

VEDI MODELLO (ora in SSAP)

SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM
release 4.9.4 (c) (1991-2018)
Build No. 10249 Windows 32 Bit
by Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D.
lborselli@gmail.com
<http://www.lorenzo-borselli.eu>

AVVIO VERIFICA
VERIFICA GLOBALE
VERIFICA SINGOLA

RISULTATI
DIAGRAMMI FORZE
MAPPA PRESSIONE FLUIDI
VEDI GRAFICI SUPERFICI
GENERA / VEDI MAPPA F_s LOCALE

MODELLO PENDIO
LEGGI MODELLO
 Attiva preprocessing fase 2
VEDI MODELLO

MONITOR VERIFICA
MODELLO PENDIO : `modello_01.mod`
MODELLO DI CALCOLO : **Morgestern - Price (1965)**
COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (K_h) : 0,0000
VERTICALE (K_v) : 0,0000 (K_v assunto con segno positivo)
PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI
MOTORE DI RICERCA SUPERFICI : **Convex Random Search (CRS)**
ZONA DI INIZIO - Progressive - (m) : da 10,00 a 46,00
ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - (m) : da 14,00 a 49,20
QUOTA LIMITE INFERIORE (m) : 7,20
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - (m) : 1,60
SMUSSA SUPERFICI: Disattivato EFFETTO TENSION CRACKS: Attivato
RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: Attivato METODO (λ , F_{s0}): A

RISULTATI IN TEMPO REALE
 F_s Min.
 F_s ITERATIVO :
INTERVALLO F_s delle 10 SUPERFICI CON MINOR F_s :
n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE:
% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI e % STABILITA' NUMERICA :
PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETETE(%):
STOP VERIFICA VEDI RISULTATI TEMPORANEI

SETUP VERIFICA
INFO
OPZIONI
PARAMETRI
GESTIONE ACQUIFERI
OPZIONI AGGIUNTIVE
SALVA IMPOSTAZIONI
CARICA IMPOSTAZIONI

STRUMENTI
GENERA REPORT VERIFICA
GENERA FILES DXF
ESPORTA SUPERFICI
CAMBIA PAR. GEOTECNICI
EDITA FILES
MAKEFILES 5.2
File SSAP2010.INI

MESSAGGI:
SUGGERIMENTI: il modello del Pendio è stato caricato in memoria. puoi effettuare alcuni settaggi generali con gli appositi pulsanti in alto a destra della console o lanciare la verifica direttamente con le impostazioni automatiche.

Ricerca in Windows e nel Web



16:01
04/03/2018



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI TRIESTE

Chiara Calligaris, Ph.D. – D.M.G. Università degli Studi di Trieste

D.M.G. dipartimento
di matematica
e geoscienze

COMPLESSITA' DEI MODELLI DI CALCOLO

Table 2.5 Assumptions used in various methods of analysis (× means not satisfied and √ means satisfied)

Method	Assumptions	Force equilibrium		Moment equilibrium
		X	Y	
1 Swedish	$P = V = 0$	×		
2 Bishop simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	×		
3 Janbu simplified	$V = 0$ or $\Phi = 0$	√		
4 Lowe and Karafiath	$\Phi = (\alpha + \beta)/2$	√		
5 Corps of Engineers	$\Phi = \beta$ or $\Phi_{i-1,i} = \frac{\alpha_{i-1} + \alpha_i}{2}$	√		
6 Load transfer	$\Phi = \alpha$	√		
7 Wedge	$\Phi = \phi$	√		
8 Spencer	$\Phi = \text{constant}$	√	√	√
9 Morgernstern–Price and GLE	$\Phi = \lambda f(x)$	√	√	√
10 Janbu rigorous	Line of thrust (Xp)	√	√	√
11 Leshchinsky	Magnitude and distribution of N	√	√	√

OPZIONI GENERALI per Verifiche di Stabilità SSAP

Coefficiente sismico orizzontale - Kh Kv (negati)

Coefficiente c=Kv/Kh

METODO DI CALCOLO

JANBU RIGOROSO (1973)

SPENCER (1973)

SARMA I (1973)

MORGENSTERN - PRICE (1965)

CHEN - MORGENSTERN (1983)

SARMA II (1979)

BORSELLI (2016)

$T(x) = \lambda f(x) E(x)$

Esplora spazio(lambda,fs0)

Metodo

A (rapido)

B (rapido e accurato)

C (più accurato)

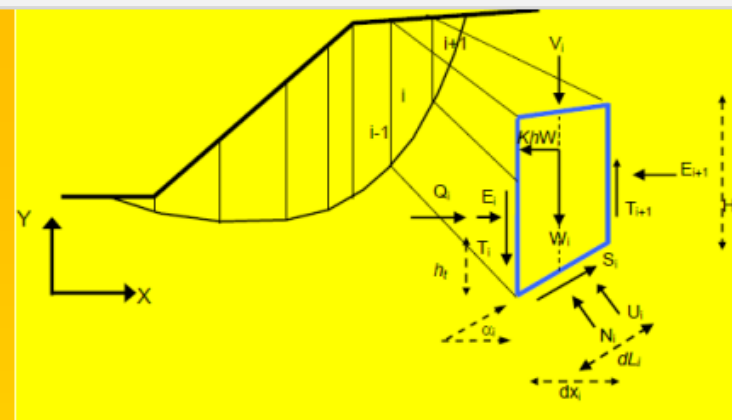
D (molto più accurato)

SSAP opera in questa fascia

7 Metodi LEM rigorosi

tabella 2.1: relazione funzionale che esprime $T(x)$ per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP

Gruppo	Modello di calcolo adottato per la risoluzione di FS	Relazione funzionale che esprime $T(x)$
1	Spencer (1967,73)	$T(x) = \lambda E(x)$
1	Sarma I (1973)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} \left\{ \bar{c} H(x) + \left[(E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\varphi}' \right] \right\}$
2	Morgestern & Price (1965)	$T(x) = \lambda f(x) E(x)$
2I	Chen -Morgestern (1983)	$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)] E(x)$
2	Borselli(2016) ¹	$T(x) = \lambda [f(x) + f_1(x)] E(x)$
2	Sarma II (1979)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} f(x) \left\{ \bar{c} H(x) + \left[(E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\varphi}' \right] \right\}$
3	Janbu Rigoroso (1973) ²	$T(x) = E(x) \tan \alpha_i + h_i \frac{dE(x)}{dx} - h_o \frac{dQ}{dx} + 0.5 K_c H \frac{dW}{dx}$

