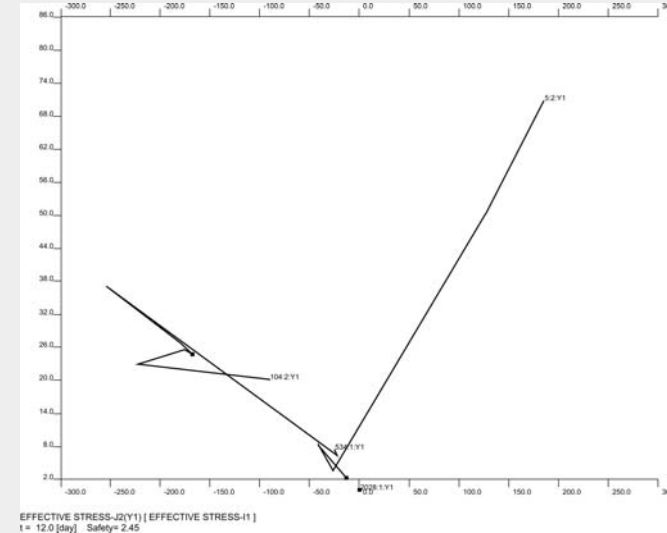
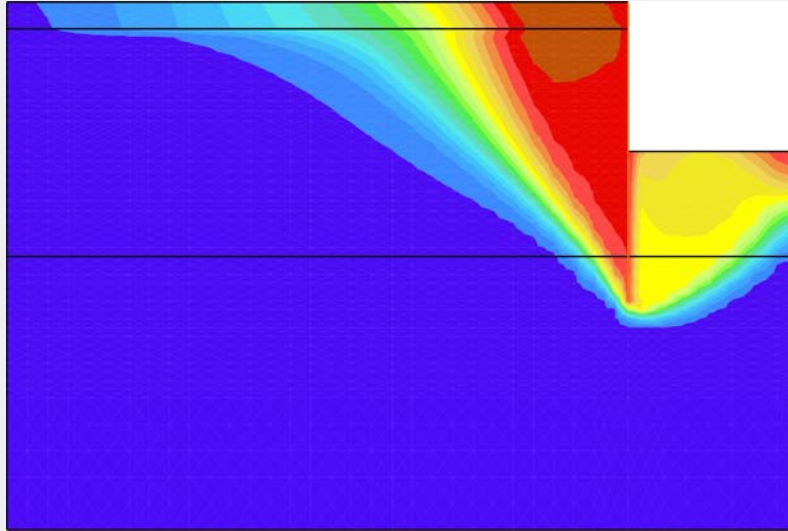




Spoletto, 17-18-19 febbraio 2011

www.dica.unict.it/users/agheresi/

www.romolodifrancesco.it



PROGETTAZIONE STRUTTURALE E GEOTECNICA DI FONDAZIONI E OPERE DI SOSTEGNO

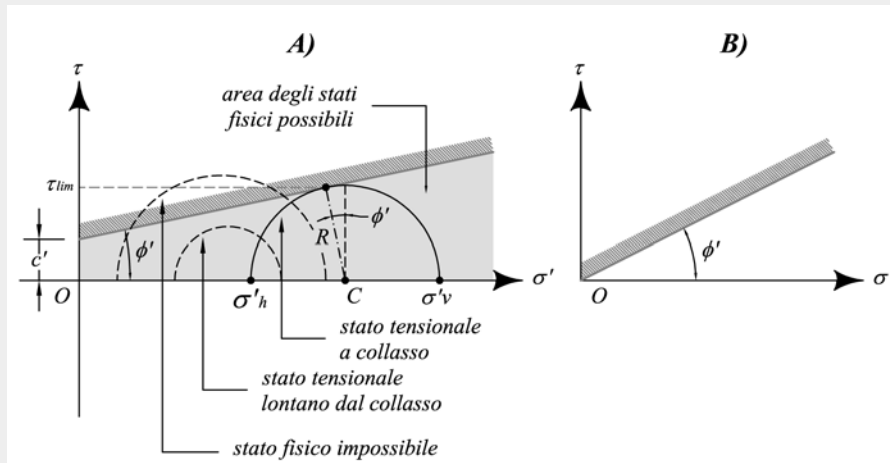
8: COMPORTAMENTO DELLE PRINCIPALI STRUTTURE GEOTECNICHE

Di Francesco Romolo

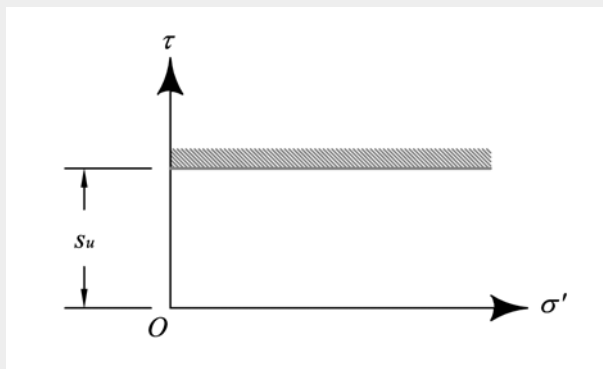
Prof. Gheresi Aurelio

INTRODUZIONE AI PERCORSI DI SOLLECITAZIONE

Criterio di snervamento di Mohr-Coulomb
per analisi in condizioni drenate



Criterio di snervamento di Tresca
per analisi in condizioni non drenate



I criteri di snervamento stabiliscono l'esistenza e la posizione della frontiera che separa gli stati fisici possibili da quelli impossibili.

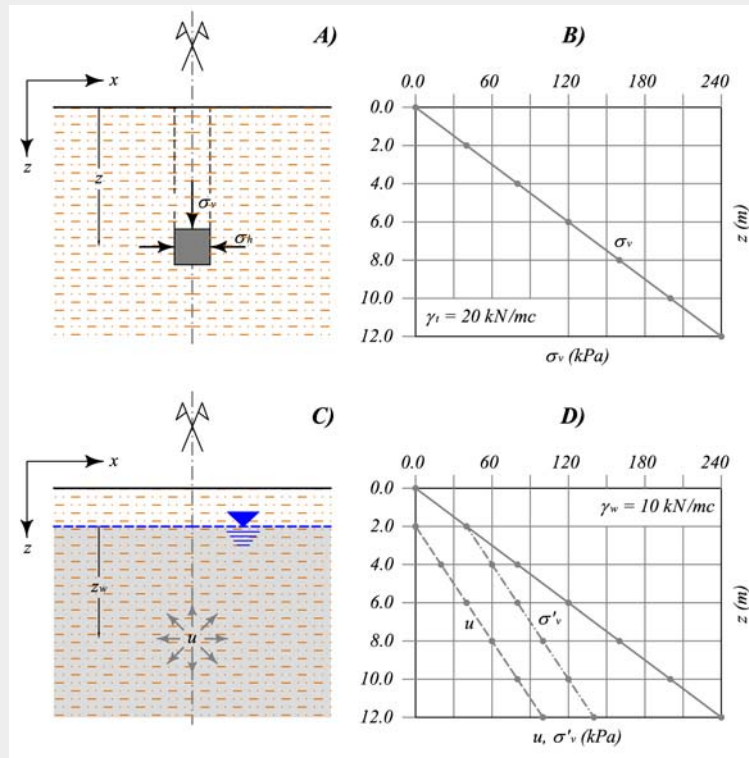
Nel contempo consentono di determinare i parametri meccanici ed infine di comprendere il livello di sicurezza di un'opera.

Riunendo tutti gli elementi in un unico assioma, risulta necessario confrontare sempre l'esistenza di una corrispondenza biunivoca tra le sollecitazioni, impresse in laboratorio e/o previste in fase di progettazione di un'opera, e le condizioni snervamento.

