

**ORDINE DEGLI INGEGNERI DI
FORLÌ - CESENA**

Forlimpopoli - 28/10/2016

**Meccanica dei Terreni
Richiami e Casi Studio**

Ing. Maurizio Lenzi

maurizio.lenzi@acmar.it



Richiami di Geotecnica



- **Proprietà dei terreni**

- Granulometria, Assortimento, Porosità, Indice dei vuoti, Classificazione



- **Parametri di Resistenza e Rigidezza**

- Principio di Terzaghi delle tensioni efficaci
 - Resistenza a taglio drenata e non drenata



- **Consolidazione e Decorso Cedimenti**

- Processo di sovrappressione e dissipazione



- **Condizioni di stabilità**

- Sicurezza a breve termine ed a lungo termine

La **Geotecnica** è la disciplina che si occupa della **Meccanica delle Terre** e della sua applicazione alle **Opere di Ingegneria** nell'ambito dello studio della ***Interazione tra Terreno e Struttura***.

La **Geologia** studia natura, genesi, evoluzione, costituzione e stratigrafia delle rocce e dei terreni.

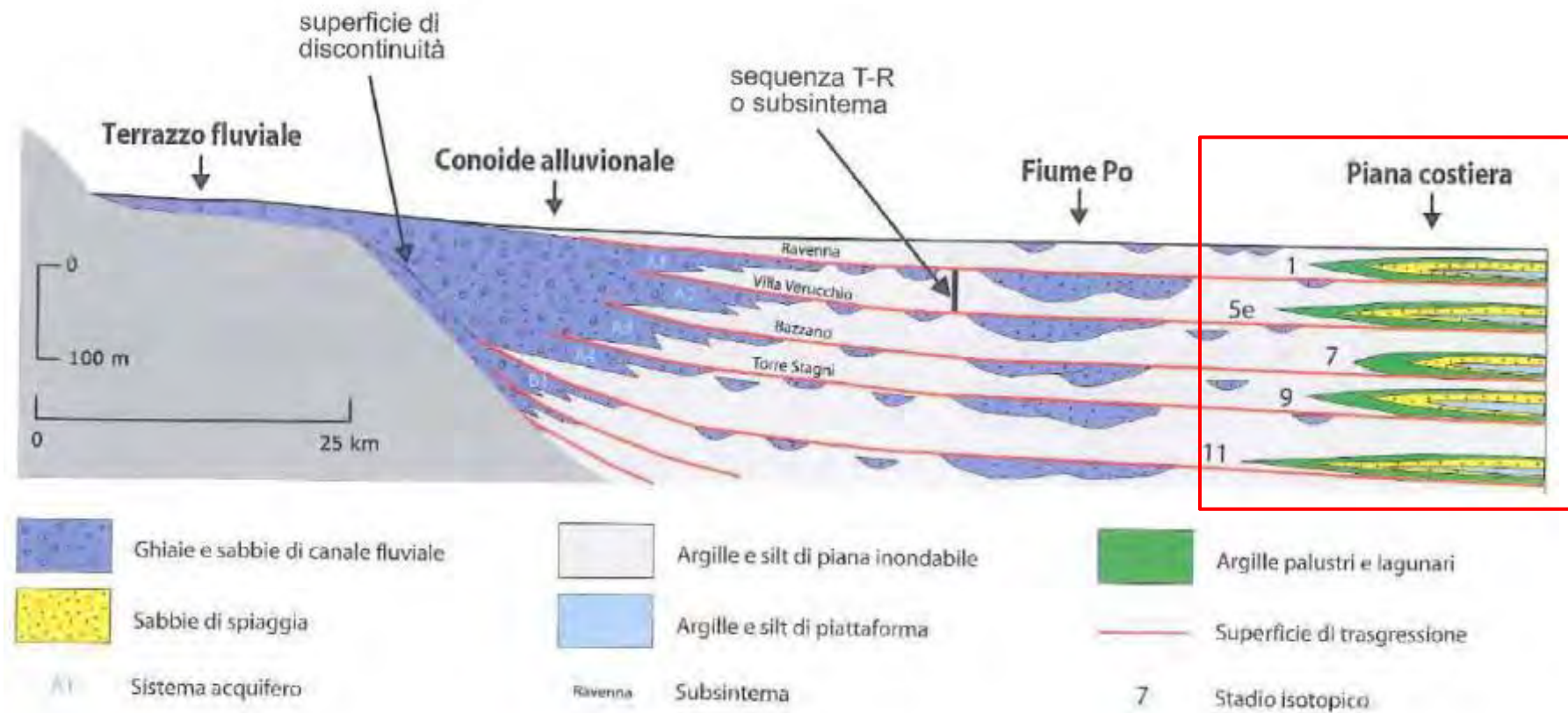
Condizione necessaria per effettuare **un'accurata analisi geotecnica** è una **chiara comprensione dei fenomeni geologici** che hanno determinato la genesi e l'evoluzione del terreno in sito.

Richiami di Geologia

Area Romagnola

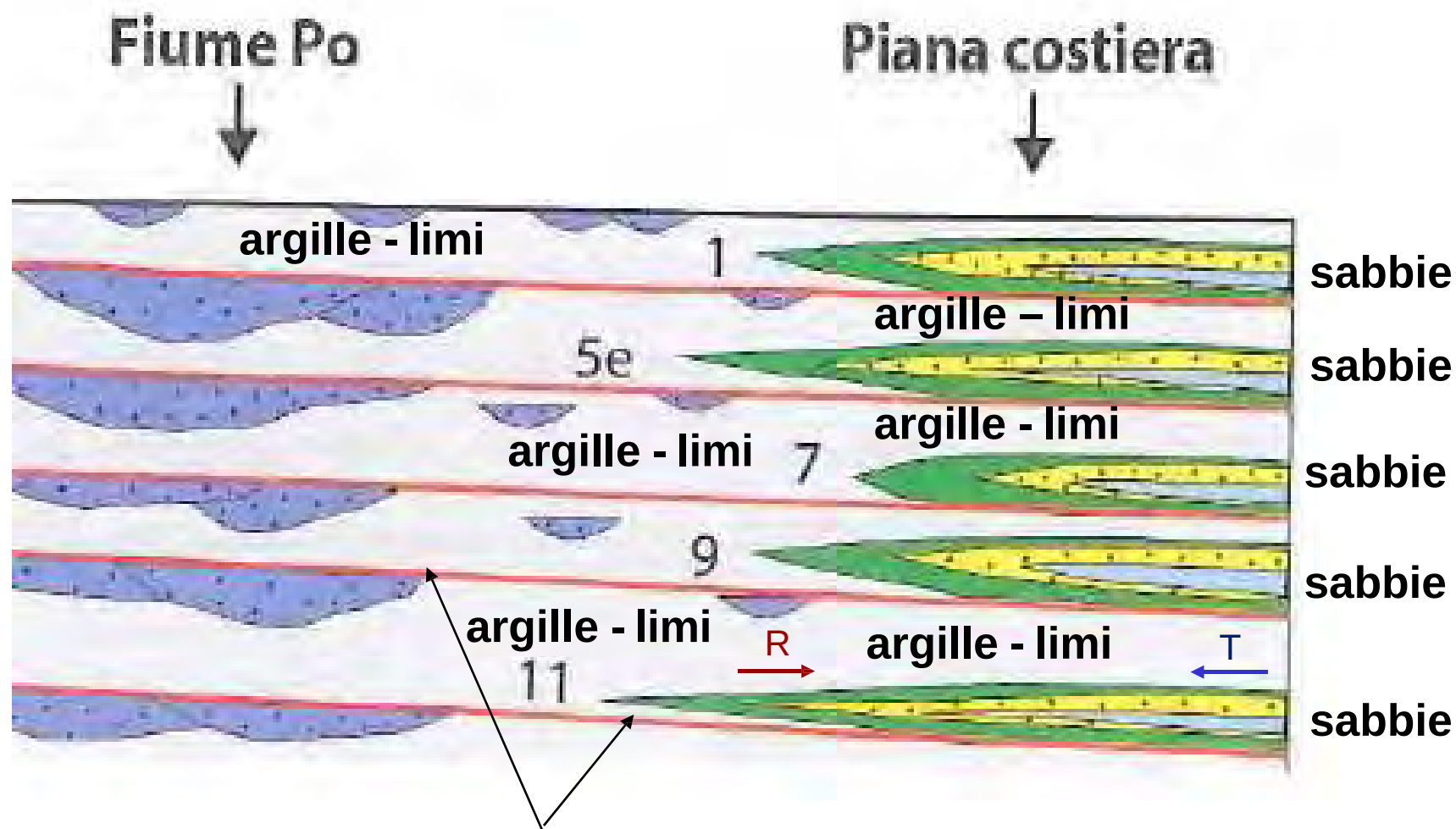
**Genesi e formazione
dei terreni superficiali**





La pianura Padana costituisce un grande bacino che ha origine nel deposito millenario dei sedimenti fluviali. Nell'area romagnola si sono alternati gli effetti di epoche interglaciali, con trasgressione del mare verso l'interno (ingressione marina) e di epoche glaciali (di regressione marina) nelle quali la linea di costa é nuovamente avanzata verso zone precedentemente sommerse.

FORMAZIONE DELLA ZONA COSTIERA E DI BASSA PIANURA



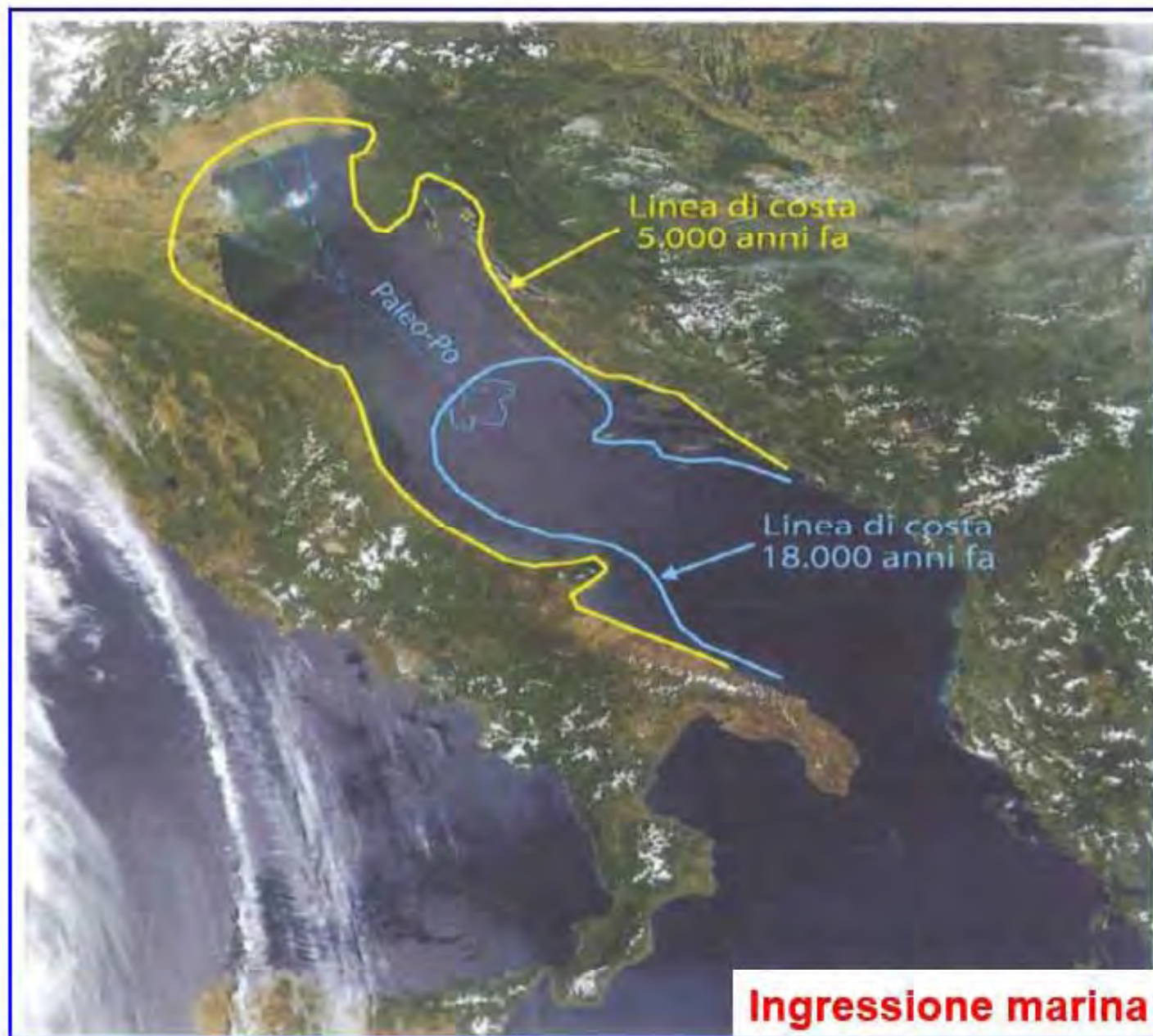
Ciclo TR – Trasgressione (ingressione marina) e Regressione



Le caratteristiche degli strati di terreno interessati dalla interazione con le costruzioni hanno origine a partire dalla glaciazione Wurmiana (18-10 ka B.P.)

All'epoca il Po sfociava tra Ancona e Pescara. Il piano campagna era posizionato ad una profondità di circa 20-25 m rispetto alla quota odierna (Forlì > Croazia).

Con lo scioglimento dei ghiacciai il livello marino si è rialzato di molti metri portando la linea di costa a retrocedere sino verso Conselice (Laguna di Lugo)







Linea della costa

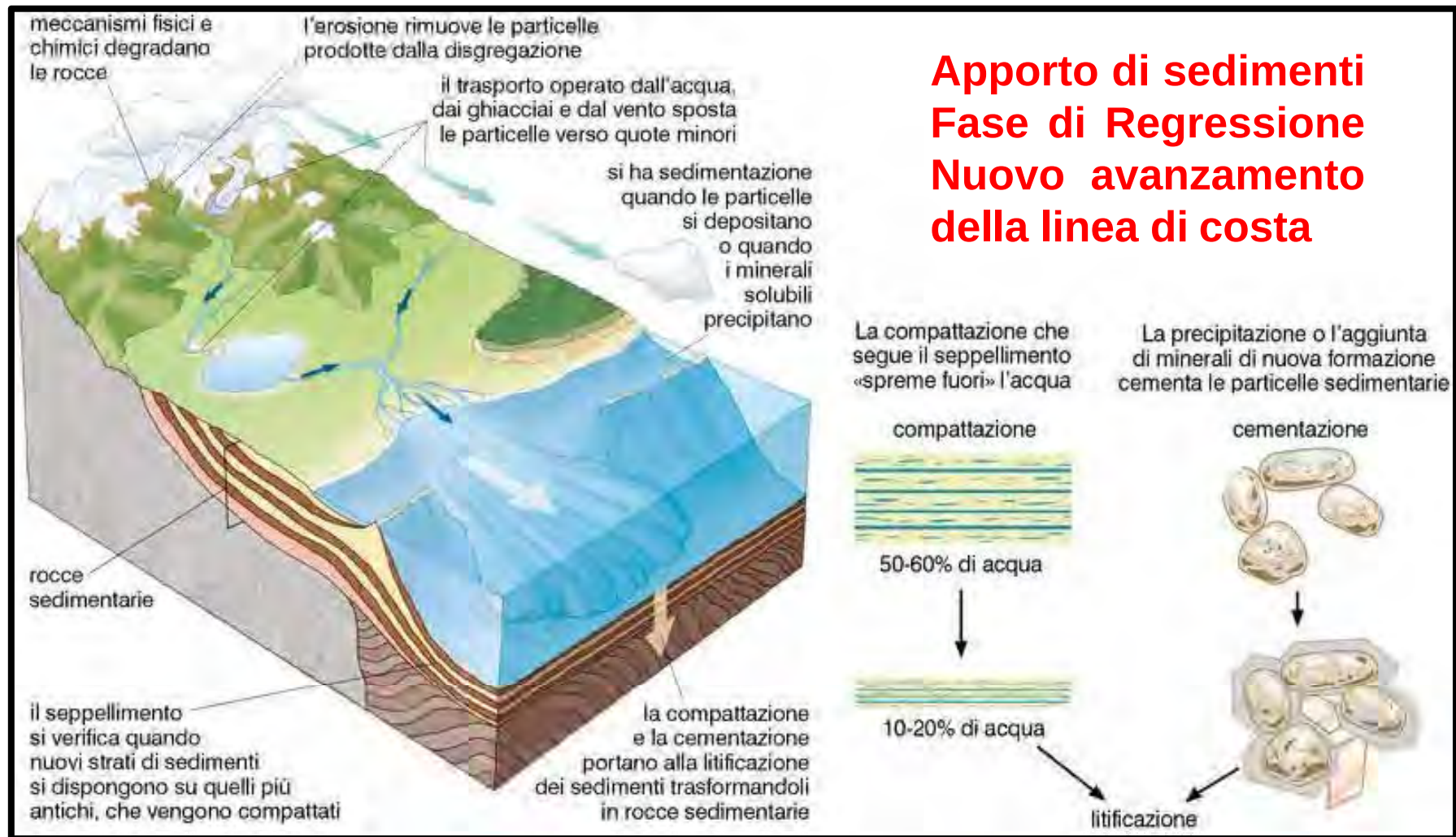
**Epoca
Post
Glaciale**

5500 anni B.P.

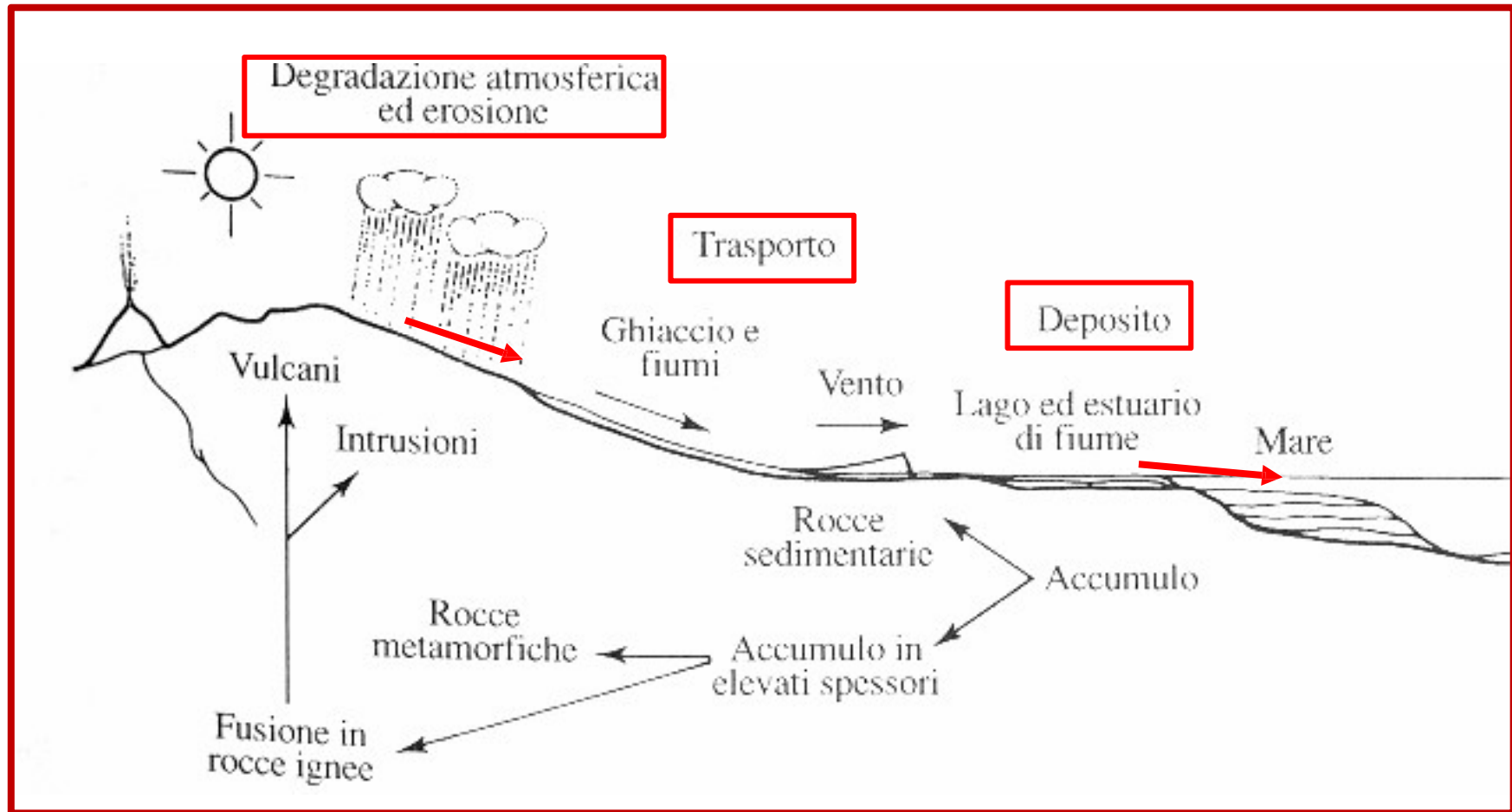
**Trasgressione
Flandriana
Olocenica**

(ingressione marina)

Ciclo di formazione, trasporto e deposito dei sedimenti



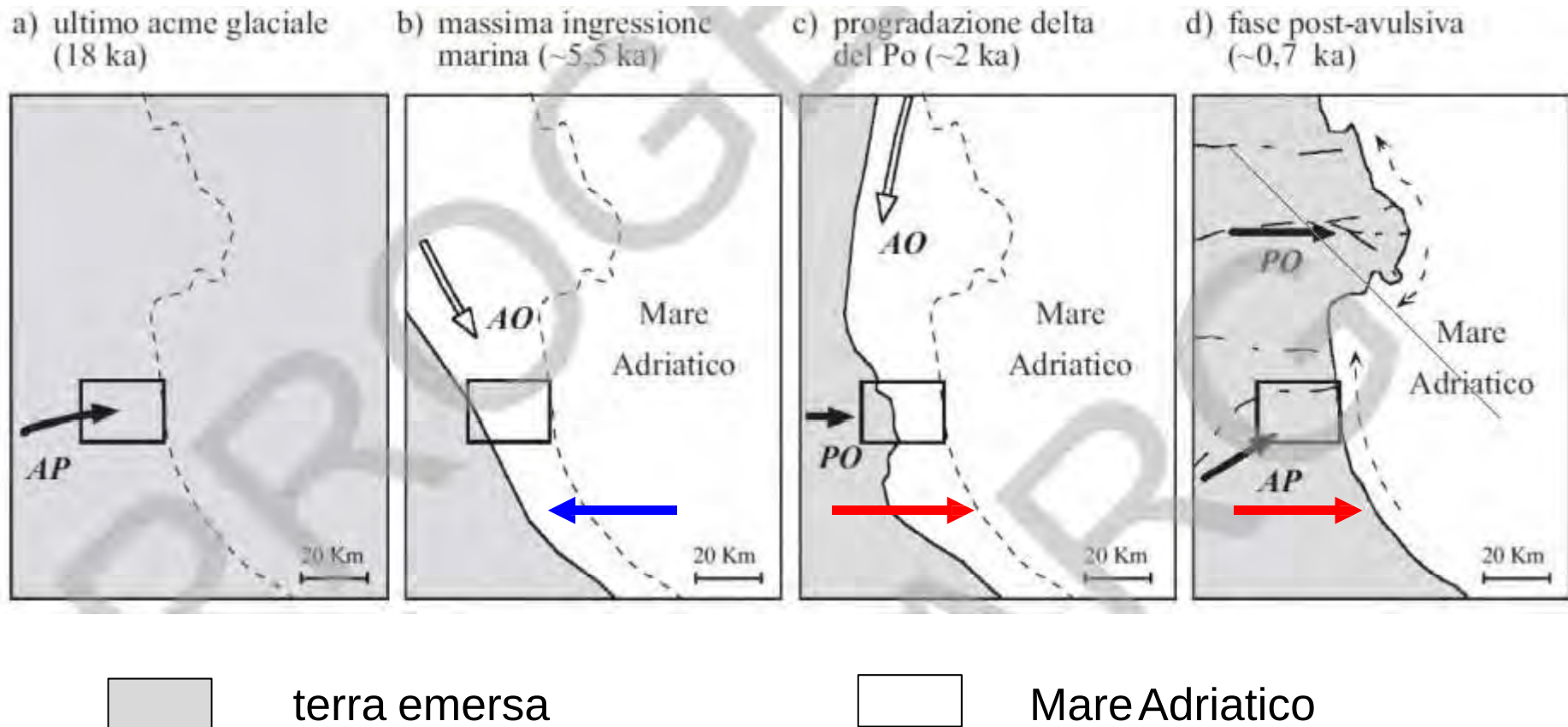
Ciclo di formazione, trasporto e deposito dei sedimenti



