

Ordine dei Geologi del Friuli Venezia – Giulia

**STABILITA' DEI PENDII IN
MATERIALI SCIOLTI**

24 aprile 2009

**CRITERI DI SCELTA DEI PARAMETRI
GEOTECNICI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN
CONDIZIONI STATICHE**

SCHEMA DELLA PRESENTAZIONE

- I terreni saturi
- Il modello di Coulomb
- Il modello esteso di Coulomb
- Condizioni drenate e non drenate
- I terreni non saturi

VALORI DI RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI SATURI

Terreni a grana grossa

- non drenate (sisma, impatti, ecc)
- Condizioni drenate → $c' = 0$ $\phi' = ?$ Valori di picco
 $\phi_{cs}' = ?$ Valori allo stato critico

Terreni a grana fine

- Condizioni non drenate → $C_u = \text{????}$ Picco o residuo.
- Condizioni drenate
- $c_p' = ?$ $\phi_p' = ?$ Valori di picco
- $c_{cs}' = ?$ $\phi_{cs}' = ?$ Valori allo stato critico
- $c_{res} = ?$ $\phi_{res}' = ?$ Valori residui

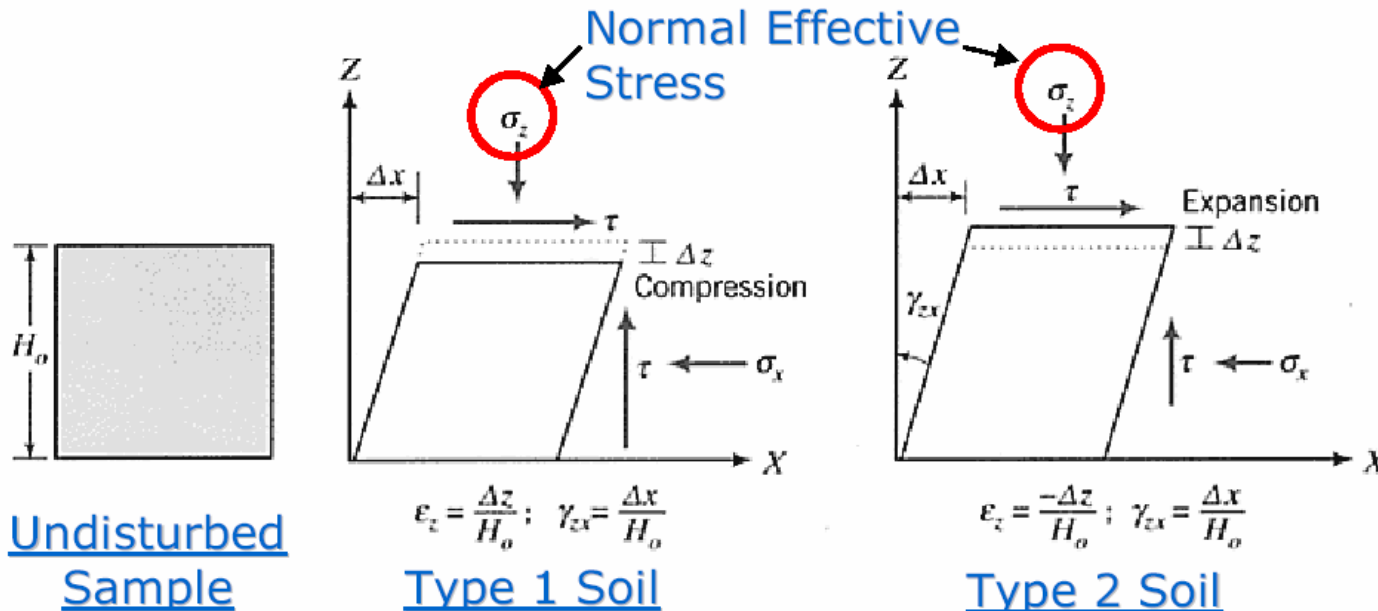
VALORI DI RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI SATURI

I valori di resistenza al taglio da introdurre nell'analisi di stabilità dipendono:

- dallo stato iniziale del terreno;**
- dalla deformazione o dallo scorrimento lungo la superficie di scivolamento;**
- dalla pressione di confinamento agente su di essa;**
- altri fattori: softening, cementazione, ecc.**

Deformazione a taglio del terreno

Comportamento di un campione indisturbato soggetto a taglio semplice



TERRENO TIPO 1: SABBIE SCIOLTE E ARGILLE SOFFICI

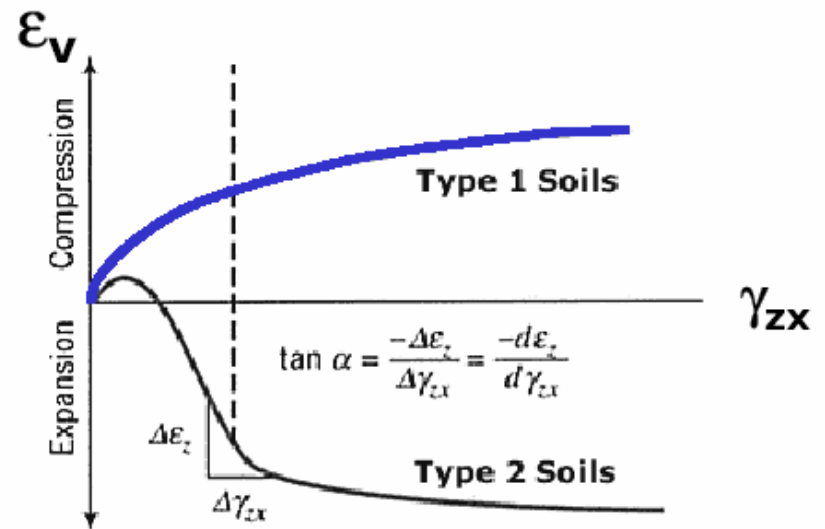
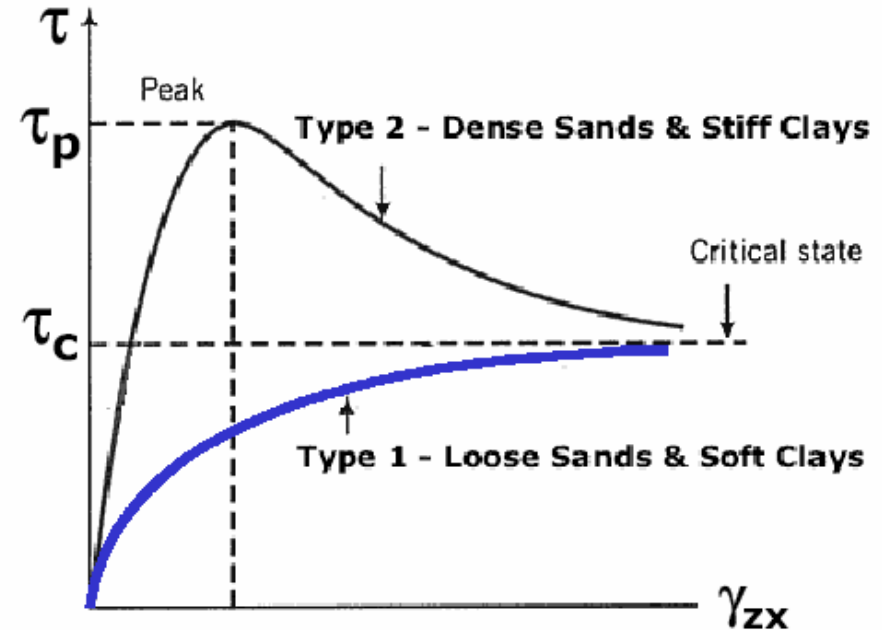
TERRENO TIPO 2: SABBIE DENSE E ARGILLE COMPATTE

Terreno tipo 1: argille NC e sabbie sciolte

Graduale aumento della resistenza al taglio al crescere della deformazione fino al raggiungimento di un valore costante: **valore di resistenza allo stato critico**.

L'aumento della resistenza di taglio è accompagnato da una variazione di volume **positiva-comportamento contraente** - fino al raggiungimento di un valore costante del volume.

Condizione di stato critico: Il terreno si deforma a volume costante senza variazione di resistenza.

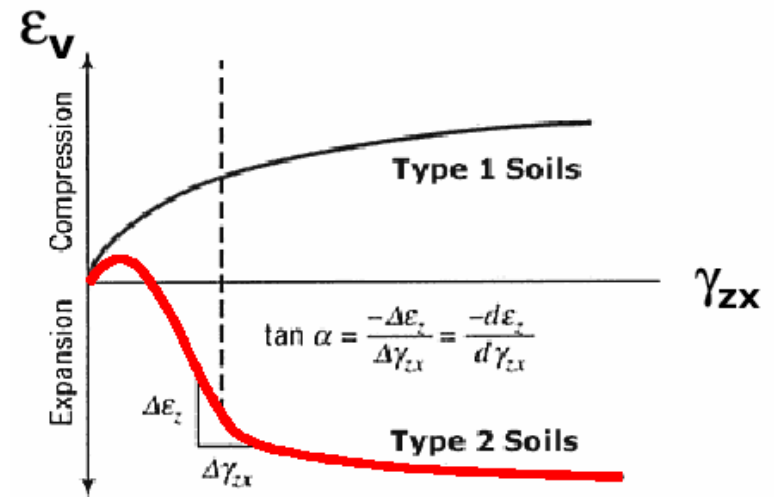
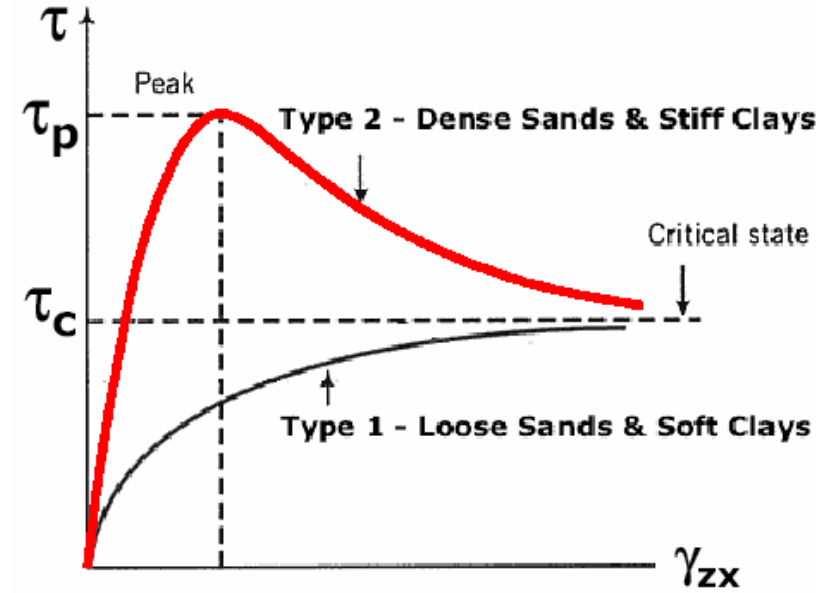


Terreno tipo 2: argille OC e sabbie dense

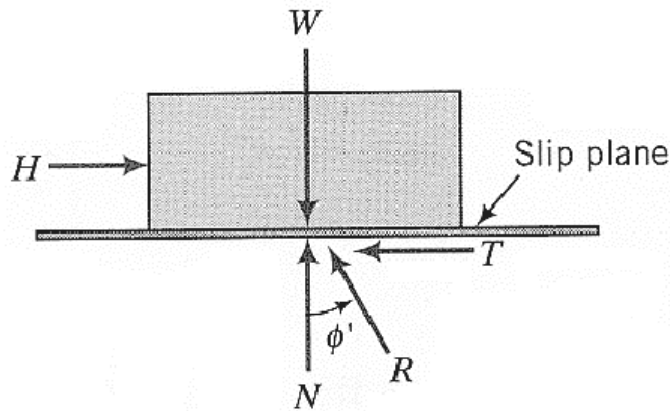
Rapido aumento della resistenza al taglio fino al raggiungimento di un valore di **picco** e quindi diminuzione al crescere della deformazione fino al raggiungimento del **valore di resistenza allo stato critico**.

L'aumento della resistenza di taglio è accompagnato da una variazione di volume inizialmente positiva e successivamente negativa - **comportamento dilatante**- fino al raggiungimento di un valore costante del volume.

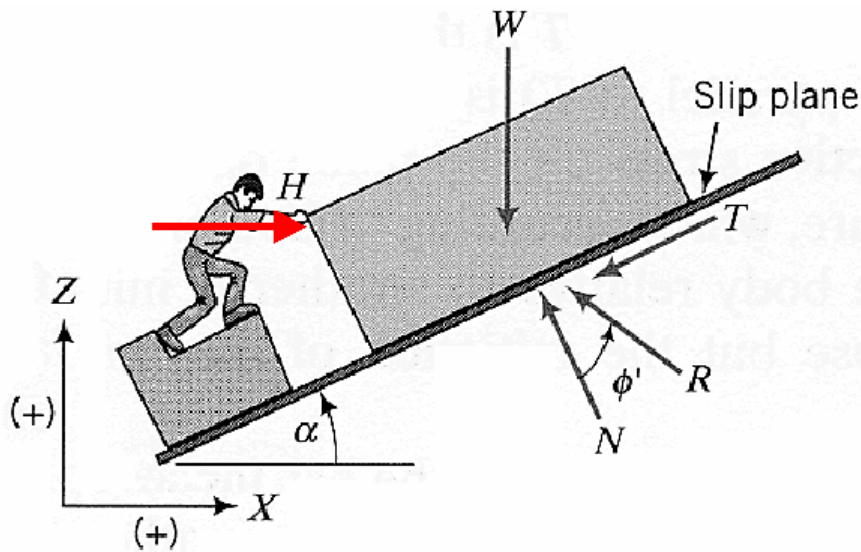
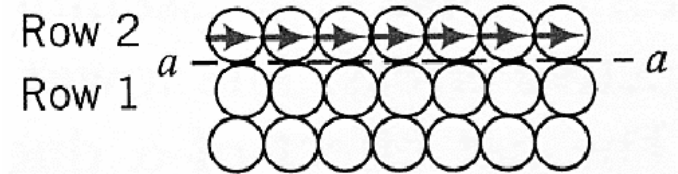
Condizione di stato critico: *Il terreno si deforma a volume costante senza variazione di resistenza.*



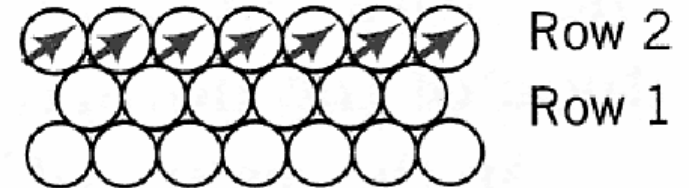
ANALOGIA MECCANICA



TERRENO 1



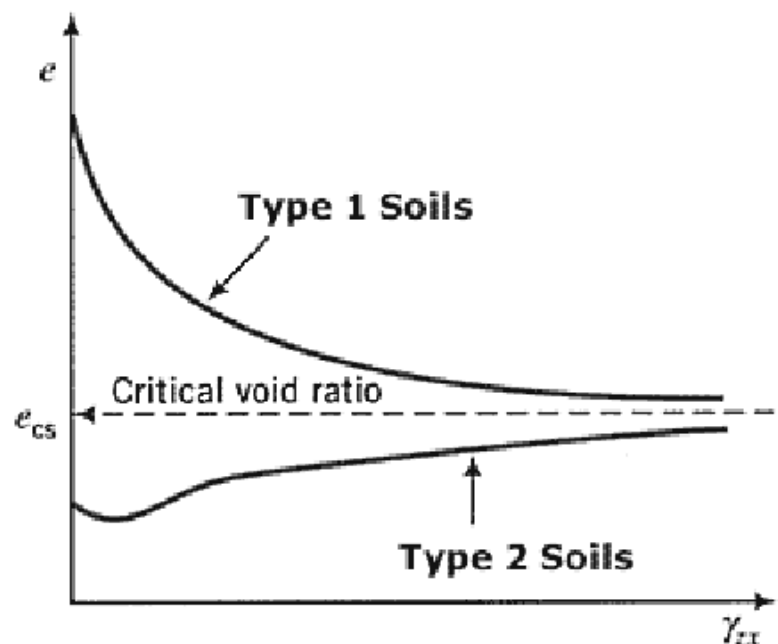
TERRENO 2



INDICE DEI VUOTI ALLO STATO CRITICO

I due tipi di terreno partono da valori diversi dell'indice dei vuoti, alti per terreni tipo 1 e minori per terreni tipo 2.