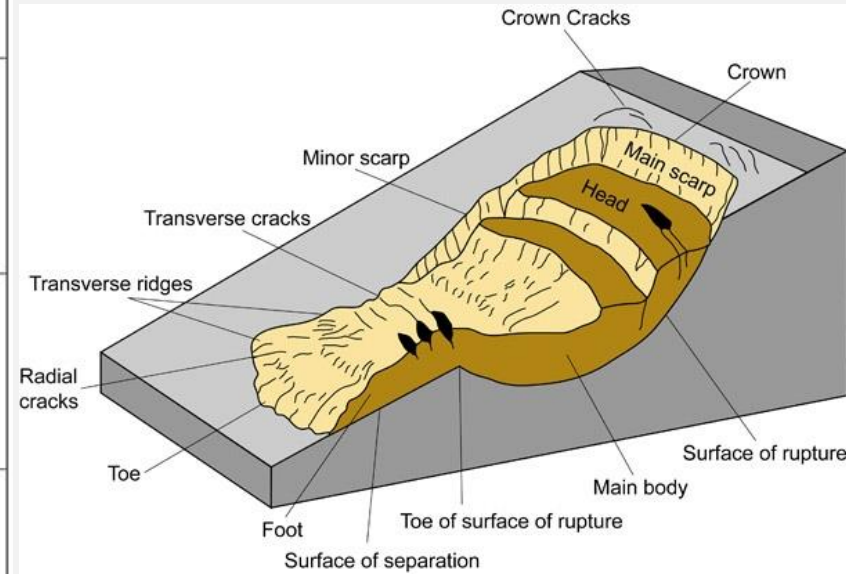


← I 7 metodi di calcolo rigorosi presenti in SSAP

← Nuovo Metodo !

LE FRANE

Material	ROCK	DEBRIS	EARTH
FALLS	<p>Rock fall</p>	<p>Debris fall</p>	<p>Earth fall</p>
TOPPLES	<p>Rock topple</p>	<p>Debris topple</p>	<p>Earth topple</p>
SLIDES	<p>Single rotational slide (slump)</p>	<p>Multiple rotational slide</p>	<p>Successive rotational slides</p>
	<p>Rock slide</p>	<p>Debris slide</p>	<p>Earth slide</p>
SPREADS	<p>Earth spread</p> <p>e.g. cambering and valley bulging</p>		<p>Earth spread</p>
FLOWS	<p>Solifluction flows (Periglacial debris flows)</p>	<p>Debris flow</p>	<p>Earth flow (mud flow)</p>
COMPLEX	<p>e.g. Slump-earthflow with rockfall debris</p>	<p>e.g. composite, non-circular part rotational/part translational slide grading to earthflow at toe</p>	



https://www.geocaching.com/geocache/GC36T1A_angle-of-repose?guid=f8ea869c-9ca7-4890-8840-672f0399d83d

Varnes, 1978

Analisi di stabilità dei versanti

1. Quali sono i parametri che mi servono per realizzare un'analisi di stabilità???



2. Dal punto di vista teorico, su cosa si basano le analisi di stabilità?

Taiwan-Landslide



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI TRIESTE

Chiara Calligaris, Ph.D. - D.M.G. Università degli Studi di Trieste

Analisi di stabilità dei versanti

1. Quali sono i parametri che mi servono per realizzare un'analisi di stabilità???

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

PESO DI VOLUME
COESIONE
ANGOLO DI ATTRITO

n°	x	y
1	0.00	138.00
2	4.00	135.00
3	19.00	126.00
4	26.50	119.00
5	49.00	116.00
6	53.00	112.50
7	54.00	110.00
8	66.50	106.50
9	72.00	103.50
10	86.00	101.50
11	97.50	98.00
12	103.50	95.00
13	108.00	92.00
14	111.50	87.50
15	131.00	85.00
16	147.50	84.00
17	157.50	76.00
18	164.00	73.50
19	177.00	66.50
20	185.00	62.50
21	197.00	56.50
22	213.00	45.50
23	237.00	38.00
24	275.00	24.00
25	0.00	115.00
26	18.00	115.00
27	35.00	108.00

n°	descrizione	sequenza nodi	materiale	falda
1	Argilla azzurra	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12	1: Argilla azzurra	1: Falda
2	Argilla limosa	35 36 37 38 39 40 41 42 4	2: Argilla limosa	1: Falda
3	Sabbia g.sa	45 46 47 48 39 40 41 42 4	3: Sabbia ghiaiosa	1: Falda
4	Granito	45 46 47 48 49 50 51 34	4: Granito compact	1: Falda

ps	pw	c	fi	retino	colore
2050	2110	4120	27.0	argilla	
2060	2100	1410	18.0	sedime 135°	
2210	2300	750	23.0	sabbia	

n°	descrizione
1	Scuola
2	Strada
3	Edificio

Analisi di stabilità dei versanti

2. Dal punto di vista teorico, su cosa si basano le analisi di stabilità?

METODI DELL'EQUILIBRIO LIMITE

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, da tale confronto ne scaturisce una prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza (F):