Sabbie = erosione, trasporto e deposizione di **arenarie**

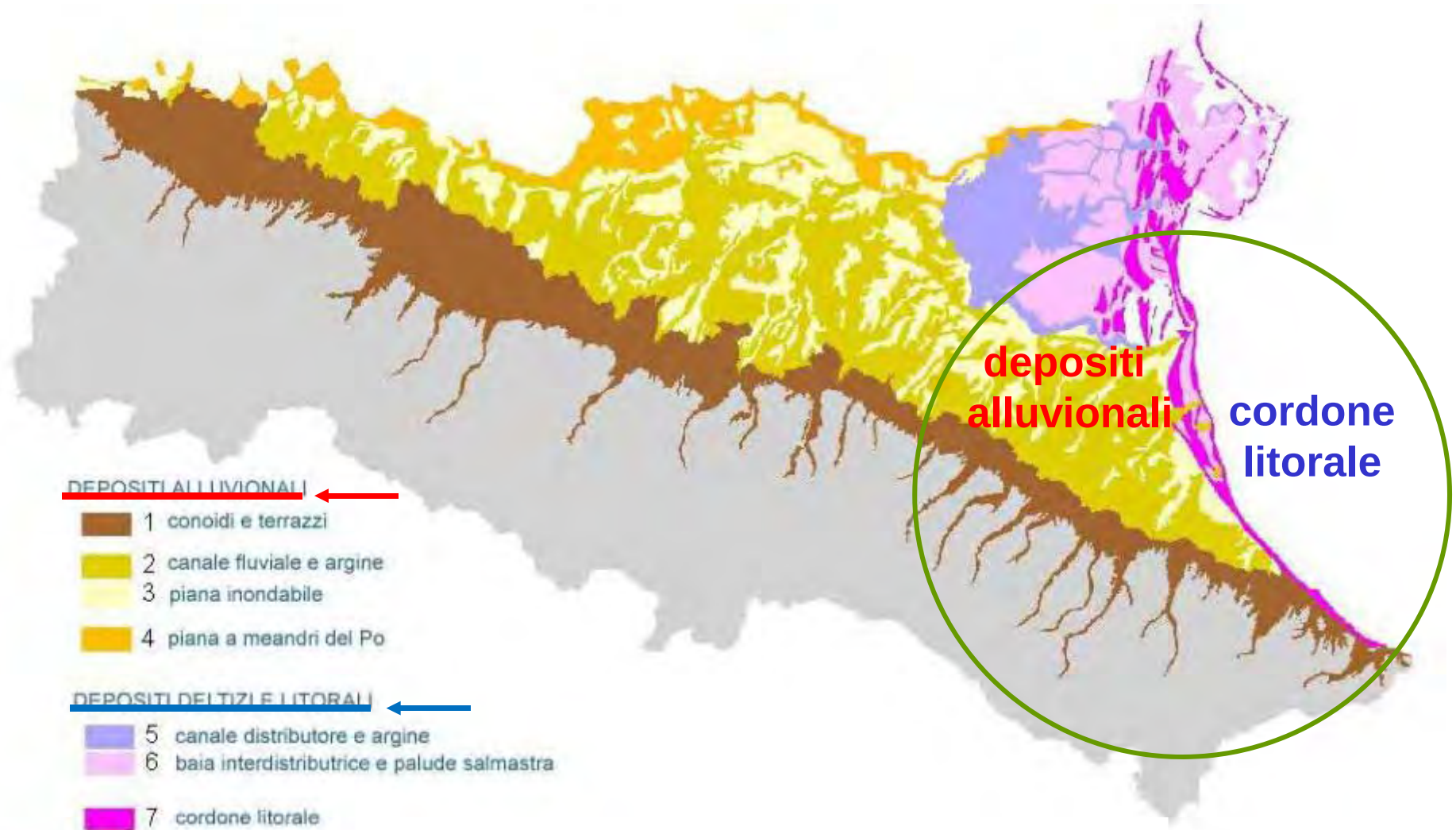
Limi = erosione, trasporto e deposizione di **calcari**

Argille = erosione, trasporto e deposizione di **marne**



Dopo l'ultima fase glaciale (fig. a, 18000 anni fa), con lo scioglimento dei ghiacciai **la linea di costa** ha raggiunto la massima **ingressione marina** (fig. b, 5500 anni fa). Il successivo **apporto al mare dei sedimenti** del Po e dei fiumi che scendevano dall'Appennino Romagnolo ha portato al nuovo **avanzamento della linea di costa** (fig. c, d, progradazione del delta del Po) sino alla configurazione attuale.

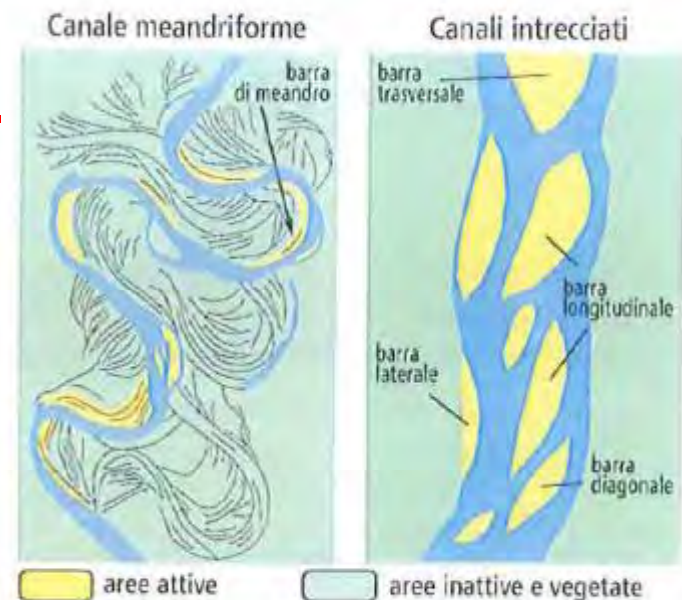
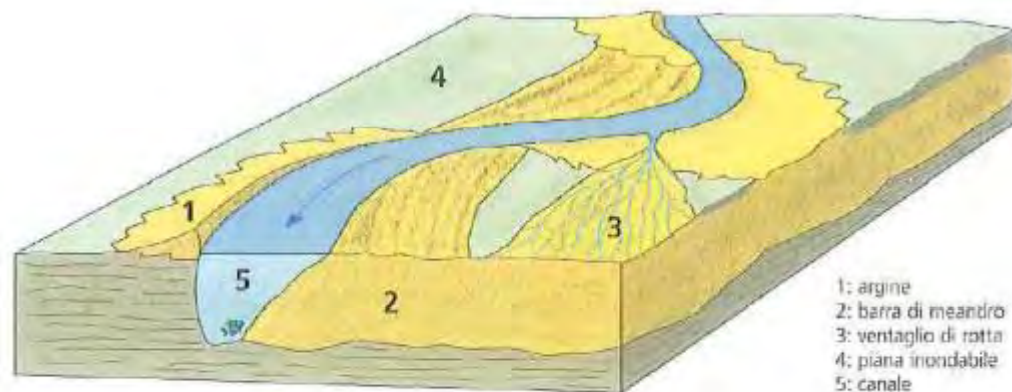
Carta Geologica dell'Emilia Romagna



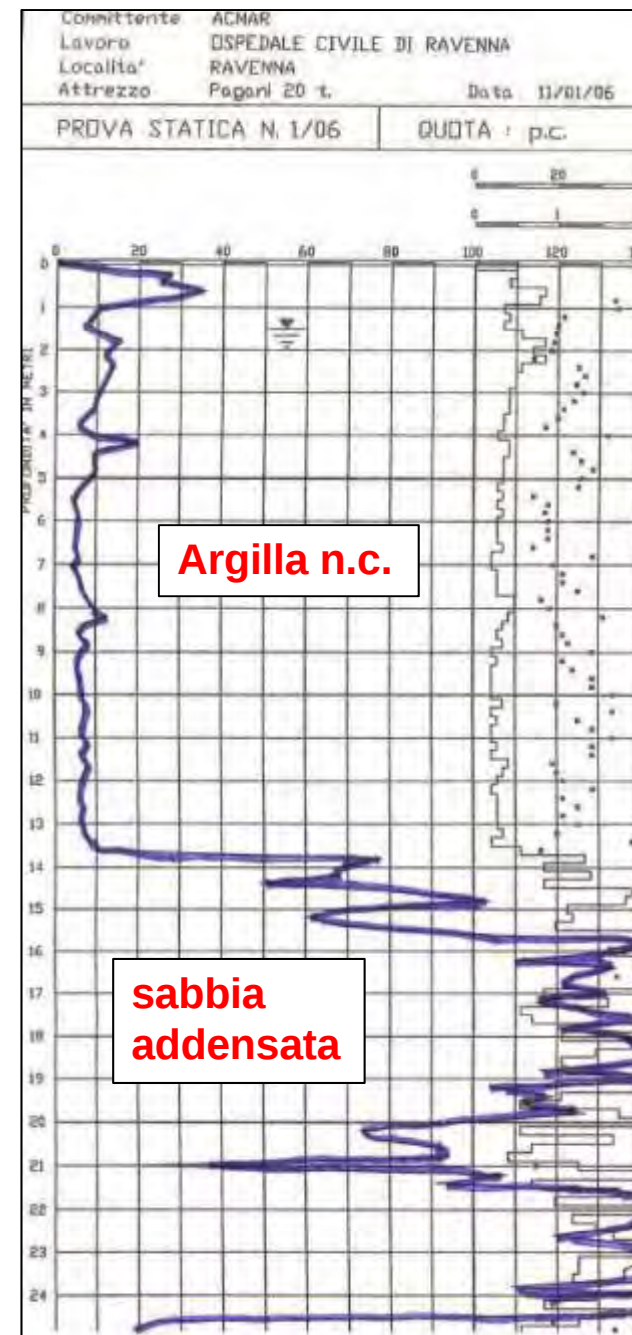
Terreni di origine alluvionale



La sedimentazione è avvenuta per effetto della gravità contrastata dalla spinta di galleggiamento



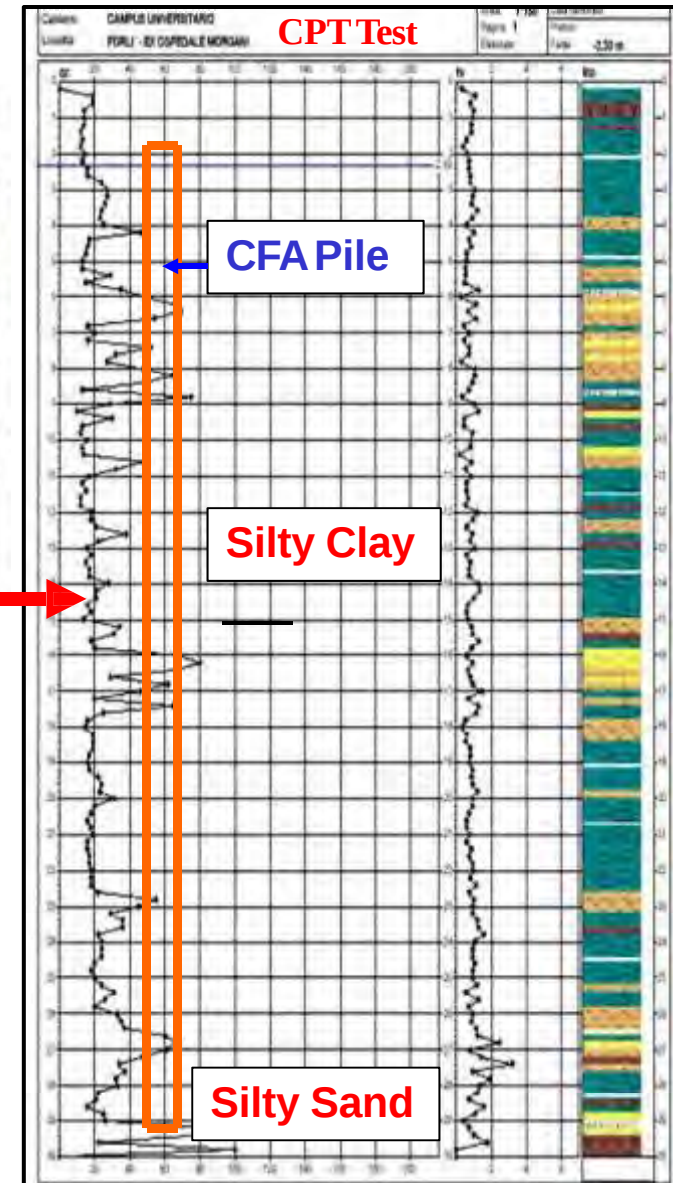
**Dipartimento
Emergenza
Accettazione**



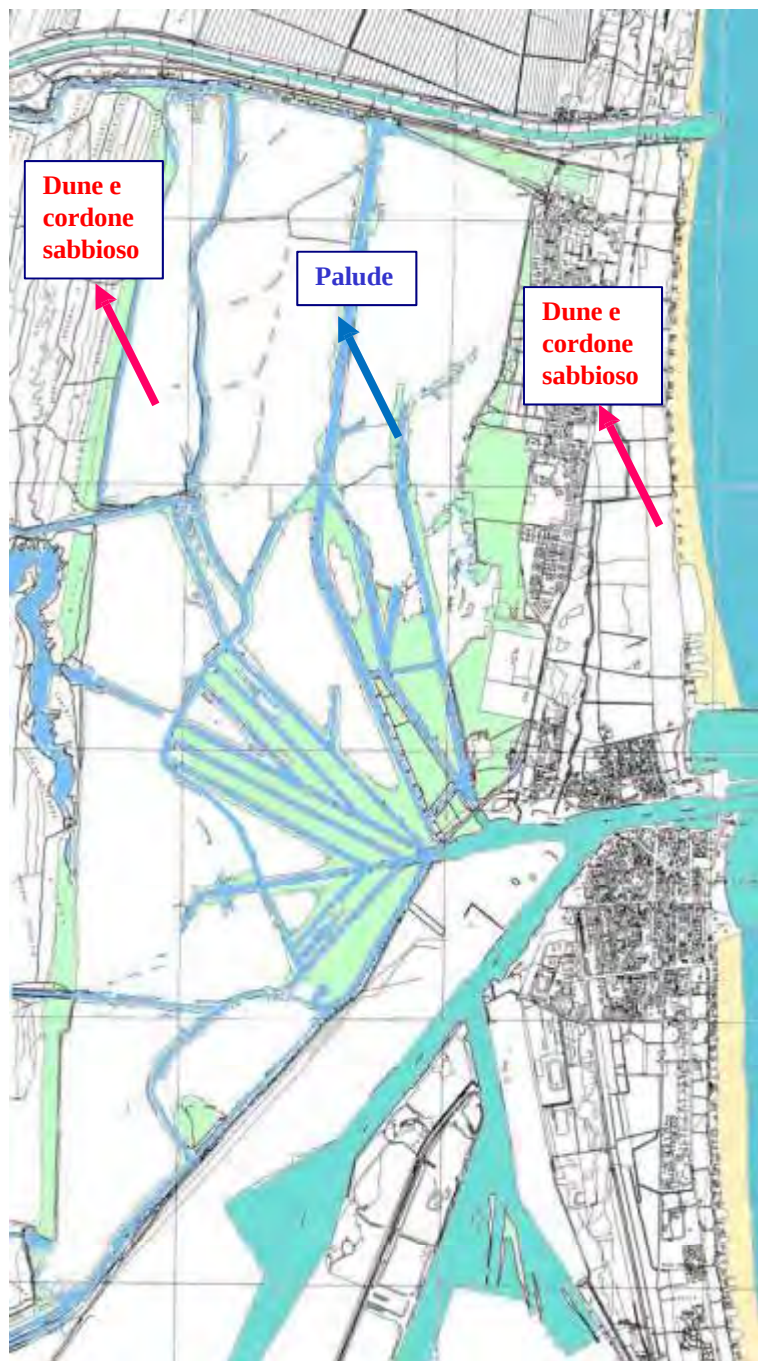
“Trefolo” - New Campus of the University of Forlì



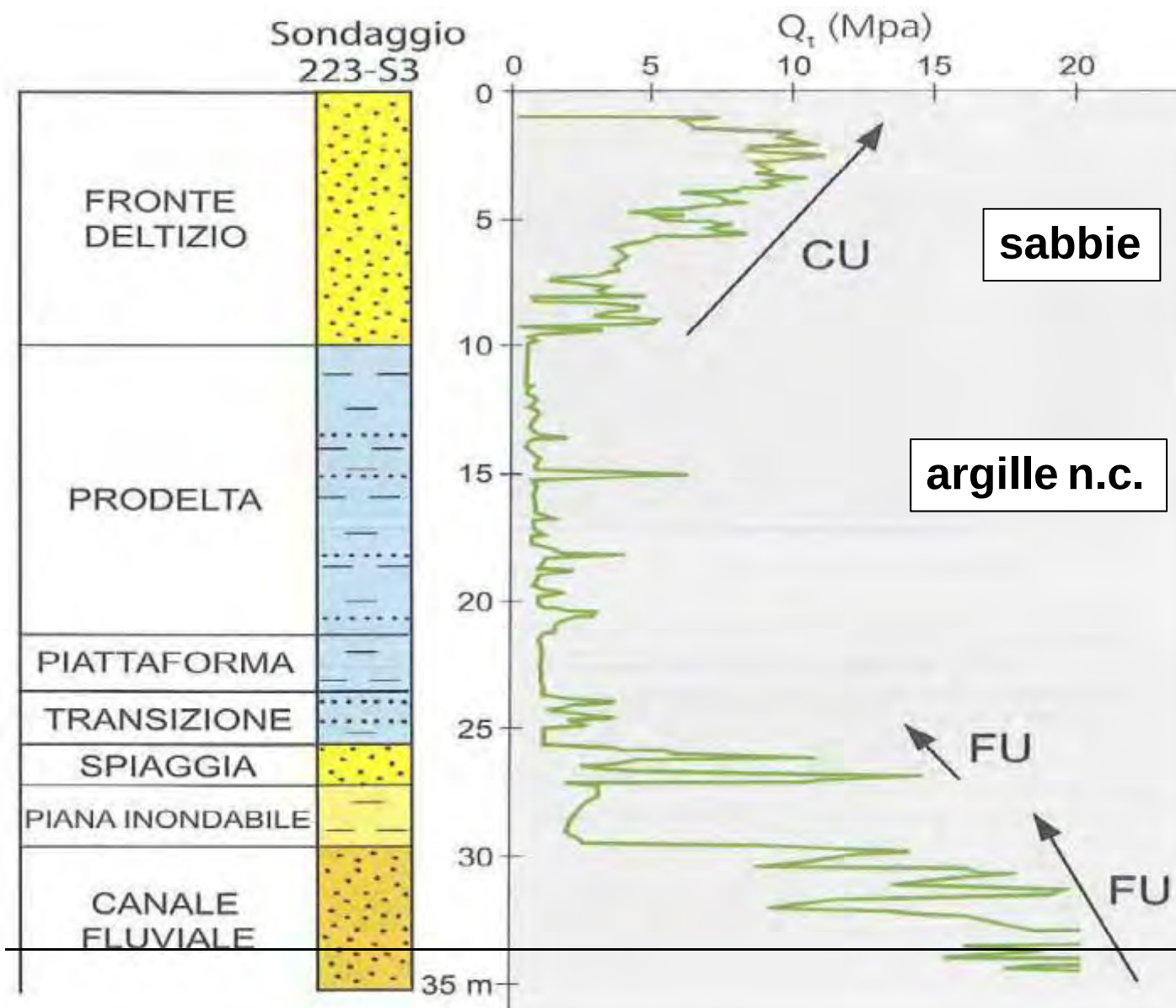
Campus of Forlì – CPT Results



Valli, Pinete e Zone Costiere



Stratigrafia Zona Costiera





Classificazione dei terreni e Permeabilità

Terreni a grana fine (argille e limi)

bassa permeabilità, materiali plastici, forme lamellari

Terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

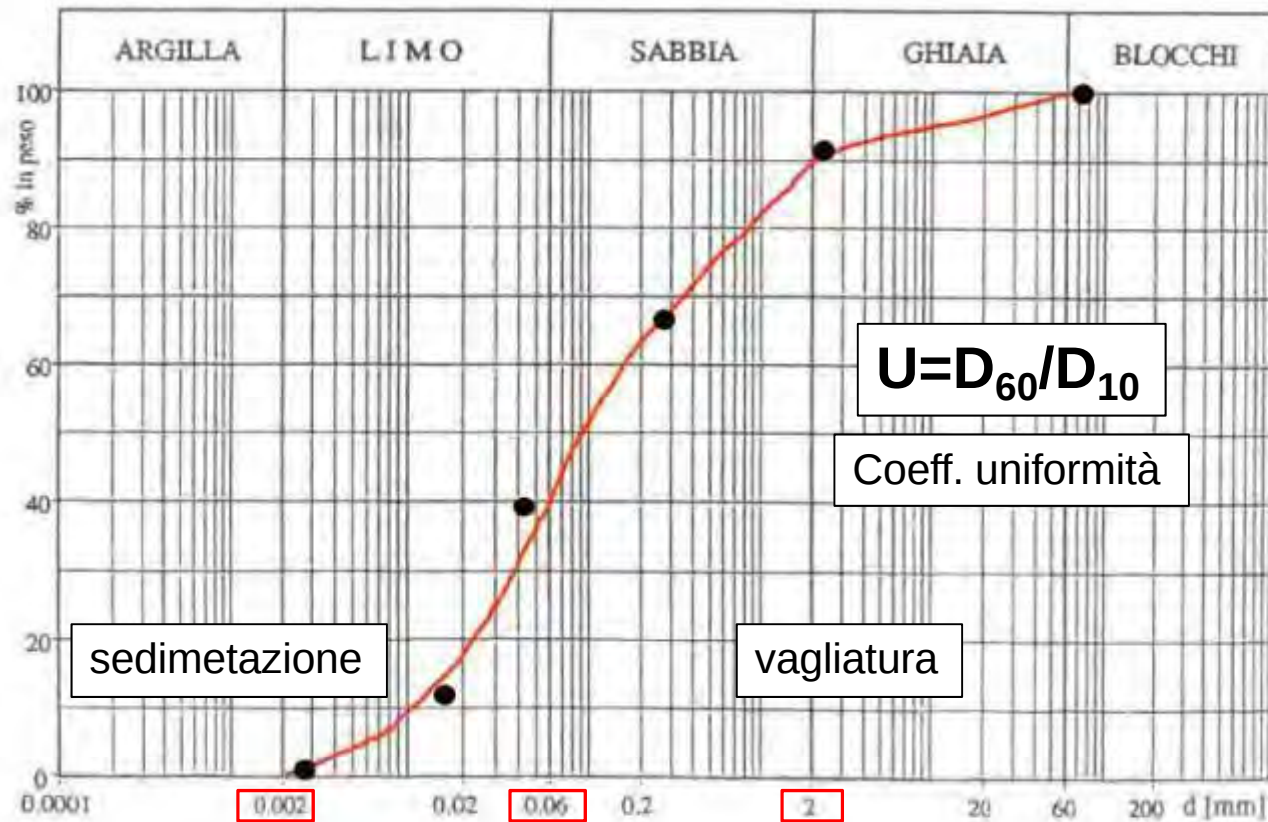
alta permeabilità, materiali non plastici, forme angolari

TABELLA I		
Tipo di terreno		Diametro (mm)
argilla		0.002
	limo	0.002 – 0.074
sabbia	fine	0.074 - 0.42
	media	0.42 - 2.0
	grossa	2.0 - 4.76
ghiaia	fine	4.76 - 19.1
	grossa	19.1 - 76.2