Durante la deformazione di taglio, il terreno 1 si contrae e quindi il suo indice dei vuoti diminuisce mentre per il terreno 2, dilatante, l'indice dei vuoti aumenta.



Per deformazioni molto rilevanti il volume di ambedue i suoli rimane costante e l'indice dei vuoti raggiunto viene indicato come **indice dei vuoti critico**

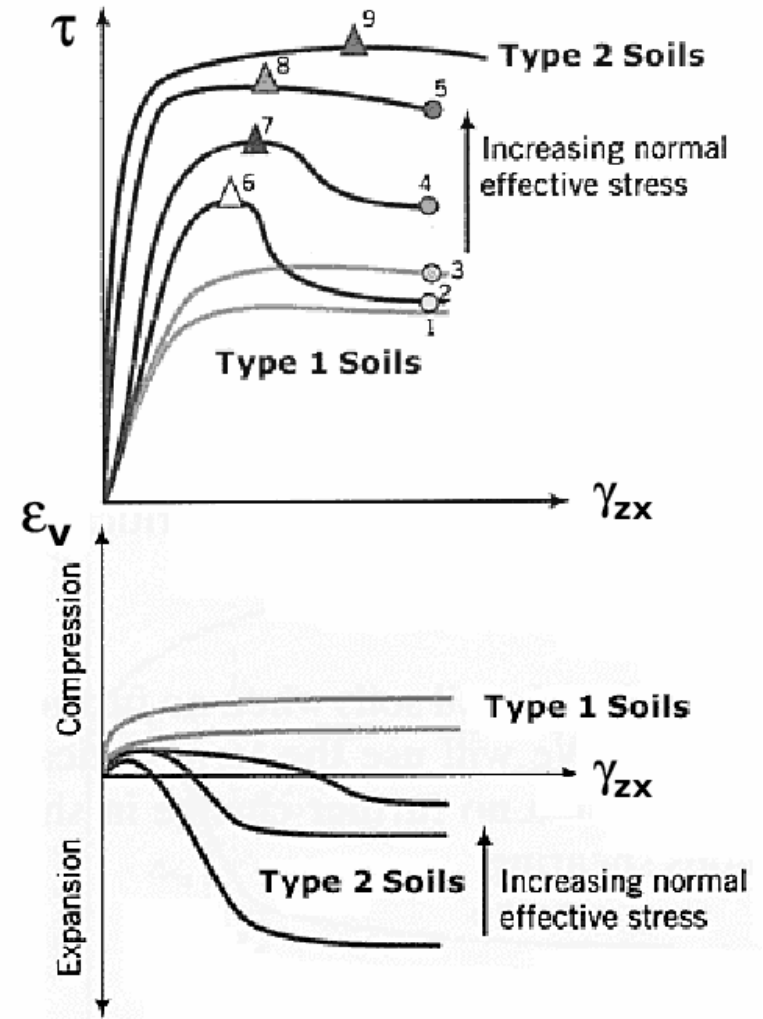
EFFETTO DELLA PRESSIONE DI CONFINAMENTO

Terreno tipo 1: argille NC

Terreno tipo 2: argilla OC

Per valori crescenti della pressione di confinamento, si osservano:

- valori più elevati dello stato di sforzo critico;
- valori più elevati della resistenza di picco;
- aumento della rigidezza
- valori minori dell'indice dei vuoti allo stato critico;
- **la tendenza alla dilatanza si riduce.**

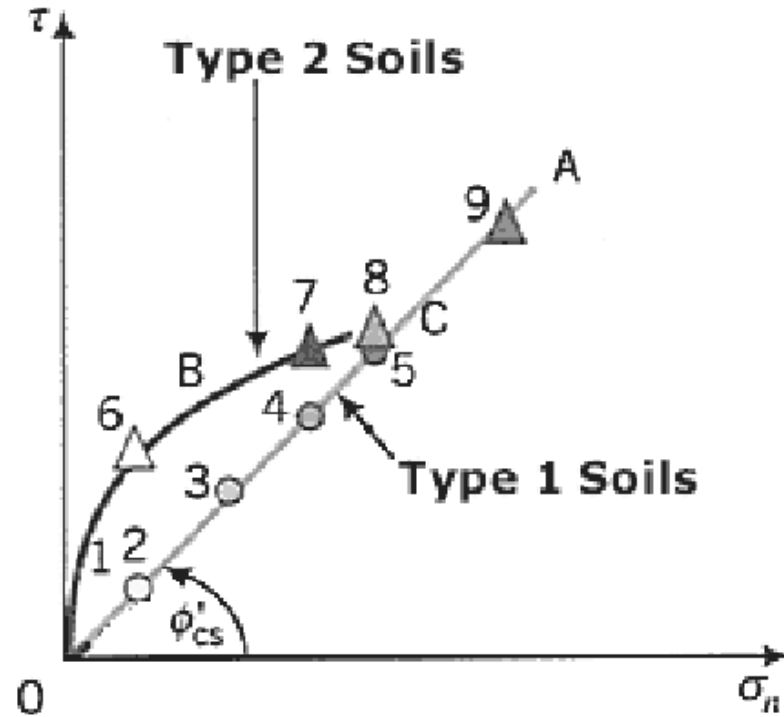


EFFETTO DELLA PRESSIONE DI CONFINAMENTO

Terreno tipo 1: argille NC

Terreno tipo 2: argilla OC

I valori di resistenza di picco e allo stato critico nel piano σ, τ si dispongono come in figura.



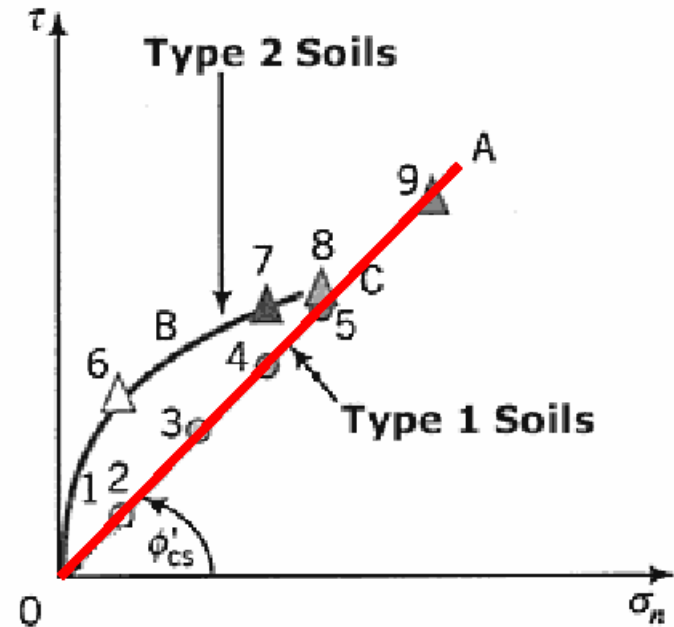
Per i terreni tipo 1, i valori di τ_f si dispongono su una **linea retta** passante per l'origine

Per i terreni di tipo 2 la resistenza al taglio allo stato critico coincide con quella dei terreni tipo 1 ma i valori di picco si dispongono **lungo una curva**.

LA LEGGE DELL'ATTRITO DI COULOMB

Se rappresentiamo la legge di Coulomb nel piano σ_n, τ otteniamo una linea OA che interpola i valori di τ per **il terreno tipo 1**

La linea OA rappresenta il piano di scivolamento, o piano di rottura, e la legge di Coulomb può essere utilizzata per rappresentare il **comportamento allo stato critico** del terreno.



$$\tau' = \sigma' \tan \phi'_{cs} = \text{resistenza al taglio allo stato critico}$$

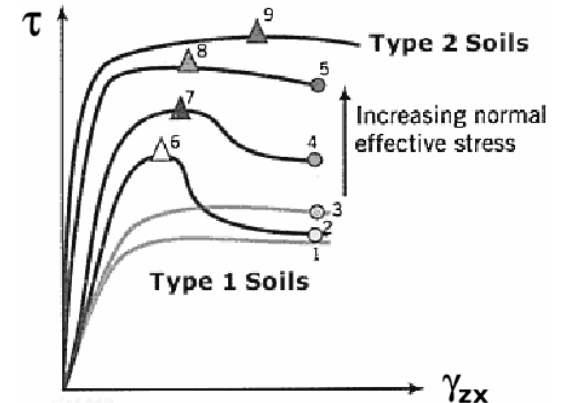
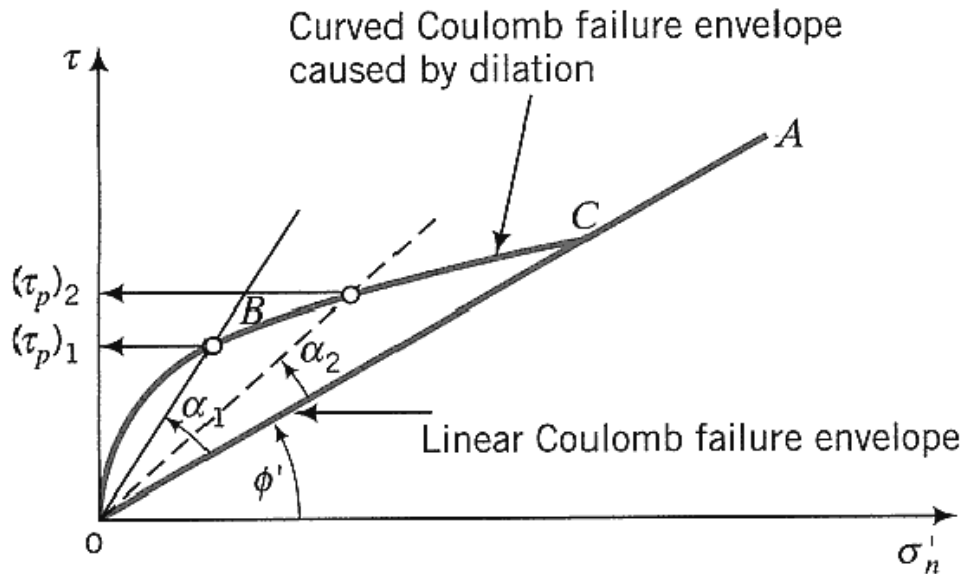
$$\phi' = \phi'_{cs} = \text{angolo d'attrito allo stato critico}$$

MODELLO ESTESO DELL'ATTRITO

$$\tau_f = (\sigma'_n)_f \tan(\varphi' + \alpha)$$

Il valore di α dipende dall'entità dello sforzo normale efficace σ'_n ;

La dilatazione dei terreni tipo 2 scompare per valori elevati di σ'_n ;



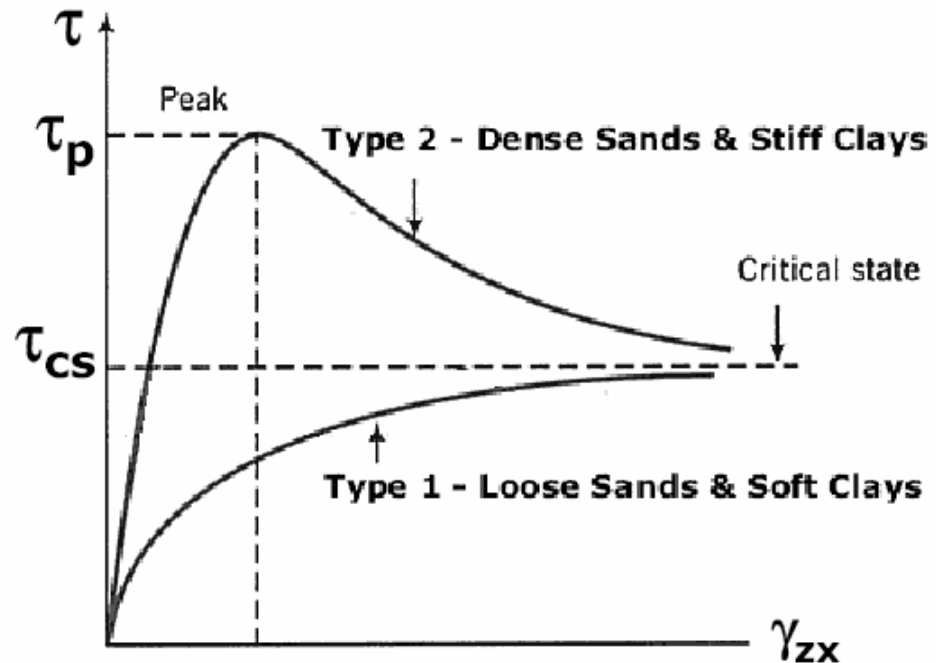
Per valori bassi della pressione di confinamento α assume valori alti e ciò dà luogo ad un involuppo curvo degli sforzi di taglio di picco, τ_p