In altre parole è essenziale, in Geotecnica, seguire lo sviluppo dei possibili percorsi statici e cinematici i quali nel contempo devono essere noti a priori con il duplice scopo di individuare sia la più idonea prova di laboratorio e sia i parametri meccanici necessari per la costruzione del più appropriato modello di analisi.

Lo studio di tali elementi richiede l'introduzione dei piani invarianti, basati sull'analisi dello stato di sforzo.

INTRODUZIONE AI PERCORSI DI SOLLECITAZIONE



Con l'analisi dello stato di sforzo agente in sito (**tensioni geostatiche**) sono stati introdotti i metodi per la determinazione delle tensioni verticali ed orizzontali sia totali che efficaci.

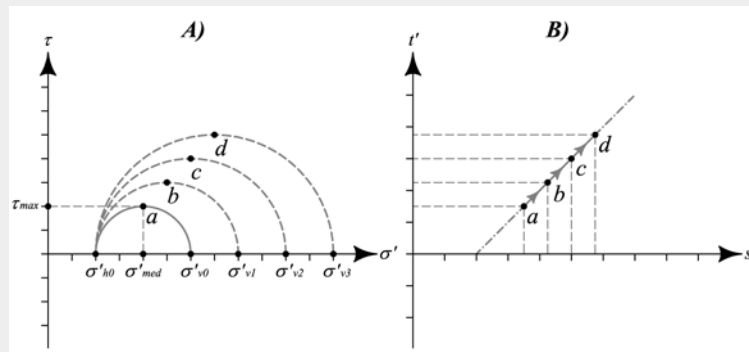
Un metodo utile per la loro rappresentazione è dato dai grafici a fianco, i quali in ogni caso non forniscono alcuna informazione riguardo le condizioni di sicurezza dello stato tensionale rispetto a quelle di rottura, considerando ad esempio l'azione di una fondazione diretta, di un muro, ecc. Un altro metodo consiste nella proiezione delle tensioni nel piano $\tau \div \sigma$, con la costruzione dei cerchi di Mohr che possono essere confrontati con il criterio di rottura adottato.

Ogni cerchio può però essere sostituito da una coppia di valori τ, σ che ne rappresentano il raggio ed il centro, conducendo all'introduzione degli stress-points e dalla loro unione agli stress-path.

Infine, al fine di ottenere una migliore visualizzazione dei percorsi di sollecitazione è anche possibile introdurre due invarianti di tensione:

$$s = (\sigma_v + \sigma_h)/2 \quad ; \quad t = (\sigma_v - \sigma_h)/2$$

secondo i quali gli stress-path sono sempre inclinati di 45° .



ESEMPIO DI STRESS-PATH

Di fatti, per un programma di carico:

$$ds' = \sigma'_v / 2$$

ed una fase di scarico:

$$ds' = -dt' = \sigma'_h / 2$$

si ha che il rapporto $ds' / dt' = \pm 1$, ossia produce angoli di 45° .

A titolo di esempio si consideri il programma di carico rappresentato in figura, ossia:

$$\begin{array}{ll} \sigma'_{v1} = 0 \text{ kPa} & ; \quad \sigma'_{h1} = 0 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v2} = 100 \text{ kPa} & ; \quad \sigma'_{h2} = 100 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v3} = 200 \text{ kPa} & ; \quad \sigma'_{h3} = 100 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v4} = 200 \text{ kPa} & ; \quad \sigma'_{h4} = 200 \text{ kPa} \end{array}$$

che comportano le seguenti variazioni:

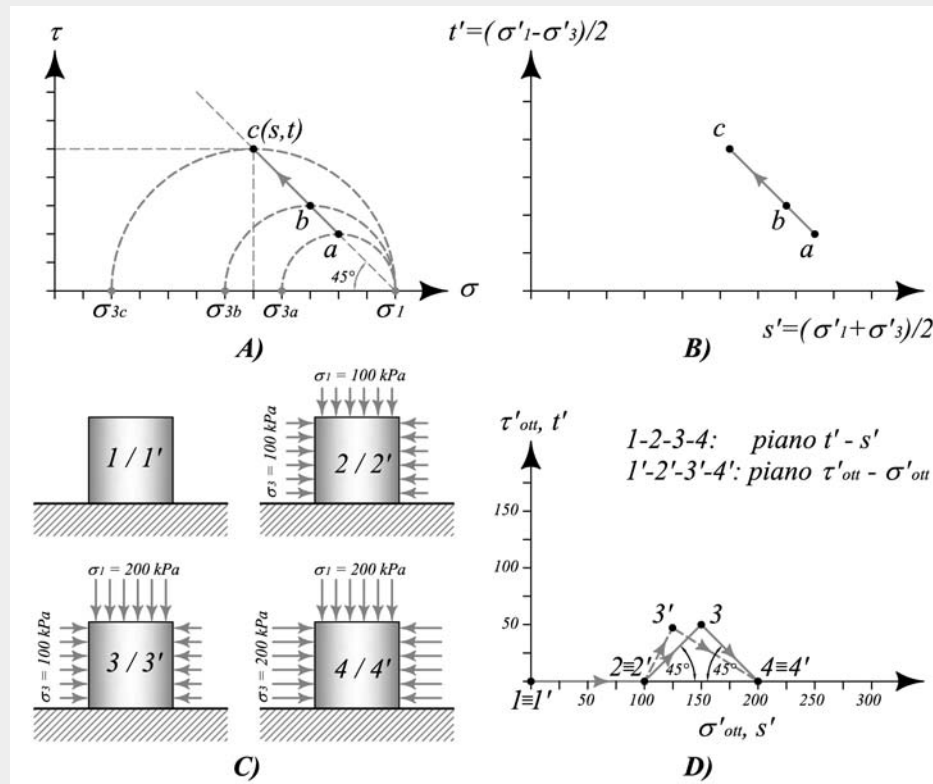
$$\begin{array}{ll} d\sigma'_{v21} = 100 \text{ kPa} & ; \quad d\sigma'_{h21} = 100 \text{ kPa} \\ d\sigma'_{v32} = 100 \text{ kPa} & ; \quad d\sigma'_{h32} = 0 \text{ kPa} \\ d\sigma'_{v43} = 0 \text{ kPa} & ; \quad d\sigma'_{h43} = 100 \text{ kPa} \end{array}$$

Applicando i nuovi invarianti si ottiene:

$$\begin{array}{ll} t'_1 = 0 \text{ kPa} & ; \quad s'_1 = 0 \text{ kPa} \\ t'_2 = 0 \text{ kPa} & ; \quad s'_2 = 100 \text{ kPa} \\ t'_3 = 50 \text{ kPa} & ; \quad s'_3 = 150 \text{ kPa} \\ t'_4 = 0 \text{ kPa} & ; \quad s'_4 = 200 \text{ kPa} \end{array}$$

che differenziati forniscono:

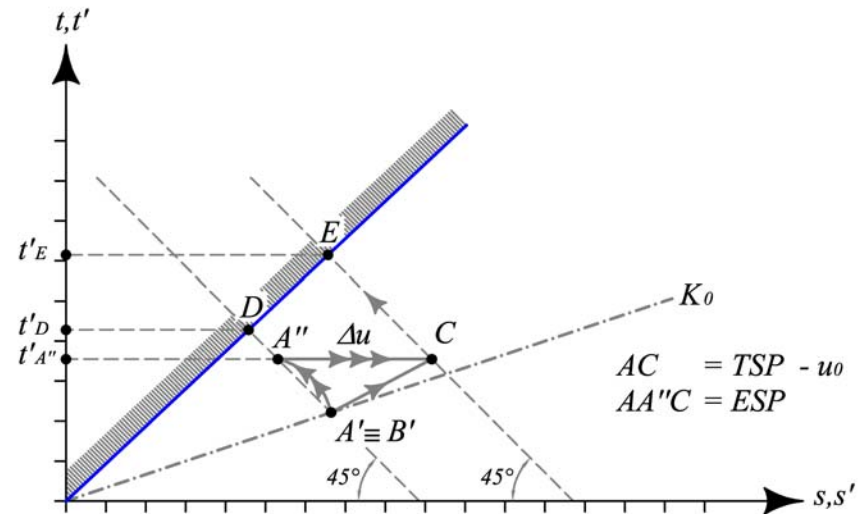
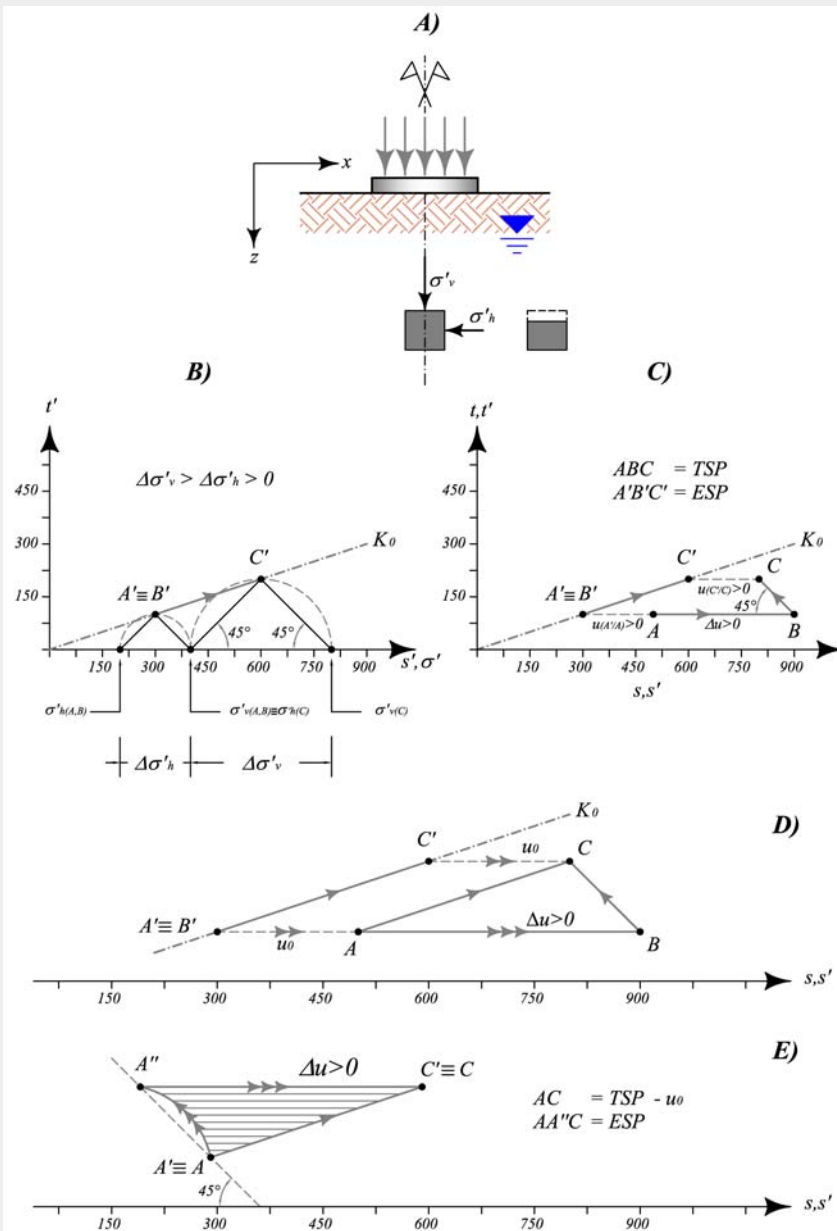
$$\begin{array}{ll} dt'_{21} = 0 \text{ kPa} & ; \quad ds'_{21} = 100 \text{ kPa} \\ dt'_{21}/ds'_{21} = 0 & \Rightarrow 0^\circ \\ dt'_{32} = 50 \text{ kPa} & ; \quad ds'_{32} = 50 \text{ kPa} \\ dt'_{32}/ds'_{32} = 1 & \Rightarrow +45^\circ \\ dt'_{43} = -50 \text{ kPa} & ; \quad ds'_{43} = 50 \text{ kPa} \\ dt'_{43}/ds'_{43} = -1 & \Rightarrow -45^\circ \end{array}$$



STRESS-PATH DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Stress-path di tipo compressione per carico.

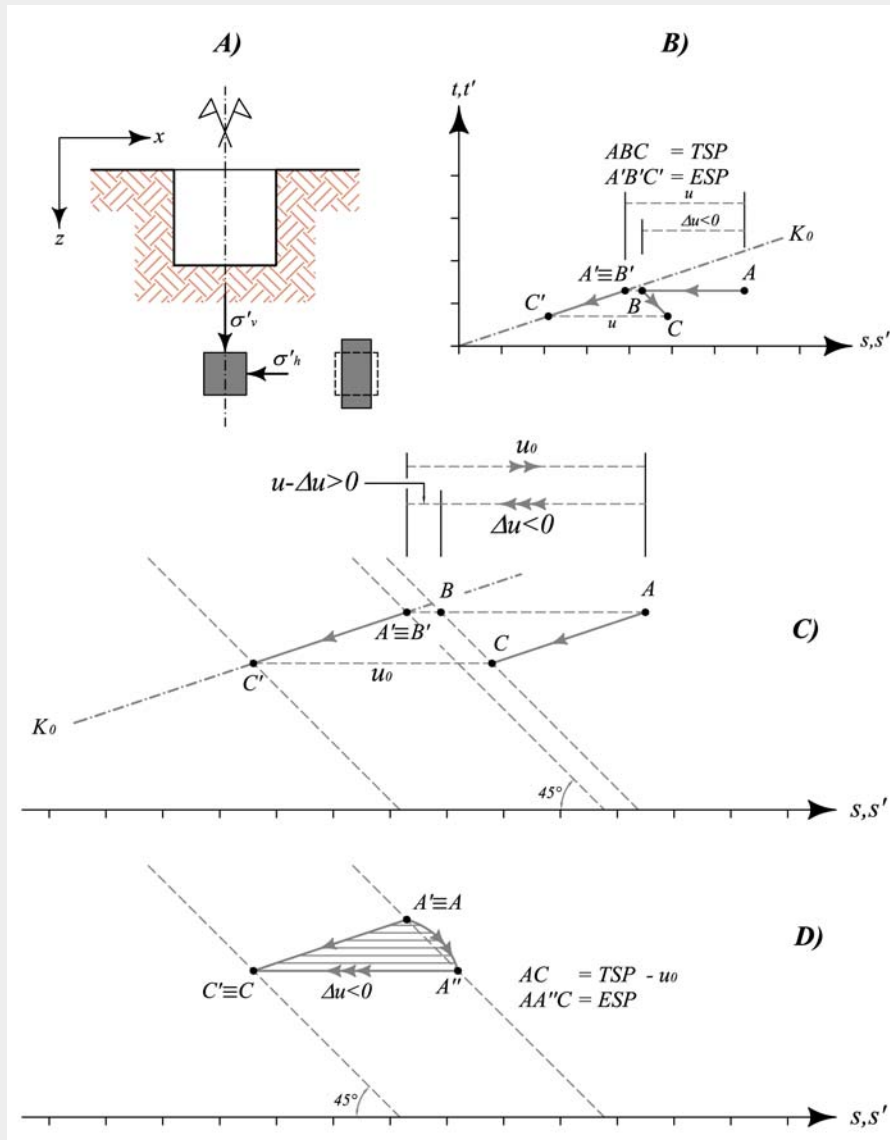
Punto	σ_v (kPa)	U (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)	t (kPa)	s (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)
A A'	600	200	400	200	400	100	500	100	300
B B'	1000	600	400	200	800	100	900	100	300
C C'	1000	200	800	400	600	200	800	200	600



