbie con fine plastico (limo o argilla): a= 1182, b= 0.76
Sabbie pulite: a= 650, b= 0.94

COEFICIENTUL LUI POISSON

Poisson Fi=37.65=0.28 (Angolo di resistenza a taglio di: 37.65)

$$\nu = \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi}$$

Modulo di Poisson Mu (A.G.I.)

Poisson Fi=33.34=0.31 (Angolo di resistenza a taglio di: 33.34)

$$\nu = \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi}$$

Modulo di Poisson Mu (A.G.I.)

Per ogni autore è riportato un valore del parametro corrispondente relativamente ad un terreno di caratteristiche medie.

1.2.1.2 Soluri coezive

COEZIUNEA NEDRENATA

Begemann=1.79

$$C_u = \frac{2.5 \cdot NSPT_m - \sigma_{v0} \cdot 10}{14}$$

σ_{v0} : kg/cm²

DeBeer=2.75

$$C_u = \frac{2.5 \cdot NSPT_m}{20}$$

Fletcher=1.85

$$C_u = \frac{0.1844 \cdot NSPT_m - 0.00074 \cdot NSPM_m^2}{2}$$

Houston=2.27

$$C_u = \frac{0.00126 \cdot (NSPT_m^2 + 0.1384 \cdot NSPT_m + 0.889)}{2}$$

Sanglerat=1.46 (Argille Limose Sabbiose Poco Coerenti)

$$C_u = \frac{1.33 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Sanglerat=2.75 (Argille Plastiche)

$$C_u = \frac{2.5 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille plastiche

Sanglerat=2.20 (Argille Siltose)

$$C_u = \frac{2 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille siltose

Sanglerat=2.23 (Terreni Coesivi Saturi)

$$C_u = \frac{\frac{2.5 \cdot NSPT_m}{0.8} \cdot 0.5 - 1}{15}$$

Terreni coesivi saturi da dati penetrometro statico

Schmertmann=2.18 (Valori minimi)

$$C_u = 0.0954 \cdot NSPT_m^{1.01187}$$

valore medio

Schmertmann=1.54 (Valori masismi)

$$C_u = 0.7 \cdot NSPT_m \cdot 0.1$$

valore massimo

ShioiFukui=2.20 (Argille Alta Plasticità)

$$C_u = 0.1 \cdot NSPT_m$$

valori per argille ad alta plasticità

ShioiFukui=1.10 (Argille Media Plasticità)

$$C_u = NSPT_m \cdot 0.05$$

valori per argille a media plasticità

ShioiFukui=1.10 (Valori Massimi Suoli Poco Coerenti Plastici)

$$C_u = \frac{NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

valori massimi per suoli poco coerenti e plastici

ShioiFukui=0.55 (Valori Minimi Suoli Poco Coerenti Plastici)

$$C_u = \frac{NSPT_m \cdot 0.05}{2}$$

valori minimi per suoli poco coerenti e plastici

Terzaghi-Peck=1.49 (Argille Limose Siltose Mediamente Plastiche)

$$C_u = \frac{1.35 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille limose-siltose mediamente plastiche

Terzaghi-PeckK=1.60 (Argille Marnose Fratturate)

$$C_u = \frac{1.45 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille - argille marnose alterate-fratturate

Terzaghi-PeckK=1.49 (Argille Sabbiose Siltose NC)

$$C_u = \frac{a \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Coesione non drenata. Terzaghi Peck (Kg/cm²)
Argille sabbiose-siltose Normal Consolidate con Nspt<8
a= 1.25 per NSPT_m<8, a=1.35 altrimenti

GREUTATEA UNITARA A VOLUMULUI

Meyerhof=2.11 (Assenza di falda)

$$\gamma = 1.3936 + 0.0918 \cdot NSPT_m + \\ - 0.004 \cdot NSPT_m^2 + 6.2E-05 \cdot NSPT_m^3$$

Bowles=2.14 (Presenza di falda)

$$\gamma_{sat} = \frac{1}{a - b \cdot NSPT}$$

Correlazioni di Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967
NSPT<18: a= 0.5449, b= 0.0025
NSPT>=18: a= 0.59, b= 0.0056

MODULUL EDOMETRIC

Buisman=220.00 (Argille compatte)

$$E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot a$$

argille compatte (Nspt<30) medie e molli (Nspt<4)
 NSPT ≤ 10: a = 5
 NSPT > 10: a = 4

Buisman=165.00 (Argille Sabbiose)

$$E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot a$$

argille argille sabbiose con Nspt = 6-12
 NSPT ≤ 10: a = 2
 NSPT > 10: a = 3

Stroud-Butler=100.94 (Litotipi Media Plasticità)

$$E_d = 4.588 \cdot NSPT$$

litotipi a media plasticità

Stroud-Butler=134.60 (Litotipi Medio Bassa Plasticità)

$$E_d = 6.118 \cdot NSPT$$

litotipi a medio-bassa plasticità (IP < 20)

Trofimenkov=226.18

$$E_d = 10.1993 \cdot NSPT + 1.7919$$

Vesic=330.00 (Argille Molli Valori Massimi)

$$E_d = 10 \cdot 1.5 \cdot NSPT_m$$

argille molli - valori massimi

Vesic=198.00 (Argille Molli Valori Minimi)

$$E_d = 6 \cdot 1.5 \cdot NSPT_m$$

argille molli - valori minimi

MODULUL ELASTIC

Schultze=232.60 (Limi Coerenti Limi Argilosi IP < 15)

$$E_y = 4 + 11.5 \cdot NSPT - 24.4$$

limi coerenti e limi argilosi con IP ≤ 15

Schultze=281.40 (Limi Coerenti Limi Argilosi IP > 15)

$$E_y = 4 + 11.5 \cdot NSPT + 24.4$$

limi coerenti e limi argilosi con IP > 15

Per ogni autore è riportat un valoare del parametru corespunzător relativament la un teren cu caracteristici medii.

1.2.2 Lichefierea

Metoda Seed and Idriss (1982) este cea mai cunoscută și utilizată dintre metodele simplificate de estimare a susceptibilității la lichefiere și necesită doar cunoașterea câtorva parametri geotehnici: dimensiunea particulelor, numărul de lovituri din testul SPT, densitatea relativă, greutatea volumului. Formula empirică propusă de **Iwasaki** et al. este utilizată pentru a determina valoarea coeficientului reductiv r_d

$$r_d = 1 - 0.015z$$

pentru factorul corectiv MSF, a se vedea tabelul 1, care prezintă valoarea acestui factor obținută de diverși cercetători, inclusiv **Seed H. B. e Idriss I. M** (1982).