RESISTENZA AL TAGLIO DI PICCO E ALLO STATO CRITICO

La resistenza al **taglio di picco**

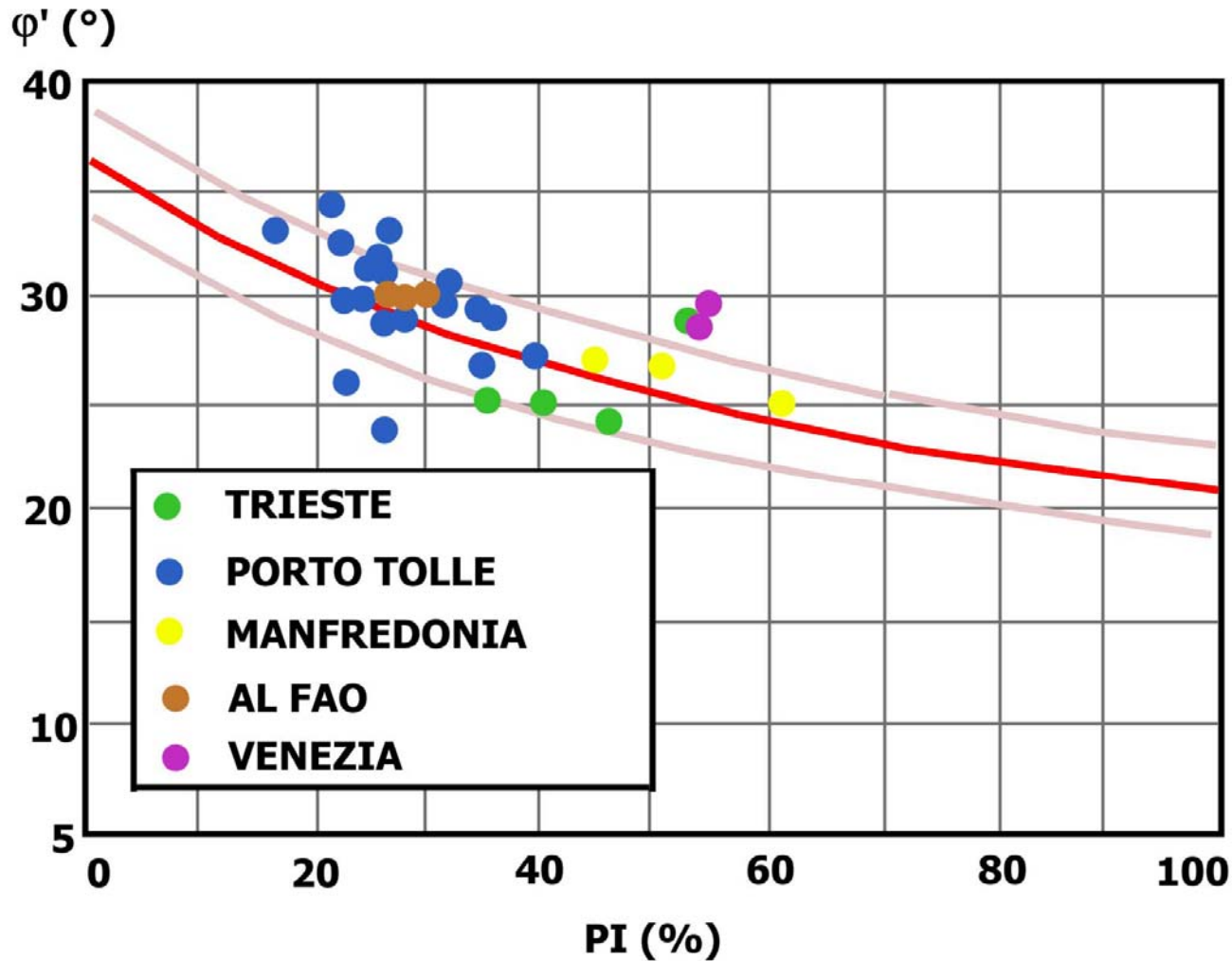
τ_p è lo sforzo di taglio massimo raggiunto per dilatazione

L'angolo di dilatanza al picco viene indicato con α



Lo sforzo di taglio raggiunto da tutti i suoli per deformazioni di taglio elevate (>10%) quando $\alpha = 0$ è la **resistenza allo stato critico** τ_{cs}

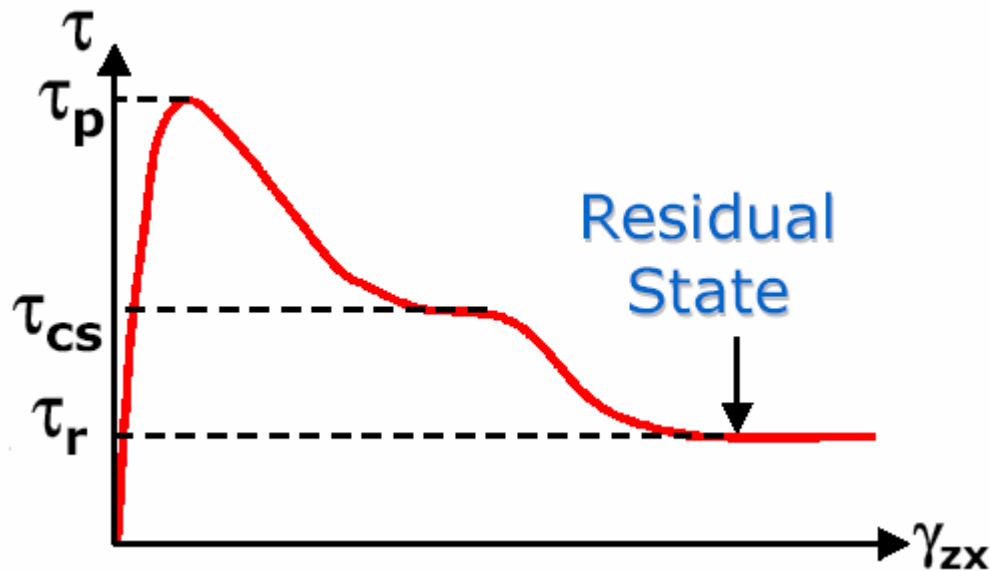
VALORI DELL'ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO PER ALCUNE ARGILLE ITALIANE



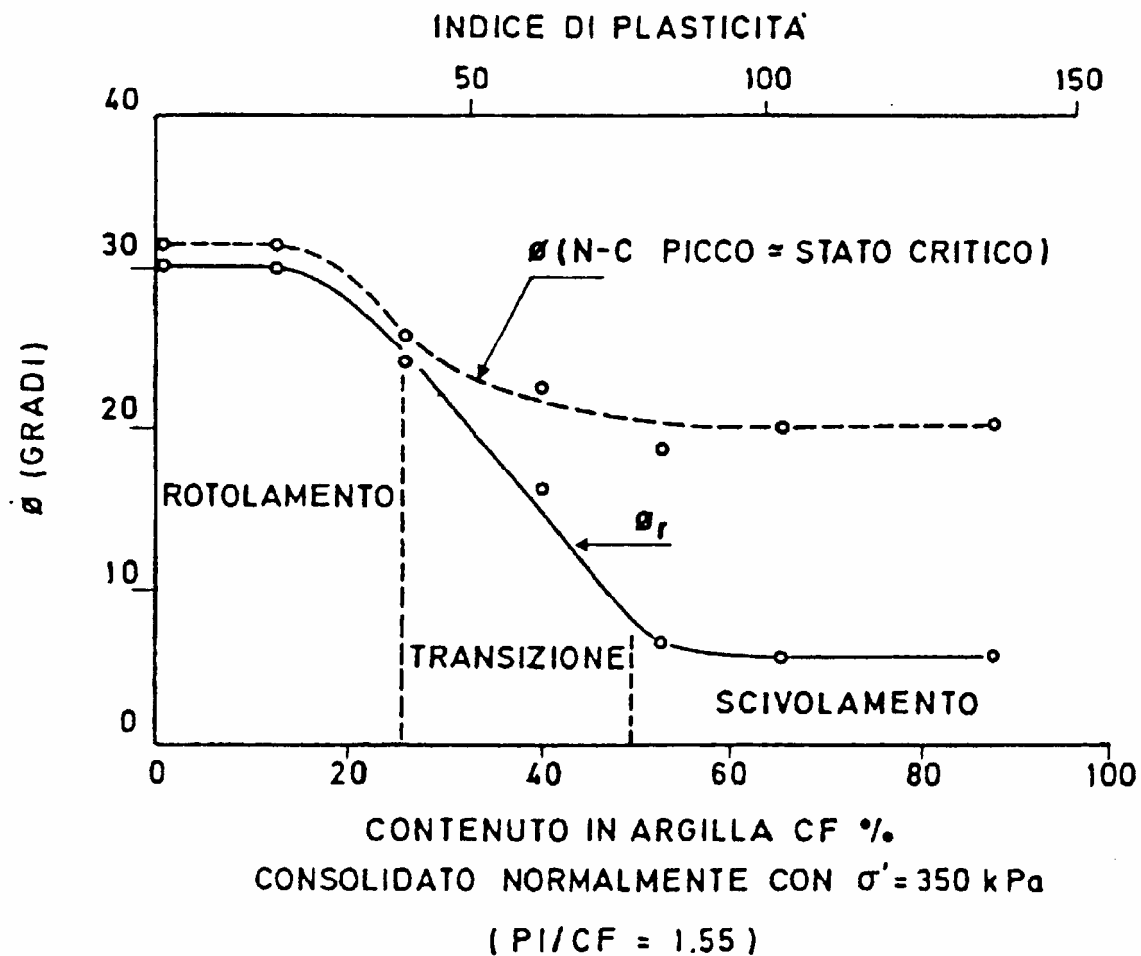
RESISTENZA AL TAGLIO RESIDUA

Se la deformazione per taglio raggiunge valori molto elevati (>50%) nei terreni argillosi molto plastici si osserva una riduzione della resistenza al di sotto del valore allo stato critico.

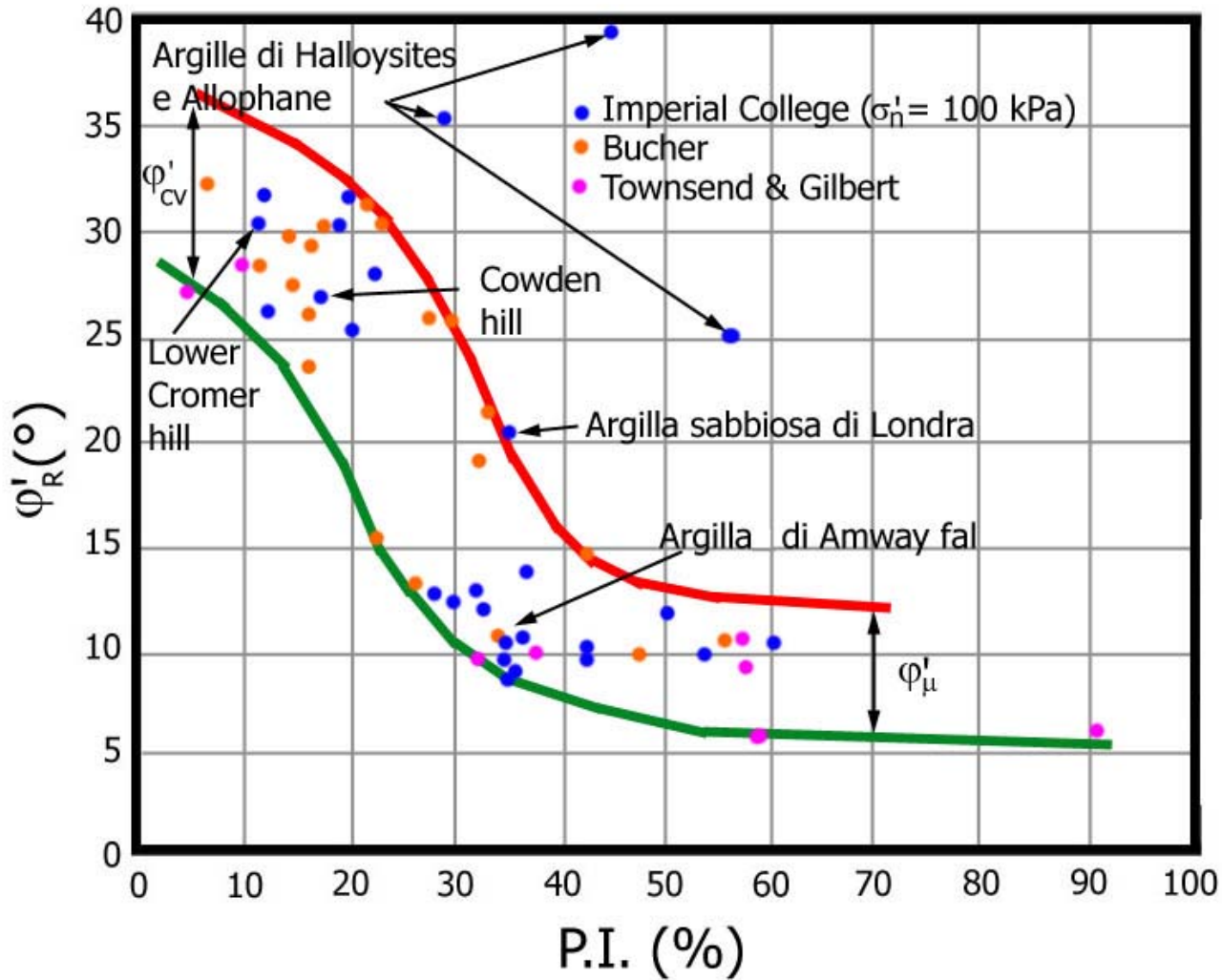
Questa resistenza viene chiamata **resistenza residua di taglio τ_r**



Dipendenza della resistenza residua dal contenuto in argilla ($\% < 2\mu\text{m}$)

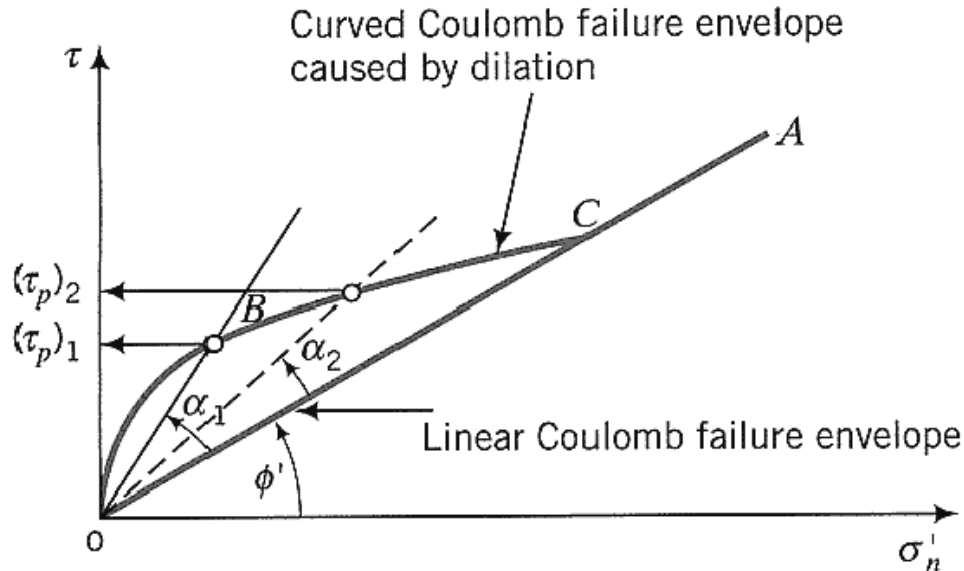


Dipendenza della resistenza residua dalla plasticità

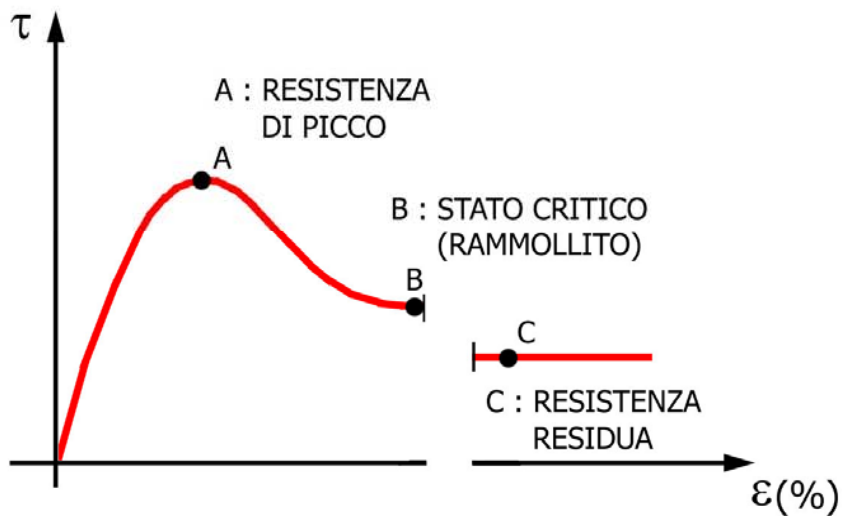


RESISTENZA AL TAGLIO - PUNTI CHIAVE

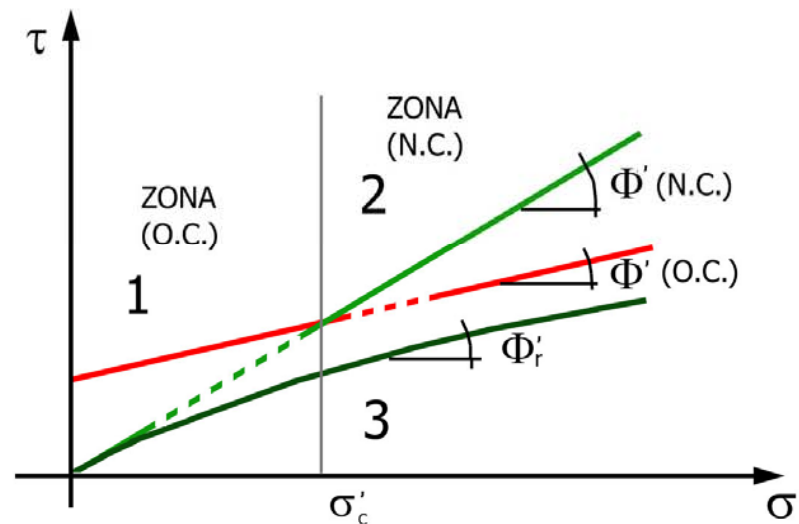
- L'angolo d'attrito allo stato critico ϕ_{cs} è un parametro fondamentale del suolo.
- L'angolo d'attrito di picco ϕ_p non è un parametro fondamentale del suolo e dipende dalla possibilità del terreno di dilatare.
- L'angolo ϕ_p assume valori elevati per valori molto bassi della pressione normale efficace mentre per valori elevati di σ'_p l'angolo ϕ_p è quasi uguale a ϕ_{cs} .