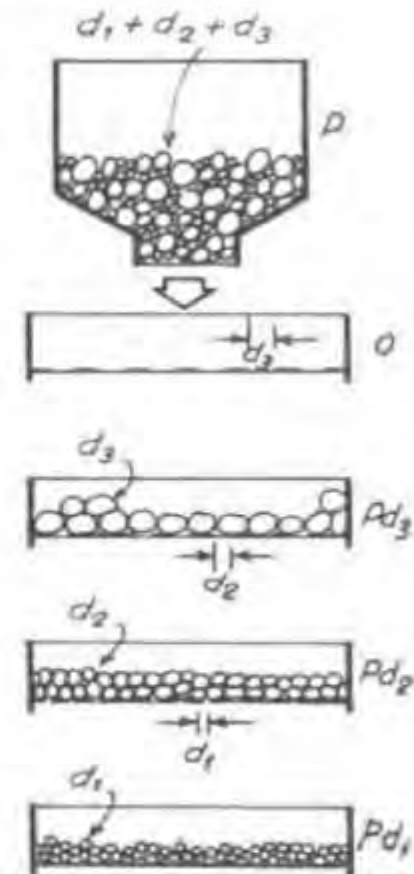
Dimensioni relative dei grani



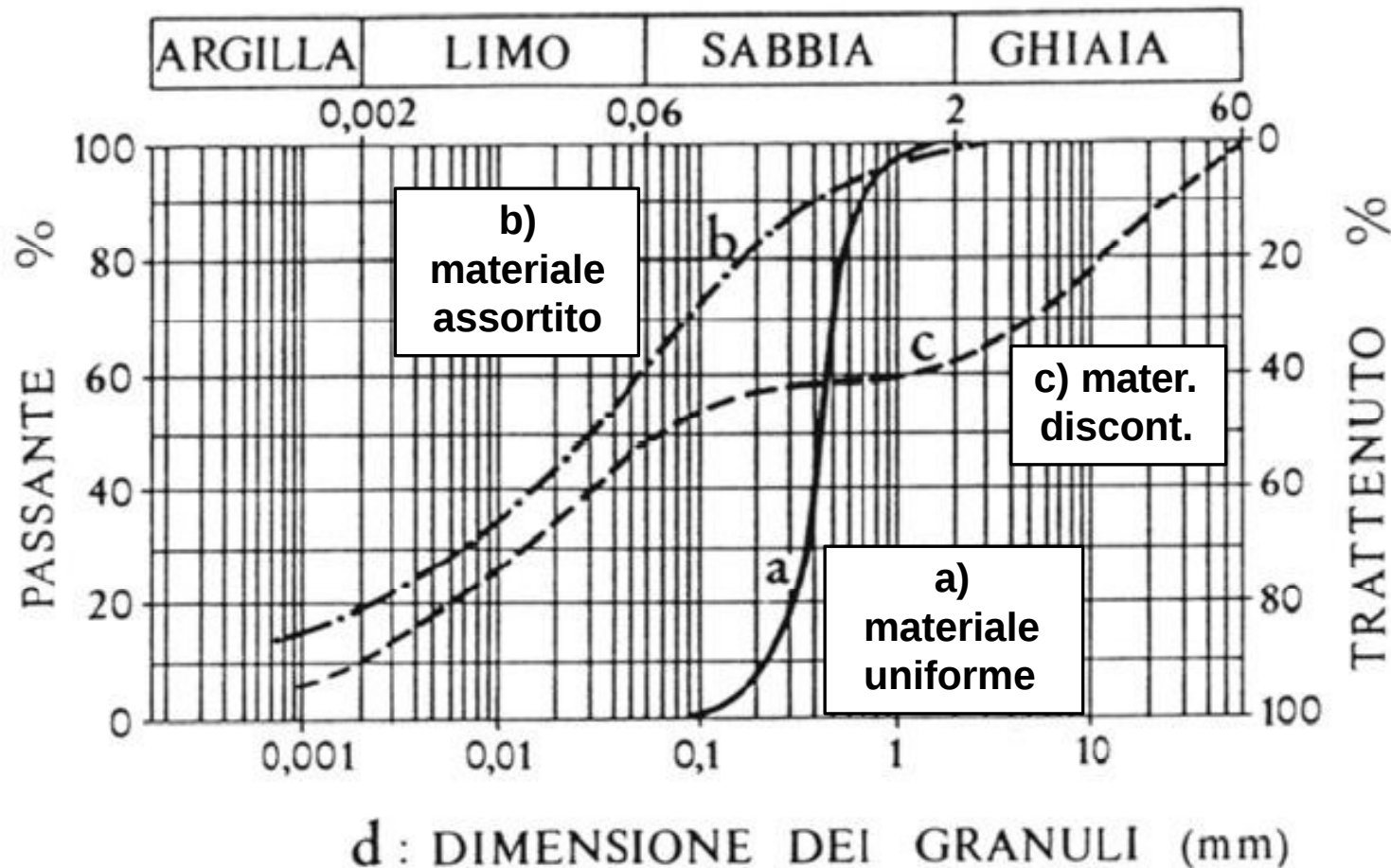
• **Analisi Granulometrica:** operazione di scomposizione di un campione di terreno in una serie di classi, in ciascuna delle quali ricadono grani con dimensioni comprese in determinati intervalli. Serve a determinare la distribuzione delle dimensioni delle particelle che compongono un dato terreno. Si rappresenta a scala semilogaritmica per consentire una rappresentazione sufficientemente accurata anche per piccoli valori di d .



Ogni punto della curva ha come ascissa il generico diametro d_i e come ordinata p_i la percentuale in peso del materiale costituito dal sottoinsieme di particelle aventi diametro minore di d_i . P_i è la percentuale di passante in peso.



$$p_{d_i} = \frac{P_{d_i}}{P} \times 100 ;$$

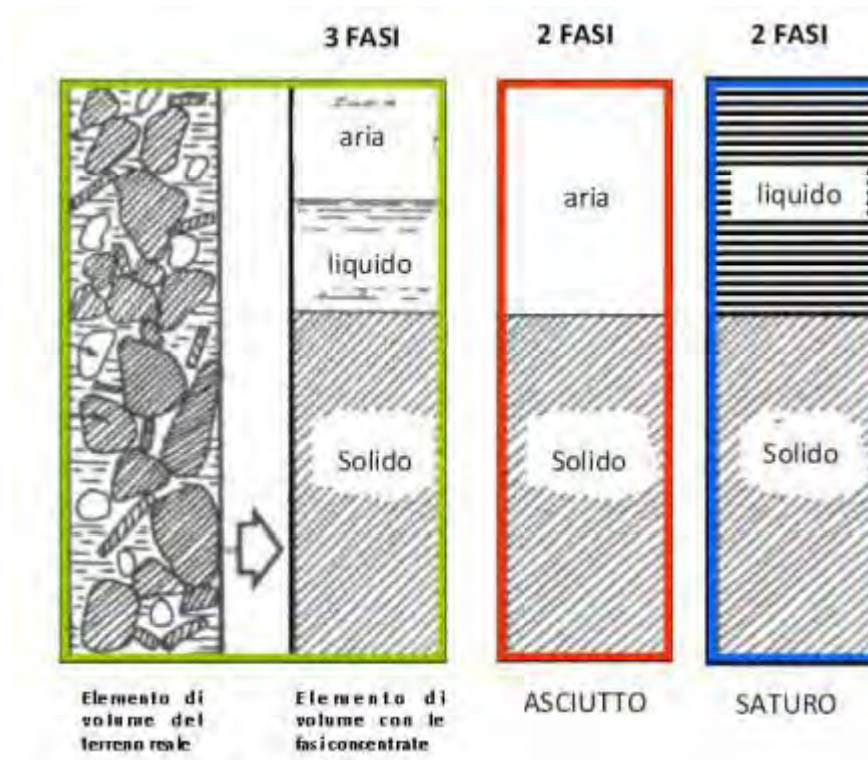


Curve granulometriche: a) granulometria uniforme (sabbia monogranulare); b) granulometria assortita (limo argilloso con sabbia); c) granulometria discontinua (limo con ghiaia debolmente argilloso)



- ▶ • I terreni di origine alluvionale sono terreni consolidati sotto il proprio peso (n.c.) contraddistinti da elevate porosità
- ▶ • terreni poco consistenti, aventi bassa resistenza, bassa permeabilità ed elevata compressibilità
- ▶ **Condizioni di sicurezza**
Criticità delle condizioni a breve termine nei rilevati
Criticità delle condizioni a lungo termine negli scavi
- ▶ **Elevati Cedimenti**
 - Rilevanti deformazioni plastiche irreversibili

PROPRIETA' DEL TERRENO



- Il terreno è un mezzo costituito da un **sistema a più fasi** all'interno del quale coesistono lo **scheletro solido**, l'**acqua interstiziale** allo stato liquido e nei terreni non completamente saturi, l'**aria** nei pori liberi.

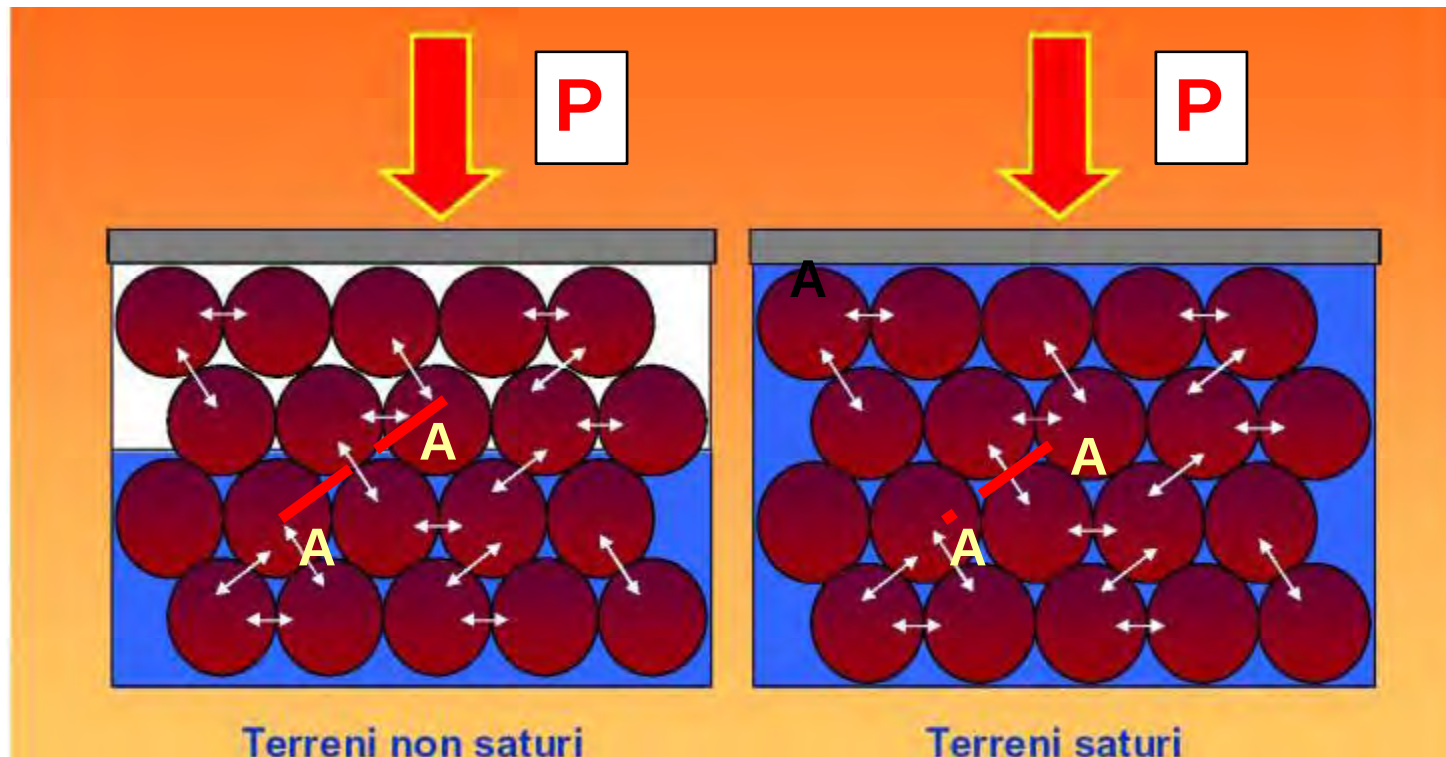


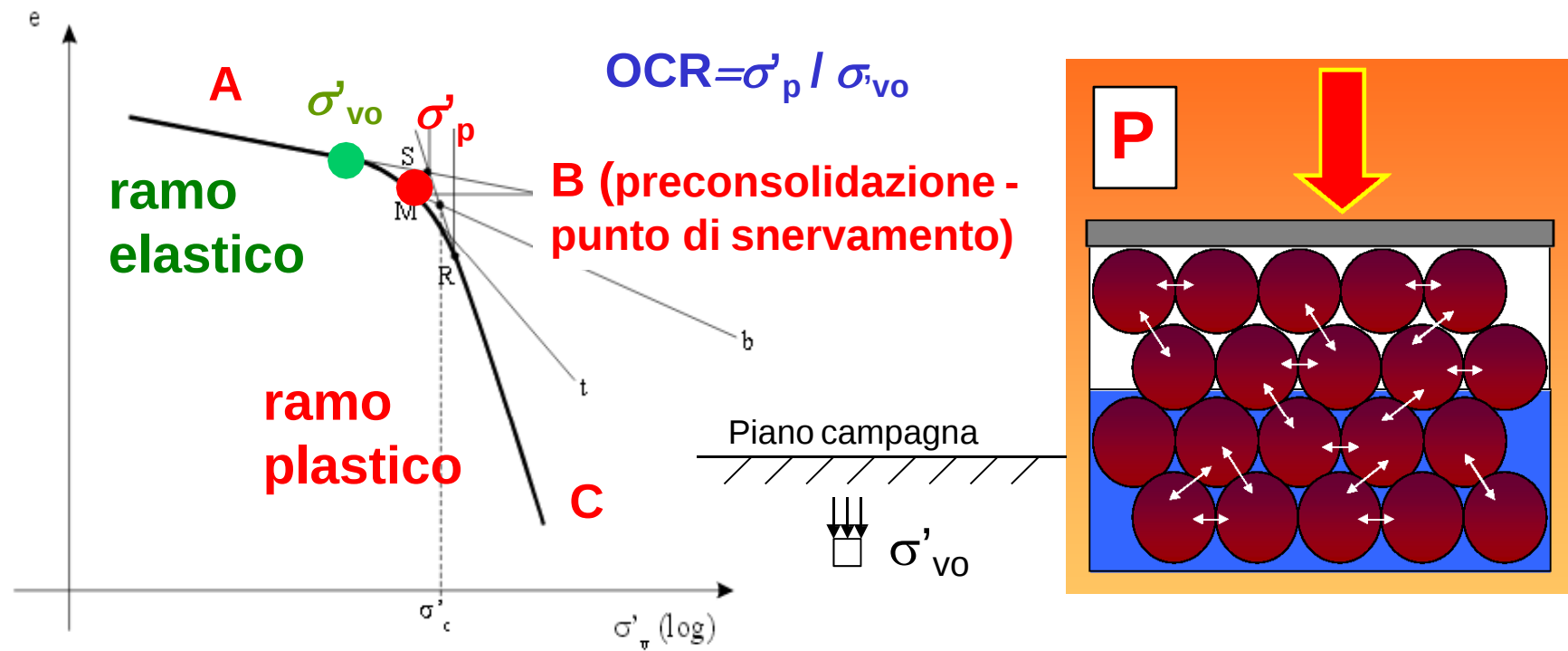
- *Lo scheletro solido fornisce resistenza e rigidezza e crea i vuoti interstiziali. I grani si scambiano **tensioni tangenziali**, che tendono a fare scorrere le particelle, e **tensioni normali**, denominate **pressioni efficaci**, da cui dipende la **resistenza del terreno allo scorrimento** che viene attivata tramite un **meccanismo di attrito***
- *L'acqua e l'aria riempiono i vuoti interstiziali residui, intervenendo sulle resistenze iniziali, sui processi di consolidazione dei terreni saturi e di suzione nei terreni parzialmente saturi*



Tensioni efficaci tra i grani

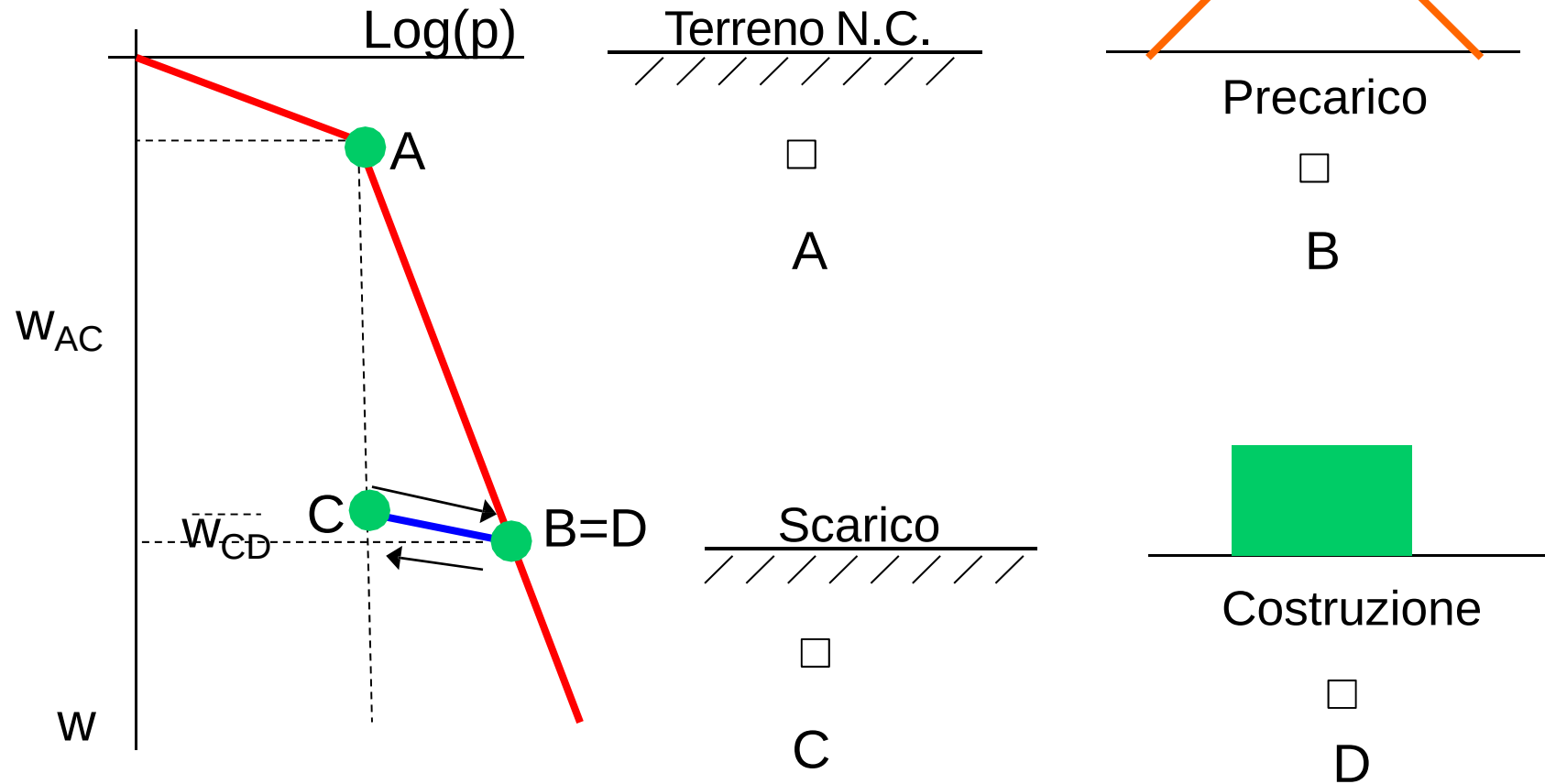
Se si assimila il terreno ad un insieme di sfere rigide, gli unici spostamenti possibili tra i grani sono gli scorrimenti lungo il piano tangente A-A perpendicolare alla direzione di contatto





In termini di pressioni applicate la risposta del terreno si distingue in **a)** un **comportamento elastico (ramo A-B)** (**deformazioni reversibili**) sino a quando le pressioni applicate sono inferiori a quelle massime già registrate in sito (**punto B – pressione di preconsolidazione**) che rappresenta il punto di snervamento e **b)** in un comportamento **plastico (ramo B-C)** durante il quale si verificano variazioni di volume **irreversibili** con riduzione vuoti che comporta l'insorgere di **deformazioni permanenti**.

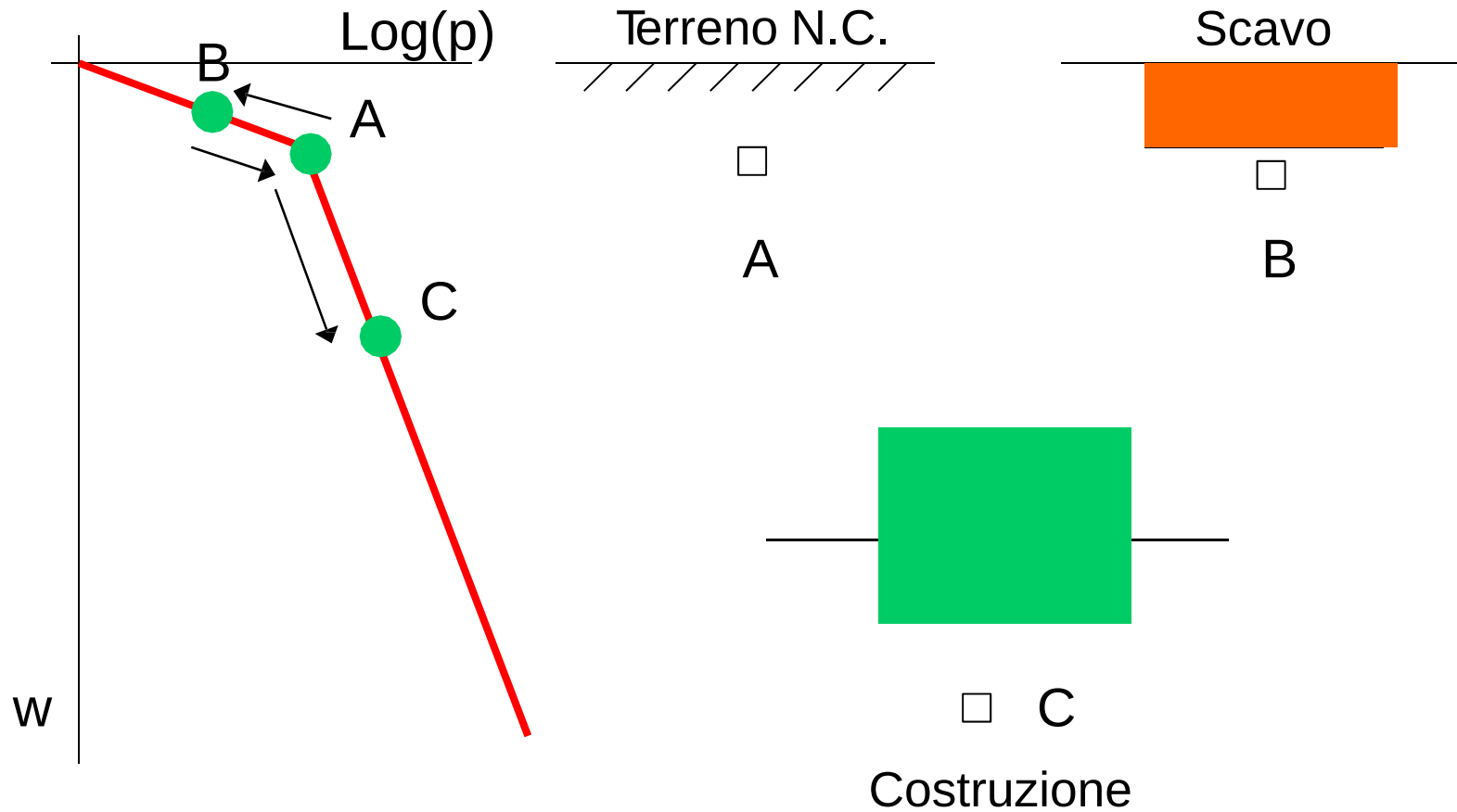
Precarico



Cedimento (plastico) per effetto del precarico w_{AC}

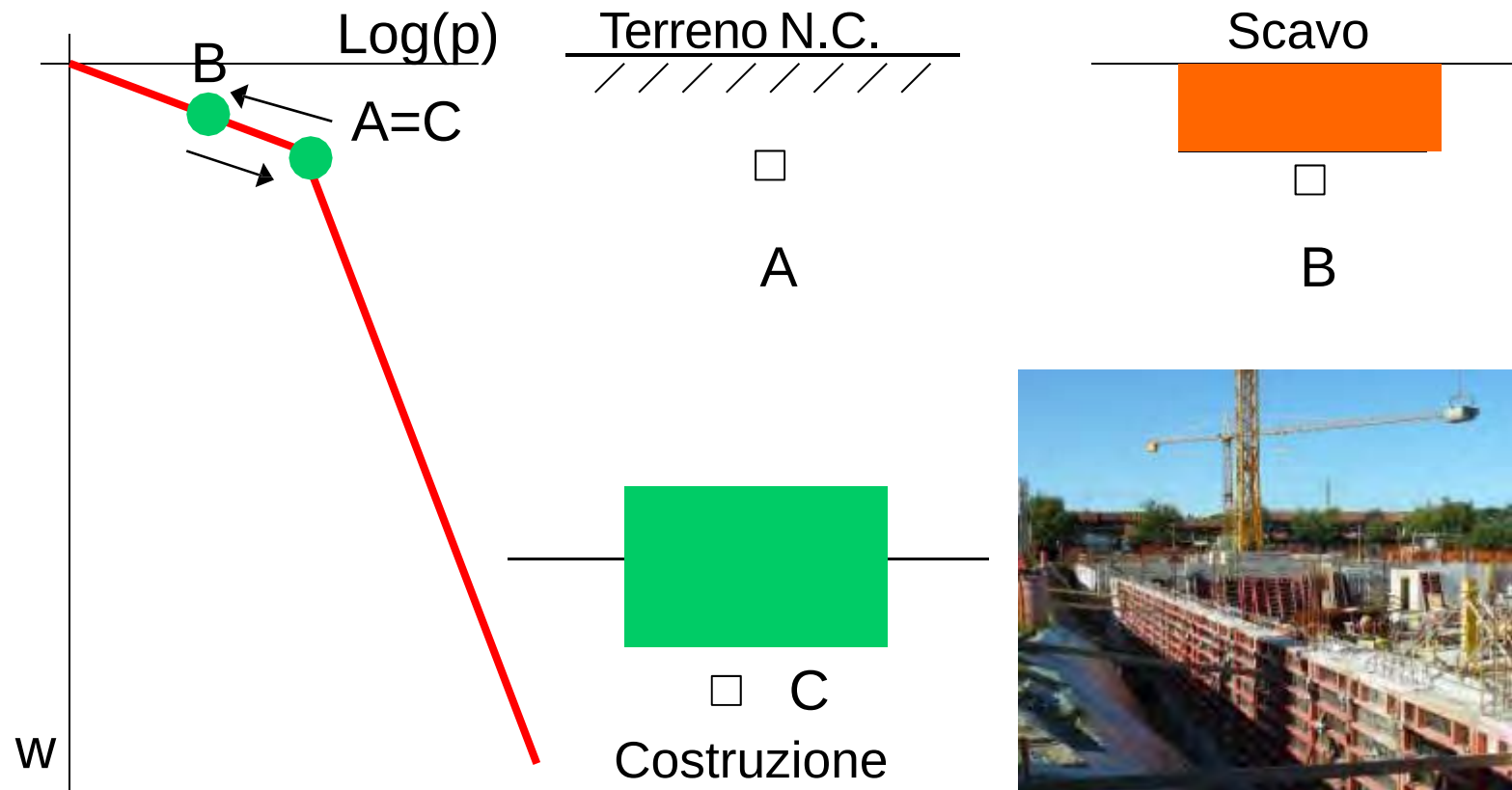
Cedimento (elastico) per effetto della costruzione w_{CD}