Tabelul 1 - Scalarea factorului de magnitudine

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**, se calculează în funcție de magnitudine, numărul de lovituri, presiunea verticală efectivă, densitatea relativă.

Se obține un grafic (Fig. 1) obținut prin selectarea cazurilor de soluri în care lichefierea și non-lichefierea au avut loc în timpul cutremurelor.

Inițial, numărul corect de lovituri este calculat la cota dorită pentru a lua în considerare presiunea litostatică, folosind următoarea expresie:

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

Unde:

N_m este numărul mediu de lovituri în testul penetrometric standard SPT;

C_N este un coeficient corectiv care se calculează utilizând următoarea expresie:

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

Unde:

σ'v0 este presiunea verticală efectivă;

Pa presiunea atmosferică exprimată în aceleași unități ca și **σ'v0**;

n un exponent care depinde de densitatea relativă a solului (Fig. 2).

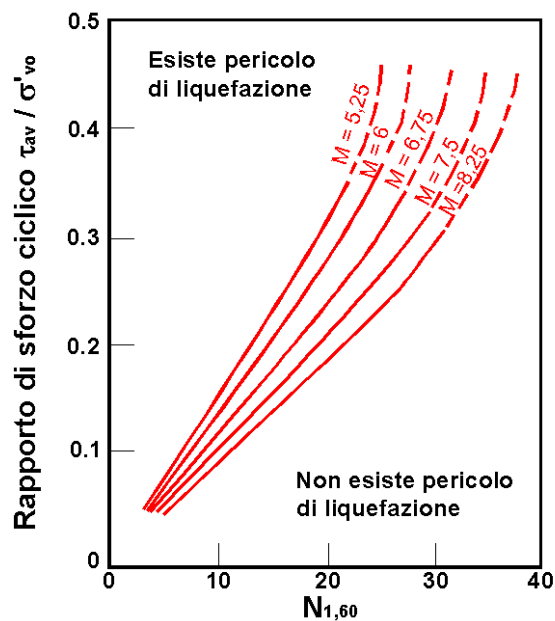


Figura 1 – Corela?ia dintre CSR și $N_{1,60}$.

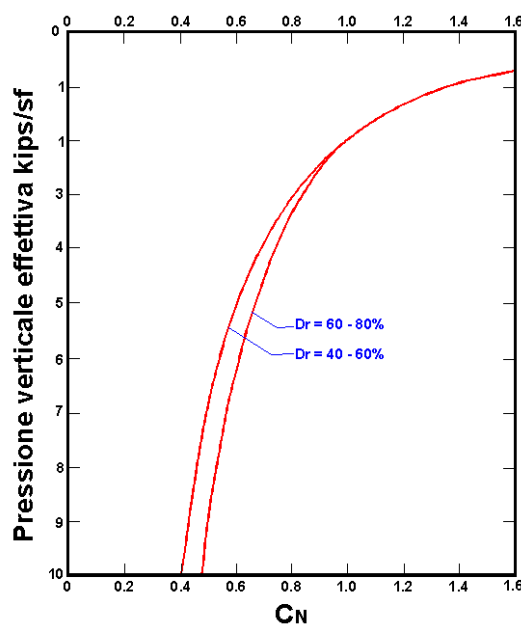


Figura 2 – Coeficientul corectiv C_N

S-a demonstrat ca pentru un cutremur cu magnitudinea de 7,5 CRR este:

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

Prin urmare, se aplica urmatoarele dispozi?ii:

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

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

Autorii au specificat ca aceasta procedura este valabila pentru nisip cu $D_{50} > 0,25$ mm; pentru nisipuri lutoase și luturi sugereaza corectarea ulterioara a valorii $N_{1,60}$:

$$(N_{1,60})_{CS} = N_{1,60} + 7.5$$

1.2.3 Teste penetrometrice statice

Testul penetrometric static sau CPT "Cone Penetration Test" (testul de penetrare cu con) este un test efectuat in situ pentru a determina stratificarea și proprietățile mecanice ale solului. Dezvoltat în anii 1950 de catre olandezi, este astazi unul dintre cele mai utilizate și acceptate teste de teren din Italia.

Încercarea consta în introducerea unui vârf conic în sol. În timpul introducerii vârfului, care are loc la o viteza constanta, se masoara rezistența la penetrare și frecarea laterala. Unele penetrometre, pot fi, de asemenea, echipate cu senzori suplimentari, cum ar fi traductoarele de presiune, care permit obținerea mai multor informații și o precizie mai mare a încercării: în acest caz vorbim despre CPTU sau accelerometre pentru a efectua un test seismic în foraj.

1.2.3.1 Terenuri inconsecvente

UNGHIUL DE REZISTENȚA LA FORFECARE

DeBeer=14.01 (Sabbie NC)

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p}$$

Sabbie NC non cementate per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

DeBeer=16.01 (Sabbie OC)

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p} + 2$$

Sabbie OC per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

Caquot=18.26 (Sabbie NC)

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p}$$

Valida per sabbie NC non cementate per prof. > 2 mt. terreni saturi o > 1 mt. non saturi
 σ_p : kg/cm²

Caquot=20.26 (Sabbie OC)

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p} + 2$$

Valida per sabbie OC per prof. > 2 mt. terreni saturi o > 1 mt. non saturi
 σ_p : kg/cm²

Durgunoglu Mitchell=23.00 (Sabbie NC)

$$\varphi = 14.4 + 4.8 \cdot \log R_p - 4.5 \cdot \log \sigma_p$$

Sabbie NC
 σ_p : kg/cm²

Durgunoglu Mitchell=25.00 (Sabbie OC)

$$\varphi = 14.4 + 4.8 \cdot \log R_p - 4.5 \cdot \log \sigma_p + 2$$

Sabbie OC
 σ_p : kg/cm²

Heminier=21.58 (Sabbie OC)

$$\varphi = -6.6276E - 05 \cdot \left(\frac{R_p - \frac{\sigma_p}{2}}{\sigma_p} \right)^2 + 0.0756 \cdot \frac{R_p - \frac{\sigma_p}{2}}{\sigma_p} + 21.0647$$

sabbie OC
 σ : kg/cm²
 σ_p : kg/cm²

Koppejan=14.68 (Sabbie NC)

$$\varphi = 5.8 + 5.21 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p}$$

Sabbie NC non cementate per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

Koppejan=16.68 (Sabbie OC)

$$\varphi = 5.8 + 5.21 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p} + 2$$

Sabbie OC non cementate per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

Robertson-Campanella=19.26 (Sabbie non cementare quarzose)

$$\begin{aligned} \varphi &= \arctan \alpha \cdot \frac{180}{\pi} \\ b &= \log_{10} \frac{R_p}{\sigma_p} \\ b < 1.1853: \alpha &= \frac{b}{2.1186} \\ b > 1.1853: \alpha &= \frac{b + 0.3278}{2.7056} \end{aligned}$$