$$F = T_f / T$$

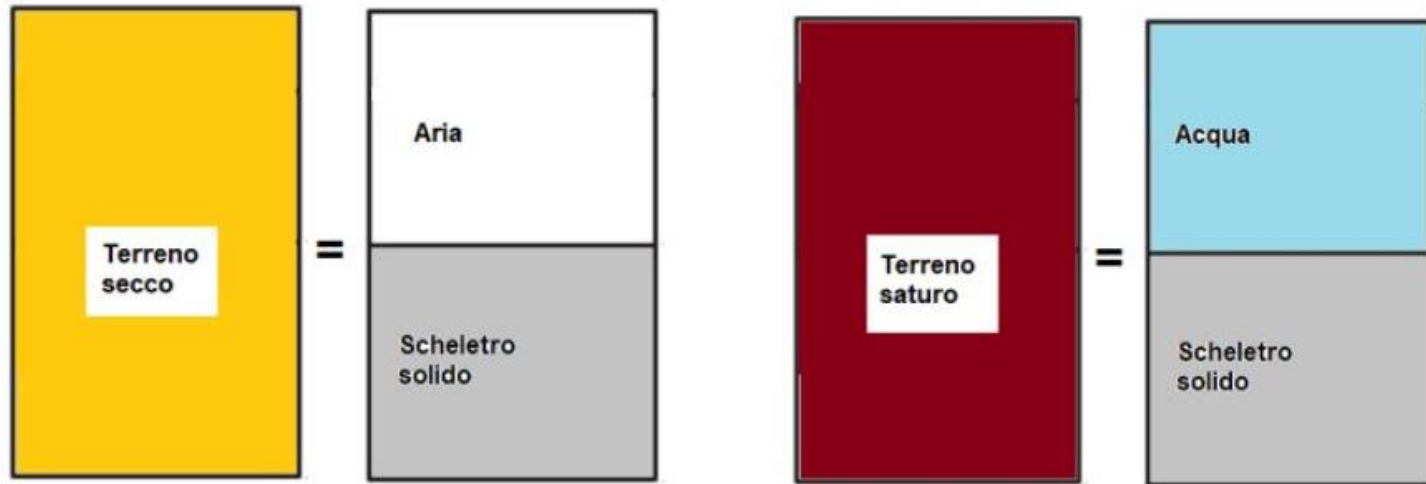
Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Skempton, Taylor), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Prima di affrontare i metodi di
analisi di stabilità...
riassumiamo alcuni richiami di
geotecnica



Nell'ingegneria geotecnica classica, anche a causa delle difficoltà insite nella descrizione e caratterizzazione del comportamento idro-meccanico dei terreni in condizione di parziale saturazione, si fa generalmente riferimento alle **due condizioni estreme**, ovvero:

condizione secca, nella quale tutti i vuoti sono riempiti di aria;
condizione satura, nella quale tutti i vuoti sono riempiti d'acqua.



Sergeant D., 2022

CONDIZIONE NON DRENATA

Per i carichi ordinari a cui sono sottoposti i terreni nell'ambito dell'ingegneria civile, in un terreno saturo sia lo scheletro solido sia l'acqua vengono assunti come **incomprimibili** e pertanto, a seguito dell'applicazione di un carico, il terreno può variare il proprio volume solo espellendo l'acqua contenuta nei pori attraverso una riorganizzazione dello scheletro solido.

Nell'istante in cui viene applicato il carico sul terreno, per un terreno saturo l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico viene incassato completamente dall'acqua contenuta nei pori che subisce una variazione detta “**pressione in eccesso**”. Tale situazione, nella quale non si ha moto relativo tra l'acqua contenuta nei pori e lo scheletro solido prende il nome di **condizione non drenata**.

Tale condizione viene detta condizione di “**breve termine**” in quanto costituisce la **situazione iniziale nella quale si trova il terreno subito dopo l'applicazione del carico**.

Sergeant D., 2022

CONDIZIONE DRENATA

Dopo un certo lasso di tempo tutto il carico sarà trasferito dall'acqua allo scheletro solido e ciò avviene in quanto parte dell'acqua contenuta nei vuoti sarà espulsa dal volume di terreno, proporzionalmente all'intensità del carico applicato.

Nell'ingegneria geotecnica tale situazione, corrispondente alla completa dissipazione della "pressione in eccesso", viene definita come **condizione drenata**. **La condizione drenata coincide con la condizione di "lungo termine"** in quanto si verifica dopo un certo lasso di tempo, più o meno lungo, dall'applicazione del carico ovvero quando il processo di consolidazione legato alla dissipazione delle pressioni in eccesso è terminato.

Sergeant D., 2022

CONDUCIBILITA' IDRAULICA

Per stabilire se un certo terreno, a seguito dell'applicazione di un carico, **si trovi in condizioni drenate o non drenate**, gioca un ruolo fondamentale la rapidità con la quale l'acqua viene espulsa dai vuoti, definita principalmente dalla **conducibilità idraulica del terreno** stesso.

In particolare si evidenzia che **nei terreni a grana grossa**, nei quali la **conducibilità idraulica assume valori sufficientemente elevati**, l'acqua presente nel terreno viene espulsa molto rapidamente dai vuoti e pertanto il sovraccarico viene trasferito pressoché istantaneamente allo scheletro solido.

Per questa tipologia di terreni, ai fini pratici, **la condizione non drenata viene trascurata** e pertanto **le verifiche geotecniche vengono condotte solo nelle condizioni drenate**.

Viceversa, **nel caso dei terreni a grana fine**, la **conducibilità idraulica presenta dei valori relativamente bassi** e quindi l'acqua presente nel terreno viene espulsa lentamente dai vuoti; da ciò consegue che il trasferimento del sovraccarico dall'acqua allo scheletro solido non avviene istantaneamente, ma necessita di un certo lasso di tempo.

Ai fini pratici, per questa tipologia di terreno, sarà pertanto necessario condurre **le verifiche geotecniche sia in condizioni non drenate sia in condizioni drenate** poiché, nel corso della vita dell'opera, entrambe le condizioni si manifesteranno.

Sergeant D., 2022

SUDDIVISIONE DEI TERRENI

In geotecnica la suddivisione nelle due macrocategorie prima indicate avviene in base alla granulometria prevalente dei terreni ossia:

terreni a grana grossa: *ghiaie e sabbie;*

terreni a grana fine: *limi e argille.*

la differenziazione tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine può essere definita considerando come discriminante il valore limite di conducibilità idraulica k pari a 10^{-6} m/s:

per terreni a grana grossa: **$k > 10^{-6}$ m/s;**

per terreni a grana fine: **$k < 10^{-6}$ m/s.**

La **conducibilità idraulica di un terreno** è comunque **legata alla sua granulometria prevalente**, infatti terreni ghiaiosi e sabbiosi presentano valori di conducibilità idraulica superiori rispetto ai terreni limosi ed argillosi.