ASPETTI PECULIARI DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DEI TERRENI ARGILLOSI CONSISTENTI



RESISTENZA AL TAGLIO IN FUNZIONE DELLE DEFORMAZIONI



- 1 RESISTENZA DI PICCO (O.C.)
- 2 RESISTENZA DI PICCO (N.C.)
- 3 RESISTENZA RESIDUA

LA COESIONE

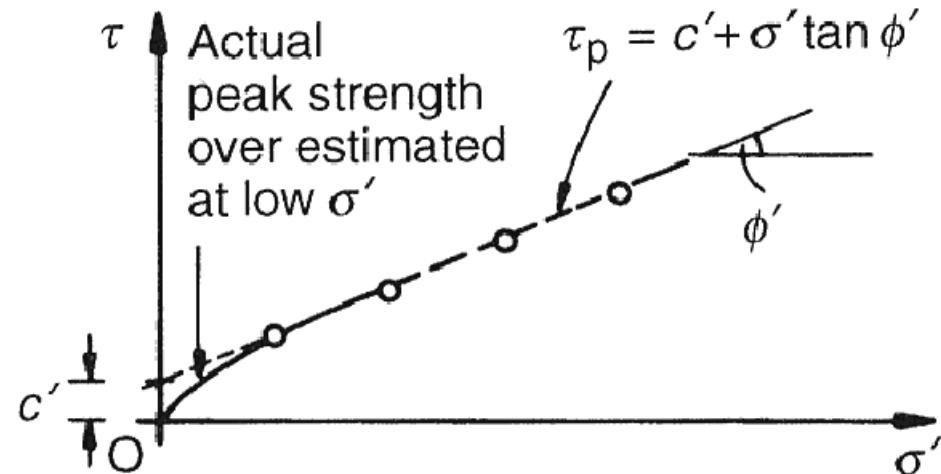
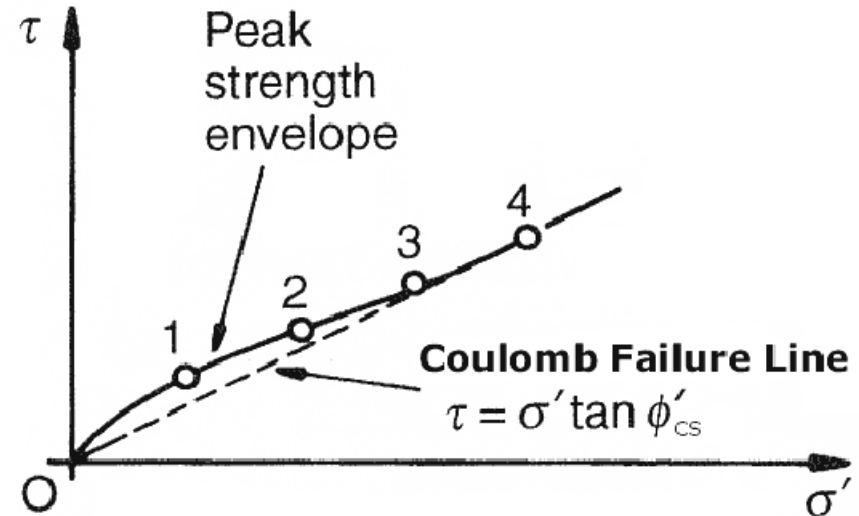
L'involuppo dei valori di resistenza di picco è curvo e la sua rappresentazione con un'equazione lineare del tipo:

$$\tau_p = c' + \sigma' \tan \phi$$

non è adeguata!

c' è solo un effetto dovuto all'interpolazione lineare!

E' preferibile usare un involuppo a rottura curvilineo:



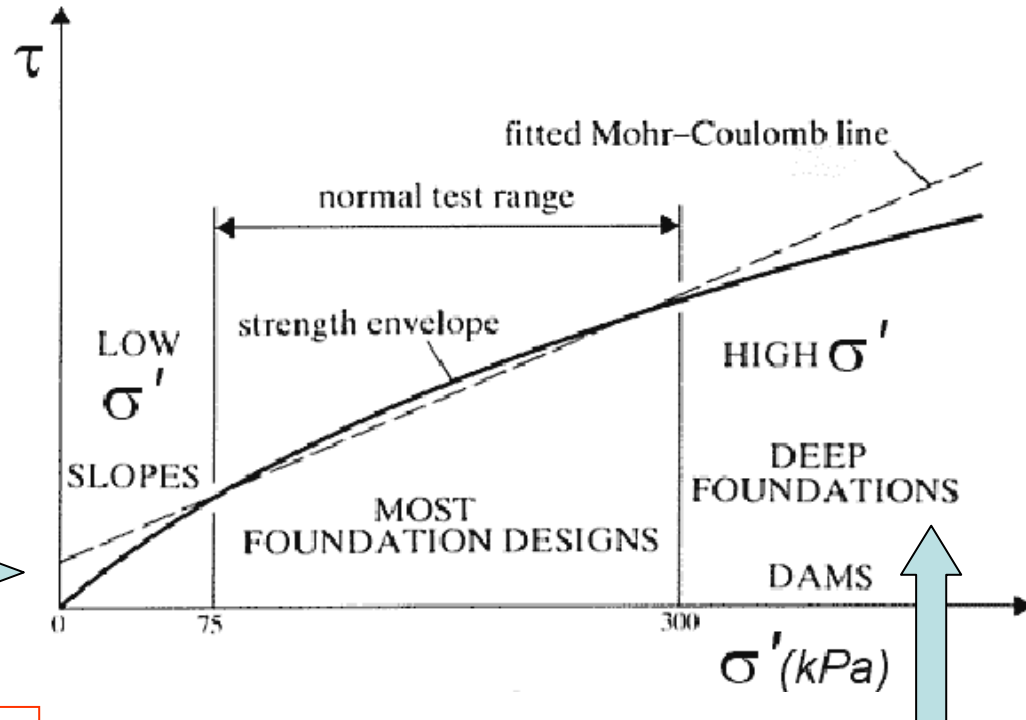
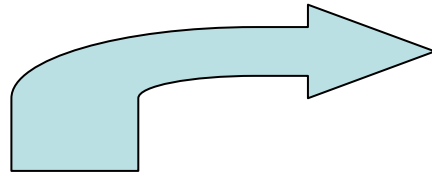
$$\tau'_p = \beta \sigma'^{\alpha}$$

LA COESIONE

L'approccio lineare del tipo

$$\tau_p = c' + \sigma' \tan \varphi$$

può condurre ad errori
rilevanti potenzialmente
pericolosi!



La “coesione” viene
sovrastimata per valori bassi
di σ' : **errata valutazione della
stabilità di un pendio**

La “coesione” viene
sovrastimata per valori alti
di σ' : **progettazione non
sicura delle fondazioni
profonde**

LA COESIONE

- La resistenza di picco permane fino a quando il terreno può dilatarsi.
- Quando questo non avviene più la resistenza decade verso la resistenza allo stato critico individuata dall'angolo d'attrito ϕ_{cs} .
- L'impiego di c' induce a pensare che il terreno si comporti come un materiale cementato mentre in realtà ha un comportamento **attritivo!**
- E' preferibile non utilizzare la resistenza di picco nella progettazione geotecnica!

RESISTENZA A TAGLIO MOBILITATA IN FRANE DI PRIMO DISTACCO

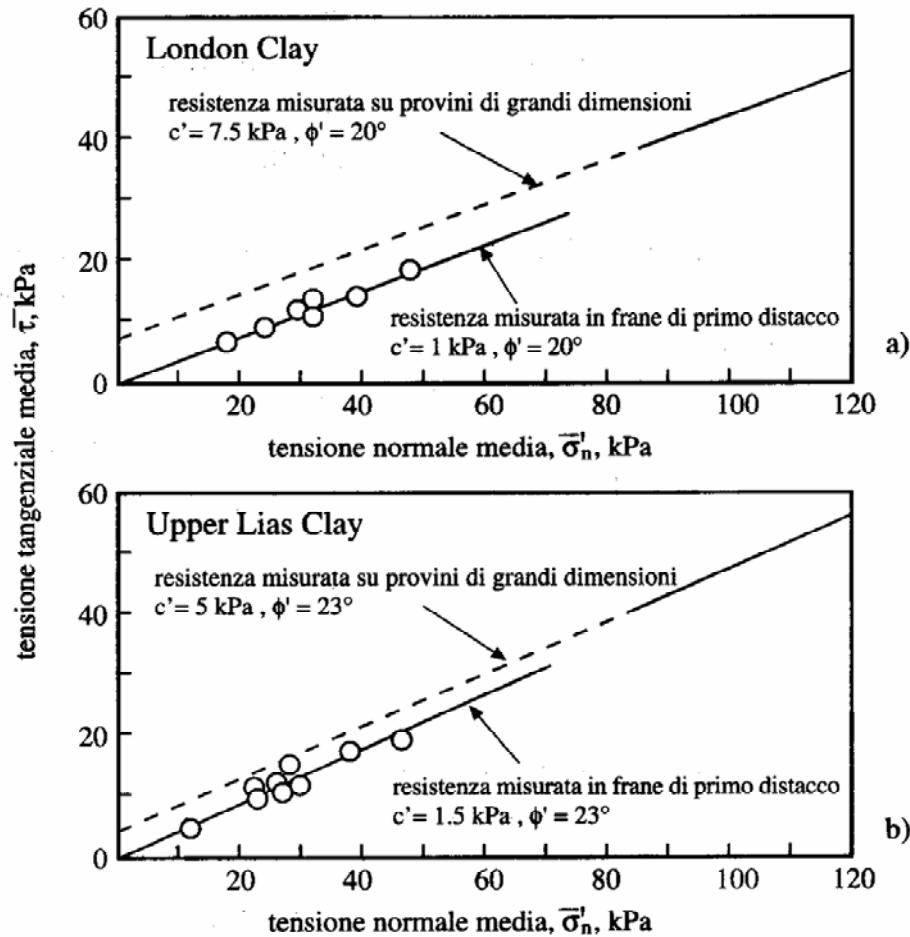
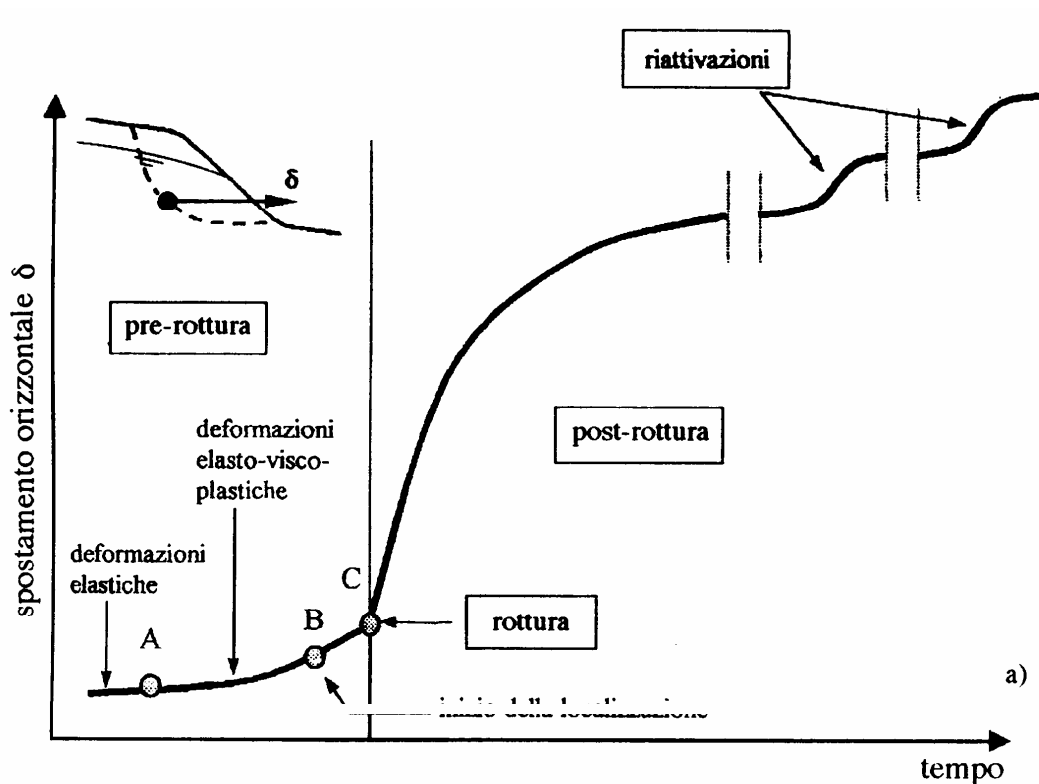