Per sabbie non cementare quarzose
 σ_p : kg/cm²

VELOCITA' ONDE DI TAGLIO

Baldi-Alluvionale=304.85

$$v_s = \frac{a \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

$p a = 101.325$
 alluvionale: $a = 123.9$, $b = 0.251$
 pleistocenica: $a = 82.5$, $b = 0.357$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 112.5$, $b = 0.274$
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Baldi-Pleistocenica=265.30

$$v_s = \frac{a \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

$p a = 101.325$
 alluvionale: $a = 123.9$, $b = 0.251$
 pleistocenica: $a = 82.5$, $b = 0.357$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 112.5$, $b = 0.274$
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Baldi-Alluvionale Pleistocenica=293.36

$$v_s = \frac{a \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

$p a = 101.325$
 alluvionale: $a = 123.9$, $b = 0.251$
 pleistocenica: $a = 82.5$, $b = 0.357$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 112.5$, $b = 0.274$
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Jamiolkowski-Alluvionale=288.73

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Jamiolkowski 1985
 alluvionale: $a = 241$, $b = 0.235$
 pleistocenica: $a = 229.7$, $b = 0.245$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 229.7$, $b = 0.253$
 σ_p : kg/cm²

Jamiolkowski-Pleistocenica=277.32

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Jamiolkowski 1985
 alluvionale: a= 241, b=0.235
 pleistocenica: a= 229.7, b=0.245
 alluvionale-pleistocenica: a= 229.7, b=0.253
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Jamiolkowski-Alluvionale Pleistocenica=279.03

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Jamiolkowski 1985
 alluvionale: a= 241, b=0.235
 pleistocenica: a= 229.7, b=0.245
 alluvionale-pleistocenica: a= 229.7, b=0.253
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

MODULUL EDOMETRIC

Buisman Max=66.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore massimo: Alluvioni attuali argille plastiche
 $R_p > 20$: $\alpha = 3$
 $R_p \leq 20$: $\alpha = 1$

Buisman Minimo=33.00 (Valore Minimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore minimo: Alluvioni attuali argille plastiche
 $R_p > 20$: $\alpha = 1.5$
 $R_p \leq 20$: $\alpha = 1$

Buisman Sanglerat=110.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore massimo
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 3$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 5$
 $R_p < 10$: $\alpha = 8$

Buisman Sanglerat=55.00 (Valore Medio)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore medio
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 2.5$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 3$
 $R_p < 10$: $\alpha = 7$

MODULUL DE FORFECARE

Imai e Tomauchi=185.09

$$G = 28 \cdot R_p^{0.611}$$

Stokoe=950.00

$$G = 1634 \cdot R_p^{0.25} \cdot \sigma_p^{0.375}$$

Correlazione valida prevalentemente per sabbie quarzose
 σ_p : kg/cm²

Per ogni autore è riportato un valore del parametro corrispondente relativamente ad un terreno di caratteristiche medie.

1.2.3.2 Soluri coezive

COEZIUNEA NEDRENATA

Begemann=1.36

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_p}{14}$$

σ_p : kg/cm²

DeBeer=1.10

$$C_u = \frac{R_p}{20}$$

Kjekstad 1978=1.12

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{17}$$

σ_{v0} : kg/cm²

Lunne Eide=0.93

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_p}{20.7 - 0.18 IP}$$

σ_p : kg/cm²

Lunne Eide=1.00 (Valori minimi)

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{19}$$

Valore minimo
 σ_{v0} : kg/cm²

Lunne Eide=1.00 (Valori minimi)

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{19}$$

Valore minimo
 σ_{v0} : kg/cm²

Lunne Eide=1.73 (Valori massimi)

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{11}$$

Valore massimo
 σ_{v0} : kg/cm²

Lunn Kleven 1981=1.27

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{15}$$

σ_{v0} : kg/cm²

Marsland 1974=0.73 (Minimi)

$$C_u = \frac{R_p}{30}$$

Valida per suoli fini-granulari. Valori minimi

Marsland 1974=1.47 (Massimi)

$$C_u = \frac{R_p}{15}$$

Valida per suoli fini-granulari. Valori massimi

Rolf Larsson 1995=0.73

$$C_u = \frac{\left(R_p - \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{pv0}}\right) \cdot 10.197 - \sigma_{pv0} \cdot 10.197}{13.4 + 6.65 \cdot 33}$$

Suoli fini-granulari

σ_{v0} : kg/cm²

σ_{pv0} : kg/cm²

Sunda=1.58

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{\frac{3}{20} \cdot R_p + 12}$$

σ_{v0} : kg/cm²

Terzaghi=1.10

$$C_u = \frac{0.5 \cdot R_p}{10}$$

MODULUL EDOMETRIC

Buisman Max=66.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore massimo: Alluvioni attuali argille plastiche
 $R_p > 20$: $\alpha = 3$
 $R_p \leq 20$: $\alpha = 1$

Buisman Minimo=33.00 (Valore Minimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore minimo: Alluvioni attuali argille plastiche
 $R_p > 20$: $\alpha = 1.5$
 $R_p \leq 20$: $\alpha = 1$

Buisman Sanglerat=110.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore massimo
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 3$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 5$
 $R_p < 10$: $\alpha = 8$

Buisman Sanglerat=55.00 (Valore Medio)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore medio
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 2.5$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 3$
 $R_p < 10$: $\alpha = 7$

Buisman Sanglerat=44.00 (Valore Minimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore minimo
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 2$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 2$
 $R_p < 10$: $\alpha = 5$

MODULUL DE FORFECARE

Mayne Rix e=0.7=1278.05 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.75=1182.20 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.8=1099.05 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.85=1026.28 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.9=962.09 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Imai Tomauchi=185.09

$$G = 28 \cdot R_p^{0.611}$$

GRADUL DE SUPRACONSOLIDARE

Mayne=9.00 (Argille sovraconsolidate)

$$OCR = 0.5 \cdot \frac{(R_p - \frac{\sigma}{\sigma_p}) \cdot \sigma}{\sigma_p}$$

Argille sovraconsolidate

σ : kg/cm²

σ_p : kg/cm²

Mayne=5.51 (Argille)

$$OCR = 0.2 \cdot \frac{(R_p - \frac{\sigma}{\sigma_p}) \cdot \sigma}{\sigma_p}$$