Sergeant D., 2022

RESISTENZA DEL TERRENO IN CONDIZIONI DRENATE

Nel caso in cui il terreno si trovi in condizioni drenate, risulta essenziale richiamare il principio di Terzaghi. Il **principio degli sforzi efficaci** può essere così definito (Viggiani, 2002):

“detta tensione efficace la differenza tra la tensione normale totale agente sul complesso scheletro solido - acqua e la pressione dell’acqua (pressione interstiziale o pressione neutra), le deformazioni del terreno e la sua resistenza a rottura dipendono solo dalla tensione efficace”

Il valore dello **sforzo verticale efficace** σ'_v viene ricavato come differenza tra due termini:

lo **sforzo verticale totale** σ_v , che viene espresso in funzione della profondità z dal piano campagna;

la **pressione neutra** u , che è pari alla pressione del fluido interstiziale ovvero alla pressione dell’acqua presente nei pori alla medesima profondità z dal piano campagna.

Sergeant D., 2022

RESISTENZA DEL TERRENO IN CONDIZIONI DRENATE

Nel caso di un terreno uniforme con falda idrostatica a piano campagna e piano campagna orizzontale, in assenza di sovraccarichi in superficie, lo **sforzso efficace verticale** viene quindi valutato come:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma_{\text{sat}} \times z - \gamma_w \times z = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times z$$

Dove:

σ'_v = sforzo efficace verticale

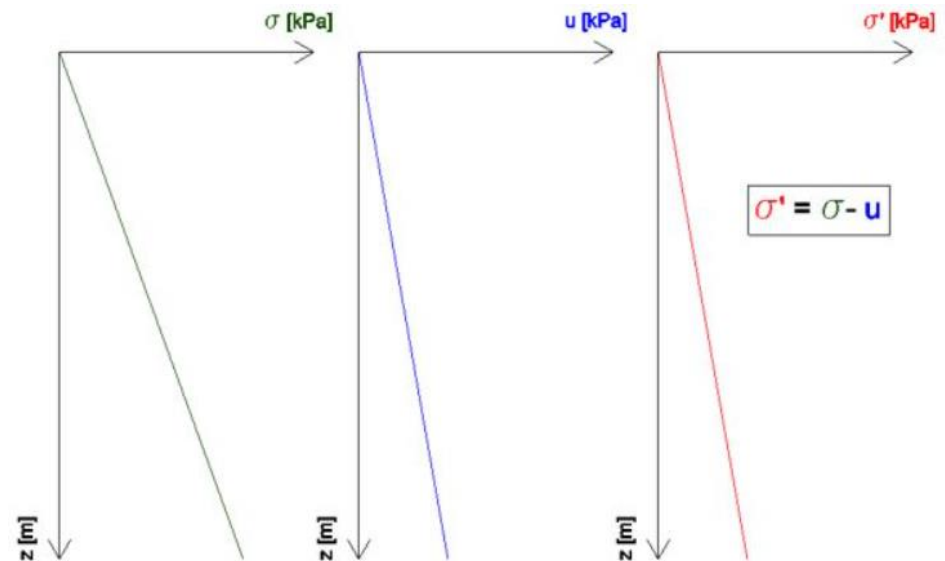
σ_v = sforzo totale verticale

u = pressione neutra

γ_{sat} = peso di volume del terreno saturo

γ_w = peso di volume dell'acqua

z = profondità da p.c.



Sergeant D., 2022

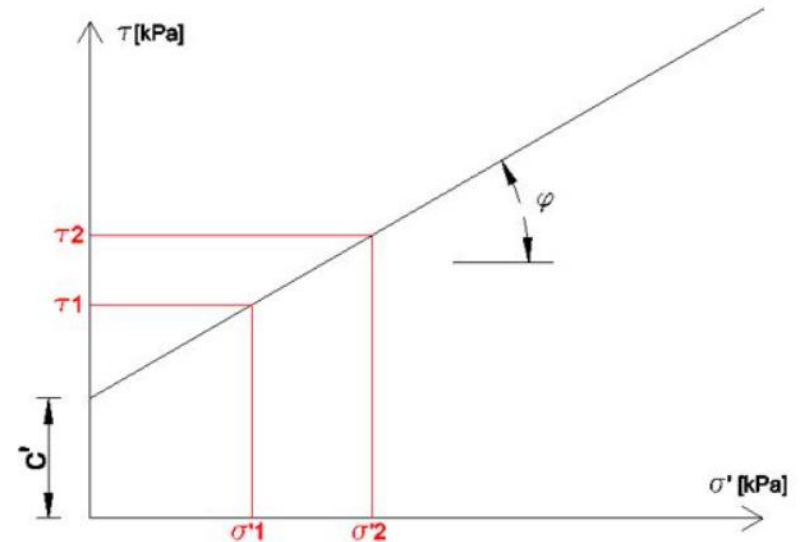
RESISTENZA DEL TERRENO IN CONDIZIONI DRENATE

Per le verifiche condotte in condizioni drenate, viene comunemente adottato il criterio di rottura di Mohr - Coulomb. Tale criterio viene rappresentato sul piano di Mohr che presenta in ascissa lo sforzo efficace σ' ed in ordinata lo sforzo tangenziale t e richiede la determinazione di 2 parametri di resistenza:

l'**angolo d'attrito ϕ** , che rappresenta la pendenza del criterio di rottura nel piano di Mohr;

la **coesione "efficace" c'** , che rappresenta il valore dell'intercetta del criterio di rottura al valore di sforzo efficace nullo.

la resistenza del terreno cresce al crescere dello sforzo di confinamento e pertanto la resistenza al taglio, in condizioni geostatiche aumenta con la profondità.



Sergeant D., 2022

RESISTENZA DEL TERRENO IN CONDIZIONI NON DRENATE

Anche in condizioni non drenate il principio degli sforzi efficaci ed il criterio di Mohr - Coulomb continuano ad essere validi. Tuttavia, dal punto di vista pratico, non potendo valutare puntualmente il valore della pressione neutra ed il conseguente valore dello sforzo efficace, quando il terreno si trova in condizioni non drenate si ricorre ad un'approssimazione largamente accettata ovvero si conducono le verifiche impiegando lo stato di sforzo totale e non lo stato di sforzo efficace (Viggiani, 2002). **Nella conduzione delle verifiche a breve termine ovvero in condizioni non drenate, si adotta quindi il criterio di rottura di Tresca** che si basa sulla valutazione di un unico parametro di resistenza:

- la **coesione non drenata C_u** .

in ascissa lo sforzo totale σ ed in ordinata lo sforzo tangenziale t , l'andamento del criterio di rottura di Tresca che risulta equivalente al criterio di rottura di Mohr - Coulomb con angolo d'attrito f nullo.