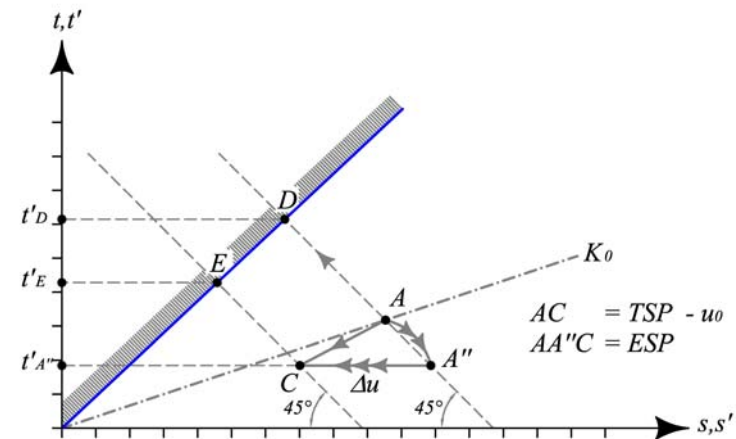
Dall'analisi dello stress-path si deduce che le condizioni di criticità per le fondazioni superficiali corrispondono al breve termine: $F_{s1} = t'_D / t'_{A''} > 1$; $F_{s2} = t'_E / t'_D$; $F_{s2} > F_{s1}$.

Quindi **verifiche agli SLU in condizioni non drenate**, ovvero in funzione della coesione non drenata ed in termini di tensioni totali.

STRESS-PATH DEGLI SCAVI



Stress-path di tipo estensione per scarico.



Il coefficiente di sicurezza relativo alle condizioni iniziali è: $F_{s1} = t'_D / t'_{A''} \gg 1$.

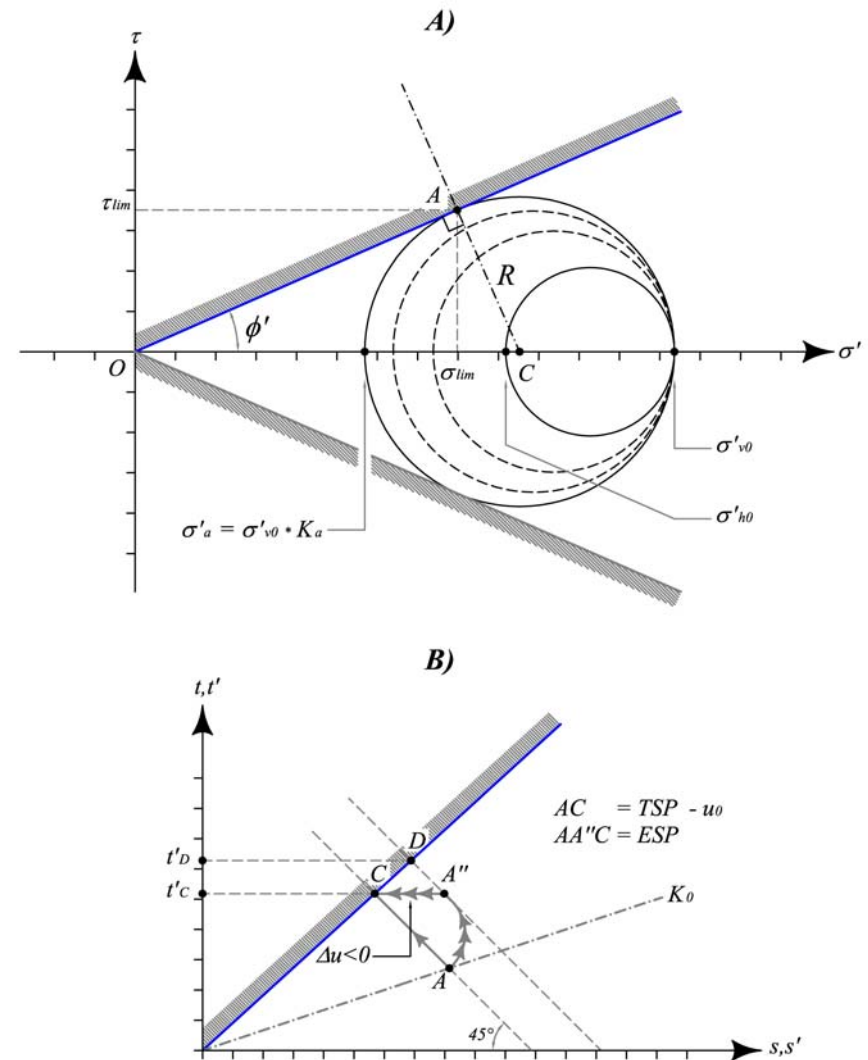
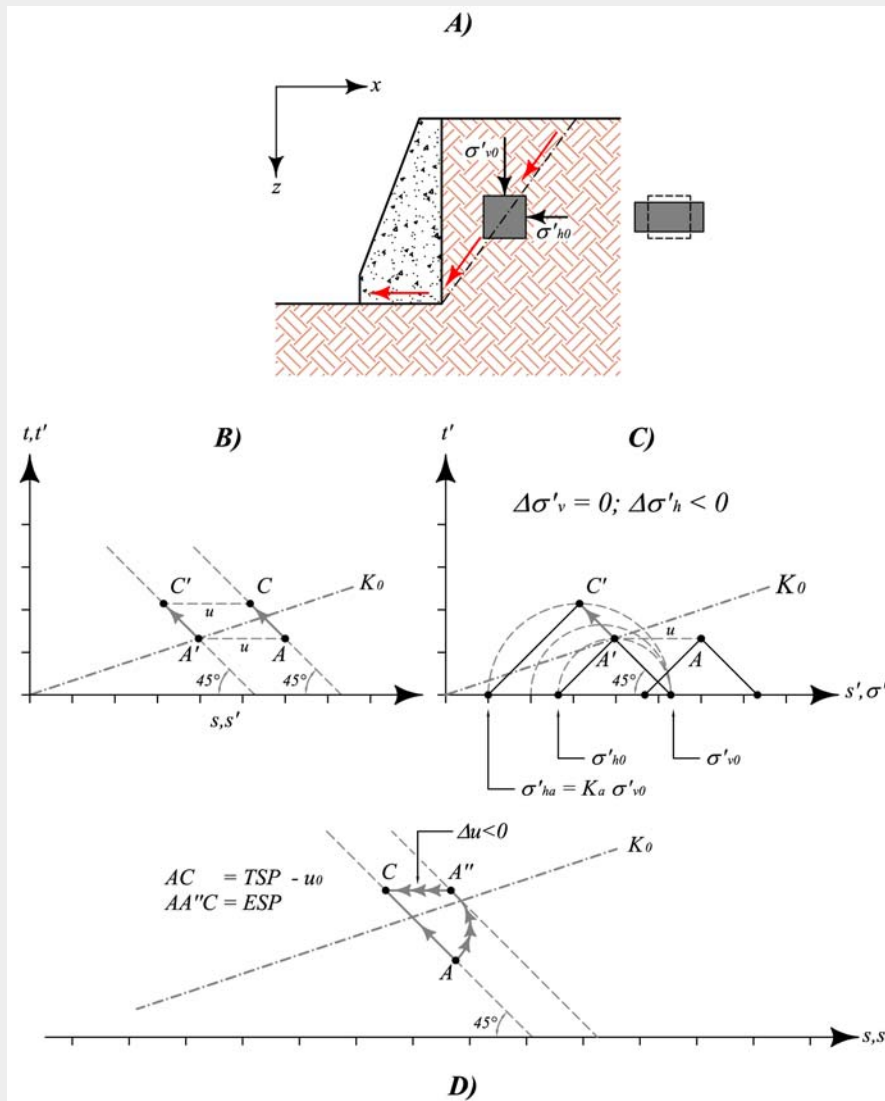
Il passaggio verso condizioni finali comporta: $F_{s2} = t'_E / t'_D < 1$

Ossia: $F_{s2} < F_{s1}$.