Fondazione parzialmente compensata



Cedimento per effetto della costruzione w_{BC}
Cedimenti elastici (w_{BA}) e plastici (w_{AC})

Fondazione compensata



Fondazione compensata $p_C \leq p_A$
Deformazioni elastiche



Modello del terreno

- *Meccanica dei sistemi discreti, che tiene conto della natura particellare del terreno*
- *Meccanica dei fluidi, che tiene conto del comportamento dell'acqua interstiziale*
- *Meccanica del continuo, per la valutazione dello stato tensionale nel terreno indotto dai carichi esterni*



Meccanica dei
sistemi discreti

Meccanica dei
sistemi continui

Meccanica
dei fluidi

Proprietà dei terreni

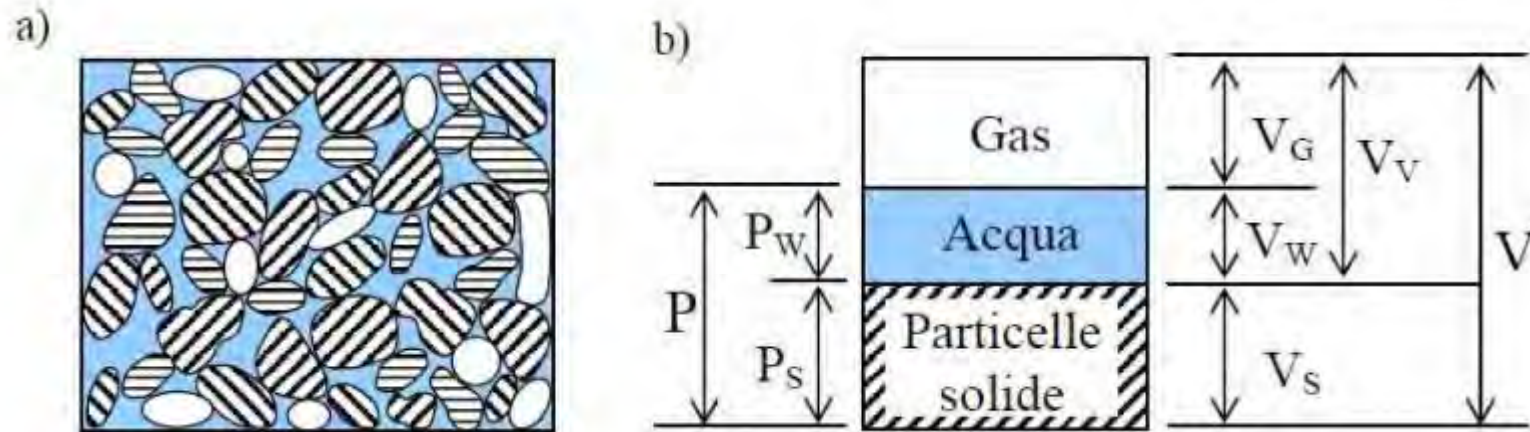
Porosità

Indice dei Vuoti

Grado di Saturazione



Proprietà del terreno - Porosità



Porosità (volume vuoti / volume totale)

$$\mathbf{n} = \mathbf{V}_v / \mathbf{V}_{\text{tot}}$$

Indice dei vuoti (volume vuoti / volume pieni)

$$\mathbf{e} = \mathbf{V}_v / \mathbf{V}_p$$

Grado di Saturazione (volume acqua/volume vuoti)

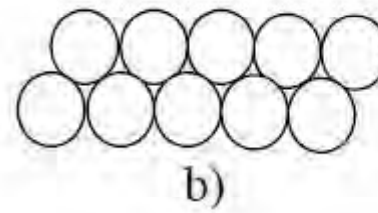
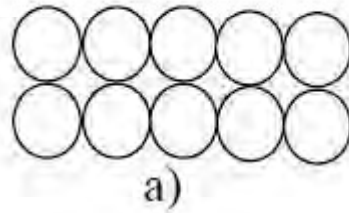
$$S_r = V_w / V_v$$



Proprietà del terreno - Porosità

$n = 47.6\%$

**reticolo
cubico**



$n = 26\%$

**reticolo
tetraedrico**

Figura 1.9 – Reticolo cubico (a) e tetraedrico (b)

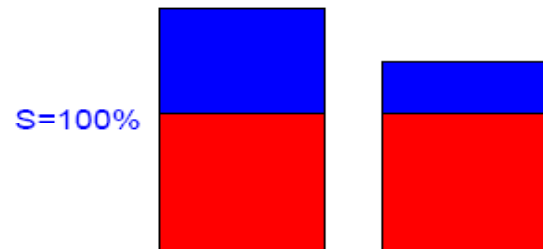
Tabella 1.2. Valori tipici di alcuni parametri del terreno

	n (%)	e	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)
GHIAIA	25-40	0.3-0.7	14-21	18-23
SABBIA	25-50	0.3-1.0	13-18	16-21
LIMO	35-50	0.5-1.0	13-19	16-21
ARGILLA	30-70	0.4-2.3	→ 7-18	14-21
TORBA	75-95	3.0-19.0	1-5	10-13



Proprietà del terreno – Peso specifico

Peso di volume γ



S=100%

$$\gamma = \frac{P_s + P_w}{V_{\text{totale}}}$$

-  fase solida (P_s ; V_s)
-  fase liquida (P_w ; V_w)

Peso di volume saturo

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{P_s + P_w}{V_{\text{totale}}}$$



S = 100%

$$\gamma_{\text{dry}} = \frac{P_s}{V_{\text{totale}}}$$

Peso di volume secco

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Peso di volume immerso



Proprietà del terreno

Peso specifico secco ($S_r = 0$)

$$\gamma_d = (1 - n) \cdot \gamma_g$$

Peso specifico naturale ($S_r \neq 0$)

$$\gamma_n = (1 - n) \cdot \gamma_g + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$$

Peso specifico saturo ($S_r = 1$)

$$\gamma_s = (1 - n) \cdot \gamma_g + n \cdot \gamma_w$$

Peso specifico immerso

$$\gamma_i = (1 - n) \cdot (\gamma_g - \gamma_w)$$

Esempio numerico

$$n=0.45 \quad \gamma_g=27 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_d=(1-0.45) \times 27 = 14.85 \text{ KN/m}^3$$

$$n=0.45 \quad S_r=0.50 \quad \gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_n=14.85+0.45 \times 0.5 \times 10 = 17.10 \text{ KN/m}^3$$

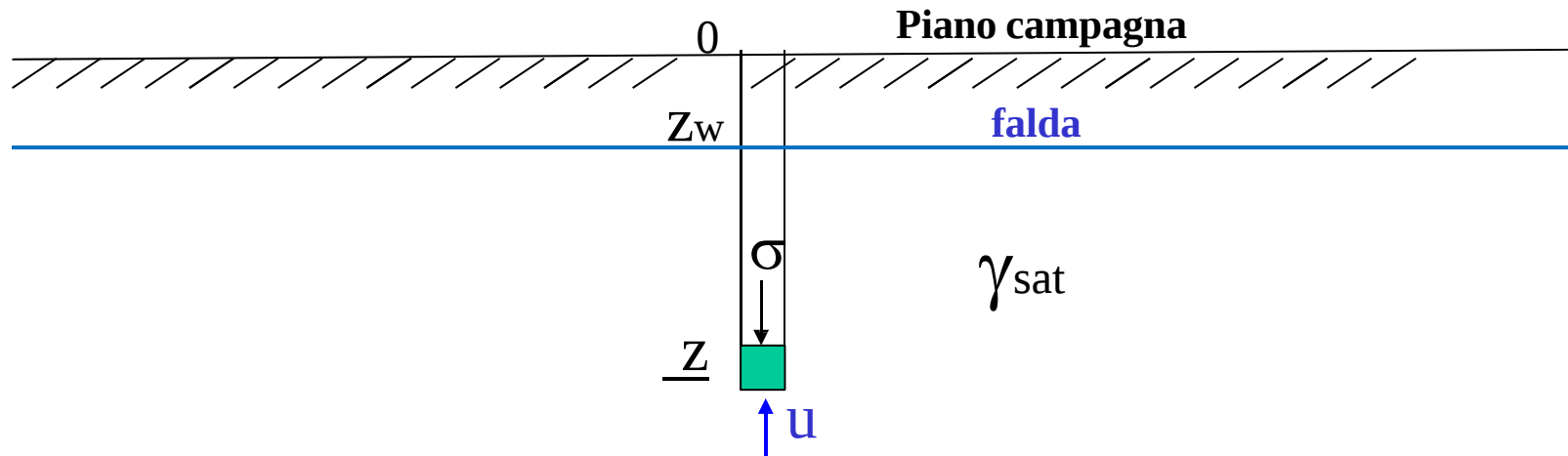
$$n=0.45 \quad S_r=1.00 \quad \gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_s=14.85+0.45 \times 10 = 19.35 \text{ KN/m}^3$$

$$n=0.45 \quad S_r=1.0 \quad \gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_i=(1-0.45) \times (27-10) = 9.35 \text{ KN/m}^3$$

Tensioni totali ed efficaci



σ = tensione totale

u = pressione neutra H₂O

σ' = tensione efficace

$$\sigma = \gamma_{\text{sat}} Z$$

$$\sigma' = \sigma - u = \gamma_{\text{sat}} Z - \gamma_w (Z - Z_w)$$

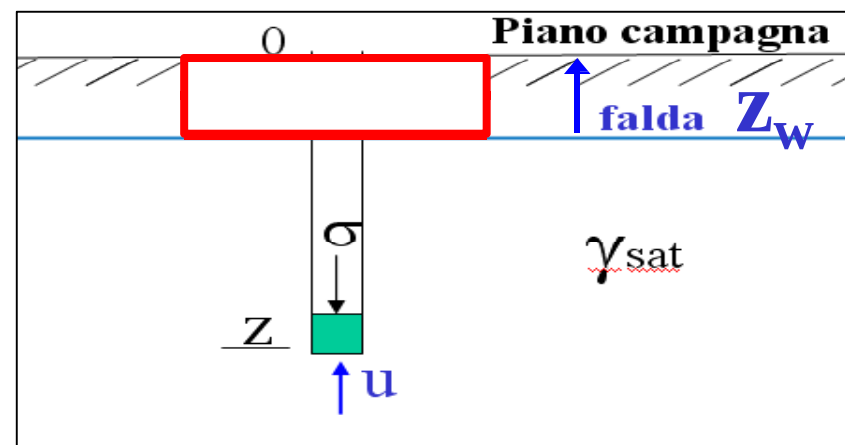
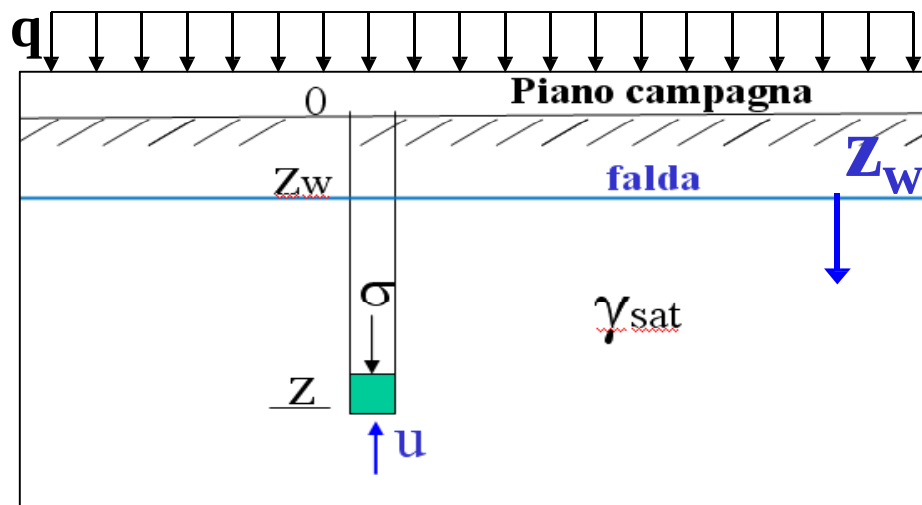


Principio delle tensioni efficaci

(Karl Terzaghi)

La resistenza a taglio e la rigidezza meccanica di un terreno dipendono solo dalle tensioni che si scambiano i grani, dette per questo **tensioni efficaci**.

In un terreno saturo le tensioni efficaci sono pari alla differenza tra la tensione totale e la pressione neutra nell'acqua interstiziale.



Incremento dei carichi a p.c.

Abbassamento livello di falda



Incremento delle pressioni efficaci

Riduzioni di volume

Abbassamenti a piano campagna

Esecuzione di scavi

Rialzamento livello di falda



Decremento pressioni efficaci

Rigonfiamento

Sollevamento piano campagna

Variazioni di falda

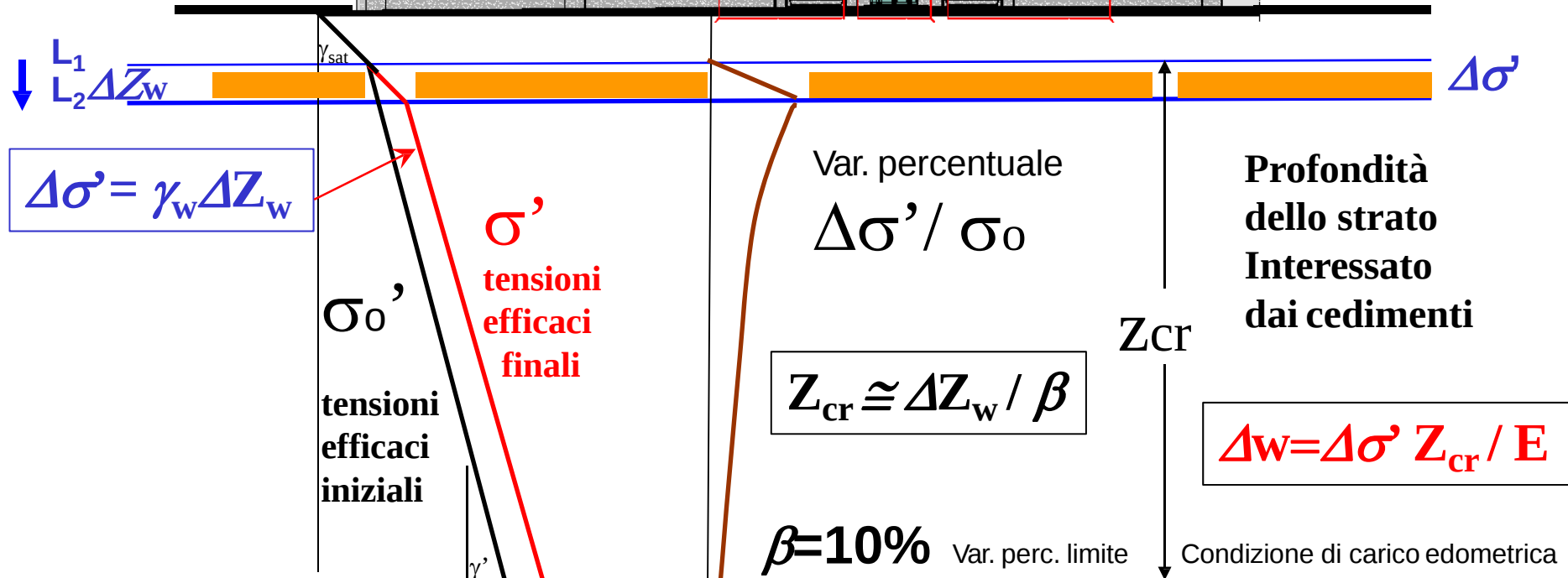
**Palazzo
Spreti
Ravenna**

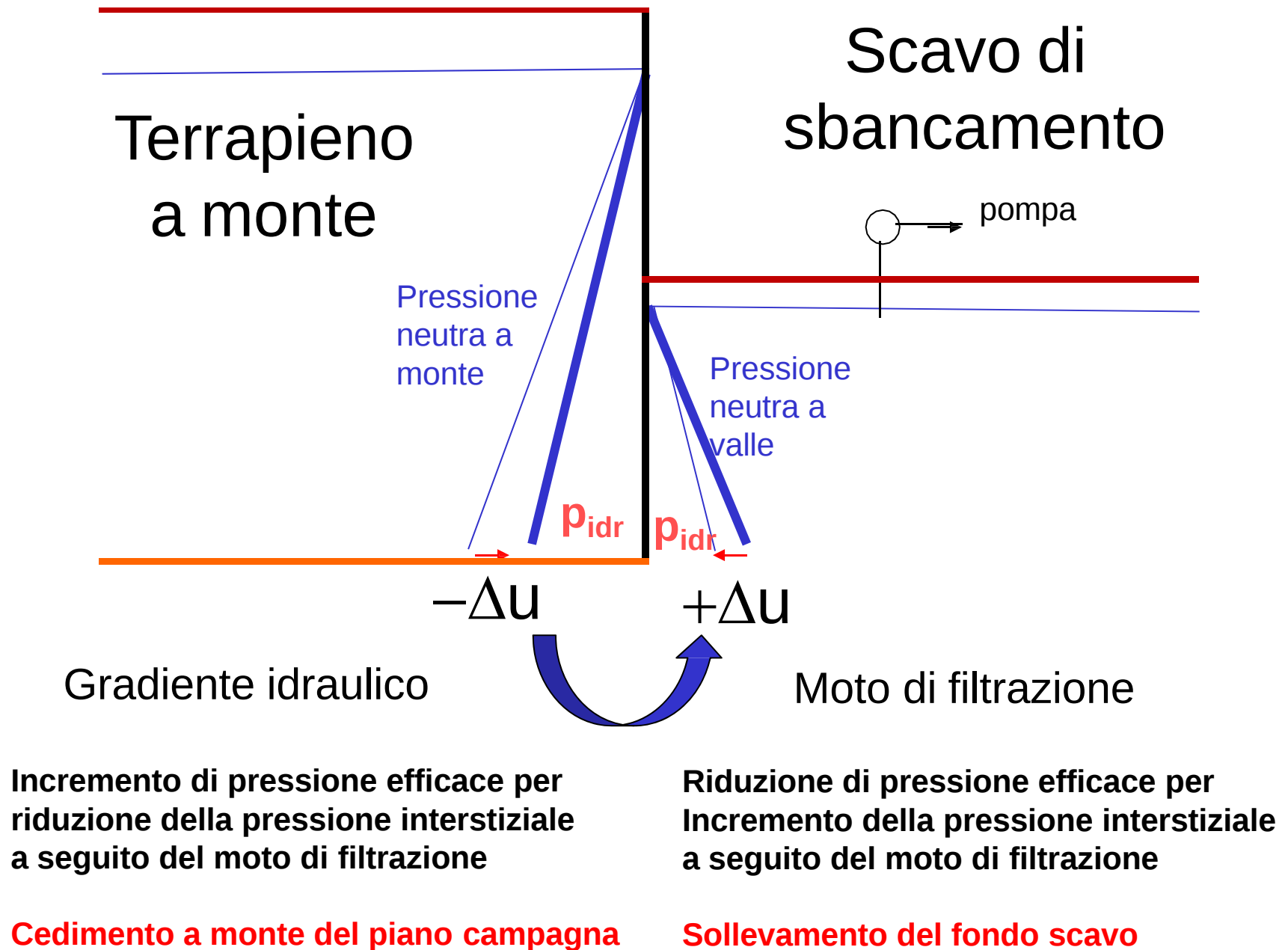
**Quadri
Fessurativi**



$\Delta z_w = 0.75 \text{ m}$
 $\Delta \sigma' = 7.5 \text{ KPa}$
 $Z_{cr} = 7.5 \text{ m}$
 $E = 2500 \text{ KPa}$

$\Delta w = 2 \text{ cm}$





Leggi Costitutive dei Terreni

Leggi costitutive

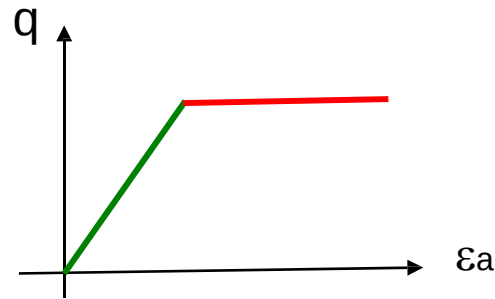
Elasto plastica (Modello di ***Mohr-Coulomb***)

Le deformazioni si mantengono elastiche sino a rottura che coincide con lo snervamento e poi si manifestano deformazioni plastiche a tensione costante di natura irreversibile

Non Lineare (***Elasto Plastiche Incrudenti***)

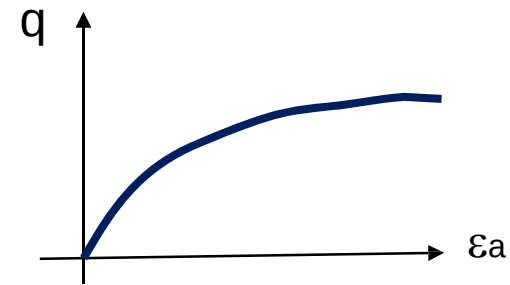
Si manifestano deformazioni elastiche lontano dalla rottura, con superficie di snervamento che si amplia continuamente (Modello **Cam – Clay**)

Leggi Costitutive del terreno



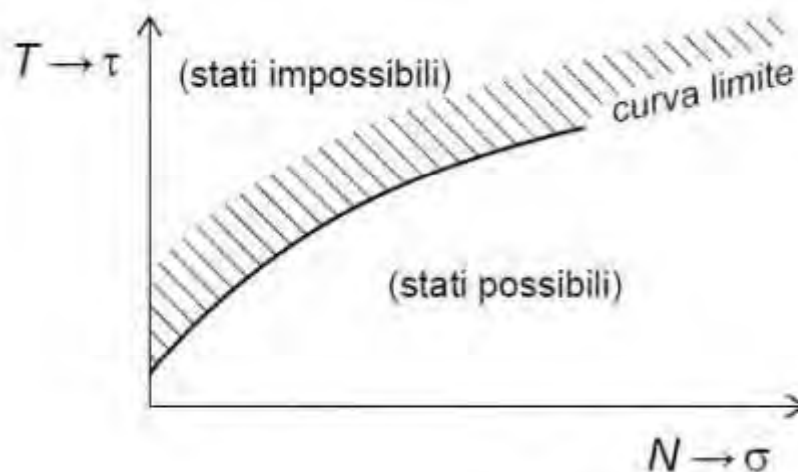
Modello elasto plastico
(Mohr-Coulomb)

Comportamento elastico sino
a rottura per plasticizzazione



Modello non lineare
(Cam - Clay)