Sergeant D., 2022

E SECONDO LE NTC 2018?

Nella Normativa vigente **NTC 2018** al paragrafo 6.3.3 è presente il riferimento al paragrafo 6.2.2 “Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica” in cui sono descritti gli aspetti principali relativi alla progettazione delle indagini geognostiche funzionali alla definizione del **modello geotecnico di riferimento**. In particolare nel suddetto paragrafo viene evidenziato che:

“Ai fini dell’analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.”

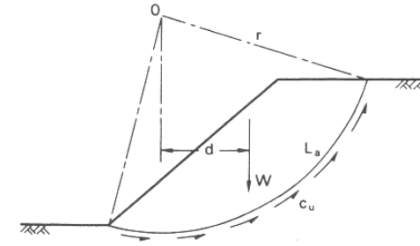
Pertanto nella definizione della **campagna d’indagine geognostica**, funzionale ad ottenere i valori caratteristici dei parametri geotecnici, **a seconda della tipologia di terreno** presente nel sito in esame **si dovranno valutare i seguenti parametri di resistenza**:

- 1) **per i terreni a grana grossa** andranno definiti i **parametri di resistenza caratteristici nelle sole condizioni drenate** (angolo d’attrito f e coesione “efficace” c');
- 2) **per i terreni a grana fine** andranno definiti i **parametri di resistenza caratteristici sia nelle condizioni drenate** (angolo d’attrito f e coesione “efficace” c') sia nelle condizioni non drenate (coesione non drenata C_u).

Sergeant D., 2022

Skempton, 1948

- Terreni coesivi, non fessurati, completamente saturi
- Condizioni a breve termine (drenaggio impedito)
- Analisi in termini di tensioni totali ($\phi_u=0$)
- Criterio di resistenza al taglio:
 $\tau_f = c_u$ (coesione non drenata)
- La rottura tende a svilupparsi lungo una superficie a sezione circolare



Il più semplice dei metodi del cerchio di scorrimento

Si assume che la **resistenza del terreno sia dovuta a sola coesione non drenata**

Momento resistente $M_{res} = \sum r L a c_u$

Momento ribaltante $M_{rib} = \sum W d$

$F_s = M_{res} / M_{rib} = \sum r L a c_u / \sum W d$ dividendo per r ottengo:

$F_s = L a c_u / W \sin \alpha$ l'equazione non dipende più da r (raggio del cerchio di scorrimento) è identica a quella relativa ad un unico blocco che scorre su di un piano inclinato al cui movimento si contrappone solo la resistenza coesiva. Pertanto questa espressione è valida per superfici di scorrimento di ogni forma.

Paragonando i risultati ottenuti con questa metodologia a quelli ottenuti con metodologie più complesse, l'errore nel calcolo di F_s è del 5-8% \longrightarrow buon metodo

Momento = prodotto tra intensità della forza ed il suo braccio

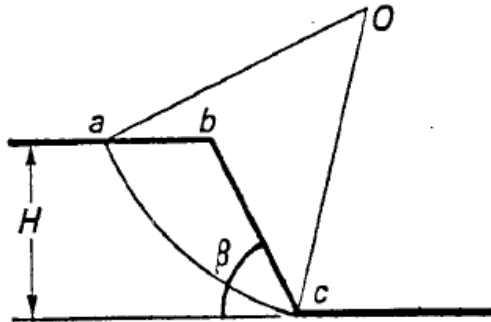
Metodi della massa totale, metodo di Taylor (1937)

Taylor ha affrontato analiticamente il problema della stabilità di un pendio omogeneo, con geometria regolare e di altezza limitata, fornendo soluzioni adimensionali e carte di stabilità di impiego semplice ed immediato.

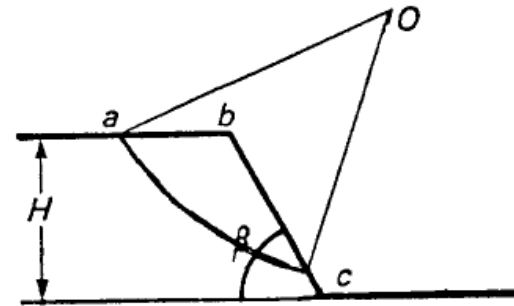
Il terreno ha peso di volume γ , e resistenza al taglio $\tau = c + \sigma \tan \phi$.

Il caso di pendio costituito da materiale puramente coesivo ($\gamma = \gamma_{\text{sat}}$, $\phi_u = 0$, $\tau = c_u$) è applicabile per la verifica a breve termine di pendii di argilla omogenea satura non fessurata in condizioni non drenate. Il caso di pendio costituito da materiale dotato di coesione e attrito è applicabile alle verifiche a breve termine di terreno argilloso non saturo ($\gamma < \gamma_{\text{sat}}$, $\phi_u > 0$, $\tau = c_u + \sigma \tan \phi_u$), e a lungo termine di terreni coesivi sovraconsolidati in assenza di pressione interstiziale ($\phi' > 0$, $u = 0$, $\tau = c' + \sigma \tan \phi'$).

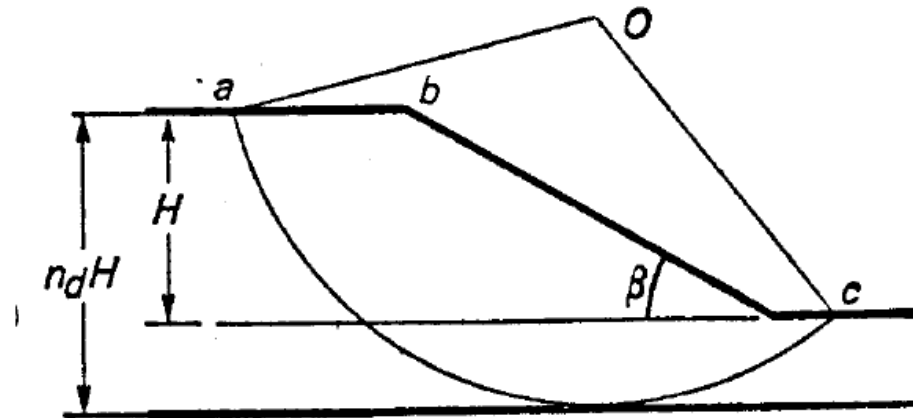
A) ROTTURA DI PENDIO



CERCHIO DI PIEDE



CERCHIO DI PENDIO



B) ROTTURA DI BASE

Schemi di rottura di un pendio omogeneo di altezza limitata con superficie di scorrimento circolare (da Facciorusso et al. (2011) Dispense di geotecnica, Università degli studi di Firenze.