Quindi **verifiche agli SLU in condizioni drenate**, ovvero in termini di c' , Φ' ed in termini di tensioni efficaci.

STRESS-PATH DEI MURI DI SOSTEGNO

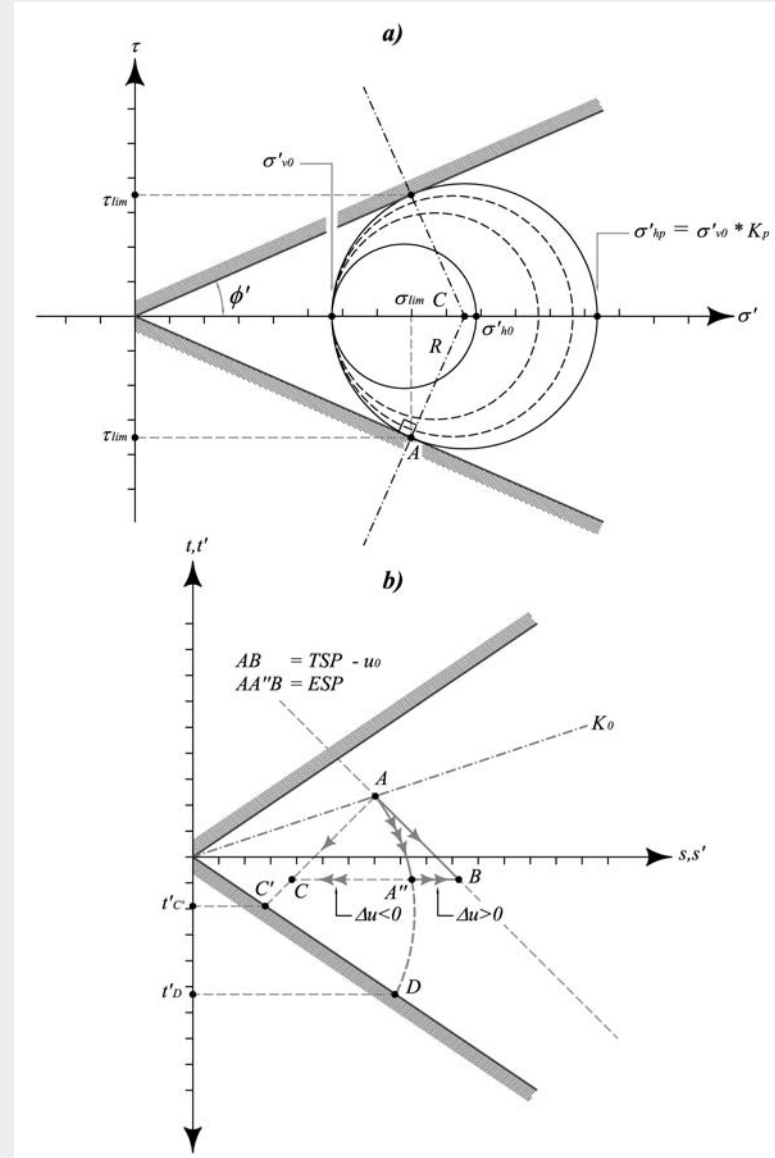
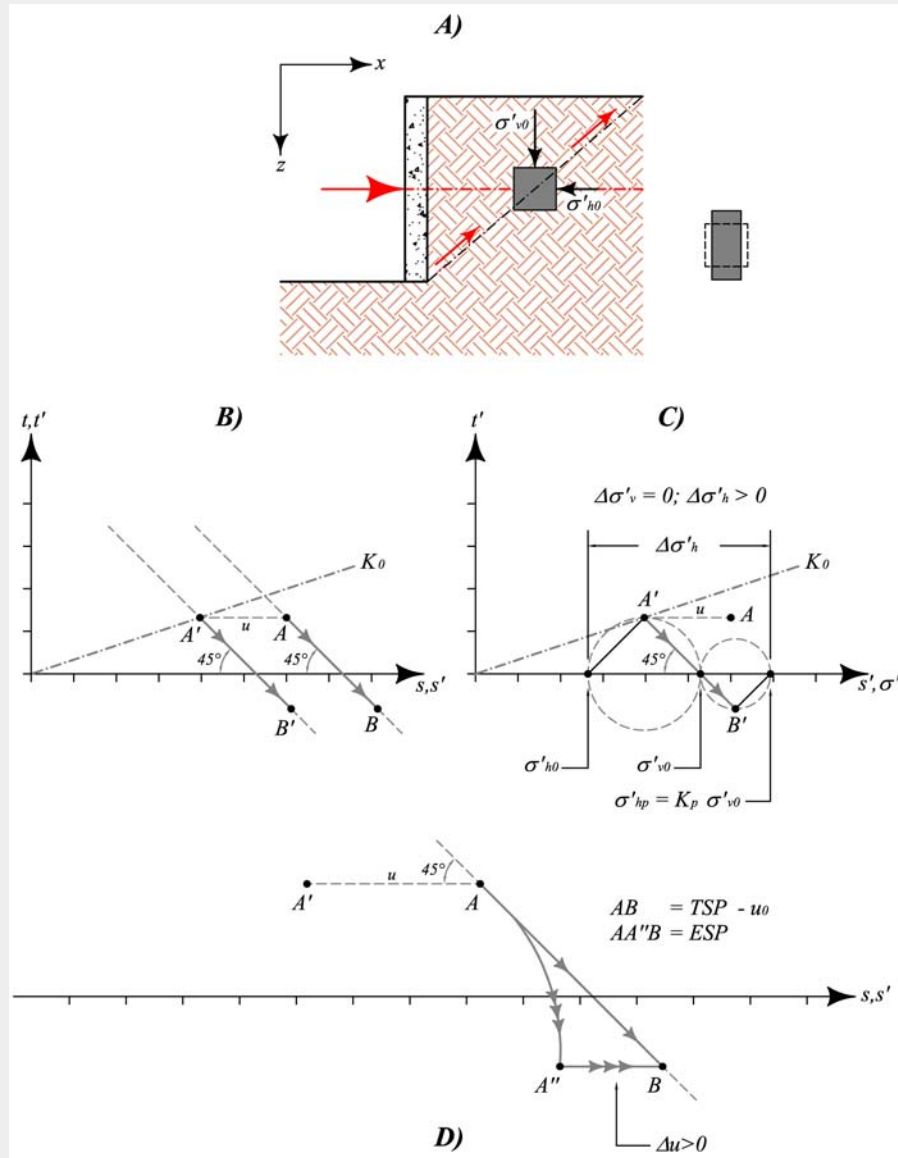
Stress-path di tipo compressione per scarico



Condizioni di criticità corrispondenti al lungo termine → **verifiche agli SLU in condizioni drenate.**
Ricordarsi che le fondazioni vanno analizzate sempre in condizioni non drenate!