Comportamento incrudente
con deformazioni plastiche
anche lontano dalla rottura



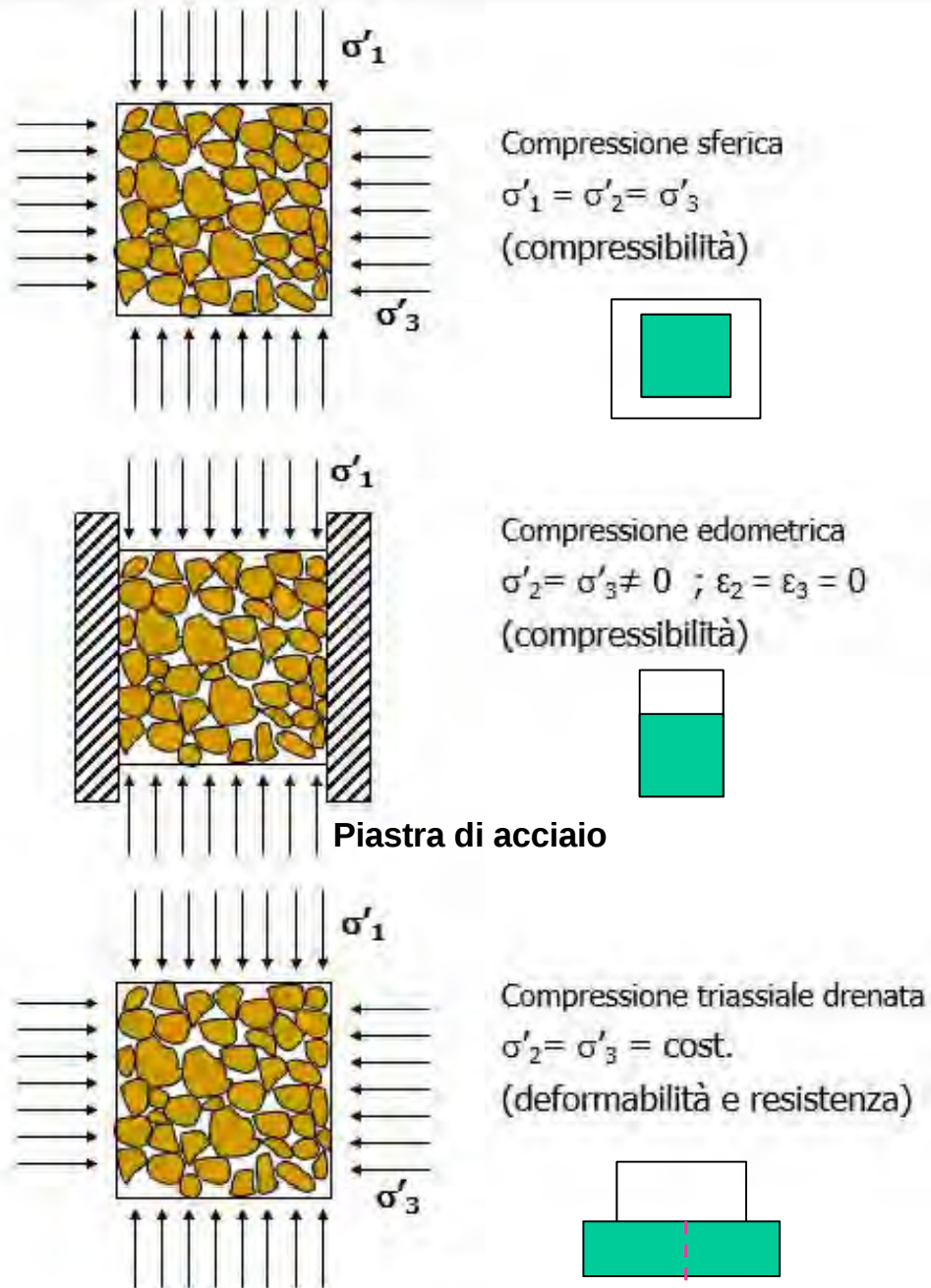
$$\sigma = N/A$$

$$\tau = T/A$$

STATI TENSIONALI NEL TERRENO

**EFFETTI SULLE VARIAZIONI
DI VOLUME E DI FORMA**

Prove di compressione



Variazione di volume
ma non di forma
($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$)

(accorciamento isotropo nelle 3 dir.)

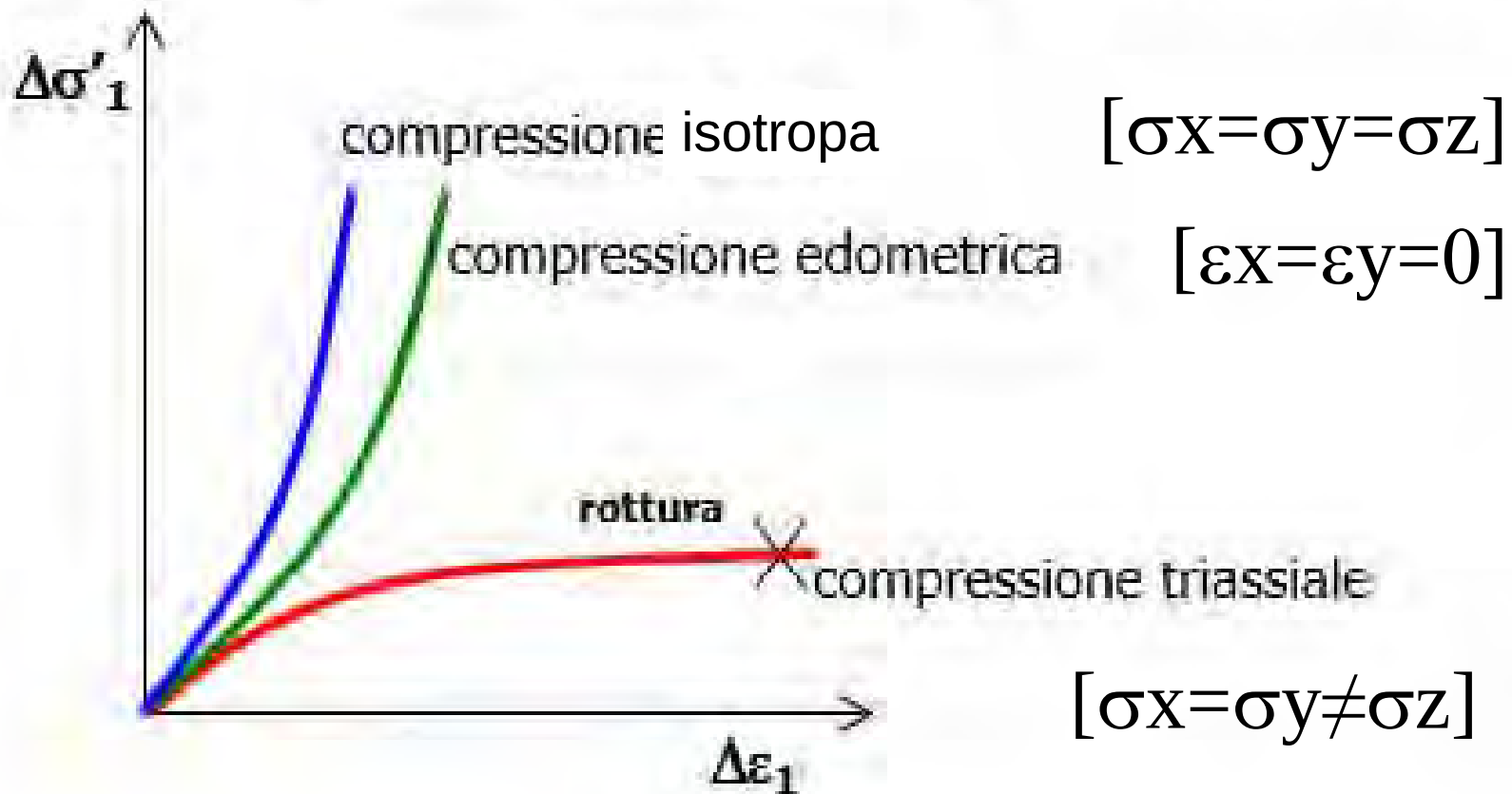
Variazione di volume
con espansione
laterale impedita
(prova edometrica)

(accorciamento dir. verticale)

Variazione di volume
e di forma ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$)
(prova triassiale, e.l.l.)

(dilatazione orizzontale che produce
la rottura del provino – sforzo dev.)

Comportamento rilevato sperimentalmente

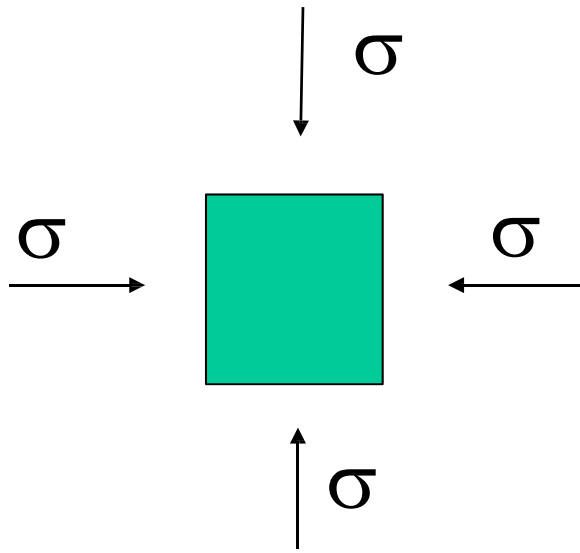


PRESSIONI ISOTROPE

e

SFORZI DEVIATORICI

Stato tensionale isotropo nel terreno



σ_z = tensione normale verticale

σ_x = tensione normale orizzontale

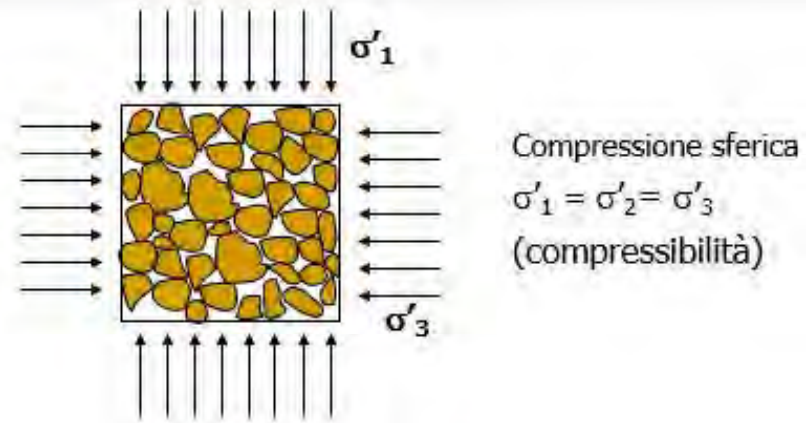
$$\sigma_z = \sigma_y = \sigma_x = \sigma$$

Variazione di
volume



$P=100 \text{ bar}$

Testa di polistirolo



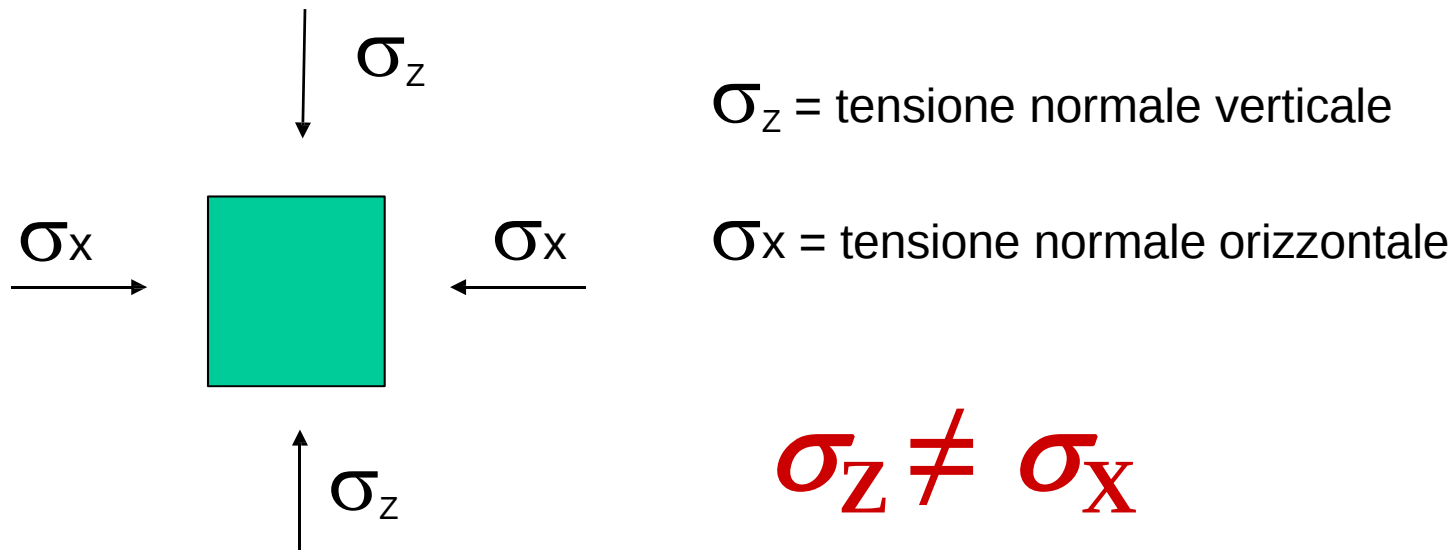
$$\sigma_Z = \sigma_Y = \sigma_X$$

Effetti della pressione isotropa
Riduzione omotetica di volume



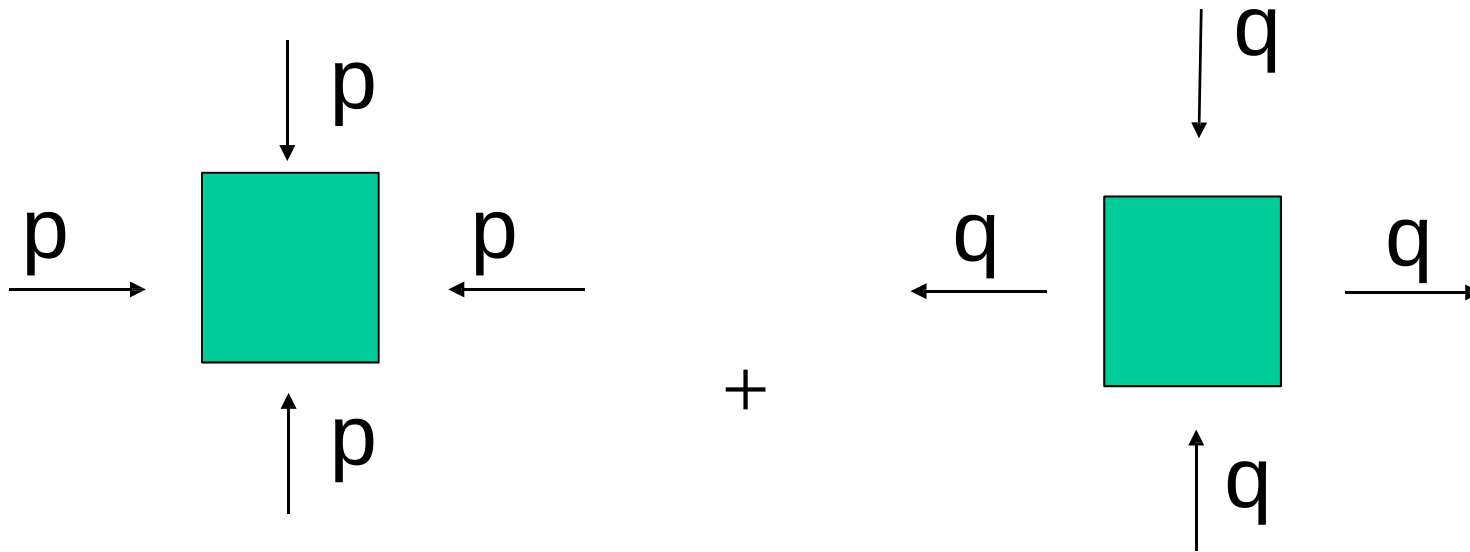
Effetti della pressione isotropa
Riduzione omotetica di volume

Stato tensionale anisotropo nel terreno



Variazione di
volume e di forma

Stato tensionale nel terreno



$$p = (\sigma_z + \sigma_x)/2$$

Pressione media isotropa

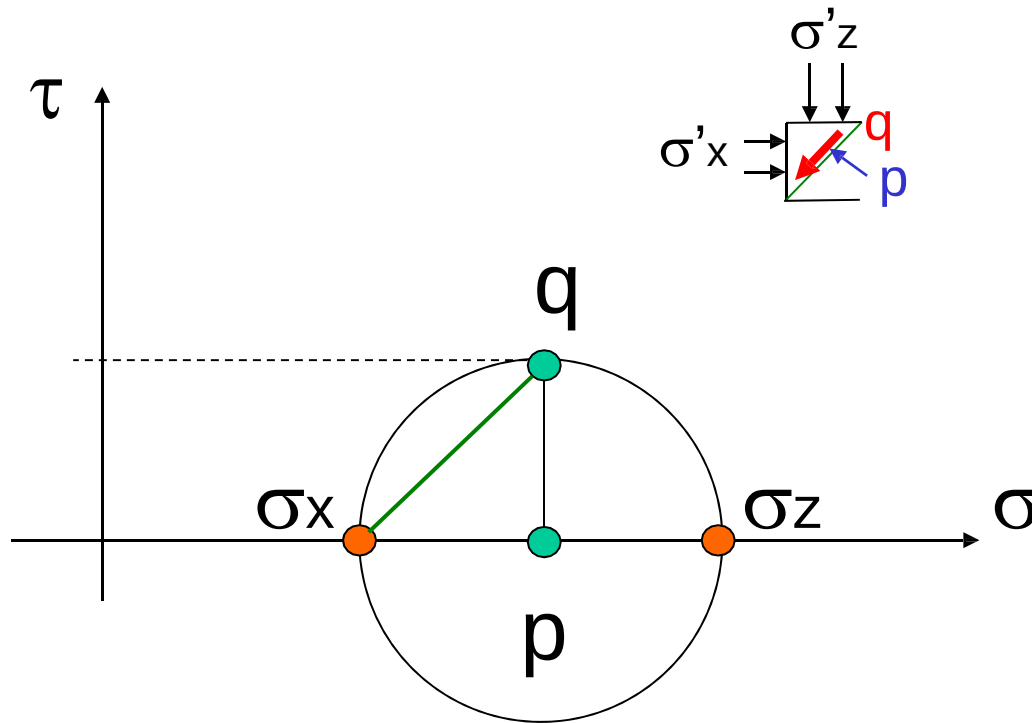
Variazione
di volume

$$q = (\sigma_z - \sigma_x)/2$$

sforzo deviatorico

Variazione
di forma

Stato tensionale isotropo e deviatorico



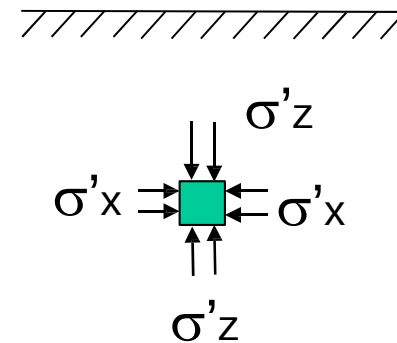
p, q = sforzi isotropi e deviatorici

$$p = (\sigma_z + \sigma_x)/2$$

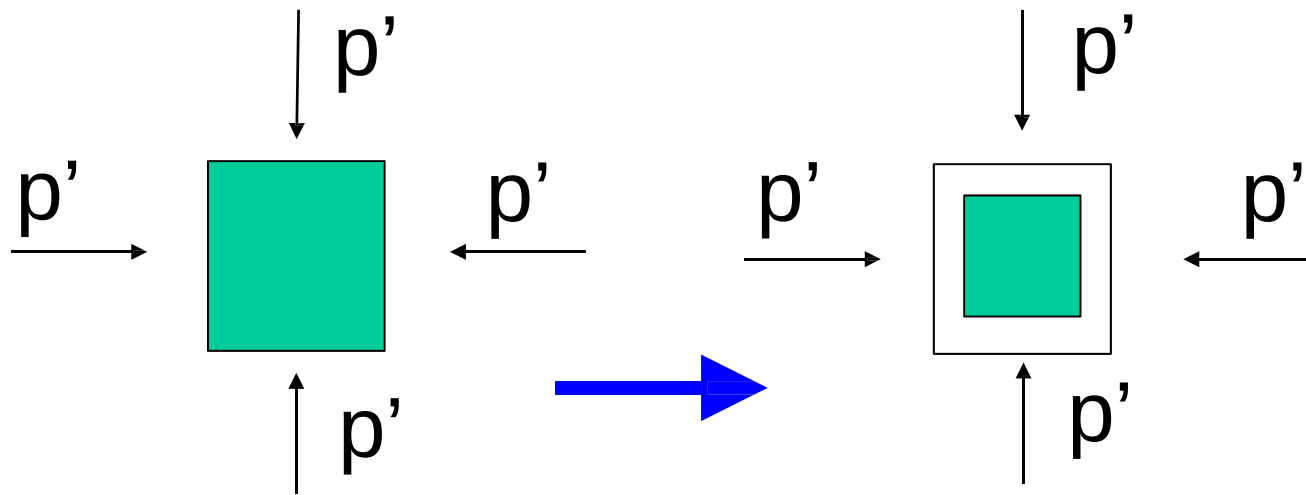
Pressione media isotropa

$$q = (\sigma_z - \sigma_x)/2$$

sforzo deviatorico



Stato di compressione isotropa



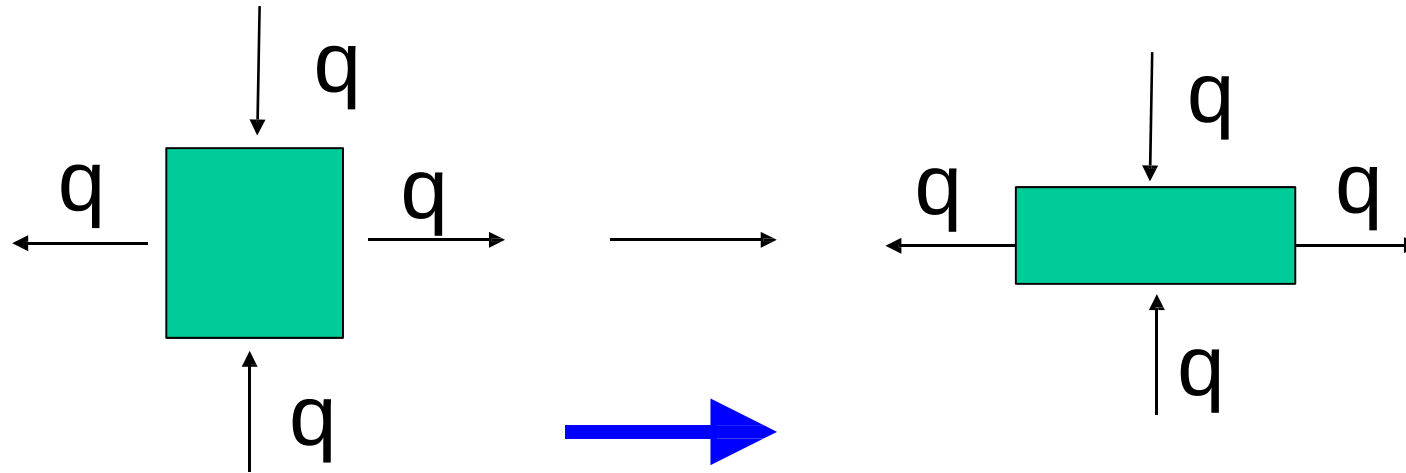
p = pressione media isotropa

Variazione di volume
senza distorsione di forma

$$\Delta V = p' / K_s$$

$$p' = K_s \Delta V$$

Stato di sforzo deviatorico



$$q = (\sigma_z - \sigma_x)/2$$

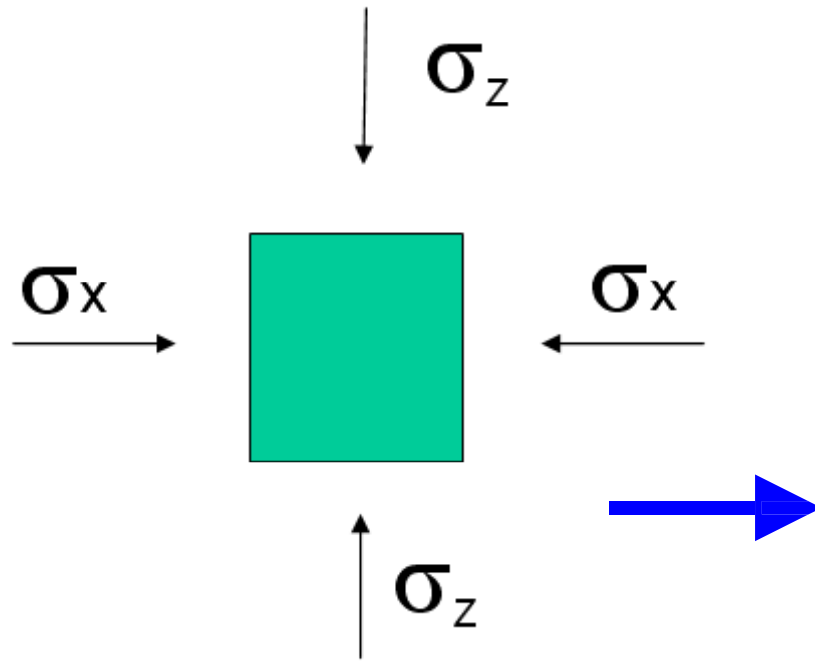
sforzo deviatorico

$$\Delta V = 0$$

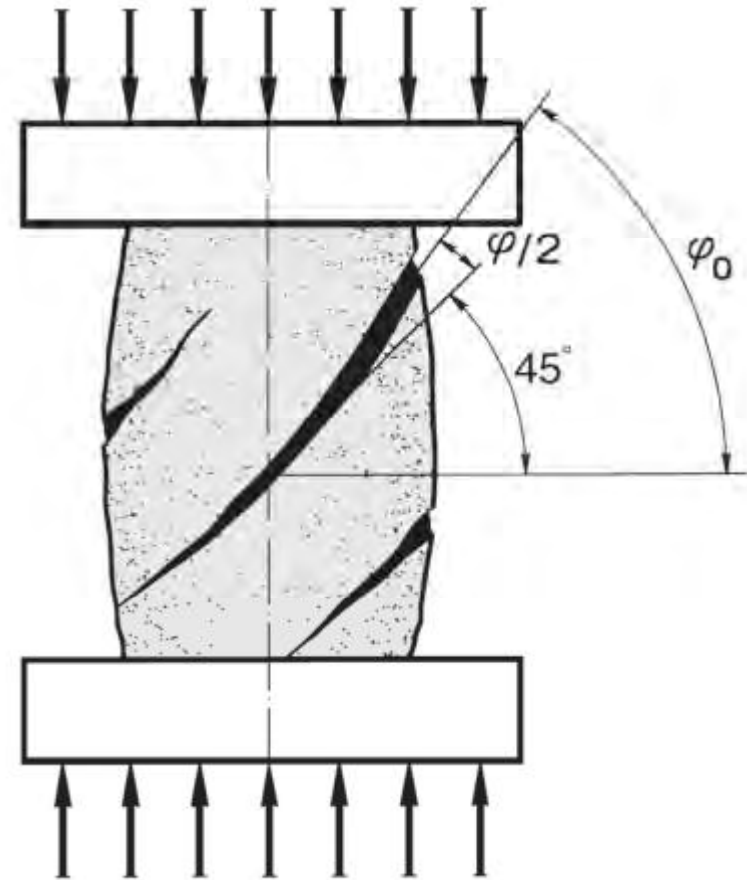
$$[\epsilon_x = -\epsilon_z]$$

Variazione di forma
ma non di volume
(modello elastico)