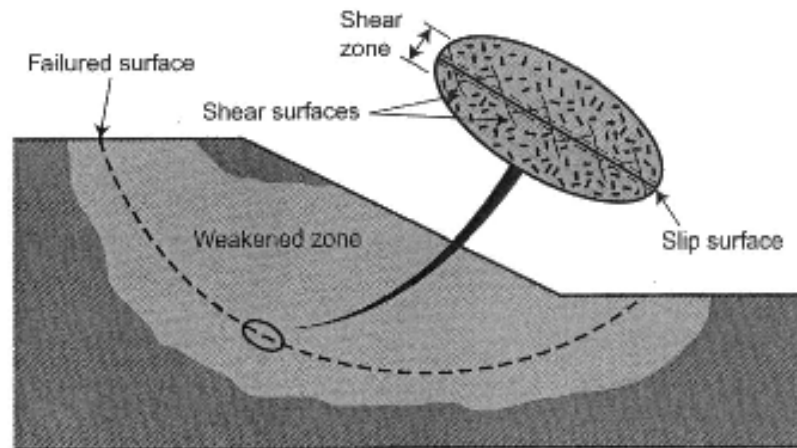
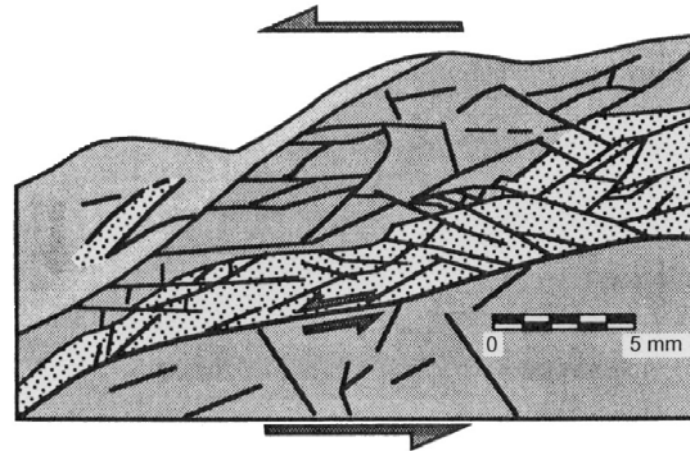
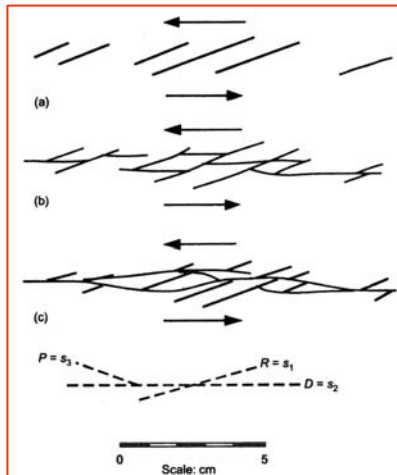
Fig. 14. Resistenza al taglio mobilitata a rottura in versanti naturali nelle argille di Londra (a) e del Lias (b) (da Chandler, 1984)

STATO DI ATTIVITA' DI UN MOVIMENTO FRANOSO



Ipotetica evoluzione dello spostamento del corpo di frana

EVOLUZIONE DELLE BANDE DI TAGLIO NELLA ZONA DI SCORRIMENTO



ROTTURA PROGRESSIVA

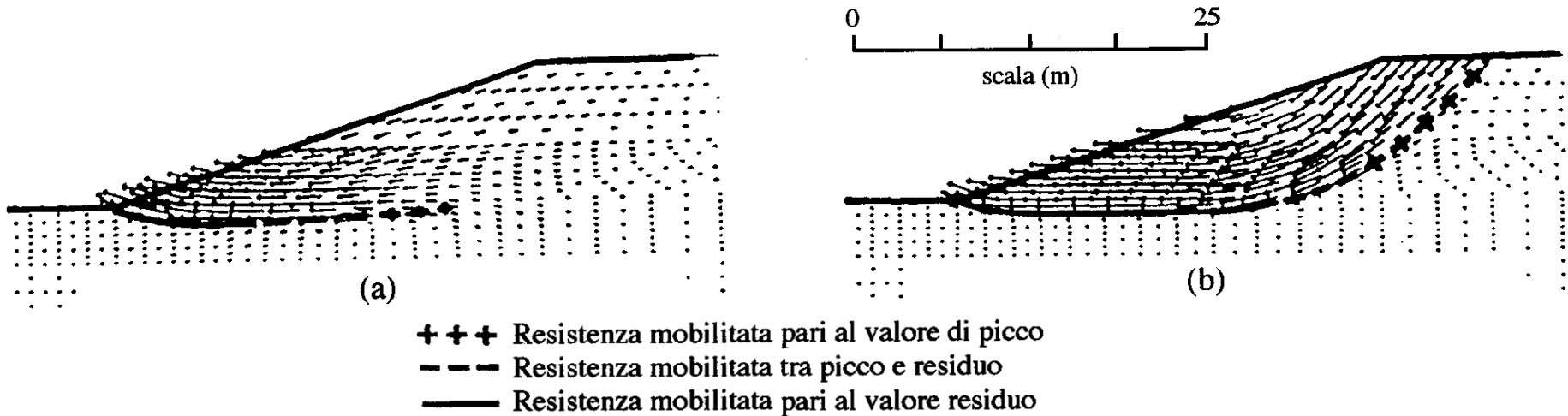
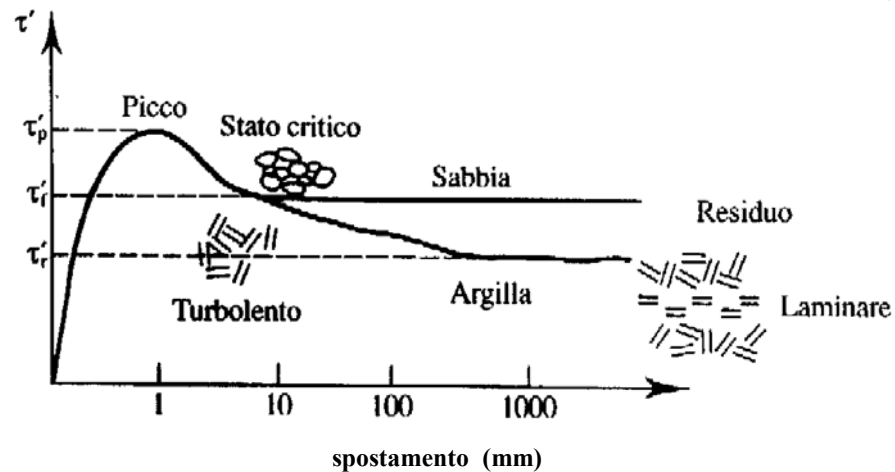


Fig. 8. Propagazione della zona di taglio durante la fase di rigonfiamento successiva ad uno scavo in argille sature (da Potts *et al.*, 1997):
a) 9 anni dopo lo scavo; b) 14.5 anni dopo lo scavo



ESPERIENZE ITALIANE

τ_m = Resistenza media mobilitata in frane di primo distacco

$$\tau_m = \tau_p - R \cdot (\tau_p - \tau_r)$$

R = fattore residuo

TERRENI	$R = \frac{\tau_p - \tau_m}{\tau_p - \tau_r}$
Argille Plio-pleistoceniche	0.45 + 0.70
Argille Plio-pleistoceniche ammorbidite	0.15 + 0.40
Argille scagliettate	0.10 + 0.40

Tab. 7.1. Valori del fattore residuo, R, di frane di primo distacco in alcune tipiche formazioni.

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M 14 gennaio 2008.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

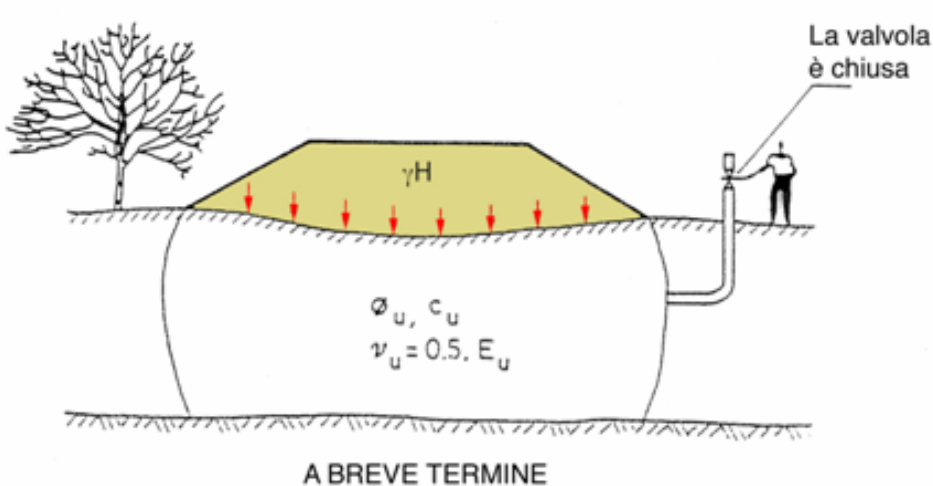
C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possano essere riattivate dalle cause originali o da un'azione sismica, bisogna fare riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni.

Le caratteristiche di resistenza devono quindi intendersi come **valori operativi** lungo la superficie di scorrimento.

CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE



La condizione **NON DRENATA** si ha quando la velocità di applicazione del carico è **superiore** a quella impiegata dall'acqua per uscire dai pori.

Come conseguenza il carico applicato viene assunto dalla **frazione liquida** e trasformato in un incremento Δu della pressione interstiziale.

Durante la fase di carico, **non vi è variazione di volume** del terreno poiché non avviene il drenaggio.

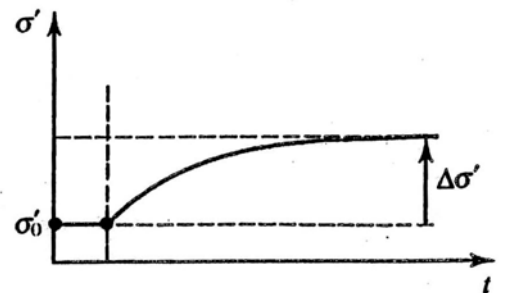
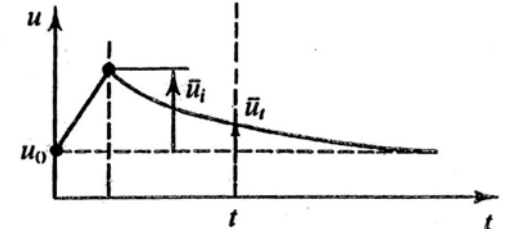
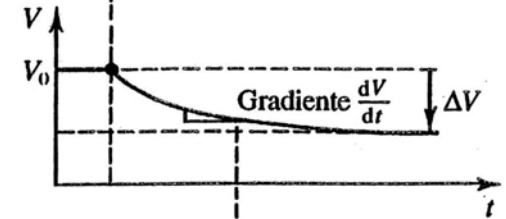
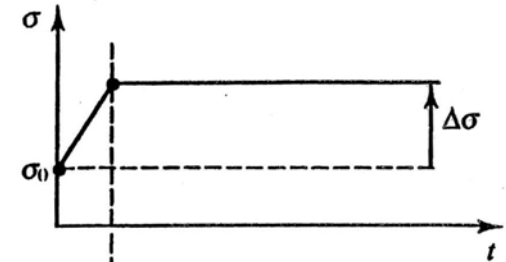
CONDIZIONE DI CARICO NON DRENATA (A BREVE TERMINE)

Applicazione del carico sul terreno

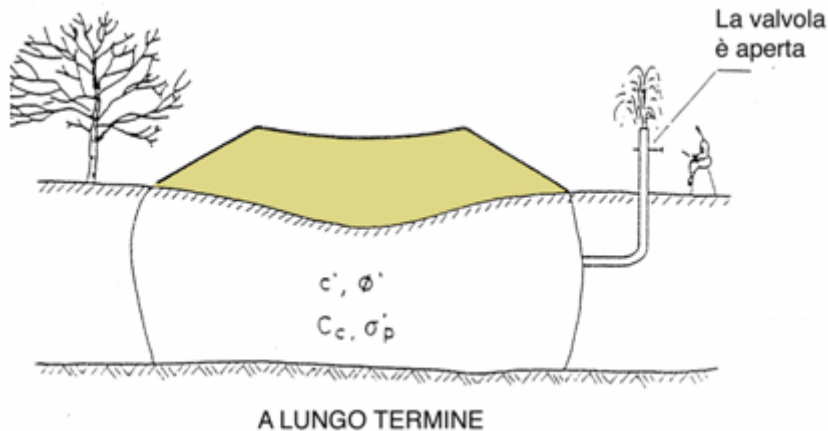
Variazione di volume

Variazione della pressione neutra

Variazione dello stato tensionale efficace.



CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE



La condizione **DRENATA** si ha quando la velocità di applicazione del carico è **inferiore** a quella impiegata dall'acqua per uscire dai pori.

Come conseguenza il carico applicato viene assunto dalla **frazione solida** e le pressioni interstiziali rimangono invariate.

Durante la fase di carico, **vi è variazione di volume** del terreno poiché il drenaggio può avere luogo.

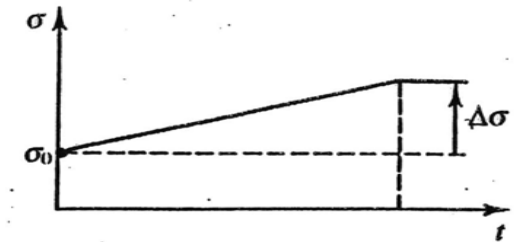
CONDIZIONE DI CARICO DRENATA (A LUNGO TERMINE)

Applicazione del carico sul terreno

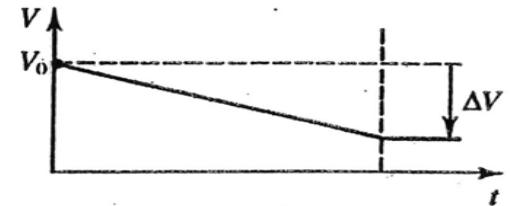
Variazione di volume

Variazione della pressione neutra

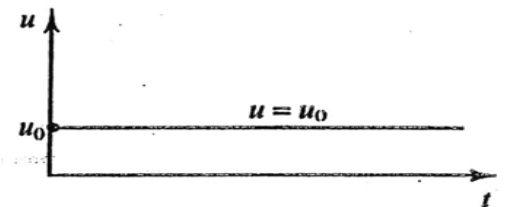
Variazione dello stato tensionale efficace.