Argille

σ : kg/cm²

σ_p : kg/cm²

Stress History=<0.5

$$OCR = \frac{R_p}{(0.22 \cdot 15 + 1) \cdot \sigma_p \cdot 10}$$

σ_p : kg/cm²

GREUTATEA UNITARA A VOLUMULUI

Peso unità volume t/m³=1.99

$$\gamma = 1.6 + \log C_u \cdot 0.168 \cdot 0.373$$

Calcolo del peso unità di volume naturale

VITEZA UNDELOR DE FORFECARE

Jamiolkowski. Alluvionale=246.12

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199

Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Jamiolkowski. Pleistocenica=245.89

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199

Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Jamiolkowski. Alluvionale Pleistocenica=252.25

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199

Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Baldi. Alluvionale=298.96

$$v_s = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

pa = 101.325

alluvionale: a = 145, b = 0.181

pleistocenica: a = 97.2, b = 0.281

alluvionale-pleistocenica: a = 146, b = 0.166

σ_p : kg/cm²

Baldi. Alluvionale Pleistocenica=289.83

$$v_s = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma_p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma_p}}}$$

pa = 101.325
 alluvionale: a = 145, b = 0.181
 pleistocenica: a = 97.2, b = 0.281
 alluvionale-pleistocenica: a = 146, b = 0.166
 σ_p : kg/cm²

Baldi. Pleistocenica=257.98

$$v_s = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma_p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma_p}}}$$

pa = 101.325
 alluvionale: a = 145, b = 0.181
 pleistocenica: a = 97.2, b = 0.281
 alluvionale-pleistocenica: a = 146, b = 0.166
 σ_p : kg/cm²

Per ogni autore è riportato un valore del parametro corrispondente relativamente ad un terreno di caratteristiche medie.

1.2.4 Lichefiere

Metoda **lui Robertson ?i Wride** utilizeaza indicele de comportament I_c pentru tipul de sol care se calculeaza utilizând următoarea formula:

$$I_c = \left[3.47 - \log_{10} Q \right)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$

Unde:

q_c este rezistența măsurată la vârful conului.

P_a este tensiunea de referință (1 atmosferă) în aceeași unitate ca și σ'_{v0} .

f_s este frecarea pe manta.

n este un exponent care depinde de tipul de sol

Inițial se presupune $n = 1$, ca și pentru solul argilos, iar I_c se calculează cu formula de mai sus.

Dacă $I_c > 2.6$ solul este probabil argilos și analiza se oprește, deoarece solul nu este lichefiabil.

Dacă $I_c \leq 2.6$ înseamnă că ipoteza presupusă este greșită și I_c trebuie să fie recalculat din nou cu următoarea formulă:

$$Q = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Se presupune ca solul este granular și se presupune $n = 0,5$.

În cazul în care $I_c \leq 2.6$, înseamnă că ipoteza este corectă, iar solul este probabil non-plastic și granular.

Dacă, pe de altă parte $I_c \leq 2.6$ înseamnă că ipoteza presupusă este din nou greșită și probabil solul este argilos. I_c trebuie recalculat din nou prin atribuirea $n = 0,75$.

Calculat I_c , se continuă cu corectarea rezistenței măsurate la vârf q_c , folosind următoarea expresie:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

unde n este același ca și în calculul lui I_c

Corecția rezistenței la vârf datorită conținutului fin de material este evaluată cu:

- dacă metoda utilizată este **Robertson e Wride classico**:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

- dacă metoda utilizată este **Robertson e Wride modificato**:

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

unde K_c depinde de conținutul final, FC (%):

$$\begin{aligned} k_c &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ k_c &= 0.0267(FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ k_c &= 0.8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

FC (%) se calculeaza utilizând următoarea expresie:

$$FC (\%) = 1.75(I_c)^{3.25} - 3.7$$

Rezistența la lichefiere pentru o magnitudine de 7,5 (CRR 7.5) se calculeaza dupa cum urmeaza:

- daca $(q_{c1N})_{cs} < 50$:

$$CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

- dacă $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

Raportul de solicitare ciclica CSR se calculeaza cu formula prezentata în Introducere la metode simplificate din prezentul ghid și în MSF, conform recomandarilor NCEER (a se vedea tabelul de mai jos):

Tabella 1 - Scalarea factorului de magnitudine

Magnitude	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	2,21
6.0	1,77
6.5	1,44
7.0	1,19

7.5	1,00
8.0	0,84
8.5	0,73

În timp ce coeficientul r_d se calculează prin următoarea procedură:

- dacă $z < 9,15$ m:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$$

- dacă $9,15 \leq z < 23$ m:

$$r_d = 1.174 - 0.00267 \cdot z$$

unde z este adâncimea în metri.

Se calculează F_s cu următoarea expresie:

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

iar indicele γ i riscul de lichefiere cu procedura propusă de **Iwasaki et alii**.

1.2.5 Încercări presiometrice

Testul de măsurare a presiunii (Pressure Meter Test, PMT) este o încercare in situ dezvoltată în 1956 de Menard, care prevede realizarea unui foraj în interiorul caruia este plasată sonda presiometrică.

Sonda presiometrică este formată dintr-o lamă de oțel plană, pe o față a careia există o membrană circulară subțire din oțel care se deformează cu ajutorul aerului comprimat. Lama este introdusă vertical în pământ cu împingerea unei forțe statice. La adâncimea setată membrana se dilată orizontal. Prin urmare, testul de încărcare este orizontal și rezistența solului este dedusă din măsurarea presiunii aerului introdusă în interiorul instrumentului pentru a obține dilatarea prestabilită a membranei.

Din rezistența orizontală a solului este posibilă urmărirea unei serii de parametri geotehnici.

Parametrii care pot fi obținuți în cadrul încercării

Testele DMT sunt utilizate pentru determinarea:

- Rezistența la forfecare nedrenată c_u
- Modulul edometric M

Din acest test este posibil să se deducă valoarea coeficientului de împingere al solului în repaus. Prin măsurarea valorii presiunii gazului din interiorul membranei pe măsura ce începe să se dilate în pământ (p_0), presiunea neutră a apei conținute în sol (din pori) (u_0) și tensiunea verticală efectivă la care este supus pământul (σ'_{v0}), se definește un indice K_D egal cu:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}}$$

În raport cu coeficientul de împingere în stare de repaus din relația:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{\beta_K} \right)^{0.46} - 0.6$$

unde β_K este un coeficient funcție al tipului de sol.