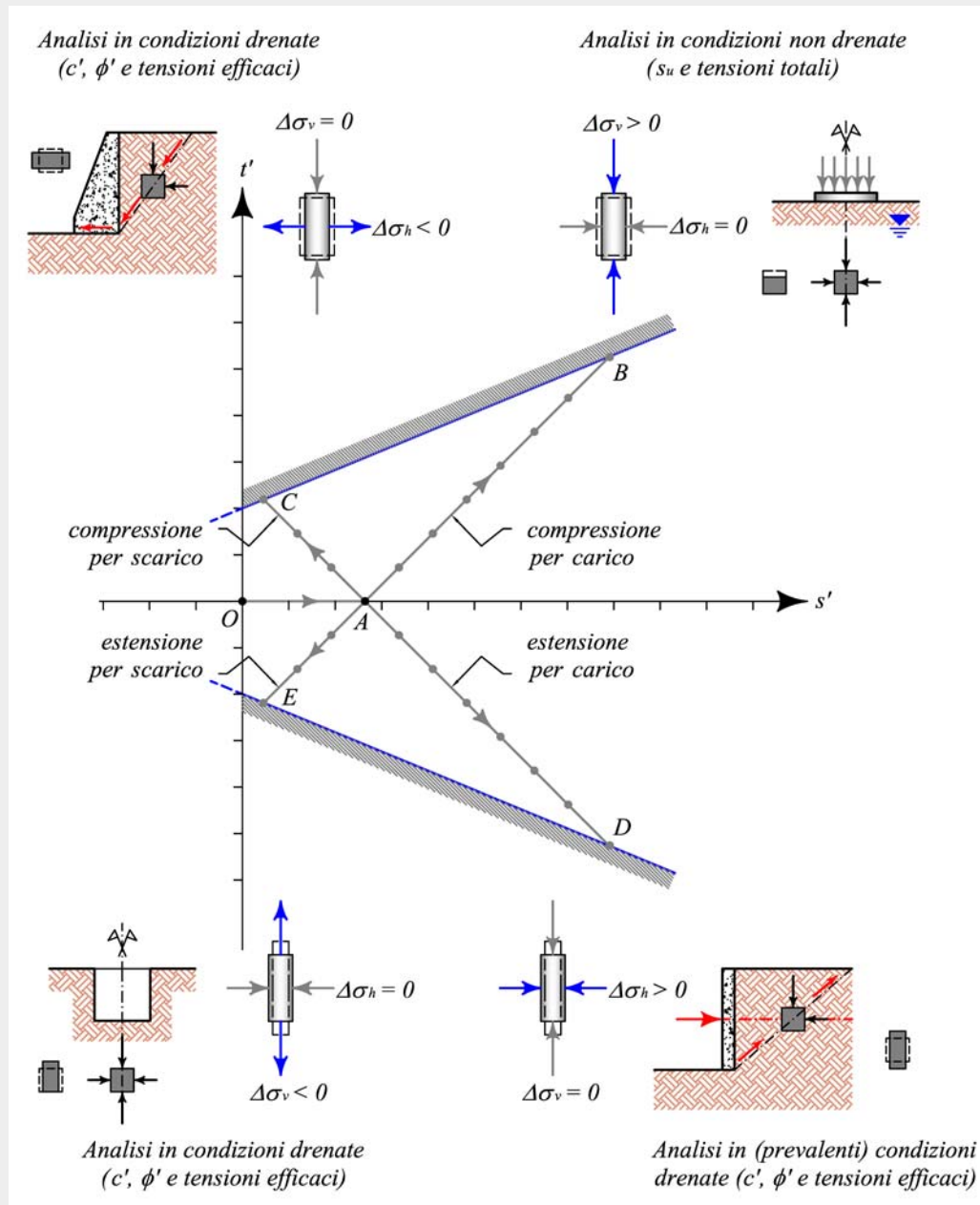
STRESS-PATH DELLE PARATIE

Stress-path di tipo estensione per carico



Verifiche agli SLU in condizioni non drenate e drenate!

RIEPILOGO DEGLI STRESS-PATH



Fondazioni dirette:

- 1) stress-path di tipo compressione per carico
- 2) verifiche agli SLU in condizioni non drenate;
- 3) tipo di prove in laboratorio: ELL, TRX-CIU, TRX-UU.

Fronti di scavo:

- 1) stress-path di tipo estensione per scarico;
- 2) verifiche agli SLU in condizioni drenate;
- 3) tipo di prove di laboratorio: TD, TRX-CID.

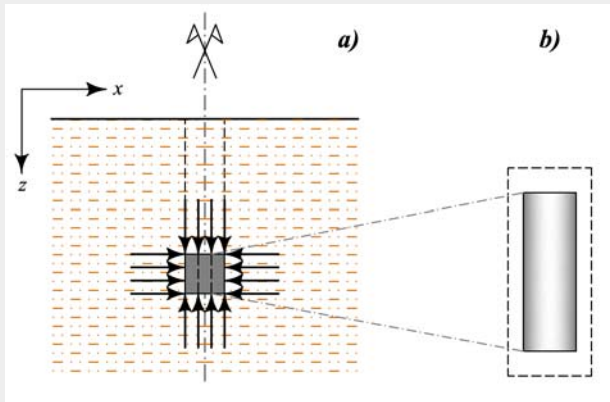
Muri di sostegno:

- 1) stress-path di tipo compressione per scarico;
- 2) verifiche agli SLU in condizioni drenate;
- 3) tipo di prove di laboratorio: TD, TRX-CID.

Paratie e diaframmi:

- 1) stress-path di tipo estensione per carico;
- 2) verifiche agli SLU in condizioni non drenate e drenate;
- 3) tipo di prove di laboratorio; ELL, TRX-CIU, TRX-UU, TD, TRX-CID.

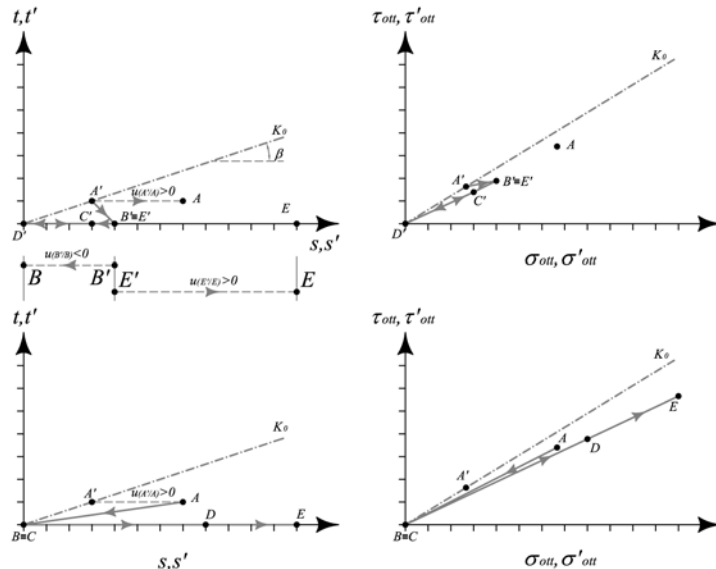
STRESS-PATH DEL CAMPIONAMENTO



Il terreno è normalmente soggetto ad uno stato tensionale geostatico derivante dall'azione del solo peso proprio, con gli sforzi efficaci, verticali ed orizzontali, che seguono una legge di tipo K_0 .

Il campionamento di un terreno impone l'annullamento delle tensioni di confinamento a seguito del quale il provino sviluppa deformazioni per dilatazione; in altre parole il campionamento conduce all'annullamento delle proprietà intrinseche che devono essere recuperate in laboratorio prima dell'esecuzione di qualunque prova sperimentale.