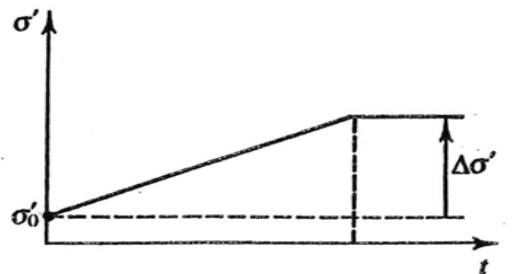
(a)



(b)



(c)



(d)

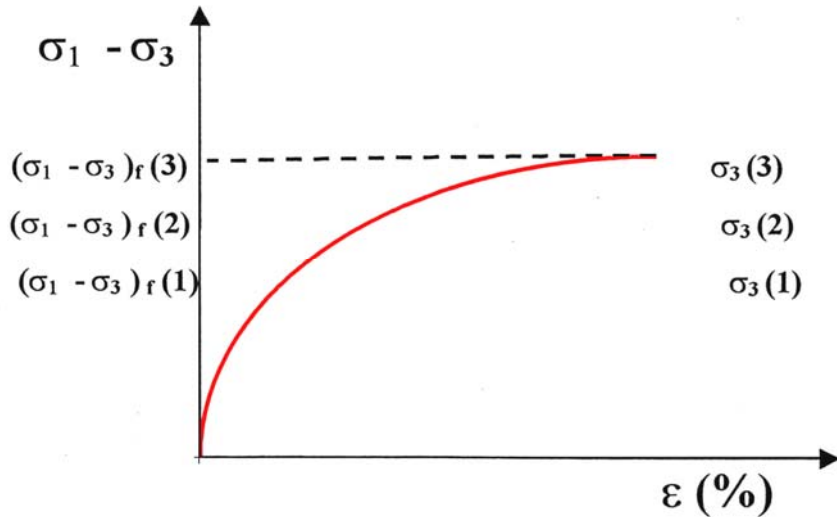
CONDIZIONI DRENATE E NON DRENATE

L'esistenza o meno di una condizione drenata o non drenata dipende da:

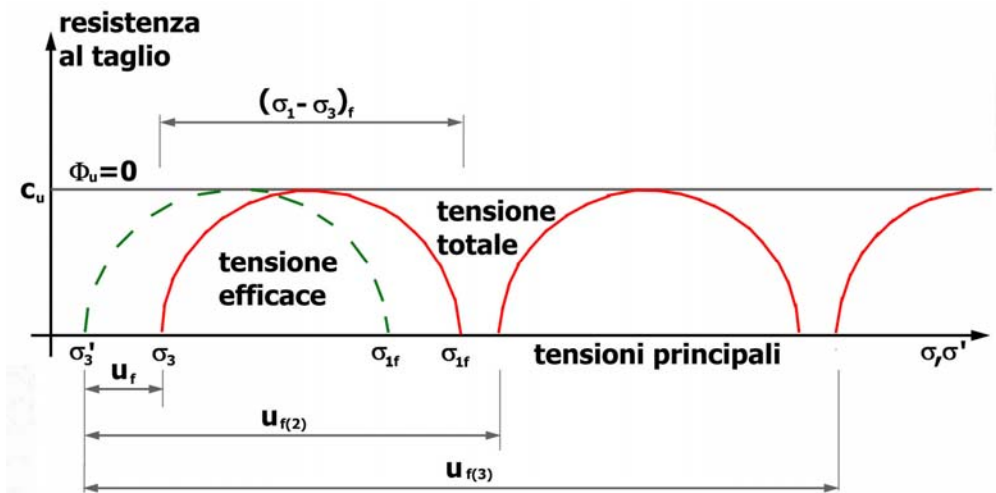
- tipo di suolo → terreni a grana fine o terreni a grana grossa
- macro struttura del terreno, fessure, strati di sabbia nelle argille,..
- velocità di applicazione del carico:
 - Per le velocità di carico connesse alle normali attività:
 - Terreni a grana grossa → condizioni drenate
 - Terreni a grana fine → condizioni **non** drenate
 - Per carichi applicati molto velocemente, sisma, impatti ecc, anche i terreni a grana grossa sono soggetti ad una condizione non drenata.

RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA DELE ARGILLE

curve sforzi deviatorici :
deformazioni verticali



cerchi di Mohr in termini di
tensioni totali ed efficaci



$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

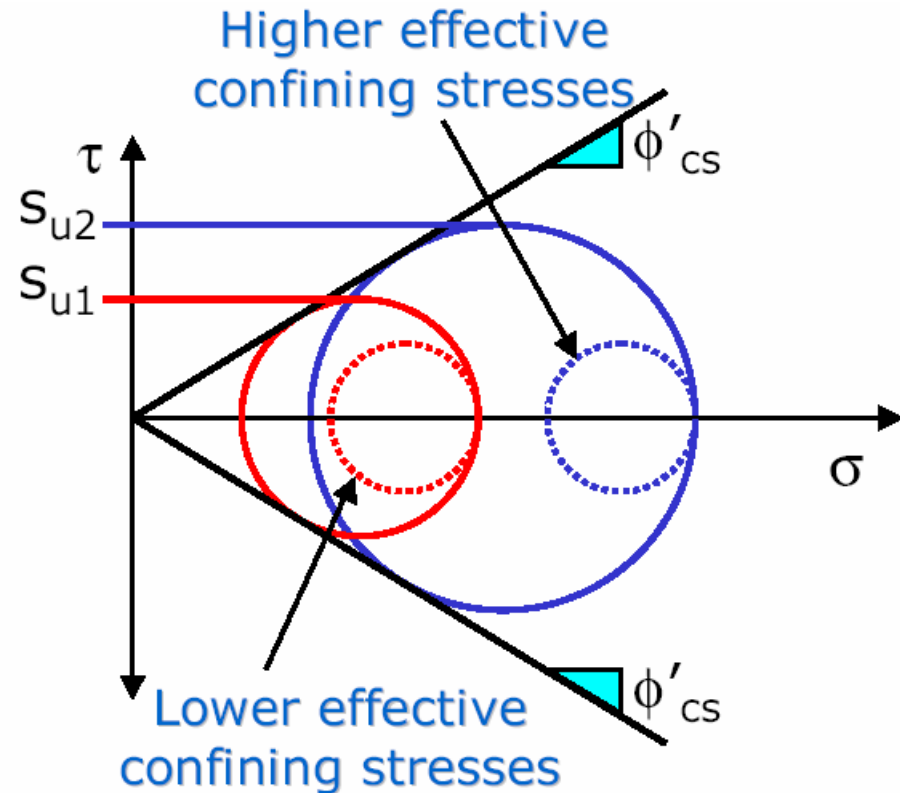
La resistenza non drenata dipende solo dall'indice dei vuoti del terreno e quindi dal contenuto w in acqua.

RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA DELE ARGILLE

La resistenza non drenata non è un valore fondamentale della resistenza al taglio dei terreni!

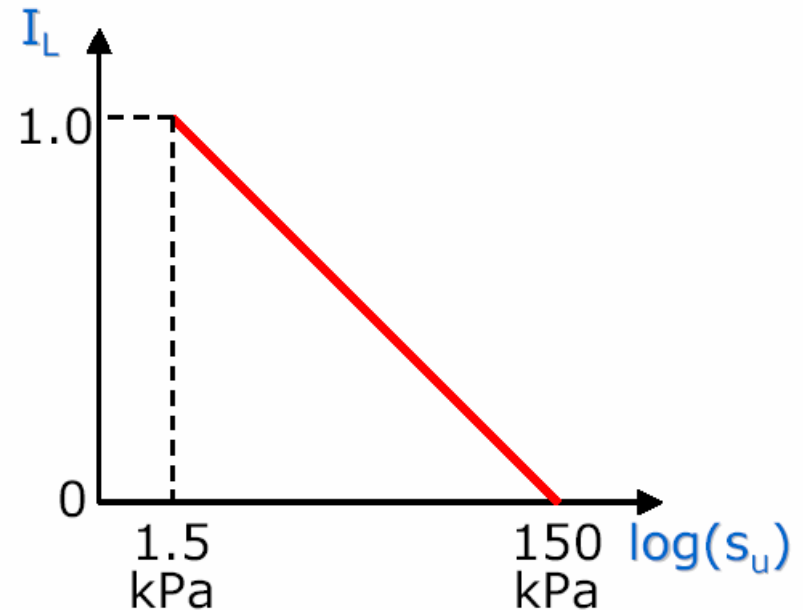
Il suo valore dipende dalla pressione efficace σ'_v sotto la quale il terreno si è consolidato.

L'aumento di σ'_v provoca una riduzione dell'indice dei vuoti e quindi un aumento di resistenza non drenata.



RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA

I limiti di Atterberg (limite liquido, limite plastico, indice di plasticità) definiscono il campo di variabilità della resistenza non drenata per un terreno a grana fine.



Al Limite Liquido, $I_L = 1$, $\rightarrow C_u \sim 1,5\text{kPa}$

Al Limite Plastico, $I_L = 0$, $\rightarrow C_u \sim 150\text{kPa}$

Il valore di C_u può essere stimato conoscendo il contenuto in acqua

CONDIZIONI DI DRENAGGIO A ROTTURA

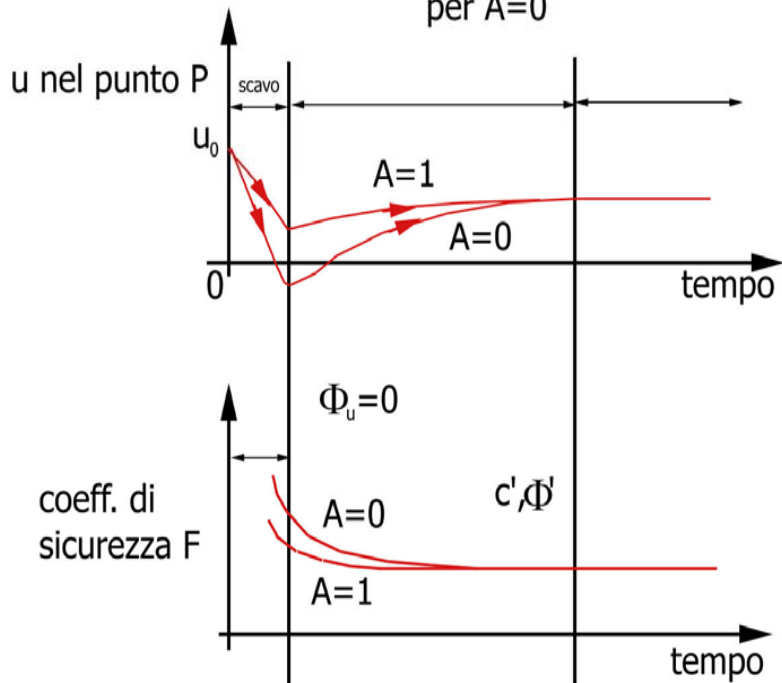
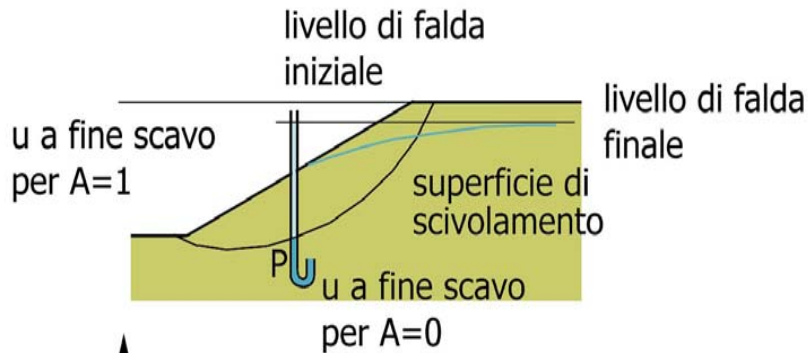
Causa delle frane	Possibilità di rottura non drenata	Possibilità di rottura drenata
antropiche: scavi	meno gravosa	più gravosa
rilevati	più gravosa	
naturali: erosione		più gravosa
ammorbidimento		più gravosa
Innalzamento della falda		più gravosa
sisma	più gravosa	

STABILITA' DI UNO SCAVO

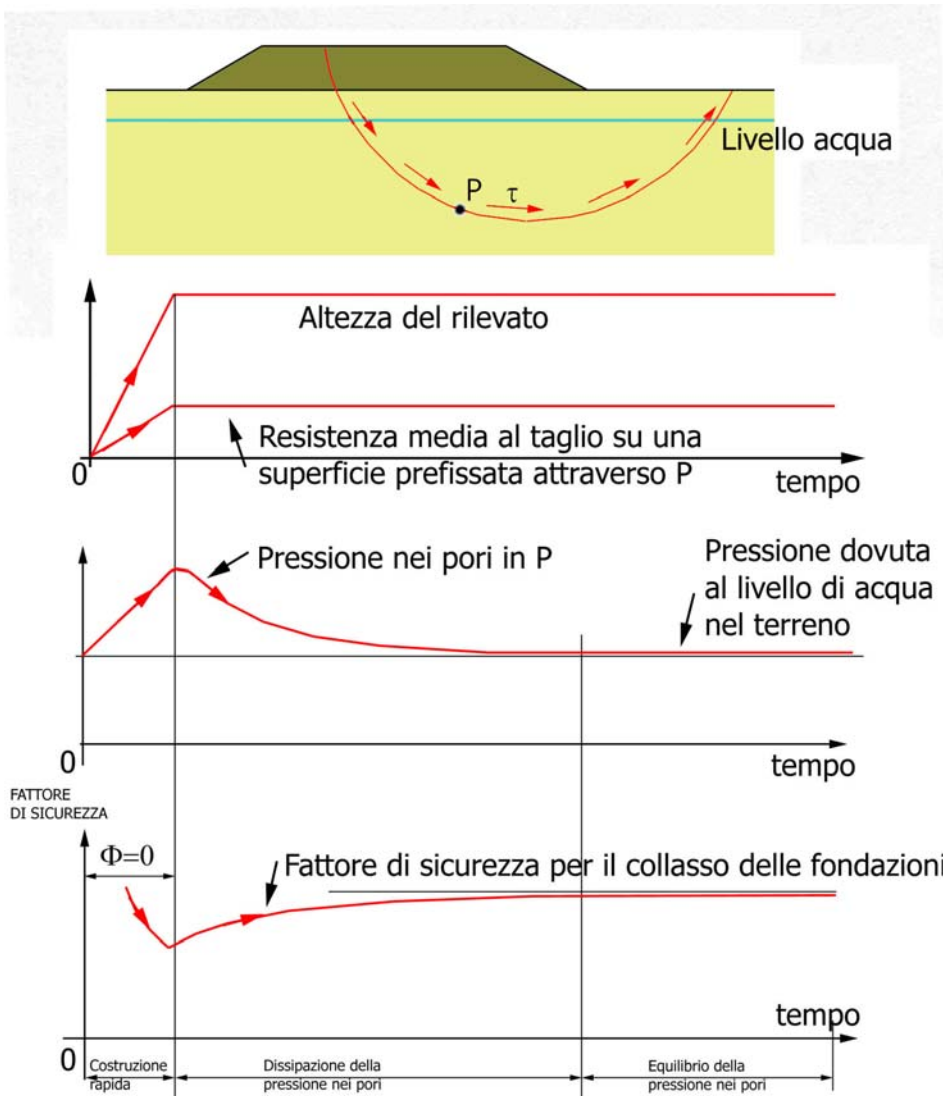
Alla fine dello scavo, la pressione neutra nel punto P si riduce e la resistenza al taglio aumenta !!!

A lungo termine, le pressioni neutre aumentano per raggiungere la condizione stazionaria di filtrazione.

La diminuzione della resistenza al taglio riduce il coefficiente di sicurezza.



STABILITA' DI UN RILEVATO



Durante la costruzione, la pressione neutra nel punto P aumenta e la resistenza al taglio si riduce !!!

A lungo termine, le pressioni neutre si riducono per raggiungere la condizione stazionaria.