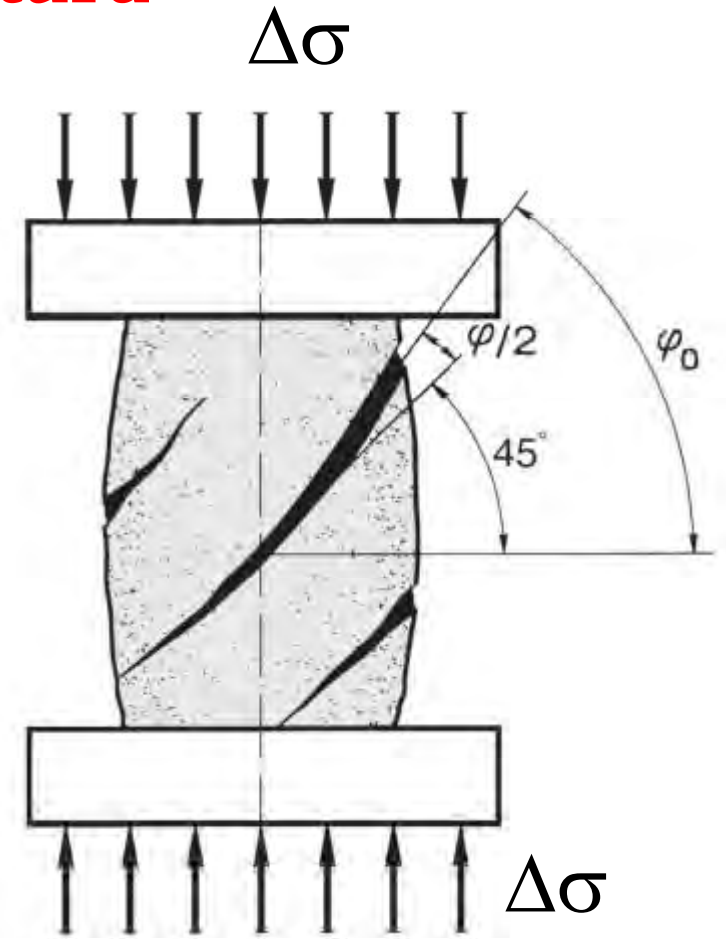
Stato di sforzo anisotropo nel terreno



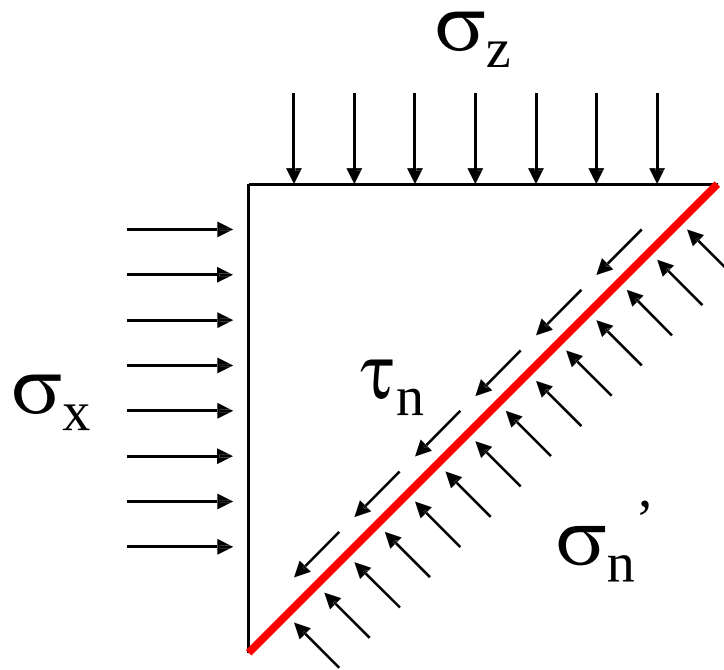
Variazioni di volume
Variazioni di forma



Superfici di rottura



Inclinazione del piano di scorrimento $\theta = 45^\circ + \phi/2$



Criterio di Rottura Mohr - Coulomb

$$\tau_n = \sigma'_n \tan \phi$$

Resistenza a taglio del terreno

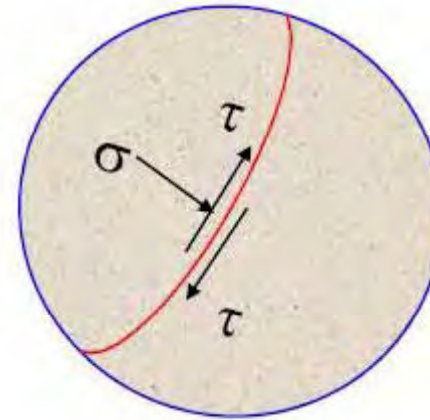
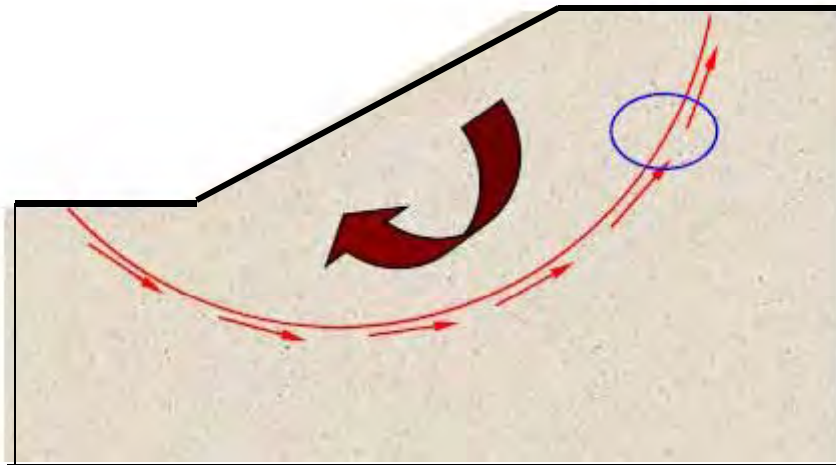
—— piano di scorrimento

$$\tau_n = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \cdot \sin 2\theta$$

$$\sigma'_n = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_x \sin^2 \theta$$

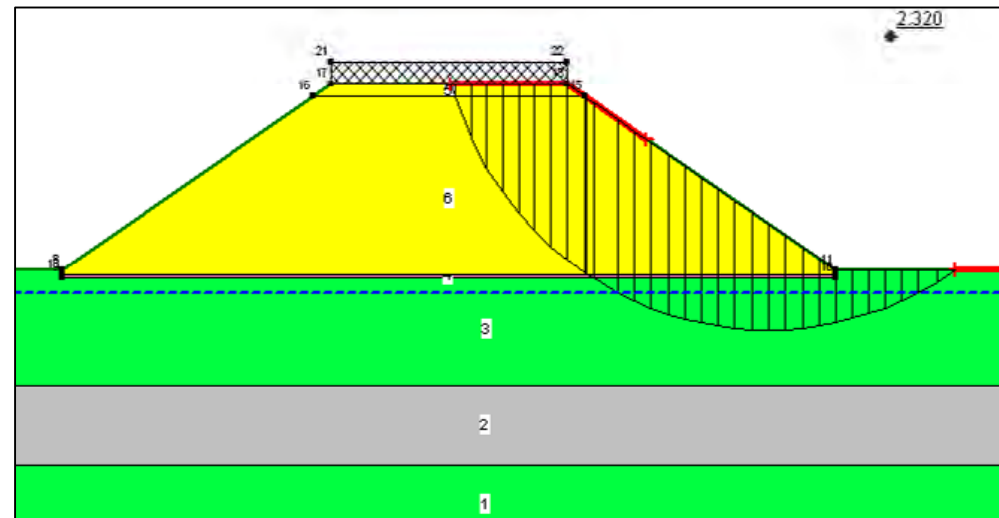
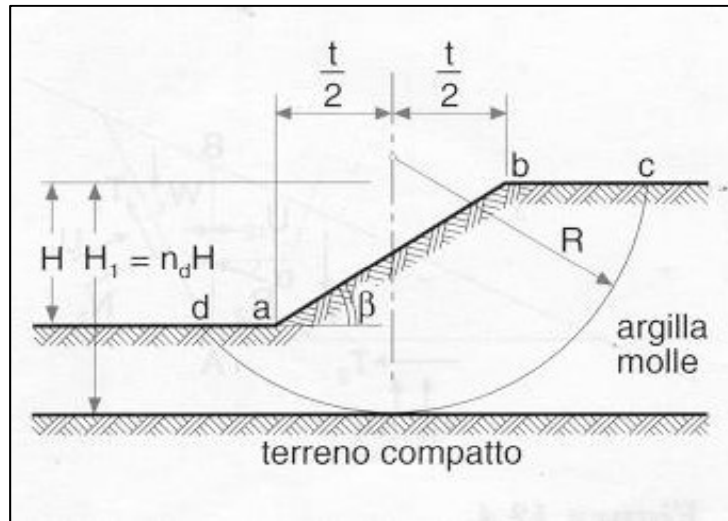
La **rottura** si manifesta lungo un piano di **scorrimento** nel quale il rapporto tra la **tensione tangenziale** τ_n e la **tensione efficace** σ'_n eguaglia **coefficiente di attrito** $f = \tan \phi$.

Superfici di scorrimento nel terreno

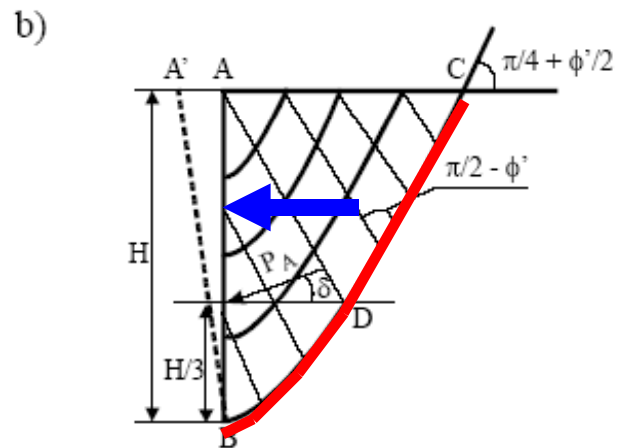


$$\tau = \sigma \tan \phi$$

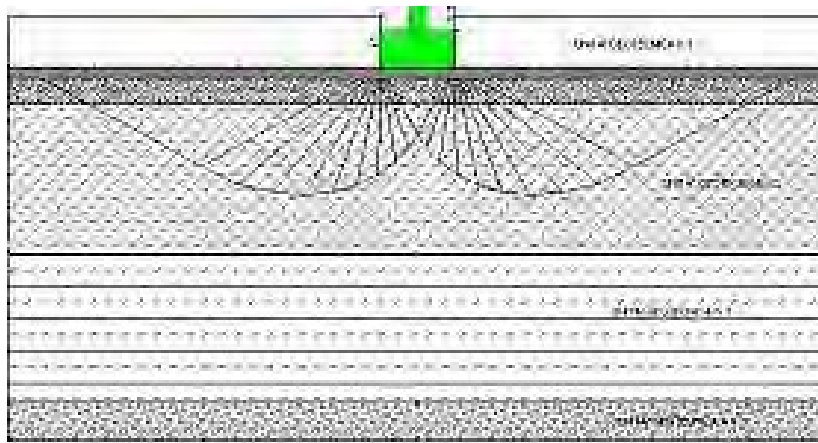
stabilità pendii, scavi e rilevati



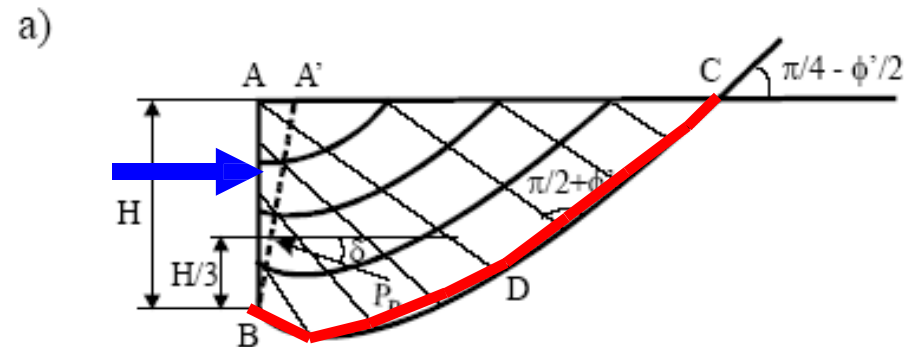
Superfici di scorrimento nel terreno



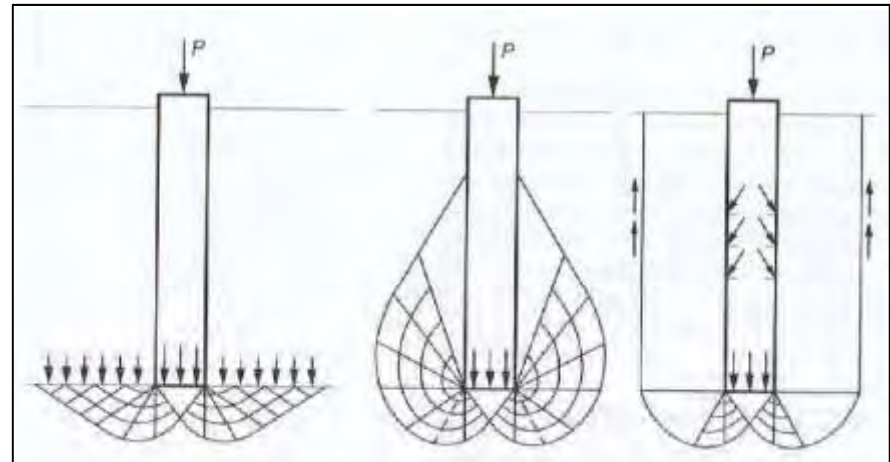
Opere di sostegno – spinta attiva



Fondazioni dirette



Opere di sostegno – spinta passiva



Pali di fondazioni

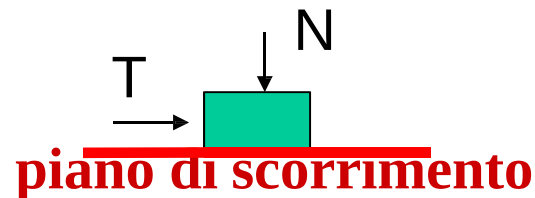
SFORZI

TANGENZIALI



Resistenza taglio del terreno

La **resistenza dei terreni** dipende dall'**attrito** attivato lungo le superfici di **scorrimento**.



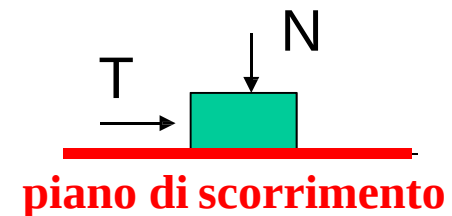
Una analogia efficace è rappresentata da un mattone appoggiato su un tavolo soggetto ad un carico **N** ed ad una forza orizzontale **T**.

E' esperienza comune constatare che si mantiene l'equilibrio (ossia vi è assenza di movimento) sino a quando la forza **T** non supera un valore limite.



Resistenza a taglio del terreno

Quando la forza raggiunge un valore limite, definita **resistenza di primo distacco**, si verifica il movimento, ossia lo slittamento o scorrimento, per mantenere il quale occorre applicare una forza leggermente minore (forza di **attrito cinematico**)



$$T \leq N f \quad f = \text{coeffic. di attrito}$$

$$f = \tan(\phi) \quad \phi = \text{angolo di attrito}$$

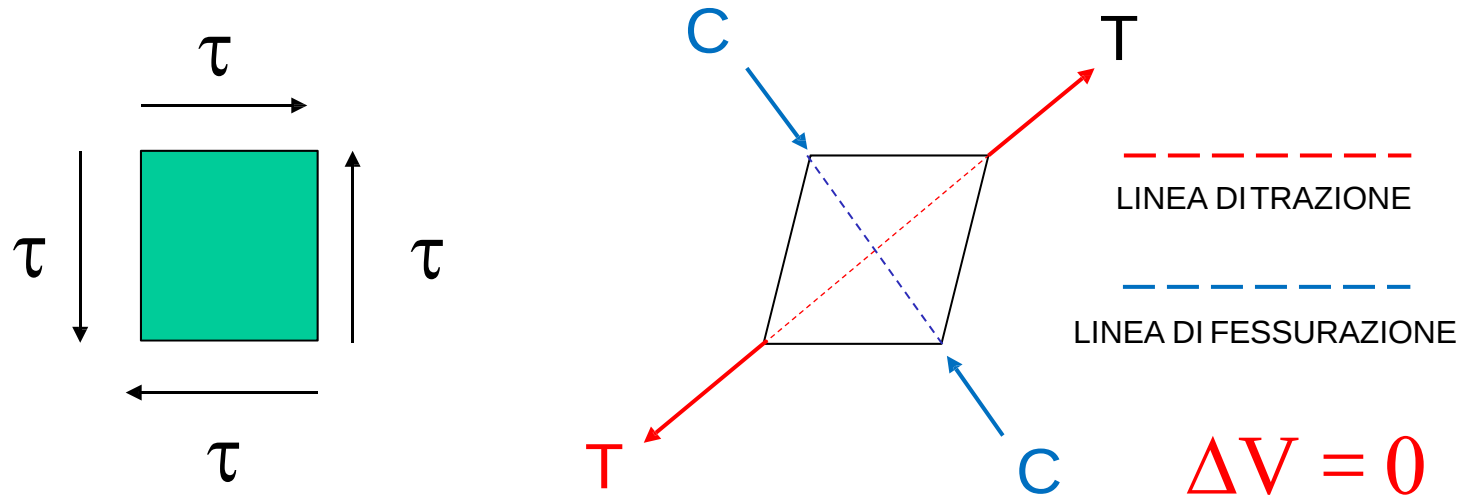
Effetti delle sollecitazioni – deformazioni elastiche

$$\tau_s < \sigma' \cdot \tan \phi' + c'$$

$$\tau_s < (\sigma - u) \cdot \tan \phi' + c'$$

Sin tanto che le tensioni tangenziali sollecitanti l'interfaccia tra i grani si mantiene inferiore alla resistenza a taglio, ossia alla resistenza che si oppone allo scorrimento, i grani del terreno mantengono fissa la posizione relativa reciproca e si manifestano pertanto solamente deformazioni elastiche (le variazioni di volume del terreno sono conseguenti alla sola compressione dei grani).