2 Formule GEO

Metodele de calcul disponibile în prezent sunt prezentate în figura:

- [-] Failure criterion
 - ... Mohr-Coulomb 1773
- [-] Coefficients of earth pressure K_0
 - [-] K_0
 - ... Jaky 1948
 - ... Alpan 1967
 - [-] Coefficients of earth pressure K_a, K
 - ... Rankine 1857
 - ... Muller Breslau 1924
 - ... Coulomb
 - ... Mononobe & Okabe 1926
- [-] Consolidation
 - ... Coefficient of primary consolidation (C_v).
 - ... Compression index (I_c), Skempton (1944), Terzaghi and Peck (1967)
 - ... Recompression index (C_r) and Nagaraj Murthy 1985
 - ... Consolidation factor (T_v)
- [-] Meccanica delle rocce
 - ... Elastic modulus (E_s) Barton, Serafim & Pereira 1983
- [-] Pemeability
 - ... Terzaghi 1925
 - ... Slichter
 - ... Hazen 1991
- [-] Slope stability
 - ... Infinite slope (F_s)
- [-] Dynamic conditions
 - ... Compression waves (V_p)
 - ... Shear waves (V_s)
 - ... Elastic modulus (E_s)

2.1 Împingerea terenului

Tensiuni in situ și condiții de repaos (K_0)

În situ, forța verticală care acționează asupra planului generic la adâncimea z poate fi calculată în general, ca suma contribuțiilor a n straturi de greutate specifică γ_i și grosime z_i .

Forța verticală efectivă prezenta în sol este mai mare decât presiunea laterală în același punct. Raportul dintre forțele laterale și verticale este definit ca:

$$K = \sigma_h / P_0$$

valabil la orice adâncime și în fiecare moment.

Când forțele se stabilizează în jurul unei valori constante, fără deformare, forțele devin principale, acționând asupra planurilor principale; această stare de tensiune este numită în repaus sau în starea K_0 , unde K_0 este definit ca:

$$K_0 = \sigma'_h / p'_0$$

Jaky (1948)

Corelație valabilă pentru toate materialele granulare

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

φ : Unghiul de rezistență la forfecare;

β : Înclinația profilului;

Alpan (1967)

Corelație valabilă pentru argilele normal consolidate:

$$K_{0,nc} = 0.19 + 0.233 \cdot \log_{10} I_p$$

$$K_0 = K_{0,nc} \cdot OCR^n$$

$$n = 0.54 \cdot 10^{-\frac{I_p}{281}}$$

I_p : Indicele de plasticitate în % logaritm în baza 10;

OCR: Raportul de supraconsolidare;

Presiunea laterală a terenului

Presiunea laterală a solului este un parametru semnificativ de proiectare în diferite probleme de inginerie. Pentru ziduri de sprijin, pereți murați, excavări, pentru calcularea presiunilor exercitate asupra peretelui unui siloz, pentru evaluarea presiunii pământului sau a rocii asupra pereților tunelurilor sau a altor structuri subterane. Pentru estimarea presiunii laterale, se utilizează în general metoda echilibrului plastic definită de Mohr.

Coulomb 1776

Una dintre primele metode de estimare a presiunilor exercitate asupra zidurilor de sprijin este atribuită lui Coulomb, care a făcut o serie de ipoteze:

- Sol izotrop;
- Suprafața plană de rupere;
- Rezistența la frecare distribuită uniform de-a lungul suprafeței de rupere;
- Pana de rupere se comportă ca un corp rigid;

- Exista frecare între zid și teren;
- Ruperea are loc în condiții de deformare plana.

Principalele limitari ale teoriei lui Coulomb sunt de a lua în considerare un teren ideal și de a emite ipoteza comportamentului ideal.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot (1 + \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot (1 - \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

φ : unghiul de rezistență la forfecare;
 ε : inclinare versant in amonte;
 θ : unghiul seismic;
 δ : Unghiul de frecare zid-sol;
 β : inclinarea parametrului intern in raport cu verticala
 NB: In formula lui Coulomb $\theta = 0$.

Rankine 1857

Coeficienții împingerii active și pasive, în ipoteza unui sol omogen și uscat cu planul orizontal de referință, iau următoarele valori:

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

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

φ : unghiul de rezistență la forfecare;

Muller Breslau 1924

Nu se impune condiția ca sollicitările orizontale și verticale să fie principale.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot (1 + \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta) \cdot (1 - \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

φ : unghiul de rezistență la forfecare;

ε : înclinare versant în amonte;

δ : Unghiul de frecare zid-sol;

β : înclinarea parametrului intern în raport cu verticala

Mononobe e Okabe 1926

Modelul Mononobe și Okabe este similar cu formularea lui *Muller Breslau*, se diferențiază prin introducerea efectului cutremurului.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot (1 + \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot (1 - \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

φ : unghiul de rezistență la forfecare;

ε : înclinare versant în amonte;

θ : unghiul seismic;

δ : Unghiul de frecare zid-sol;

β : înclinarea parametrului intern în raport cu verticala

NB: În formula lui Coulomb $\theta = 0$.

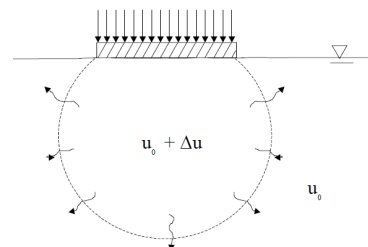
2.2 Consolidare

Coefficientul de consolidare primara (CV)

Când terenul este încărcat de o fundație, are loc întotdeauna o tasare. Aceste tasări nu sunt elastice ca și în cazul comprimării oțelului sau a betonului, ci rezultă dintr-o serie de mișcări, alunecări, mișcarea între particulele de sol. Având o relație între forță și deformare, se poate calcula un modul de efort-deformare E_s . Utilizând acest modul, se poate calcula tasarea. În cazul solurilor, E_s nu este ușor de determinat. În solurile nesaturate sau saturate cu granulație grosieră drenajul are loc aproape instantaneu, iar tasările pot fi calculate fără a vă face griji cu privire la timpul de consolidare. În solurile saturate cu granulație fină, în plus față de tasare, este necesar să se evalueze un parametru temporal. În acest scop sunt utilizate testele de consolidare.

Prin intermediul acestor teste este posibil să se obțină un parametru de compresibilitate pentru evaluarea tasării totale și un parametru de consolidare pentru evaluarea vitezei de tasare. Pe baza acestor teste, de asemenea, poate fi evaluat OCR (gradul de supraconsolidare) .

Încercarea constă în aplicarea unei serii de creșteri de sarcină și înregistrarea deformatiilor la intervale de timp specificate.