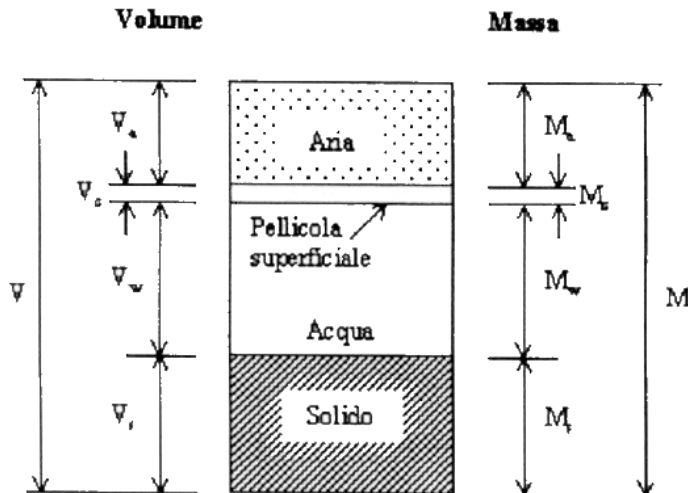
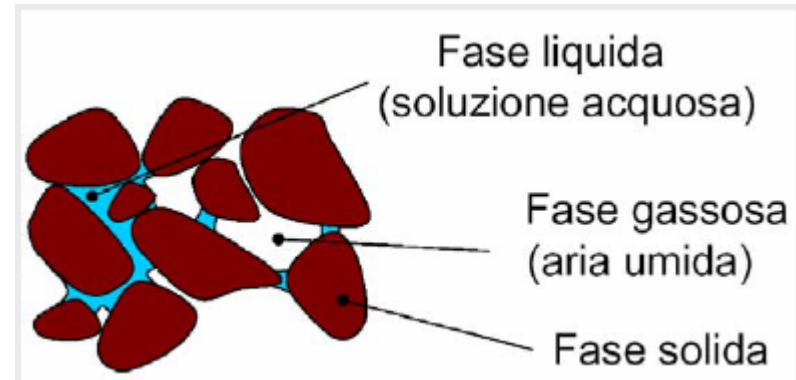
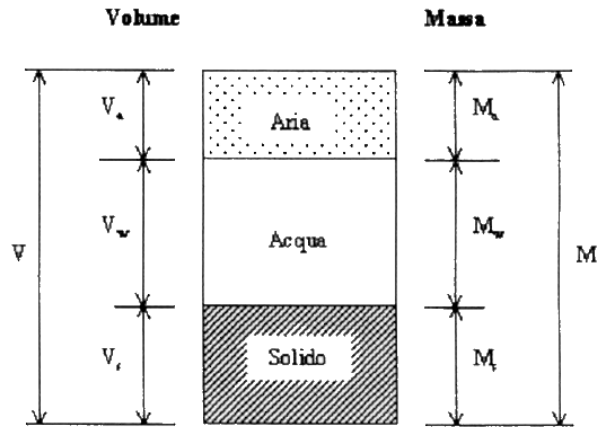
L'aumento della resistenza al taglio eleva il coefficiente di sicurezza.

USO DELLA RESISTENZA DRENATA E NON DRENATA

- **L'analisi di una struttura geotecnica deve essere eseguita sia in condizioni drenate che non drenate per individuare la condizione più sfavorevole!**
- **Per l'analisi della stabilità di uno scavo la condizione drenata è più critica rispetto a quella non drenata.**
- **Per l'analisi di stabilità di un rilevato, o di una fondazione, la condizione non drenata è più critica rispetto a quella drenata.**

TERRENI NON SATURI

IL COMPORTAMENTO DEI TERRENI NON SATURI



La pellicola superficiale esercita una tensione tra le particelle del suolo

LA SUZIONE DI MATRICE

In un suolo non saturo, la pellicola superficiale è soggetta alla pressione dell'aria, u_a , maggiore della pressione dell'acqua, u_w . La differenza di pressione ($u_a - u_w$) viene chiamata matrice di suzione

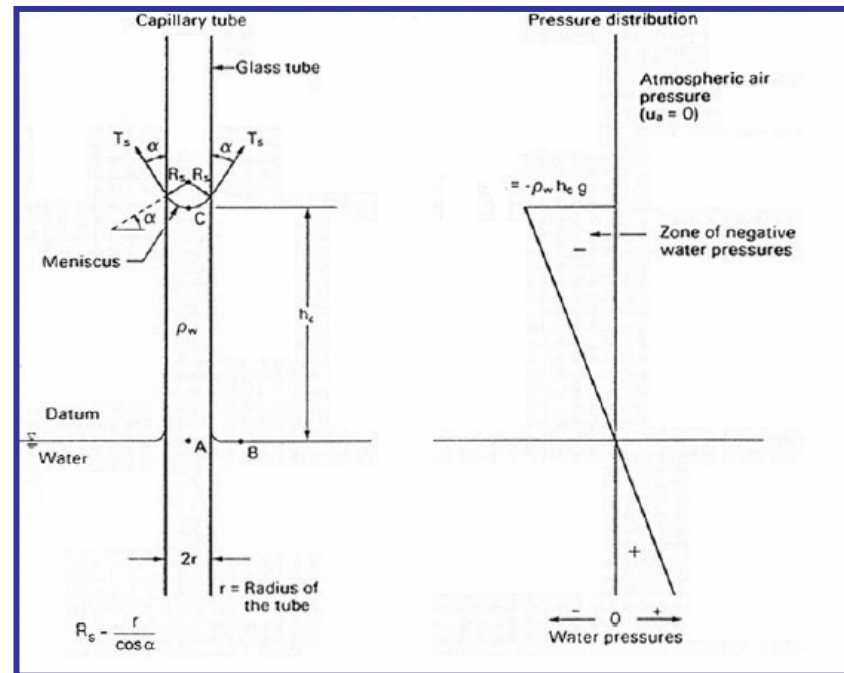
Nel punto C la pressione dell'aria è atmosferica e la pressione dell'acqua è negativa; la matrice di suzione nel punto C vale:

$$(u_a - u_w) = \rho_w g h_c$$

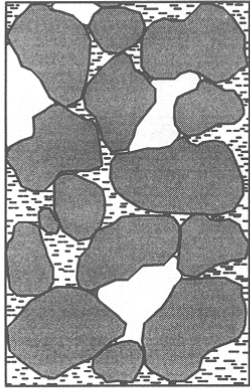
In termini di tensione superficiale:

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s}$$

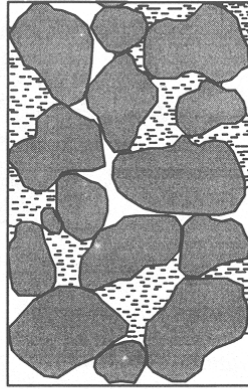
$$R_s = r / \cos \alpha$$



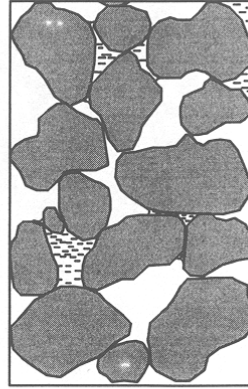
LA SUZIONE DI MATRICE



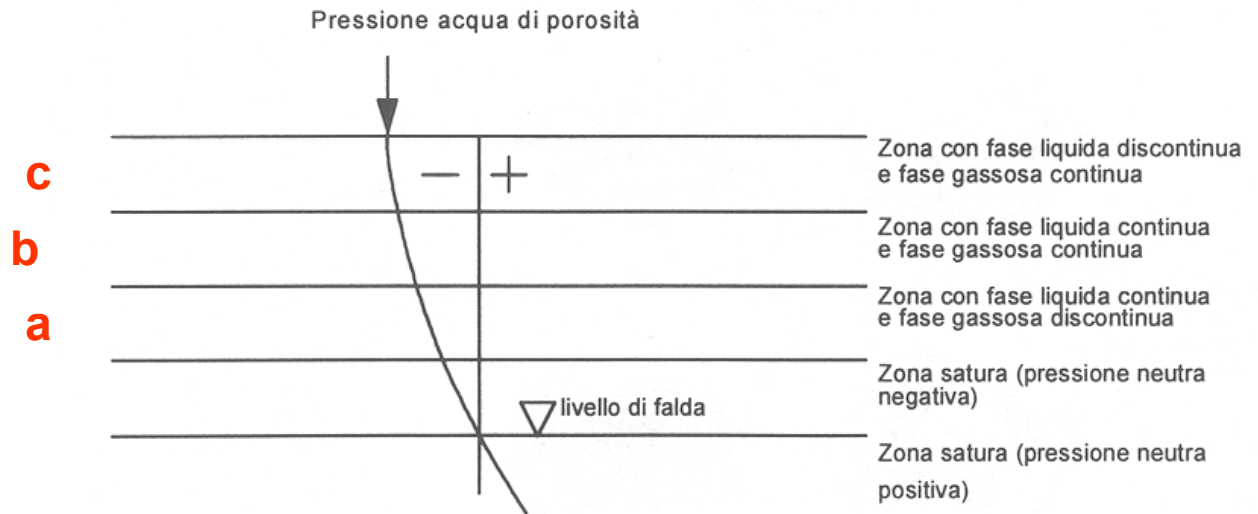
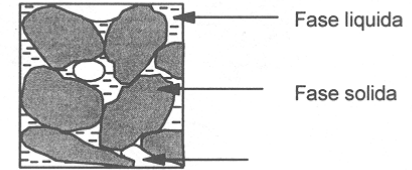
(a)
Fase liquida continua,
fase gassosa discontinua



(b)
Fase liquida continua,
fase gassosa continua



(c)
Fase liquida discontinua,
fase gassosa continua



Classificazione dei terreno non saturi in funzione della continuità delle fasi (Nicotera, 1998).

CURVA DI RITENZIONE IDRICA (**Curva caratteristica**)

Relazione tra la SUZIONE e la QUANTITÀ D'ACQUA presente nel terreno

$$w = \frac{P_w}{P_s}$$

Contenuto d'acqua in peso

$$\theta = S \cdot n = \frac{V_w}{V_t}$$

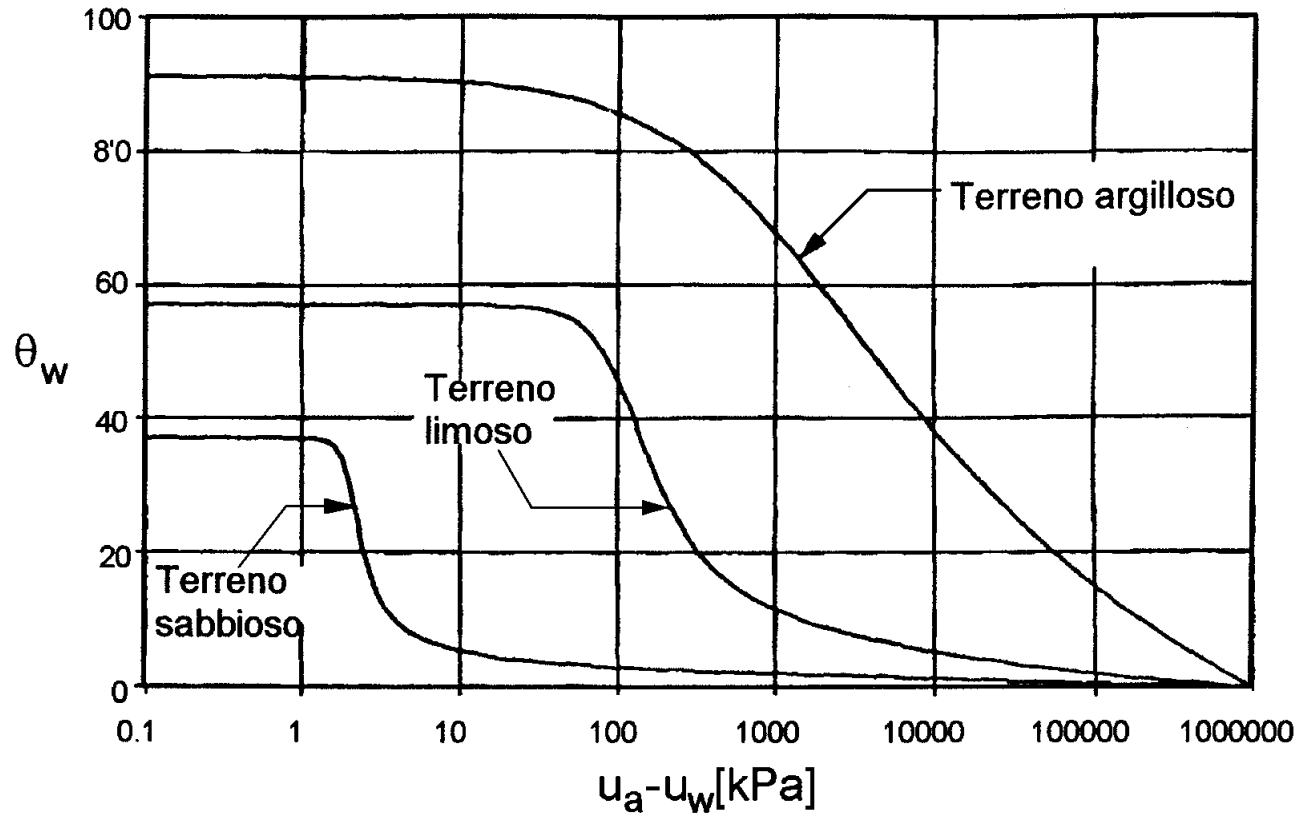
Contenuto volumetrico d'acqua

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

Grado di saturazione

CURVA DI RITENZIONE IDRICA (Curva caratteristica)

Relazione tra la SUZIONE e la QUANTITÀ D'ACQUA presente nel terreno

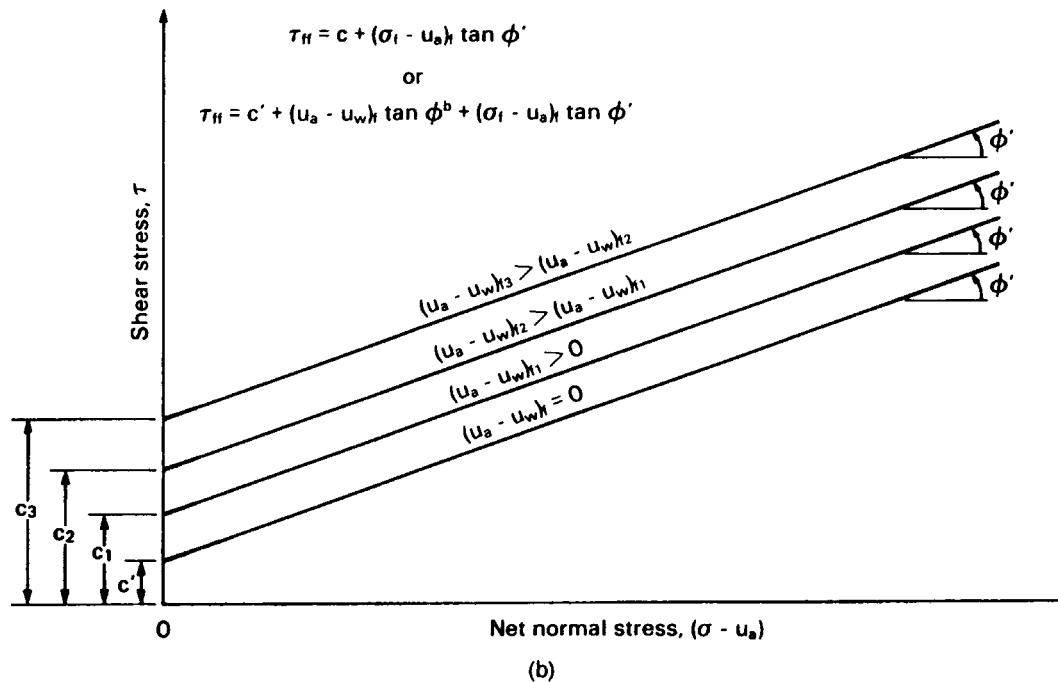


Andamenti qualitativi delle curve caratteristiche di terreni sabbiosi, limosi, argillosi (Nicotera, 1998).

RESISTENZA AL TAGLIO DI UN TERRENO NON SATURO

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi_b$$

- u_a = pressione dell'aria nei pori;
 u_w = pressione dell'acqua nei pori;
 θ = $(u_a - u_w)$ suzione;
 ϕ_b = angolo d'attrito legato alla suzione.