Stato di tensione tangenziale puro



Distorsione di forma
senza variazione di volume
(modello elastico – assenza di scorrimento)

Effetti delle sollecitazioni – deformazioni plastiche

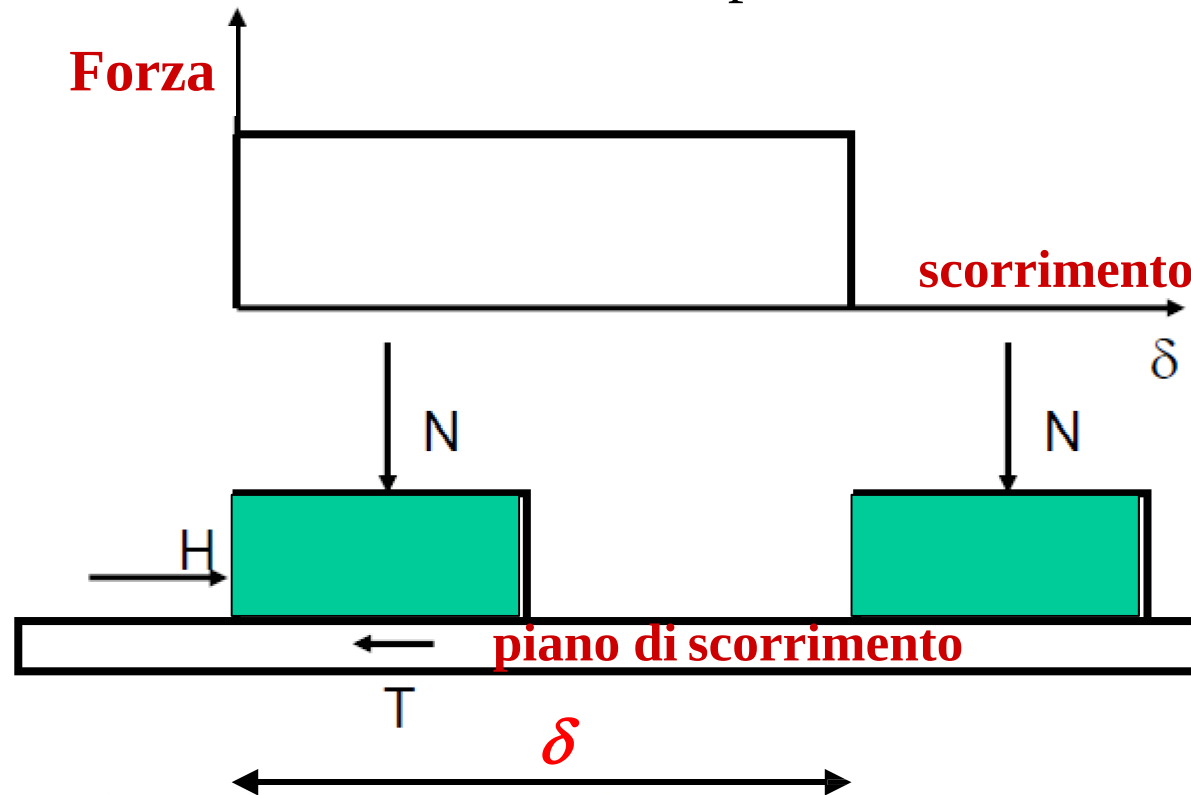
$$\tau_s = \sigma' \cdot \tan \phi' + c'$$

$$\tau_s = (\sigma - u) \cdot \tan \phi' + c'$$

Quando invece le tensioni tangenziali sollecitanti l'interfaccia tra i grani eguagliano la resistenza che si oppone allo scorrimento, i grani del terreno iniziano a muoversi verso uno stato di maggior addensamento, sino a quando l'incremento delle tensioni efficaci di contatto tra i grani aumenta la resistenza a taglio sino ad un livello in grado di ripristinare l'equilibrio. L'indice dei vuoti si riduce in conseguenza della variazione di assetto raggiunta dai grani nella nuova configurazione di equilibrio. Le deformazioni associate alle variazioni volumetriche sono plastiche ossia irreversibili poiché non scompaiono rimuovendo la sollecitazione esterna

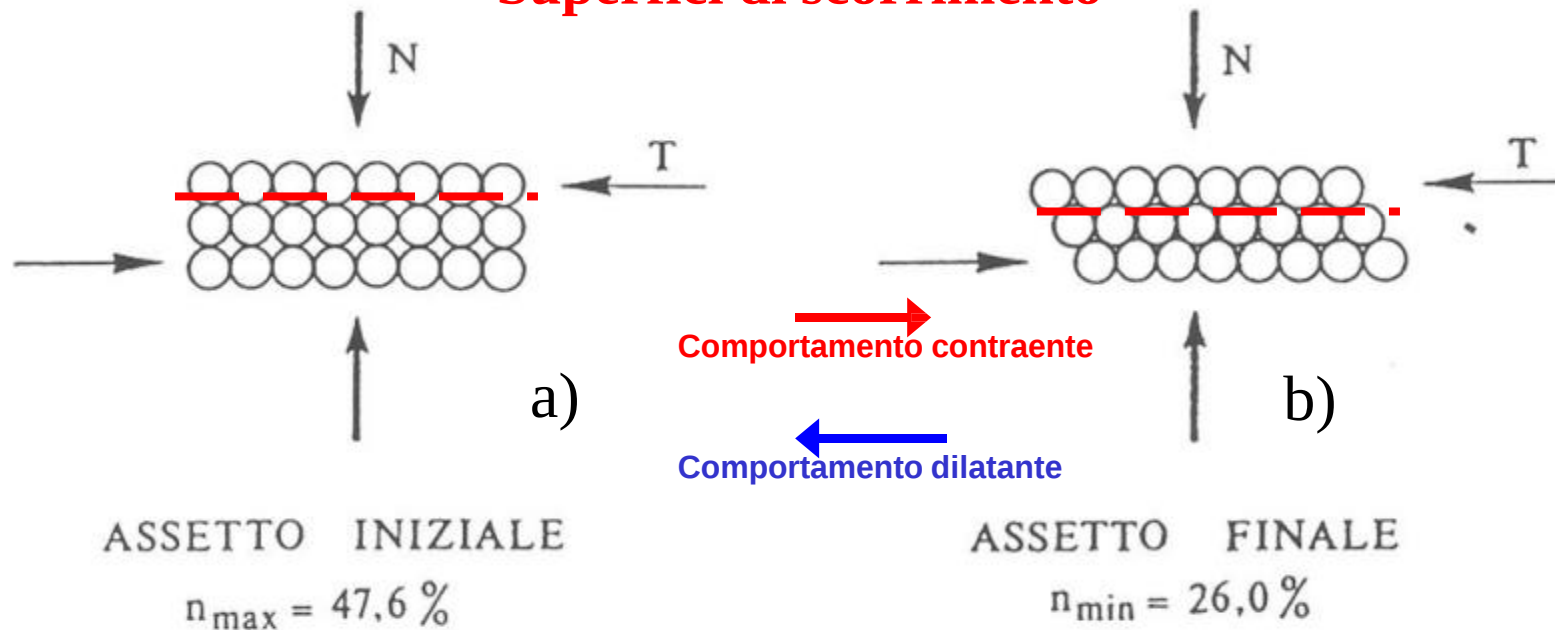
Comportamento plastico

[deformazione permanente]



Quando l'azione tangenziale che ha determinato lo scorrimento del blocco viene rimossa, lo spostamento orizzontale non viene recuperato, ed è quindi totalmente irreversibile

Superfici di scorrimento



----- Piano di scorrimento

a $\rightarrow$ b Comportamento contraente – riduzione di volume

b $\rightarrow$ a Comportamento dilatante – aumento di volume

Deformazione plastiche di un sistema di sfere dallo stato di minimo addensamento a quello di massimo addensamento

Deformazioni permanenti per taglio



- a) Un terreno inizialmente molto addensato tende a **dilatare** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**aumento di volume**)



- b) Un terreno inizialmente poco addensato tende a **contrarre** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**riduzione di volume**)

Parametri di Resistenza a Taglio



Angolo di attrito del terreno

L'angolo di attrito ϕ è definito anche *angolo di natural declivio* rappresentando l'angolo di massima inclinazione che un terreno può assumere.

$$T = W \sin \alpha$$

$$N = W \cos \alpha$$

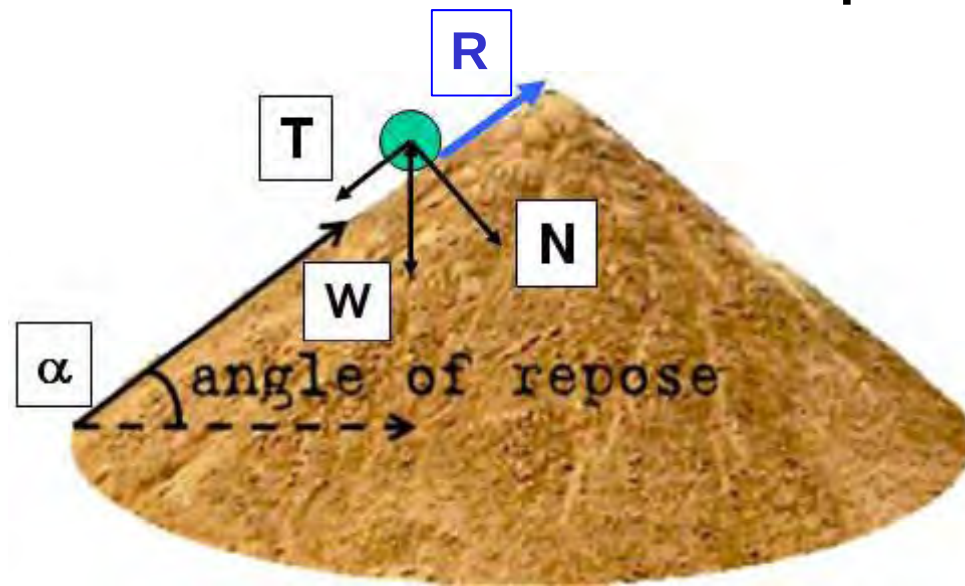
$$T \leq R$$

$$T \leq R = N \tan(\phi)$$

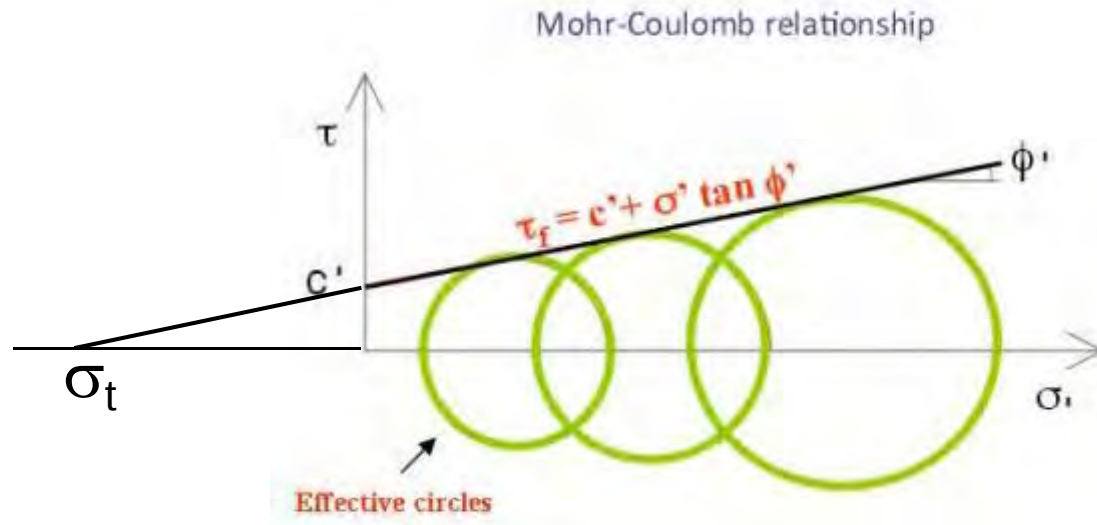
$$\tan(\alpha) \leq \tan(\phi)$$

$\rightarrow$

$$\boxed{\alpha \leq \phi}$$

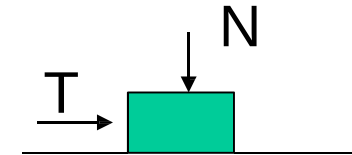


Resistenza a taglio (scorrimento) del terreno



$$\tau = T/A$$

$$\sigma = N/A$$



$$\tau_R = \sigma' \cdot \tan \phi' + c' \qquad \sigma' = \sigma - u$$

σ' = tensione efficace (addensamento)

ϕ' = angolo di attrito (angolo di natural declivio)

c' = coesione efficace (adesione in assenza di pressione)

σ = tensione totale u = pressione neutra nell'acqua

Parametri di Resistenza a Taglio

Valori dell'angolo di attrito

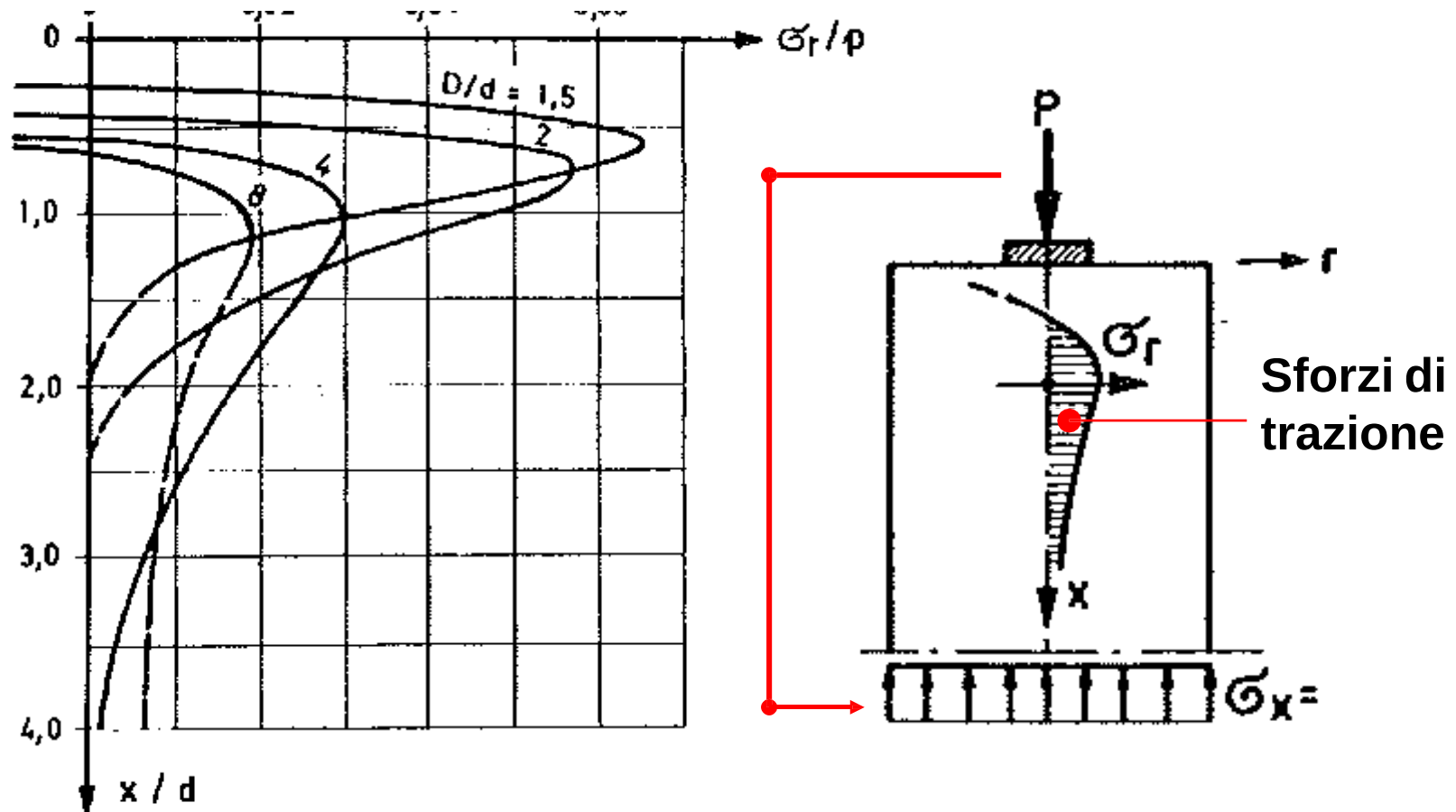
Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Ghiaia compatta	35	35
Ghiaia sciolta	34	35
Sabbia compatta	35	45
Sabbia sciolta	25	35
Marna sabbiosa	22	29
Marna grassa	16	22
Argilla grassa	0	30
Argilla sabbiosa	16	28
Limo	20	27

Coesione efficace $c' = 0 \div 20$ KPa (N.C.)/ $40 \div 80$ KPa (OC)

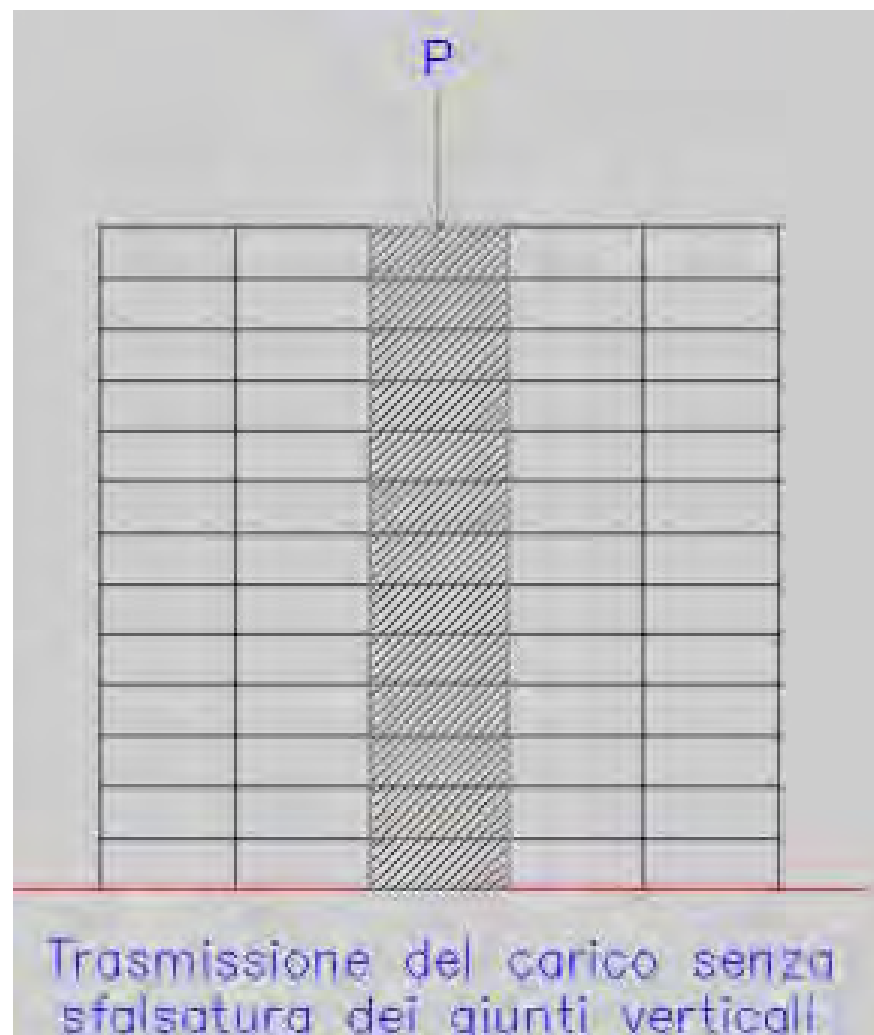
Ruolo della coesione

I terreni dotati di **coesione efficace** presentano una **resistenza a trazione** $|\sigma_t| = c' / \tan \phi$ che:

- a) consente di mantenere in equilibrio pendii inclinati con pendenze superiori all'angolo di natural declivio e di **ridurre le spinte**;
- b) Consente di **diffondere i carichi** applicati su aree limitate

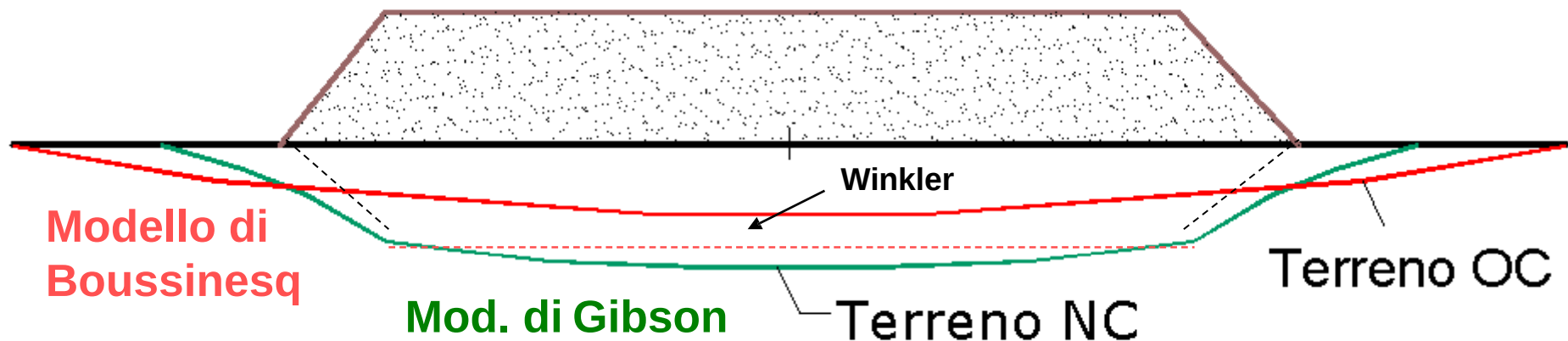


La diffusione del **carico concentrato P** nelle **tensioni distribuite** σ_x implica che il materiale resista a sforzi di trazione σ_r orizzontali



Diffusione di un carico concentrato in sommità
all'interno di un **materiale non resistente a trazione**

Diffusione di carichi Cedimenti nelle aree limitrofe



- Terreni sovraconsolidati con matrice coesiva con buona resistenza a trazione → diffusione del carico
- Terreni normalconsolidati, modesta coesione e ridotta resistenza a trazione → scarsa diffusione del carico

Resistenza a taglio del terreno in presenza di acqua

Condizioni drenate
a breve termine terreni
molto permeabili

Condizioni non drenate
a breve termine terreni
poco permeabili

PERMEABILITA'
del terreno

Condizioni di
Drenaggio

L'**acqua** presente nei vuoti interstiziali di un **terreno saturo** si comporta come un **mezzo continuo** che in presenza di un **gradiente idraulico** **fluisce** da zone a **pressione** idraulica **maggiore** verso le zone a **pressione** idraulica **minore**.

La **velocità di filtrazione** con la quale l'acqua fluisce dipende dalla natura del terreno e dalle **dimensioni dei pori** ed è **maggiore** nei terreni a **grana grossa** e **minore** nei terreni a **grana fine**.

Coefficiente di permeabilità

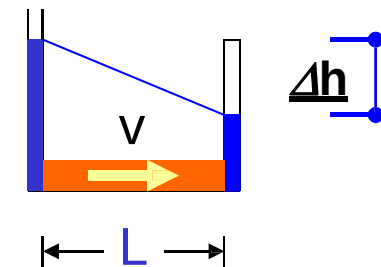
TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
<u>Sabbia molto fine</u>	<u>$10^{-6} - 10^{-4}$</u>
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
<u>Argilla omogenea sotto falda</u>	<u>$< 10^{-9}$</u>
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

$$v = k i \quad (\text{velocità di filtrazione -Legge di Darcy})$$

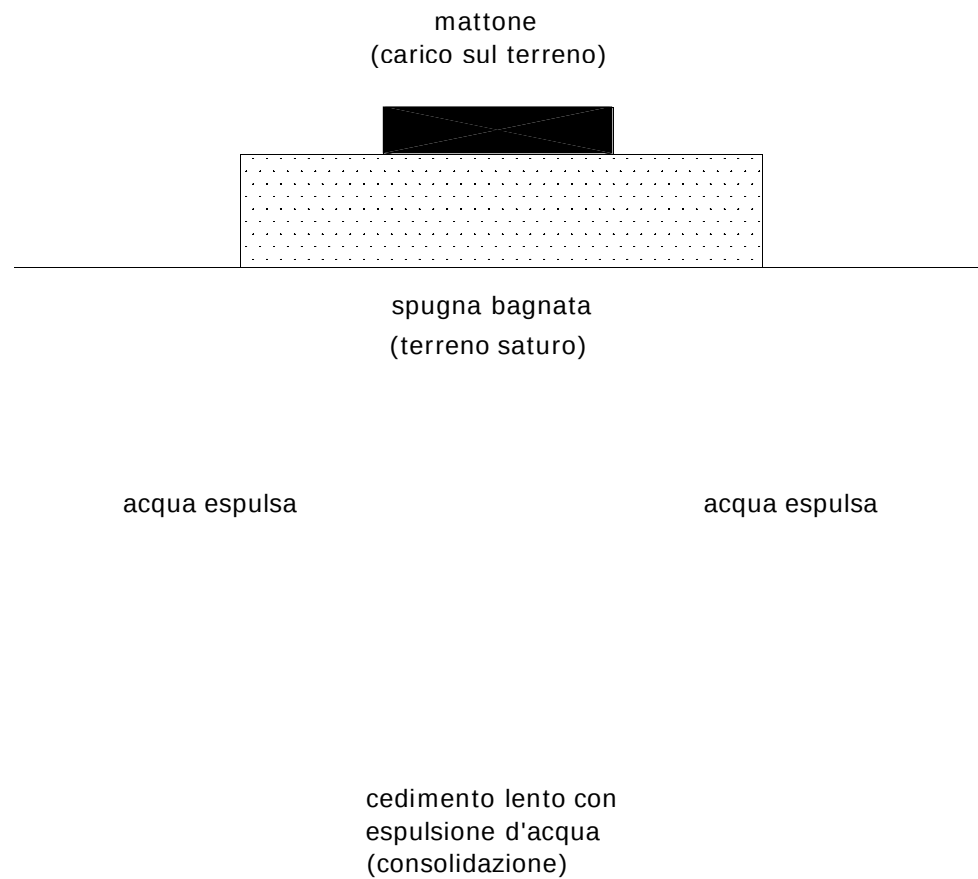
v = velocità di filtrazione

k = coefficiente di permeabilità del terreno (m/s)

i = gradente idraulico ($i = \Delta h / L$)



ANALOGIA DELLA SPUGNA



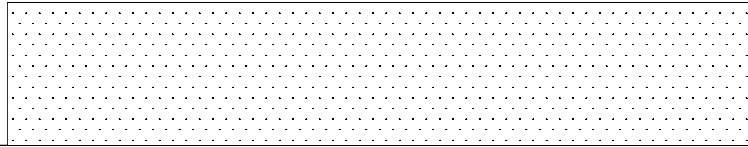
nessa)

fine)

C
O
N
D
I
Z
I
O
N
E

D
R
E
N
A
T
A

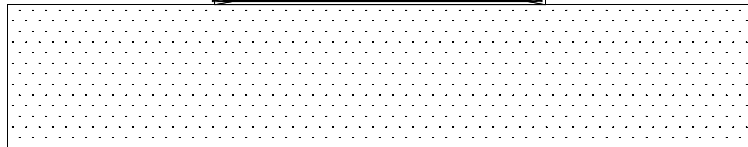
carico iniziale
pressione geostatica σ_o



(terreno saturo)

applicazione del
carico sul terreno

$\Delta\sigma$



(terreno saturo)