$A-A'$ = stato tensionale geostatico
 $B-B'$ = stato tensionale dopo il campionamento
 $C-C'$ = stato tensionale per parziale perdita di "u"
 $D-D'$ = stato tensionale per saturazione in cella TRX
 $E-E'$ = stato tensionale per consolidazione isotropa in cella TRX



$A'-B'-C'-D'-E'$ = stress-path espresso in tensioni efficaci
 $A-B-C-D-E$ = stress-path espresso in tensioni totali

Lo scarico tensionale prodotto dal campionamento si traduce nell'annullamento degli sforzi totali; contestualmente, trattandosi di un fenomeno in condizioni non drenate, devono svilupparsi sovrappressioni interstiziali negative che modificano drasticamente il campo delle tensioni efficaci:

$$v = v - (-u) = 0 + u = u \quad ; \quad \sigma_h = \sigma_h - (-u) = 0 + u = u$$

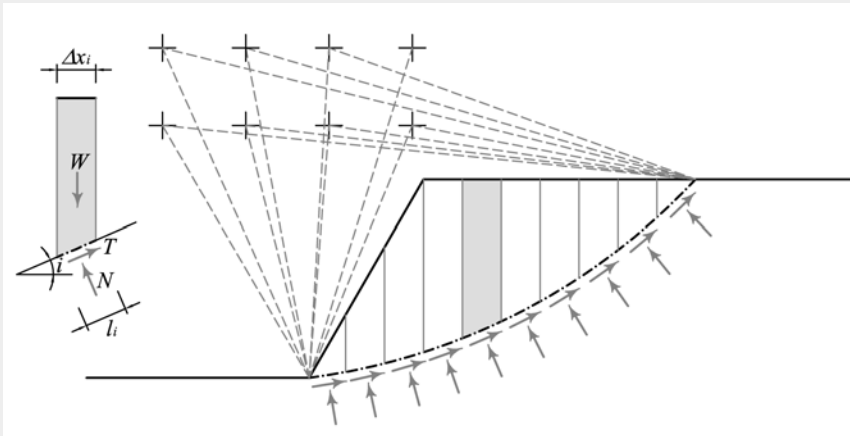
Successivamente possono verificarsi perdite parziali di pressione interstiziale per manipolazione del provino.

La fase di ricostituzione in laboratorio, nelle celle triassiali, richiede la preliminare saturazione del provino seguita dall'applicazione di una pressione di cella.

In definitiva, lo stato tensionale geostatico efficace, anisotropo per $\sigma'_v > \sigma'_h$, a seguito del campionamento e ricostituzione in laboratorio diventa di tipo isotropo:

$$v = \sigma_h \quad ; \quad \sigma_h / \sigma_v = 1$$

SLU per FRONTI DI SCAVO



Le analisi agli SLU possono essere svolte con i metodi dell'equilibrio limite, che confronta le azioni agenti sulla superficie di scivolamento con le resistenze. Occorre poi considerare che, al fine di individuare la superficie più critica è necessario svolgere una gran modo di analisi, tale da necessitare di software di calcolo.

Le analisi sono del solo tipo GEO secondo la combinazione: **$A_2 + M_2 + R_2$** .

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \frac{\sum [c'_{car} \cdot l_i + N_i \cdot \tan \phi'_{car}]}{\sum T_i}$$

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \frac{\sum [c'_{car} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos i) \cdot \tan \phi'_{car}]}{\sum (W_i \cdot \sin i)}$$

A titolo di esempio l' **analisi in condizioni drenate** può essere svolta con il metodo di Fellenius, suddividendo la massa in collasso in un numero finito di conci alla cui base agiscono forze normali (N) e di taglio (T).

I parametri geotecnici devono essere ridotti secondo la tabella 6.2.II e la resistenza secondo la tabella 6.4.I che, trattandosi di un problema di scorrimento, diventa $\gamma_R = 1,1$.

$$F = \frac{N \cdot s_u}{\gamma_t \cdot H}$$

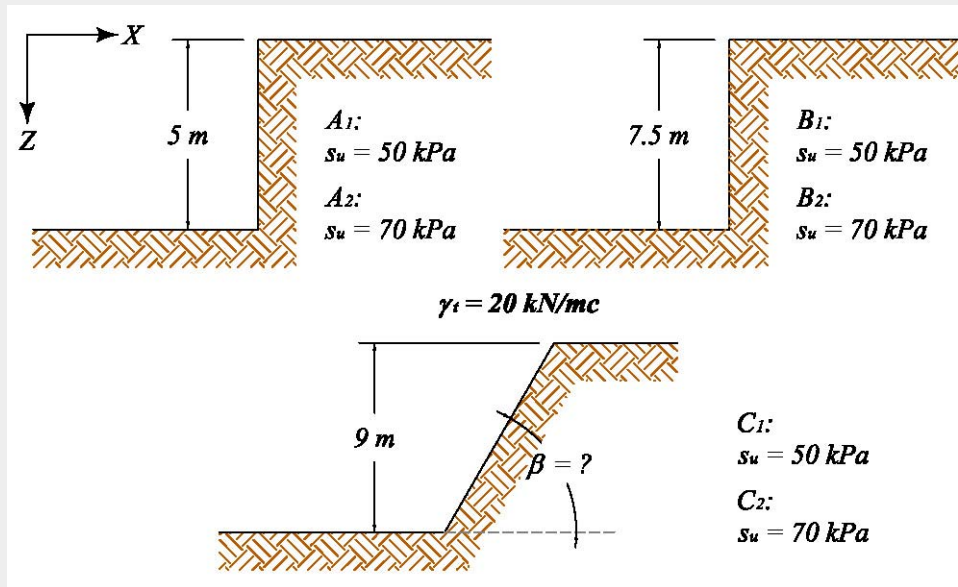
$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1}{\gamma_R} \left(\frac{N}{\gamma_t \cdot H} \cdot \frac{s_u}{\gamma_{s_u}} \right) = \frac{1}{1,1} \left(\frac{N}{\gamma_t \cdot H} \cdot \frac{s_u}{1,4} \right)$$

L' **analisi in condizioni non drenate** a sua volta può essere svolta con il metodo di Taylor.

Anche in questo caso i parametri geotecnici sono ridotti secondo la tabella 6.2.II ponendo infine $\gamma_R = 1,1$.

NOTA: il rapporto R_d/E_d assume la stessa valenza del coefficiente di sicurezza del DM 11.03.1988. Non varia dunque il metodo di calcolo con gli SLU; cambia solo l'approccio ora di tipo probabilistico.

SLU per FRONTI DI SCAVO: ESERCIZIO



In un cantiere occorre eseguire uno scavo di sbancamento necessario per la realizzazione del piano interrato.

Esercizio 1:

Calcolare il rapporto R_d/E_d al variare dell'altezza della scarpata e della resistenza al taglio in condizioni non drenate.

Esercizio 2:

Determinare qual è angolo di sicurezza del fronte di scavo al variare di s_u .

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

$$F = \frac{R_d}{E_d} = \frac{N \cdot s_u}{\gamma_t \cdot H}$$

N beta
(°)

3,85	90
4,34	80
4,82	70
5,37	60
5,79	50
6,47	40
7	30
7,9	20

SLU per FRONTI DI SCAVO: ESEMPI DI FRONTI DI SCAVO



Esempi di fronti di scavo stabili realizzati per l'ammodernamento della SS 150 nel tratto Montorio al Vomano – Villa Vomano.

La foto in alto a sinistra è stata scattata a fine scavo e mostra solo un problema localizzato dovuto ad un'emergenza idrica, stante l'assenza di una falda lateralmente continua e la presenza di linee preferenziali di drenaggio.

Altezza scavo: 9 metri; oggi ancora stabile.



La foto in basso a sinistra corrisponde invece a fine lavori. A distanza di circa due anni ha manifestato problemi di stabilità, non essendo state eseguite le opere di protezione naturalistica previste dal geologo (geostuoia ancorata con picchetti, talee arbustive e idrosemina a spessore).