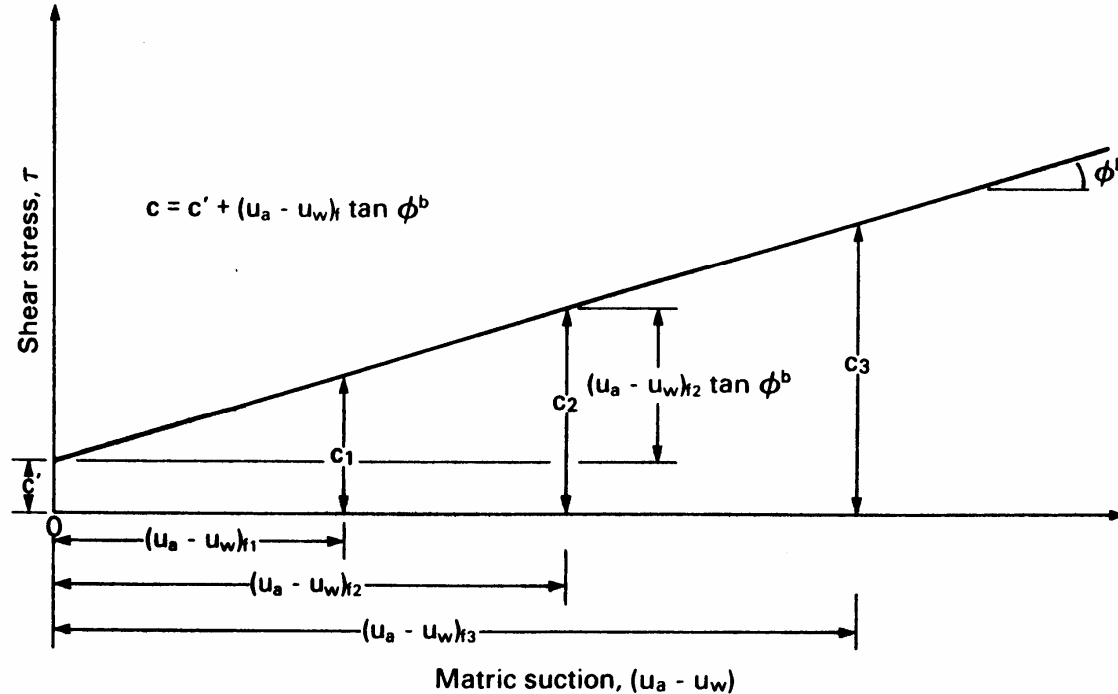
RESISTENZA AL TAGLIO DI UN TERRENO NON SATURO

Resistenza al taglio dei terreni non saturi:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

$$\tau = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

coesione totale



Filtrazione in un mezzo non saturo

H = carico idraulico totale;

k_x = conduttività idraulica in direzione x ;

k_y = conduttività idraulica in direzione y ;

Q = condizione di flusso al contorno;

θ = contenuto volumetrico d'acqua;

t = variabile temporale.

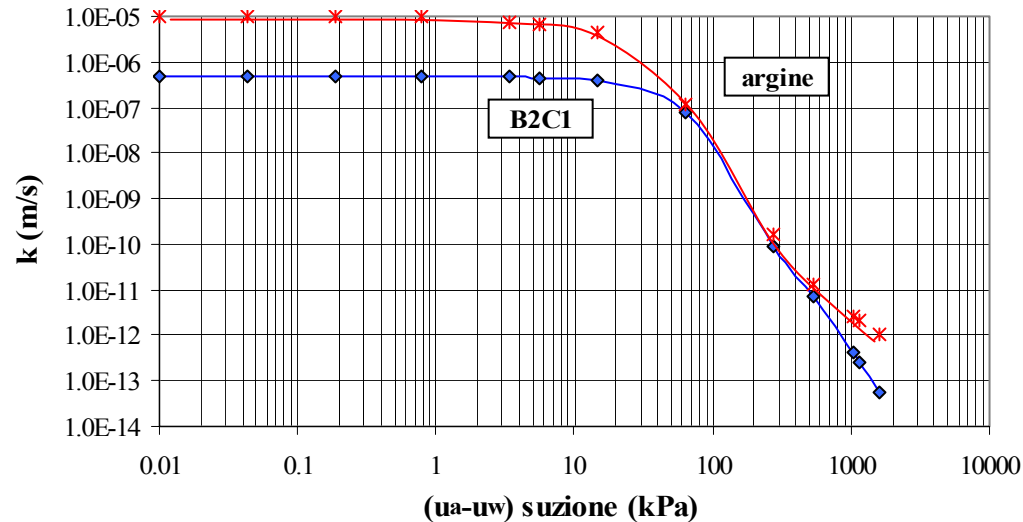
$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

Permeabilità di un mezzo non saturo

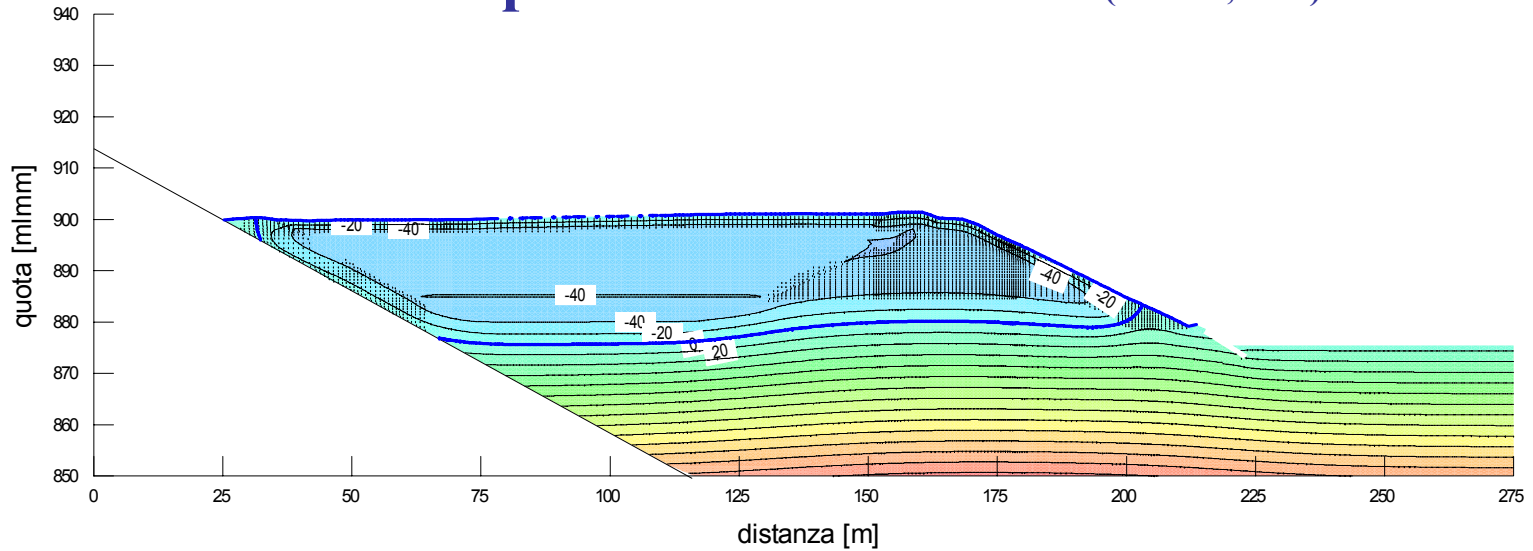
$$k(\Theta)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} \cdot \frac{30T^2}{\mu g \eta} \cdot \frac{\xi^p}{n^2} \cdot \sum_{j=1}^m [(2j+1-2i)h_i^{-2}]$$

$$K(S_\ell) = K_s \cdot S_\ell^\ell \left[(1 - (1 - S_\ell^{1/m})^m) \right]^2$$

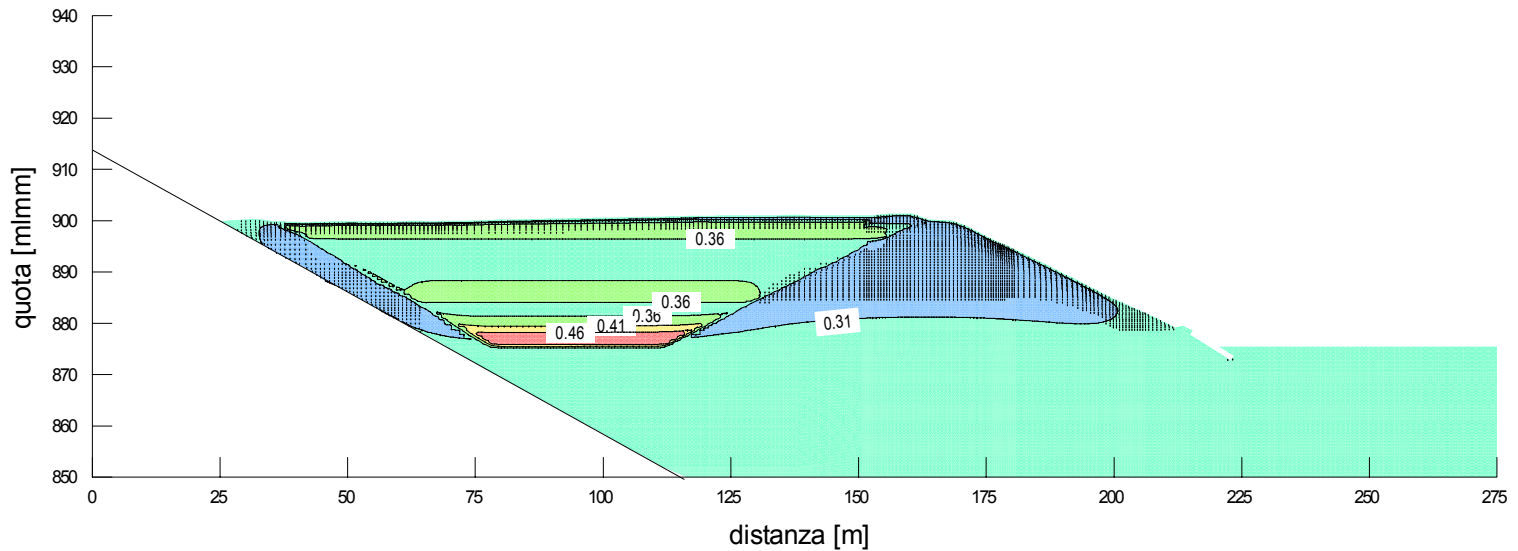
funzione di conducibilità idraulica



Andamento delle pressioni interstiziali (Zilli E.,2008)

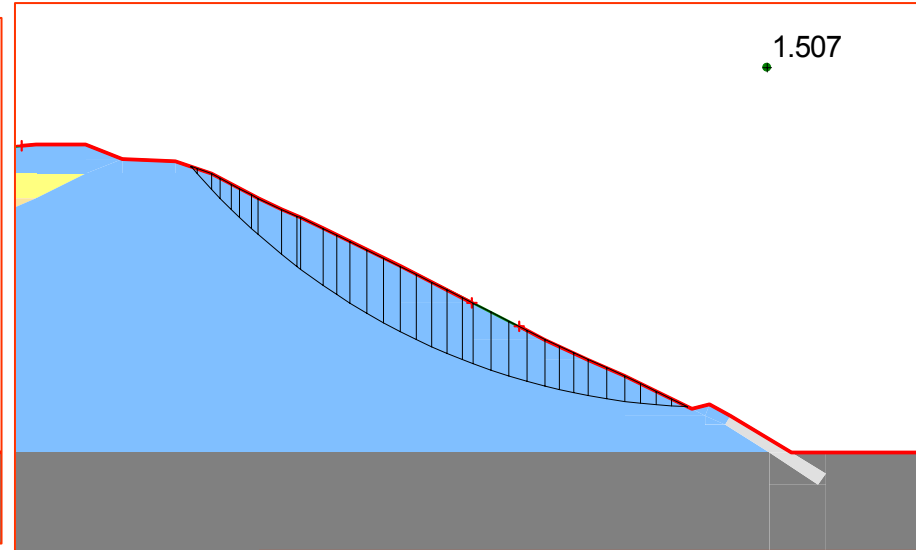
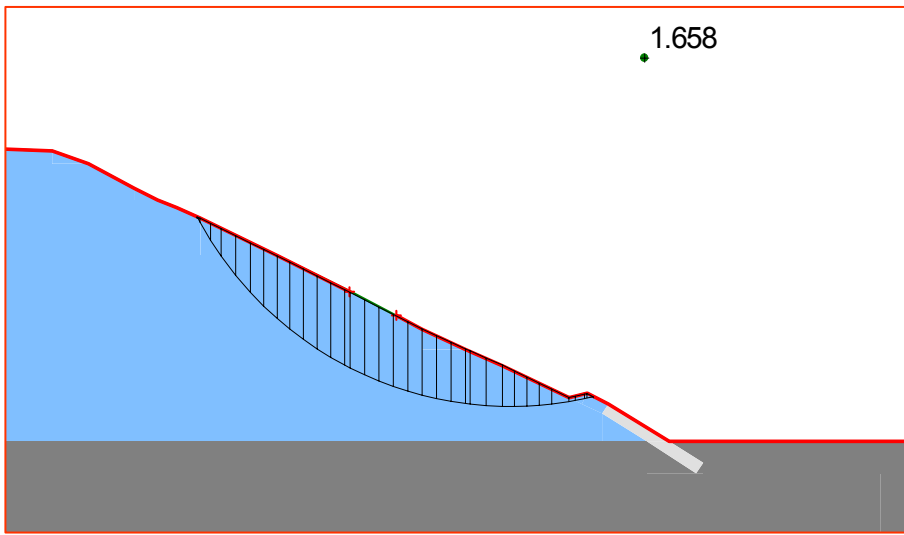


Andamento del contenuto volumetrico d'acqua (Zilli E.,2008)

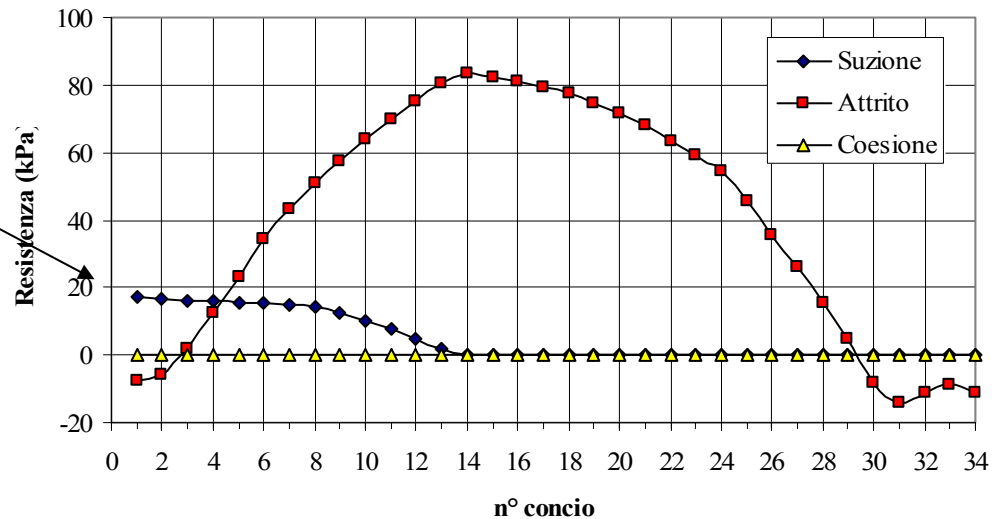


Analisi con suzione (Zilli E., 2008)

Analisi senza suzione (Zilli E., 2008)



Contributo della suzione



GRAZIE PER
L'ATTENZIONE!