Quando il materiale è solo coesivo

È applicabile per la verifica a breve termine di pendii di argilla omogenea satura non fessurata in condizioni non drenate ($\gamma = \gamma_{\text{sat}}, \varphi_u = 0, \tau = c_u$).

Il tipo di rottura e la posizione del cerchio critico dipendono:

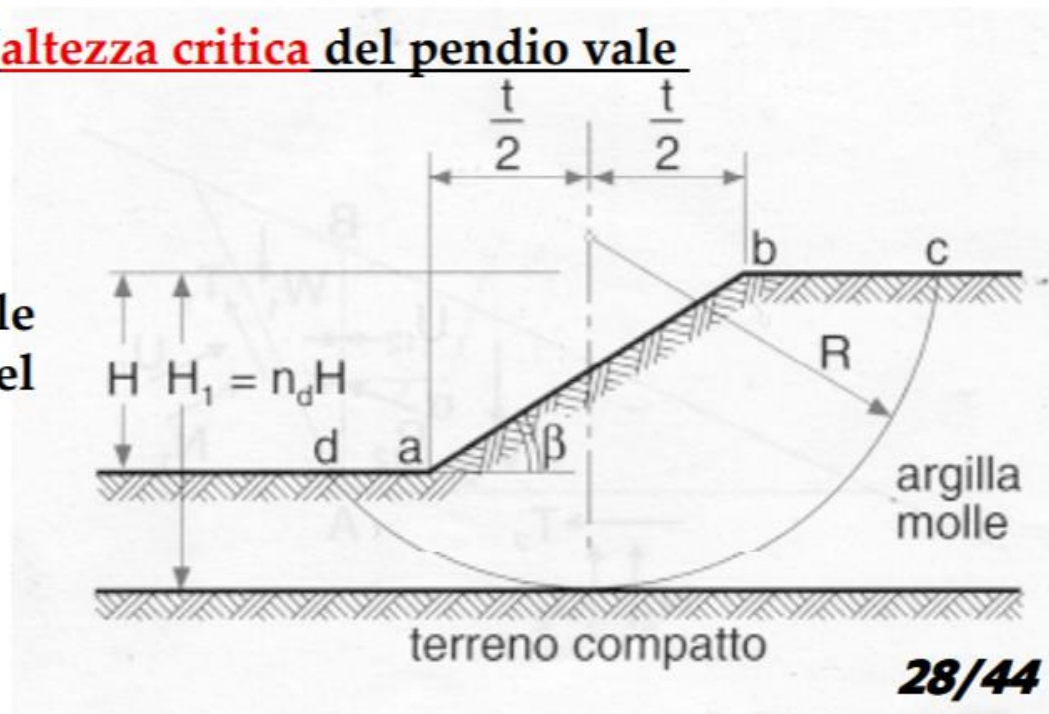
- dall'inclinazione β del pendio,
- dal **fattore di profondità** $n_d = H_1/H$

In condizioni di equilibrio limite l'**altezza critica** del pendio vale

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

dove $N_s = N_s(n_d, \beta)$ è adimensionale e dipende dalla geometria del problema

$$FS = \frac{H_c}{H} = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H}$$



28/44

- per un pendio a parete verticale ($\beta = 90^\circ$)

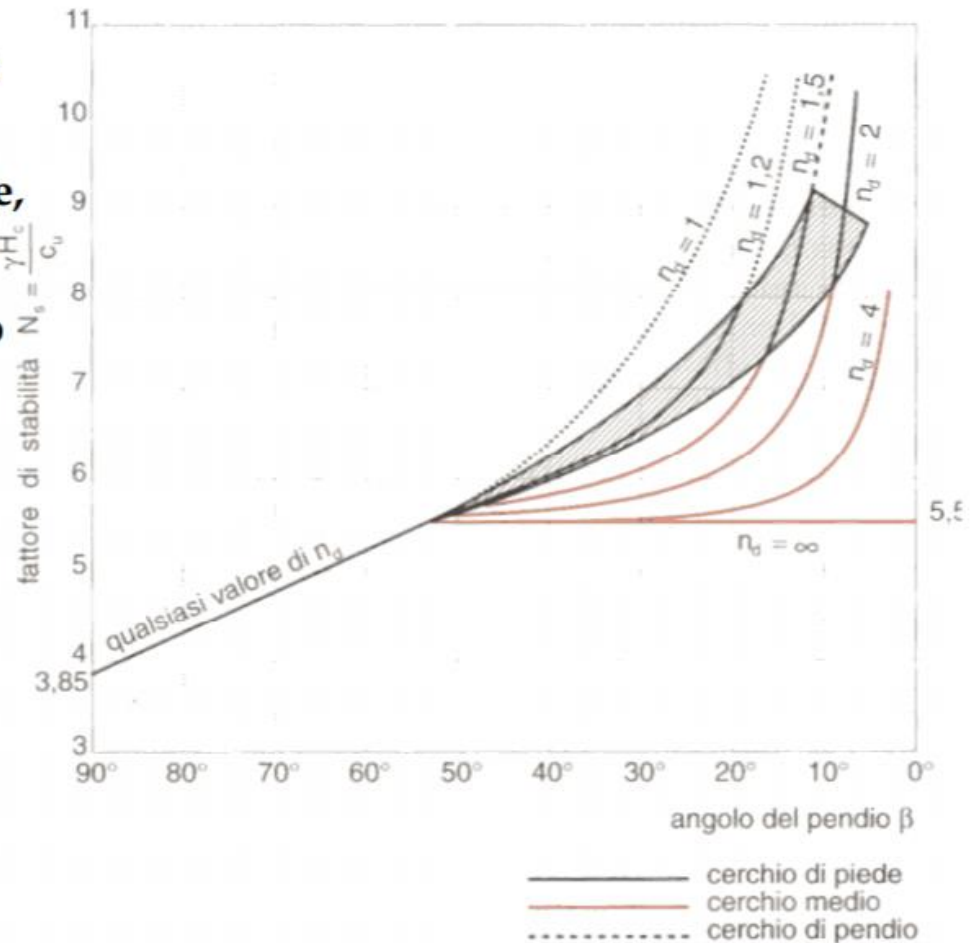
$$N_s = 3.85 \quad H_c = 3,85 \cdot \frac{c_u}{\gamma} < H_{C(\text{Culmann})} = \left(H_c = 4 \cdot \frac{c_u}{\gamma} \right)$$