Punctele de timp-deformare sunt afișate pe un grafic la scară semilogaritmica. Din diagrame este posibil să se obțină timpul asociat unui procent de consolidare. Valoarea t_{50} (timp corespunzător la 50%) este cea mai frecvent utilizată. Parametrul t_{50} este utilizat pentru calcularea coeficientului de consolidare volumetrică C_v .

$$C_v = T_i \times H^2 / t_i$$

T_i : Factorul de timp;

H : Lungimea traiectoriei drenajului;

T_i : timpul necesar pentru ca procentul de consolidare să aibă loc în general se utilizează t_{50} ;

Panta secțiunii inițiale a curbei edometrice se numește **indicele de recompresiune C_r** . Panta secțiunii succesive punctului în care se modifică înclinarea, adică presiunea de consolidare, se numește **indicele de compresiune C_c** .

Panta secțiunii de descarcare tensională se numește indicele de umflare **C_s** . Valorile tipice ale **C_c** sunt cuprinse între 0,1 și 0,8. **C_s** este de ordinul 1/5 - 1/10 din valoarea lui C_c .

Pentru o estimare aproximativă a indicilor, se pot utiliza următoarele relații.

Coeficient de consolidare vertical C_v

Teoria consolidării edometrice a lui Terzaghi se bazează pe următoarele ipoteze simplificatoare:

1. Consolidarea monodimensională, adică filtrarea și tasarea într-o singură direcție (verticală);
2. Incompresibilitatea apei ($\rho_w = \text{const}$) și a particulelor solide ($\rho_s = \text{const.}$);
3. Valabilitatea legii lui Darcy;
4. Sol saturat, omogen, izotrop, cu legatura tensiuni - deformari elastice liniare, cu permeabilitate constantă în timp și spațiu;
5. Valabilitatea principiului tensiunilor efective.

Ecuația diferențială a consolidării monodimensionale a lui **Terzaghi** poate fi exprimată astfel:

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t}$$

Coeficientul de consolidare verticală C_v , $u_e = u_e(z, t)$ reprezintă valoarea excesului de presiune neutră la cota z , și la momentul t din timpul aplicării sarcinii.

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w C_c}$$

K : Permeabilitatea;

γ_w : Greutatea specifică a apei;

C_c : Coeficientul de compresibilitate;

Indicele de compresie (C_c)

Panta secțiunii succesive punctului în care se schimbă înclinarea curbei edometrice sau a presiunii de consolidare se **numește indicele de compresie, C_c** .

Skempton (1944)

$$C_c = 0.007 \cdot (w_L - 7)$$

w_L : Limita de curgere;

Terzaghi e Peck (1967)

$$C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10)$$

w_L : Limita de curgere;

Indicele de recompresiune (Cr) Nagaraj și Murthy 1985

Panta secțiunii inițiale a curbei edometrice **se numește indicele de recompresiune Cr.**

$$C_r = 0.0463 \cdot w_L \cdot (\gamma_s / \gamma_w)$$

w_L : Limita de curgere;

γ_s : Greutatea specifică a apei;

γ_w : Greutatea specifică a solului;

Factorul de consolidare TV

Factorul timp

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2}$$

C_v : coeficient de consolidare volumetric în m^2/sec ;

t : timpul de consolidare în sec.;

H_d : Lungimea traiectoriei drenajului în m;

2.3 Mecanica rocilor

Barton, Serafim și Pereira 1983

$$E_s = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

RMR: indicele Bieniawski;

2.4 Permeabilitatea

Fluxul de apă în sol în condiții de non-turbulență a fost exprimat de **Darcy** ca:

$$v = k \times i$$

i: gradient hidraulic;

k: Coeficientul de permeabilitate propus de Darcy (cu dimensiunea lungimii / intervalul de timp)

Terzaghi 1925

$$K = 200 \cdot D_{10}^2 \cdot e^2$$

Aplicabil pentru nisipuri groasere cu dimensiuni între 0.01 și 5mm;

D₁₀: Diametrul particulelor în mm;

n: porozitatea în %;

v: vâscozitatea.

Slichter

$$K = \frac{9.81}{v} \cdot C \cdot n^{3.287} \cdot D_{10}^2$$

Aplicabil pentru nisipuri groasere cu dimensiuni între 0.01 și 5mm;

D₁₀: Diametrul particulelor în mm;

n: porozitatea în %;

v: vâscozitatea.

Hazen 1991

$$K = \frac{9.81}{v} \cdot C \cdot n^{3.287} \cdot D_{10}^2$$

Aplicabil pentru nisipuri groasere cu dimensiuni între 0.01 și 5mm;

D₁₀: Diametrul particulelor în mm;

n: porozitatea în %;

v: vâscozitatea

2.5 Taluzuri infinite

Introducerea în analiza stabilității versanților naturali pornește de la simplul caz al unui taluz infinit, adică un taluz suficient de lung pentru a fi considerat infinit.

Se ia în considerare o pantă a solului cu $c' = 0$, cu o înclinare de un unghi β , complet saturată cu filtrare definită de un unghi α .

Expresia factorului de siguranță F este derivată din analiza echilibrului limita a unui bloc de teren și ia următoarea formă:

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left[1 - \frac{\gamma_w (1 + \tan^2 \beta)}{\gamma (1 + \tan \alpha \tan \beta)} \right] \quad (1)$$

unde F deriva din raportul dintre rezistența la forfecare disponibilă și cea mobilizată de-a lungul planului de rupere, γ și greutatea volumică a solului saturat și γ_w il peso di volume dell'acqua.

Din ecuația (1) pot fi obținute cu ușurință cele mai simple cazuri de taluz infinit.

Dacă taluzul nu este saturat, se anulează al doilea termen din parantezele patrate ale ecuației, dând următoarea expresie:

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (2)$$

Din care reiese că un taluz se află în condiții de echilibru limita ($F = 1$) atunci când unghiul sau de înclinare este egal cu unghiul de rezistență la forfecare. Expresia (2) a lui F traduce, de asemenea, măsura de siguranță a filtrării verticale ($\alpha = 90^\circ$).

În timp ce pentru debitul paralel cu taluzul ($\alpha = \beta$),

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \right] \quad (3)$$

Rețineți ca, în toate expresiile de mai sus, factorul de siguranță F este independent de adâncimea suprafeței de rupere.

Atunci când se ia în considerare cazul filtrării paralele cu taluzul, dar cu nivelul apei sub nivelul solului, factorul de siguranță se obține după urmează:

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} + \frac{\gamma_w z_w}{\gamma z} \right] \quad (4)$$

unde z_w este adâncimea nivelului apei și z este adâncimea suprafeței plane de rupere.