Altezza scavo: 13 metri, oggi stabile dopo la riprofilatura e l'inerbimento naturale.

SLU per FRONTI DI SCAVO: ESEMPI DI FRONTI DI SCAVO



SLU per FRONTI DI SCAVO: ESEMPI DI FRONTI DI SCAVO



SLU per FRONTI DI SCAVO

condizioni non drenate

$$H_c = \frac{N}{\gamma_t} \cdot \frac{s_u}{\gamma_{s_u}} = \frac{N}{\gamma_t} \cdot \frac{s_u}{1.4}$$

$$H_{c,R} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \frac{N}{\gamma_t} \cdot \frac{s_u}{\gamma_{s_u}} = \frac{1}{1.1} \cdot \frac{N}{\gamma_t} \cdot \frac{s_u}{1.4}$$

$$H_c = \frac{2.67c'}{\gamma_t} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$H_{c,R} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \frac{2.67}{\gamma_t} \cdot \frac{c'}{\gamma_{c'}} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2\gamma_{\phi'}}\right)$$

$$H_{c,R} = \frac{1}{1.1} \cdot \frac{2.67}{\gamma_t} \cdot \frac{c'}{1.25} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2.5}\right)$$

condizioni drenate

I fronti di scavo verticali manifestano un'altezza critica sia in condizioni non drenate che drenate.

Esempio di analisi in condizioni non drenate:

Parametri del terreno:

$$s_u = 50 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

Parametro adimensionale:

$$N = 3.85 \text{ (valido sempre per le scarpate verticali)}$$

Risultati:

$$H_c = 6.88 \text{ m}$$

$$H_{c,R} = 6.25 \text{ m}$$

Notare che in assenza dei coefficienti parziali l'altezza critica della scarpata sarebbe stata di 9.63 m, ovvero il 49% maggiore.

Esempio di analisi in condizioni drenate:

Parametri del terreno:

$$c' = 10 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

Risultati:

$$H_c = 2.22 \text{ m} - 4.44 \text{ m}$$

$$H_{c,R} = 1.45 \text{ m} - 2.9 \text{ m}$$

Domanda: è condizione necessaria e sufficiente determinare l'altezza critica di un fronte di scavo?

SLU per FRONTI DI SCAVO: ESERCIZIO

Esercizio:

Occorre realizzare uno scavo per la costruzione di una strada in trincea; qual è l'altezza critica della scarpata supposta dapprima verticale e poi inclinata con un angolo di 30° rispetto alla verticale?

Eeguire i calcoli in condizioni non drenate e drenate, al variare del peso di volume del terreno.

Parametri del terreno:

$$s_u = 60 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 26^\circ$$

$$H_c = \frac{N}{\gamma_t} \cdot s_u$$

$$H_c = \frac{2.67c'}{\gamma_t} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$$

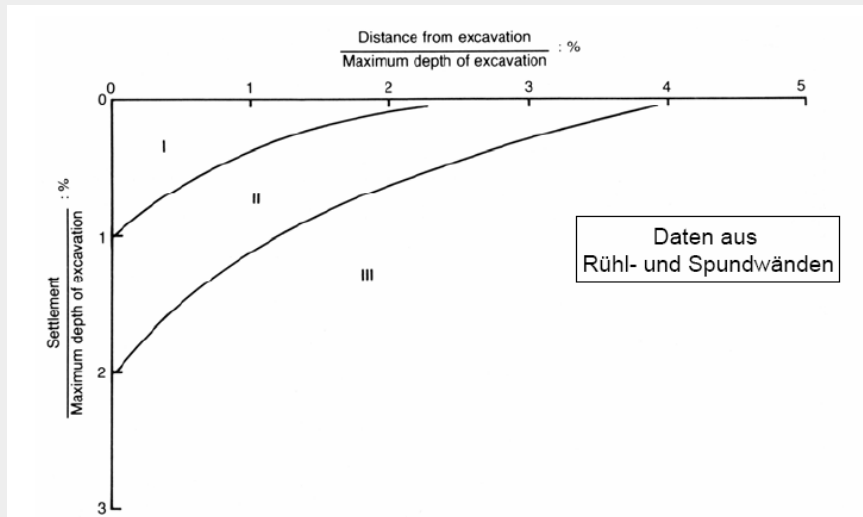
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

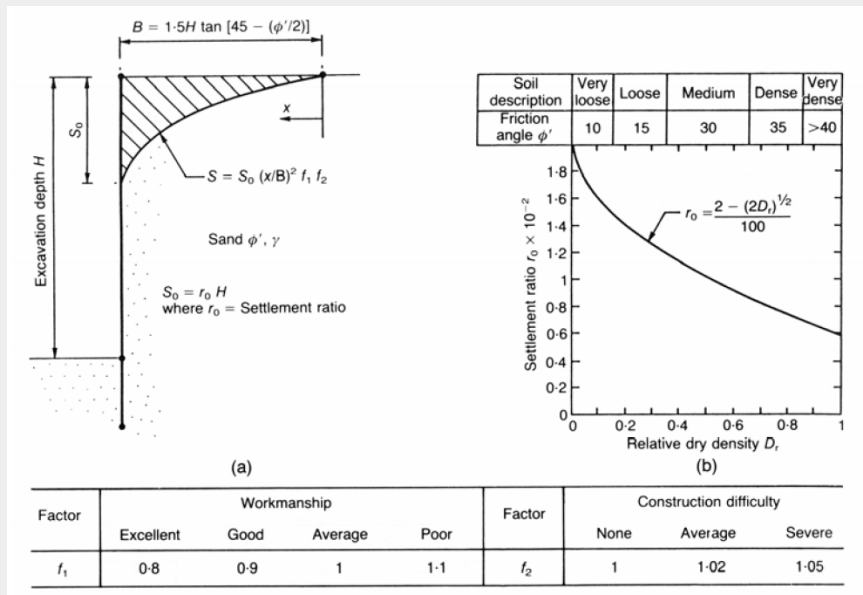
N	beta (°)
3,85	90
4,34	80
4,82	70
5,37	60
5,79	50
6,47	40
7	30
7,9	20

SLE per FRONTI DI SCAVO

Schema di Peck



Modello di Bauer



Lo **schema di analisi di Peck** prevede tre zone:

- 1) la zona I relativa alle sabbie ed argille di elevata consistenza;
- 2) le zone II e III pertinenti invece alle argille di media e bassa consistenza. I cedimenti variano dall' 1% al 2% di H e si estinguono da 2H fino 4H dal ciglio dello scavo.

Il **modello di Bauer**, per le sole sabbie, prevede:

- a) la determinazione della densità relativa e dell'angolo di resistenza al taglio mediante correlazioni empiriche relative a prove penetrometriche;
- b) il calcolo del rapporto di cedimento (r_0);
- c) il calcolo del massimo cedimento (S_0);
- d) il calcolo della distanza di estinzione (B).

$$r_0 = \frac{2 - (2 \cdot D_r)^{1/2}}{100}$$

$$B = 1.5H \cdot \tan \left[45 - \left(\frac{\phi'}{2} \right) \right] \quad S_0 = r_0 \cdot H$$

Per altezze critiche della scarpata in condizioni non drenate e drenate di 6.24 m e 1.60 m, in presenza di argille NC (zona II) si ottiene:

$$s_{cd} = 2\% \times 6.24 = 0.12 \text{ m} \quad ; \quad D_{nd} = 4 \times 6.24 = 25 \text{ m}$$

$$s_d = 2\% \times 1.20 = 0.032 \text{ m} \quad ; \quad D_d = 4 \times 1.60 = 7.20 \text{ m}$$

FINE

*Tutte le figure sono protette dai diritti di copyright;
contattare gli autori per l'autorizzazione all'uso.*