- per angolo di pendio $\beta > 53^\circ$
il cerchio critico è sempre di piede;

- per angolo di pendio $\beta < 53^\circ$
il cerchio critico può essere di piede,
medio o di pendio a seconda di $H_1 \frac{\gamma H_c}{c_u}$

- in assenza di uno strato compatto di base ($n_d = \infty$)

$$H_c = 5,52 \cdot \frac{c_u}{\gamma} \quad \text{indipendente da } \beta.$$



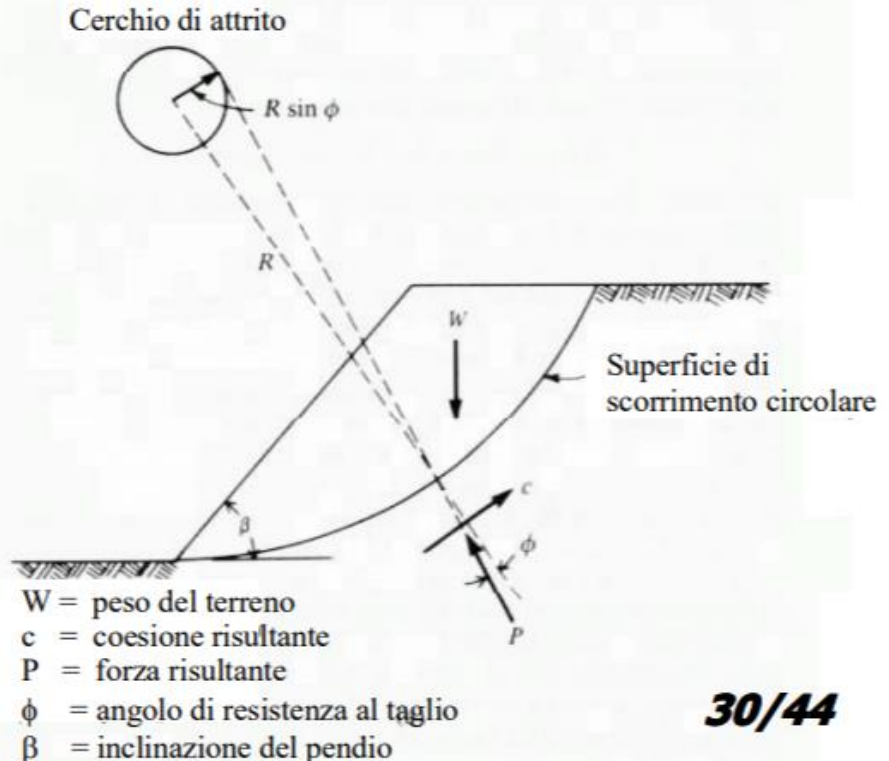
Quando il materiale è dotato di coesione e angolo di attrito

È applicabile per:

- la verifica a breve termine di pendii di argilla omogenea non satura ($\gamma < \gamma_{sat}$, $\varphi_u > 0$, $\tau = c_u + \sigma \cdot \tan \varphi_u$),
- la verifica a lungo termine di pendii di argilla omogenea sovraconsolidata in assenza di falda ($u = 0$, $\varphi' > 0$, $\tau = c' + \sigma \cdot \tan \varphi'$),

Si basa sul metodo del **cerchio d'attrito**, concentrico alla superficie circolare di scorrimento (di raggio R) e avente raggio $R \sin \phi$.

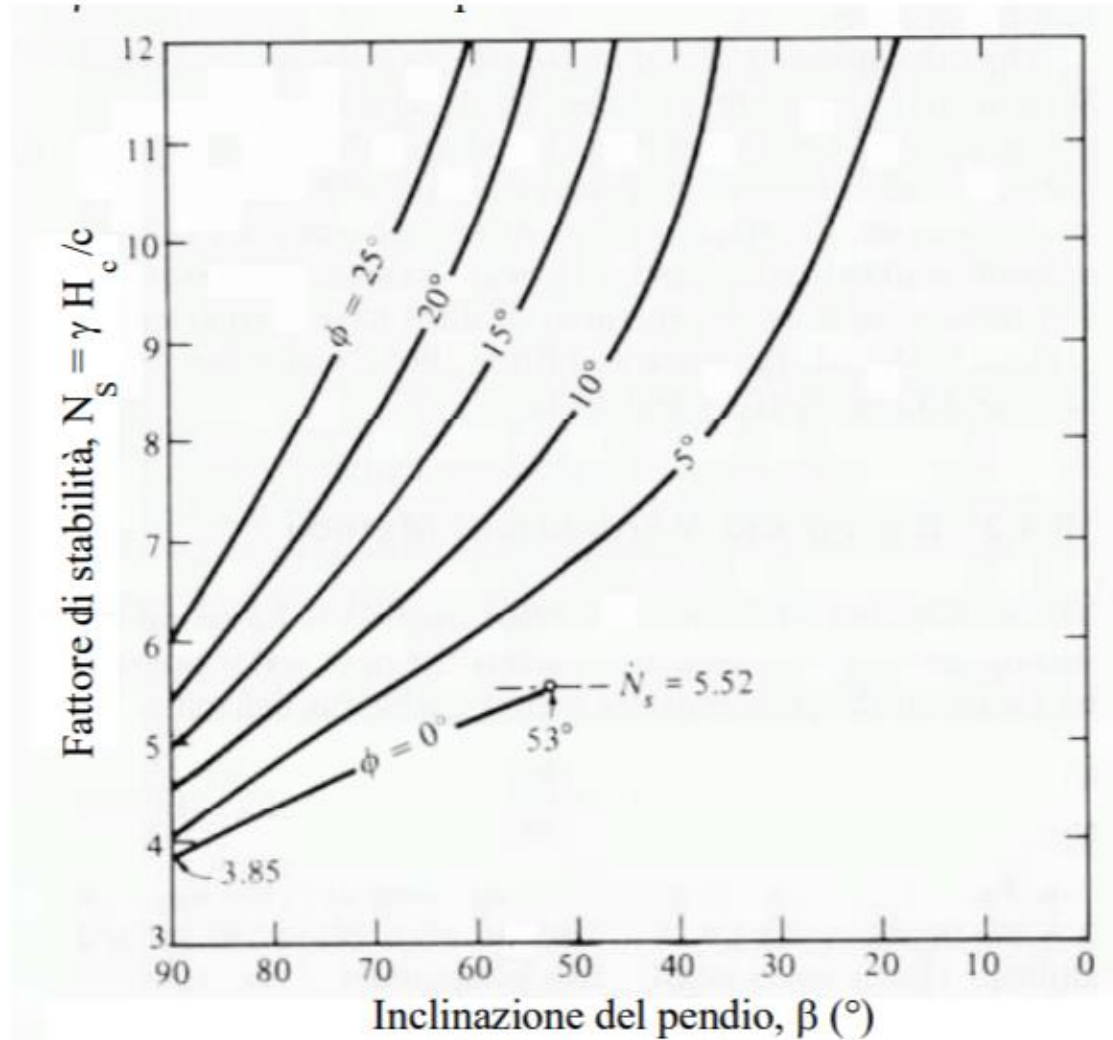
In ogni punto della superficie di scorrimento, la direzione della tensione mutua (somma dello sforzo normale e della tensione tangenziale dovuta all'attrito), in condizioni di equilibrio limite, forma un angolo ϕ con la normale alla superficie ed è tangente al cerchio d'attrito.