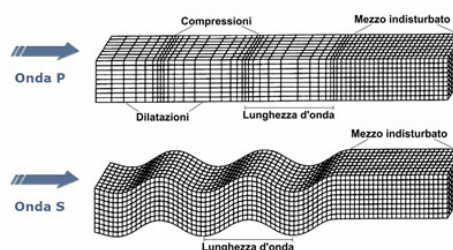
O analiză similară poate fi efectuată pentru stabilitatea unui versant infinit în soluri pur coezive, obținând:

$$F = \frac{2c_u}{\gamma z \cos \beta \sin \beta} \quad (5)$$

unde c_u reprezintă rezistența la forfecare nedrenată și γ greutatea volumică saturată.

2.6 Condiții dinamice

Într-un semi-spățiu elastic formată din sol omogen, solicitat dinamic la un moment dat, trei tipuri de unde se propagă la viteze diferite: Unde de compresiune (P); Unde de forfecare (Vs); Unde de suprafață (Rayleigh). Viteza de propagare a undelor Rayleigh este cu



10% mai mica decât undele de forfecare.

Vitezele de propagare ale undelor de compresiune și forfecare sunt legate de constantele elastice ale solului în condiții dinamice conform teoriei elasticității, după cum urmează:

Vp undele de compresiune

$$V_p = \sqrt{\frac{E_s \times (1 - \mu)}{\rho \times (1 - 2 \times \mu)}}$$

Es: modul elasticitate;

ρ: densitatea;

μ: Coeficientul lui Poisson.

Vs Undele de forfecare

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

G: modulul de forfecare;

ρ: densitatea;

Relația dintre modulul de forfecare G și modulul elastic Es

$$E_s = 2 \times (1 + \mu) \times G$$

ni: Coefficiente di Poisson;

G: Modulo di taglio.

μ: Coeficientul lui Poisson;

G: modulul de forfecare.

Relația dintre viteza vs și modulul de forfecare G

$$G = \rho \times V_s^2$$

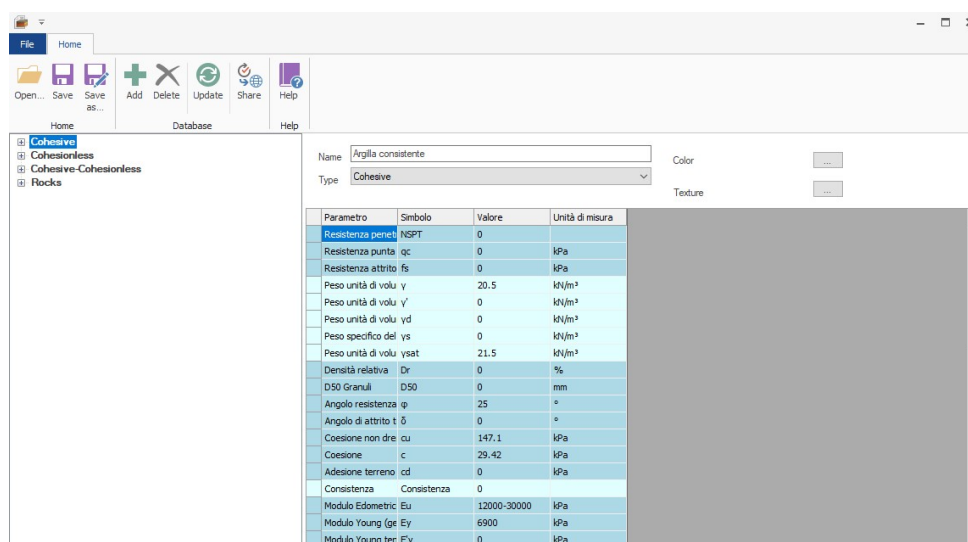
ρ: densitatea;

Vs: viteza undelor de forfecare.

3 Baza de date soluri

Aceasta constituie o bibliotecă bogată de caracteristici geotehnice ale solurilor. Baza de date este personalizabilă de către utilizator, dar partajată cu baza centrală de date GEOSTRU. Ori de câte ori este integrat cu elemente noi, serverul nostru notifică și le transferă utilizatorului final. Sistemul de transfer nu se limitează la înlocuirea fișierului, ci integrează baza de date personalizată a utilizatorului.

Această bază de date este partajată de toate **aplicațiile GeoStru;**



4 Geoapp

Geoapp: cea mai mare suita web pentru calcule online

Aplicațiile prezente în Geostru Geoapp au fost create în sprijinul profesionistului pentru soluționarea mai multor cazuri profesionale.

Geoapp include peste 40 aplicații de aplicații pentru: Inginerie, Geologie, Geofizica, Hidrologie și Hidraulica.

Unele aplicații sunt gratuite, altele necesita un abonament lunar sau anual.

De ce este recomandat abonamentul?

Deoarece un abonament va permite sa:

- utilizați aplicații profesionale oriunde și pe orice dispozitiv;
- salvați fișiere în cloud și pe propriul PC;
- redeschideți fișierele pentru o prelucrare ulterioara;
- tiparirea rapoartelor și a prelucrarilor grafice;
- notificarea privind lansarea de noi aplicații și includerea automata în abonamentul dvs.;
- disponibilitatea versiunilor mereu actualizate;
- serviciul de asistență prin ticket.

4.1 Secțiunea Geoapp

Generalități și Inginerie, Geotehnica și Geologie

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

- Formular NSPT
- Classificazione suoli EC7
- Clasificarea terenurilor SMC
- Lichefiere

5 Bibliografie

A.G.I., 1977. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche – AGI - Roma

- Bazaraa, A.R., 1967.** "Use of the Standard Penetration Test For Estimating Settlement of Shallow Foundations on Sand." Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Ill.
- Begemann H.K.S., 1974.** The Delft Continuous Soil Sampler. Bull. Int. Ass. Eng. Geol. 10:35-37.
- Bowles, J.E., 1982.** Foundation Analysis and Design. 3rd Ed., McGraw-Hill, Inc., New York.
- Buisman, A.S.K. 1940.** Grondmechanica. Waltman, Delft.
- Burland, J.B., Broms, B. and DeMello, V.F.B., 1977.** "Behavior of Foundations and Structures." Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 495-546.
- Caquot, A. and Kerisel, J. 1948.** Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations. Gauthier-Villars, Paris.
- Carter M., 1983.** Geotechnical engineering-Handbook-Pentech Press-London
- Colleselli-Soranzo F., 1980.** Esercitazioni di Geotecnica – Ed. Cleup – Padova
- Coulomb, C.A. 1776.** Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique, relatifs a l'architecture. Memoires de Mathematique et de Physique présentés a l'Academic Royale des Sciences, Paris, 1773, 1, 343-382.
- Craig R.F., 1985.** Soil mechanics – Van Nostrand Reinhold (UH) Co.Ltd
- D'Appolonia, D.J. 1971.** Effects of foundation construction on nearby structures. In Proc. 4th Pan-Am. Conf. Soil. Mech. Found. Engin, State-of-the-Art, 1, 189-236.
- D'Appolonia, D.J., D'Appolonia, E., and Brissette, R.F., 1970.** closure of "Settlement of Spread Footings on Sand." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 754-761.
- David Rogers J.,** Subsurface Exploration Using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer Test Department of Geological Sciences & Engineering, 125 McNutt Hall, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO 65409-0230.
- De Mello V.F.B., 1967.** Consideracoes Sobre os Ensalos de Penetracao e sua Problemas de Fundacoes Rasas. Thesis University Sao Paulo.
- De Mello V.F.B., 1971.** The standard penetration test. State of the art, session I) Panam. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 7th, Mexico, 1:49-125.
- DeBeer, E. and Martens, A., 1957.** "Method of Computation of an Upper Limit for the Influence of Heterogeneity of Sand Layers on the

- Settlement of Bridges." Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 275-282.
- Eurocode 7** - Geotechnical design - Part 2 - Ground investigation and testing
- Fletcher**, G.F.A., 1965. "Standard Penetration Test: It's Uses and Abuses." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 91, No. SM4, pp. 67-75.
- Gibbs H.J.** and **Holtz W.G.**, 1957. Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. Proc. Of the 4th Internal Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.35-39.
- Hunt R.E.**, 1986. Geotechnical engineering techniques and practices – McGraw- Hill – Inc. USA.
- Imai T.** and **Tonouchi K.**, 1982. Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus. In: Proceedings of the 2nd European symposium on penetration testing; p. 57-72.
- Iwasaki T.**, **Tatsuoka F.**, **Saheki M.**, 1977. An example of correlation between SPT N-value and strain dependent S wave velocity. In: Proceedings of the 12th Japan national conference on geotechnical engineering, JGS, Tokyo, pp 477-780 (in Japanese).
- Jaky, J.** 1944. The coefficient of earth pressure at rest. J. Soc. Hungarian Architects and Engrs. 78 (22), 355-358. For translation see Fraser, A.M. (1957), Appendix I of The Influence of Stress Ratio on Compressibility and Pore Pressure Coefficients in Compacted Soils, Ph.D. Thesis, University of London.
- Malcev A.T.**, 1964. Interpretation of standard spoon penetration testing. Symp. Econ. Use Soil Testing in Site Investigation, Birmingham, 3, 11-16.
- Meigh A.C.** and **Hobbs N.B.**, 1975. Soil Mechanics. Section 8, Civil Engineer's Reference Book, 3rd Ed.
- Meyerhof G.G.**, 1965. Shallow Foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol.91, No.SM2, pp.21-31.
- Meyerhof, G. G.**, 1956. "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils." Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE, Vol. 82, SM1, pp. 1-12.
- Mitchell, J.K.** and **Gardner; W.S.**, 1975. "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics," State-of-the-Art Report, Proceedings of the Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conf. of the Geotechnical Div., North Carolina State University, Raleigh, Vol. II, pp. 279-345.

- Peck, R.B. and Bazaraa, A.R., 1969.** Discussion of "Settlement of Spread Footings on Sand by D'Appolonia et al.," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, SM3, pp. 905-909.
- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thombum, T.H., 1974.** Foundation Engineering. John Wiley & Sons, N.Y.
- Pellegrini M., 1982.** Geologia Applicata – Ed. Pitagora – Bologna
- Pilot G., 1982.** Foundation engineering – Ecole national des ponts et chausees – Paris prove Geotecniche in sito – ed. GEO-GRAPH 1990
- Robertson P.K. and Campanella R.G., 1983.** "Interpretation of Cone Penetration Tests-Part I (Sand)." Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No.4, pp. 734-745.
- Sanglerat, G. 1972.** The Penetrometers and Soil Exploration. Elsevier, Amsterdam, 488p.
- Schmertmann J.H., 1970.** "Static cone to compute static settlementoversand." J Soil Mech Found Div, Vol.96(3):1011-1043.
- Schmertmann, J.H., 1975.** "In-Situ Measurement of Shear Strength," State-of-the-Art Paper, Session III, Proceedings of the Conf. on InSitu measurement of Soil Properties, Specialty Conf. of the Geotechnical Div., ASCE, North Carolina State University, Raleigh, Vol. I, pp. 57-138.
- Schmertmann, J.H., Hartman, J.D. and Brown, P.R., 1978.** "Improved Strain Influence Factor Diagrams." Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 104, No. GT8, pp. 1131-1135.
- Schultze, E. and Menzenbach, E., 1961.** "Standard Penetration Test and Compressibility of Soils." Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 527-531.
- Seed H.B. and Idriss I.M., 1971.** Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. J. Geotech. Egrg. Div, ASCE, 97(9), 1249-1274.
- Serafim J.L. and Pereira J.P., 1983.** Consideration of the geomechanics classification of Beniaowski. Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Underground Constr., Lisbon, 1, II33-II42.
- Shioi Y. And Fukuy J., 1982.** Application of N-Value to Design of Foundations in Japan. In: Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.
- Skempton, A.W., 1986.** "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation." Geotechnique, Vol. 36, No.3, pp. 425-447.
- Sowers, G.F., 1962.** Shallow Foundations, Chapter 6 in Foundation Engineering, ed. by G.A. Leonards, McGraw-Hill, Inc., New York.

- Stroud M.A. and Butler F.G., 1975.** The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials. Proc. Symp. Engineering Properties of Glacial Materials. Midlands Soil Mechanics and Foundations Society.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948)** Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, Hoboken.
- Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N. 1970.** Theory of Elasticity. 3rd edn. McGraw-Hill, New York.
- Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger, S. 1959.** Theory of Plates and Shells. 2nd edn. McGraw-Hill, New York.
- Trofimenkov, J.G., 1974.** "Penetration Testing in Eastern Europe," Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, June 5-7, 1974, Published by National Swedish Building Research, 1975, Vol. 2.1, pp. 24-28.
- Tschebotarioff, G.P. 1962.** Retaining structures. Ch. 5 in Foundation Engineering (ed. G.A. Leonards). McGraw-Hill, New York.
- Tschebotarioff, G.P. 1973.** Foundations, Retaining and Earth Structures. McGraw-Hill, New York.
- Tsinker, G.P. 1983.** Anchored sheet pile bulkheads: Design practice. Proc. ASCE, J. Geotech. Div. 109 (8), 1021-1038.
- Vesic, A.S., 1970.** "Tests on Instrumented Piles, Ogeehee River Site," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 561-584.

6 Contacte



Consultați pagina de contacte a site-ului web pentru a afla mai multe despre contactele noastre și adresele birourilor operaționale din Italia și din străinătate..