30/44

Per un assegnato valore di ϕ l'altezza critica del pendio è data dall'equazione:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c}{\gamma}$$



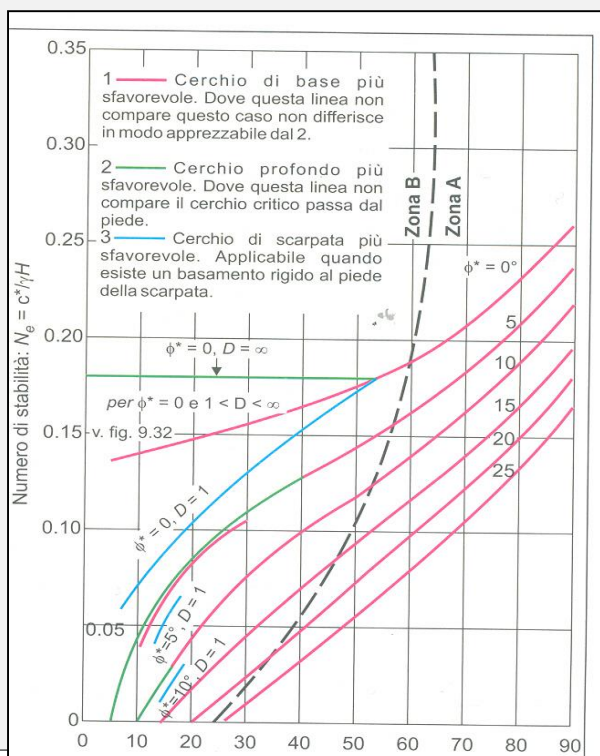
Abachi di Taylor

L'abaco mette in relazione N_e (numero di stabilità) con β (l'angolo della scarpata) e con Φ per valori compresi tra 0° e 25° .

• TERRENI GRANULARI

Nella zona A il cerchio critico di base rimane completamente al di sopra del piede della scarpata.

Nella zona B il cerchio di base più sfavorevole passa al di sotto del piede della scarpata



Angolo di scarpa β

Hoek & Bray (1981)

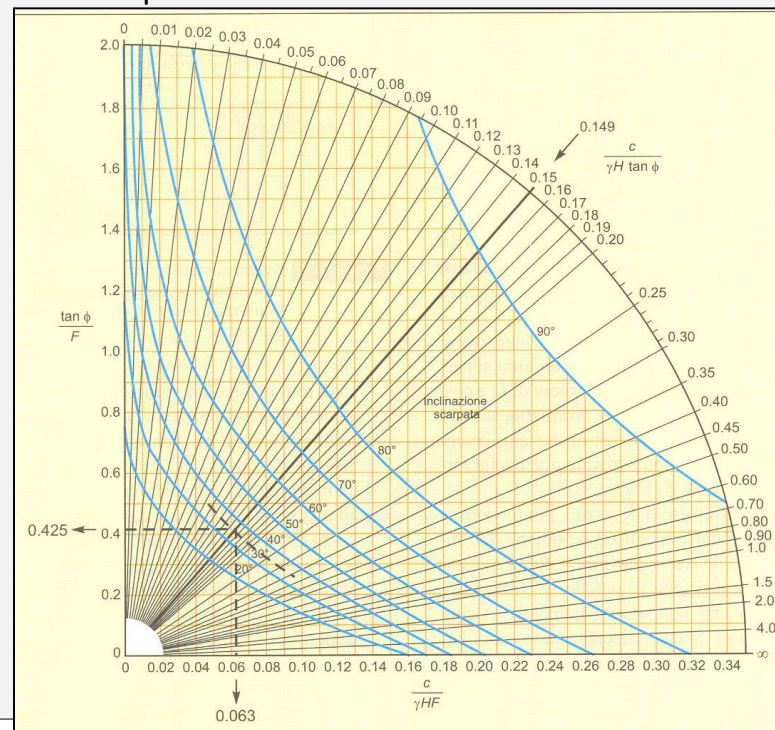
F_s calcolato in base a CARTE DI STABILITA' (sup. scivolamento circolari) **Hoek & Bray (1981)**

5 carte in funzione del livello della falda

Valutazione speditiva e approssimata di F_s

IPOTESI

1. Materiale omogeneo in tutta la scarpata
2. Esistenza di una frattura di trazione
3. La tensione normale viene concentrata in un unico punto della superficie di rottura



Terreni omogenei con coesione ed attrito

Chiara Calligaris, Ph.D. – D.M.G. Università degli Studi di Trieste

Abaco numero 3