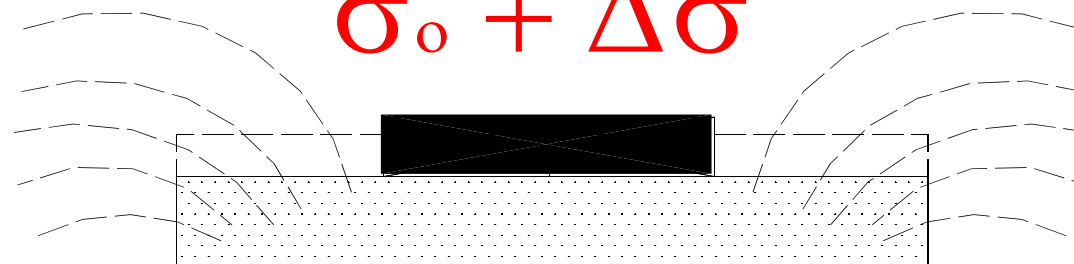
acqua espulsa

acqua espulsa

tensioni nei grani
=
tensione totale

$\sigma_o + \Delta\sigma$

pressione
nell'acqua
 $U = 0$



Cedimento con
variazione di volume

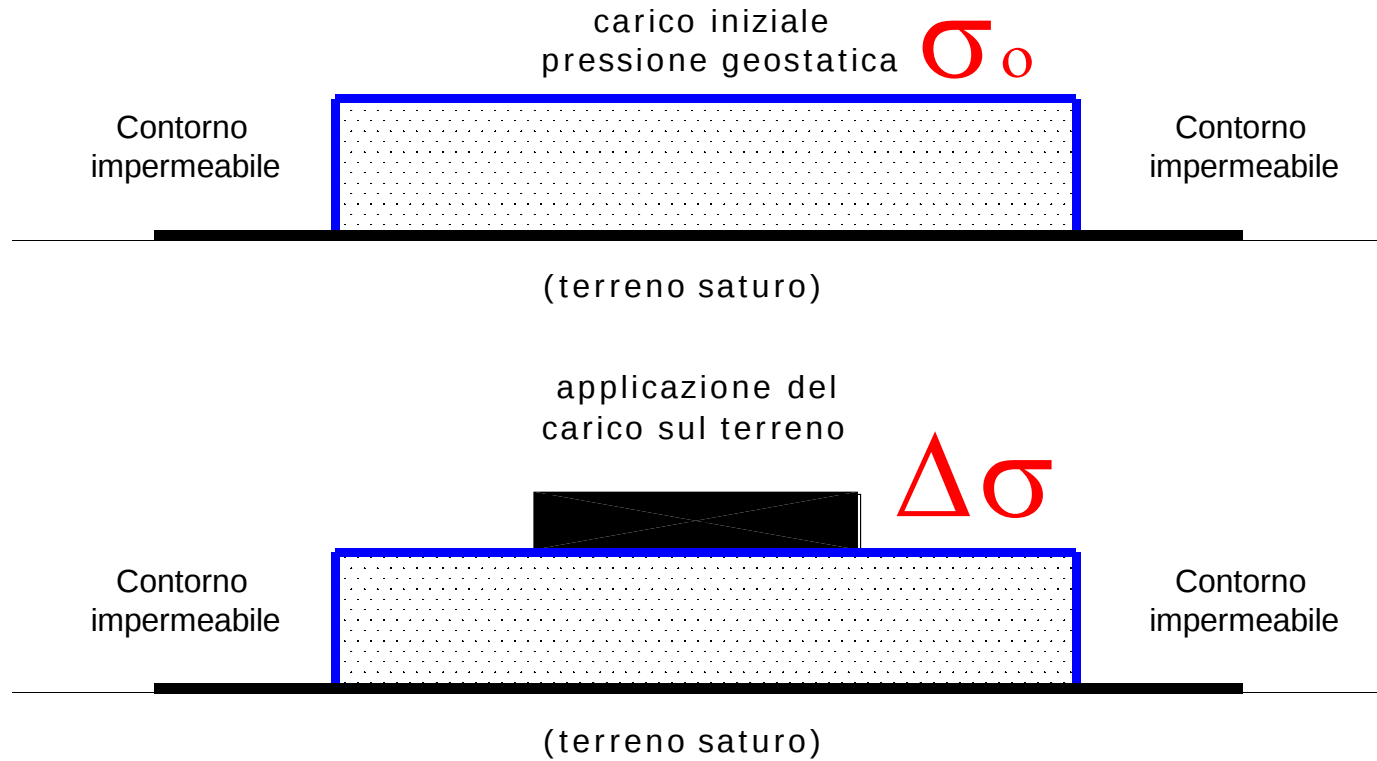
cedimento con espulsione d'acqua **tensione**
applicata sui grani $\sigma = \sigma_o + \Delta\sigma$
pressione nell'acqua interstiziale = 0

Variazione
di volume
non nulla

C
O
N
D
I
Z
I
O
N
E

N
O
N

D
R
E
N
A
T
A



tensioni nei grani
=
tensione iniziale

$$\sigma = \sigma_0 \quad u = \Delta\sigma$$

pressione nell'acqua
=
tensione applicata

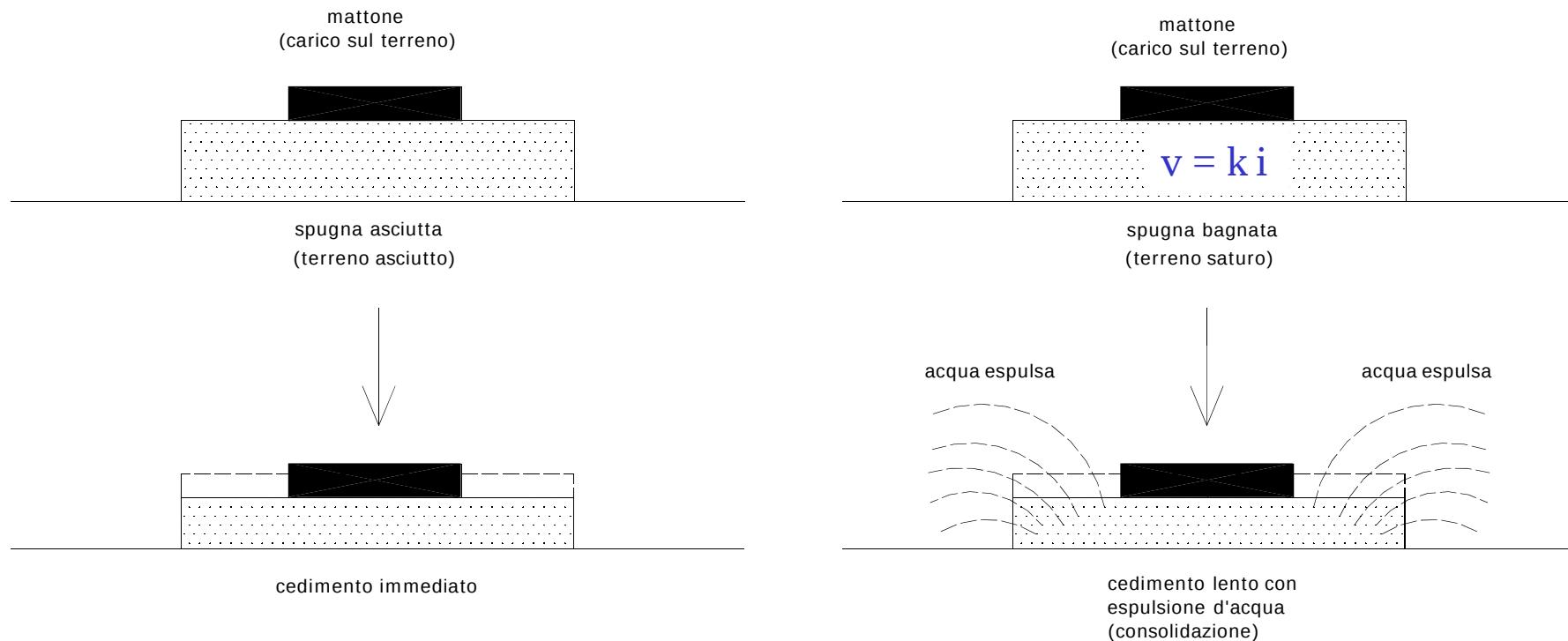
Cedimento per
variazione di forma

cedimento senza espulsione d'acqua
tensione applicata sui grani $\sigma = \sigma_0$
pressione nell'acqua interstiziale $= \Delta\sigma$

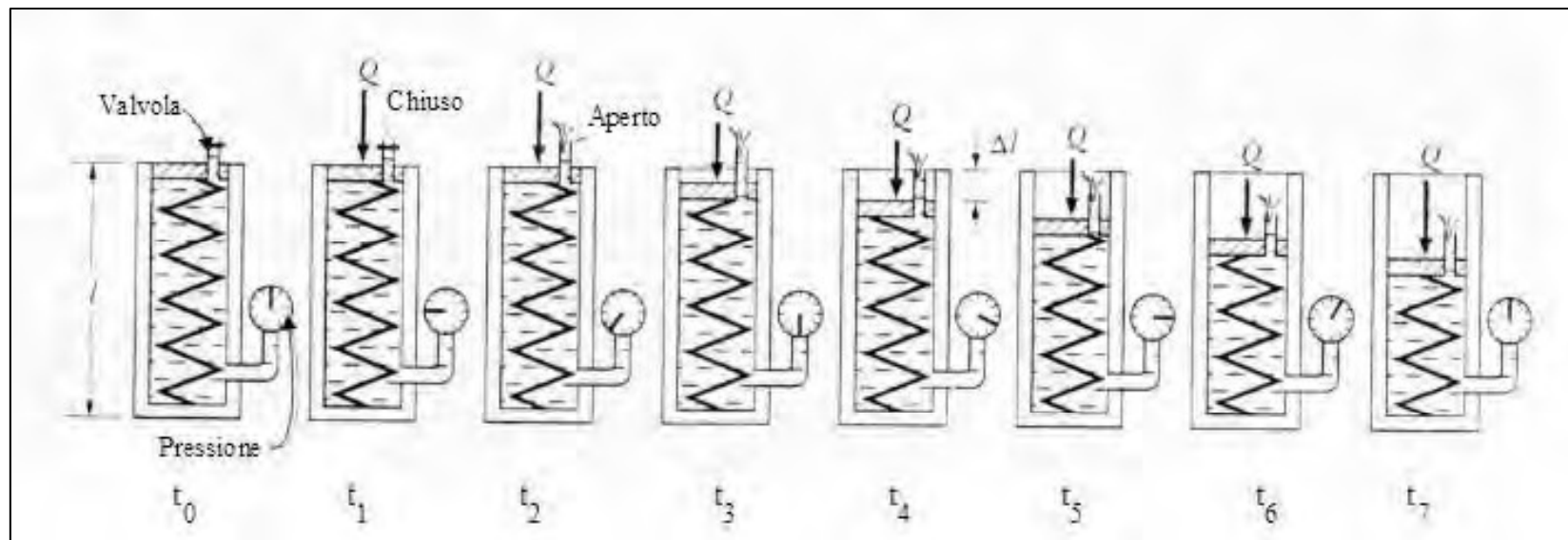
Variazione di
volume nulla

CONSOLIDAZIONE

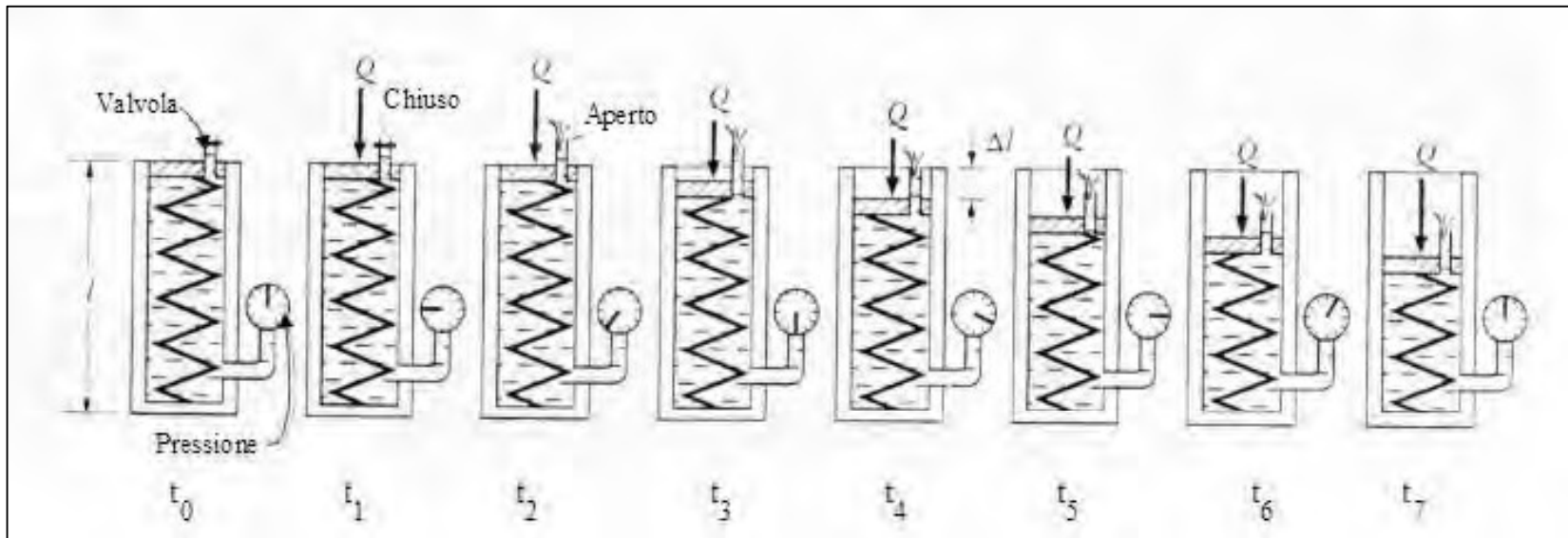
ANALOGIA DELLA SPUGNA



**Il cedimento finale è il medesimo nei due casi,
cambia invece la velocità con cui si manifesta**



All'atto dell'applicazione del carico la pressione isotropa viene equilibrata dalla sovrappressione nell'acqua interstiziale se il drenaggio è impedito o ridotto come nei terreni a grana fine. In seguito si instaura poi un moto di filtrazione e la pressione nell'acqua si riduce al crescere della portata, mentre i grani cominciano a sopportare un'aliquota sempre maggiore del carico esterno essendo questo costante **$[p=p'(t)+u(t)=\text{cost}]$**



La presenza dell'**acqua** crea un **ritardo idraulico** nella nella risposta del terreno, che influenza la velocità di trasferimento della pressione esterna sullo scheletro solido. Cio' comporta:

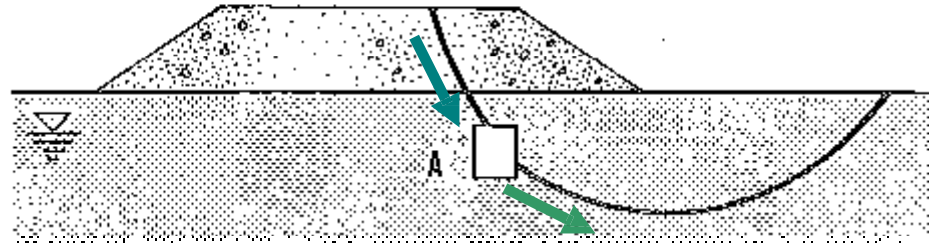
- **Modifica della resistenza a taglio iniziale del terreno**
- **Modifica della velocità dei cedimenti**

Ritardo Idraulico

Il **ritardo idraulico** comporta che il **cedimento del terreno** si manifesti nei terreni a grana fine **lentamente nel tempo**, mano a mano che **il carico viene trasferito ai grani** del terreno a seguito di **dissipazione della sovrappressione** nell'**acqua interstiziale** che **fluisce** verso zone in equilibrio a pressione idrostatica.

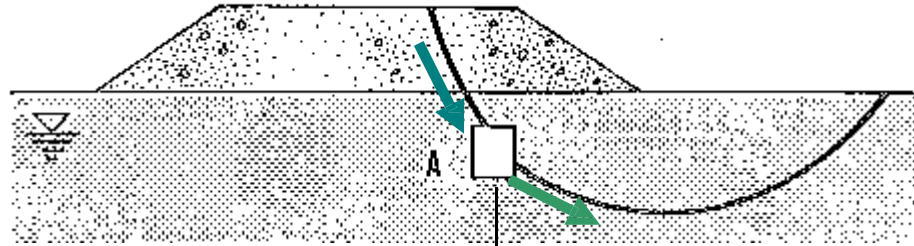
Ripartizione delle azioni esterne

(ipotesi di regime elastico)

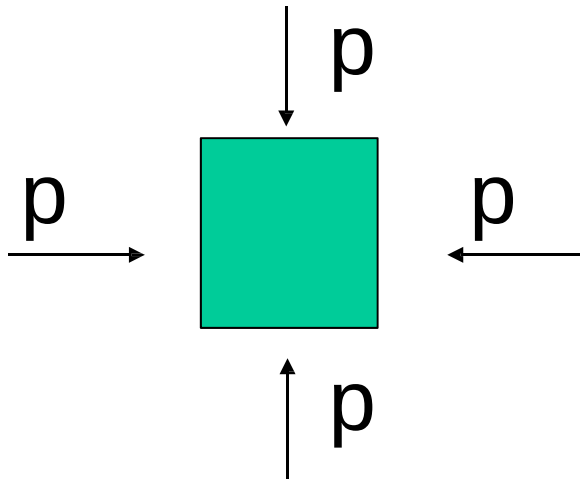


Il carico esterno induce nell'elemento di terreno:

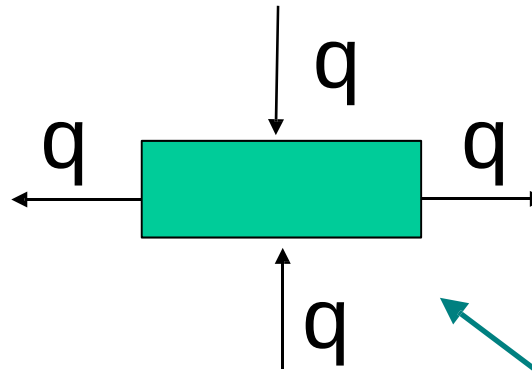
- a) **sforzi deviatorici**, che vengono assorbiti dallo **scheletro solido** non avendo l'acqua interstiziale rigidità a taglio
- b) **pressioni isotrope** che si ripartiscono tra lo **scheletro solido** e l'**acqua interstiziale**, che hanno entrambe una rigidità volumetrica.



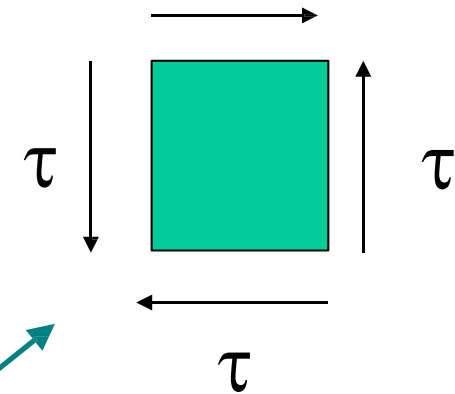
Sforzi isotropi



Sforzi deviatorici

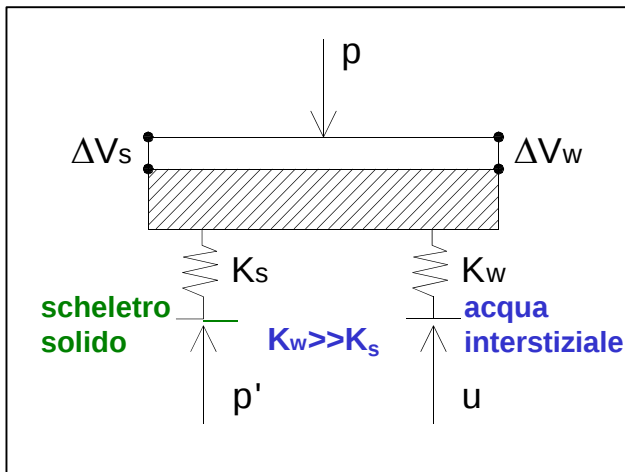


Tensioni tangenziali



Sollecitazioni sullo scheletro solido

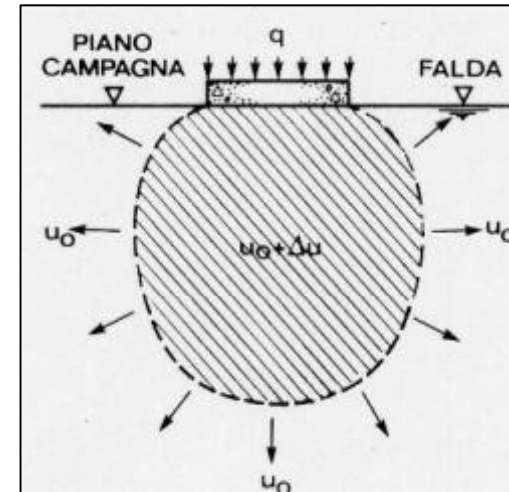
Ripartizione delle pressioni isotrope



$\longrightarrow$	$t=0$	$p'=0$	$u=p$
	$t=t_{cons}$	$p'=p$	$u=0$

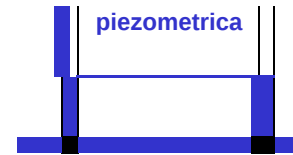
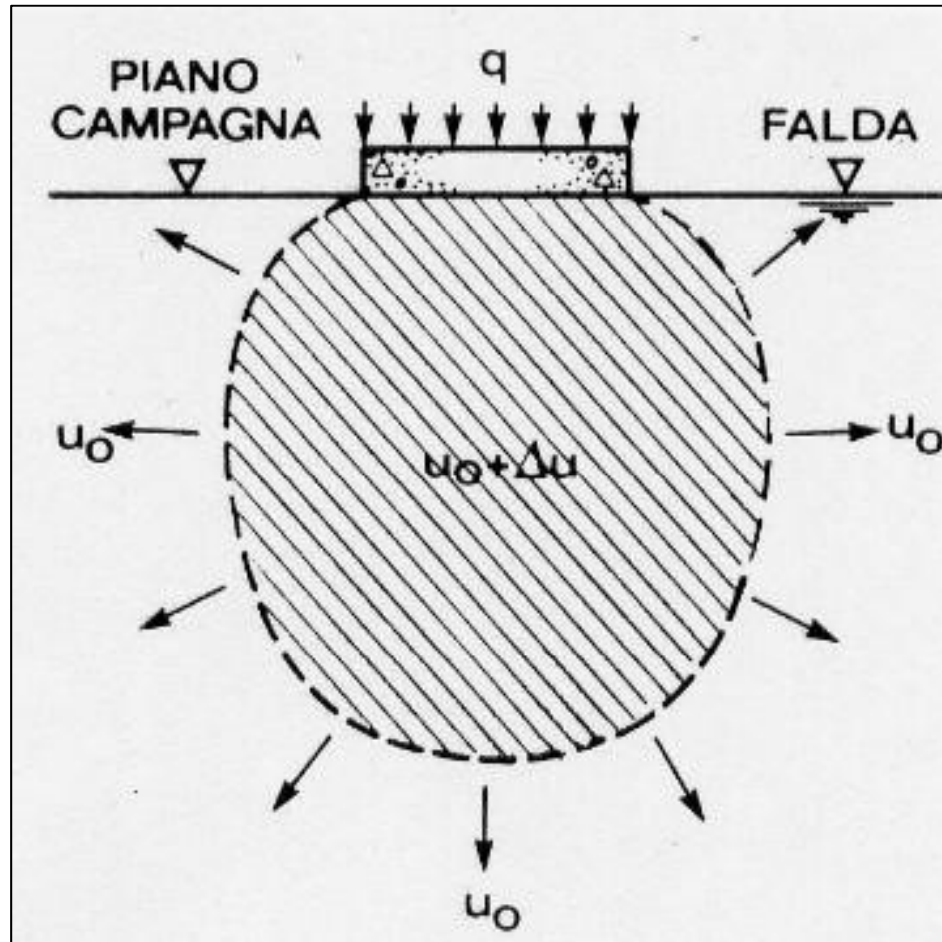
SOVRAPPRESSIONI nell'acqua interstiziale

*Assenza di portata ($t=0$)
Permeabilità finita del terreno
Sovrappressioni indotte nell'acqua*



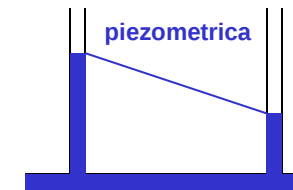
Durante il **processo di carico** le **pressioni isotrope esterne** vengono assorbite dall'acqua interstiziale. La variazione di volume dello scheletro solido è infatti impedita a causa della presenza dell'acqua interstiziale, che non può defluire istantaneamente in assenza di un gradiente idraulico. La risposta iniziale è quindi quella di un **sistema chiuso** che non scambia massa con l'esterno. Essendo l'acqua di fatto incompressibile, e quindi più rigida dello scheletro solido, essa assorbe interamente la pressione isotropa esterna. Si genera così sovrappressione nell'acqua interstiziale che genera il gradiente idraulico che innesca la portata in uscita.

SOVRAPPRESSIONE NELL'ACQUA INTERSTIZIALE



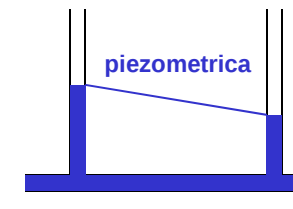
$$t = 0$$

$$q_w = 0$$



$$t = 0^+$$

$$q_w = 0$$



$$t > 0$$

$$q_w > 0$$



$$t = \infty$$

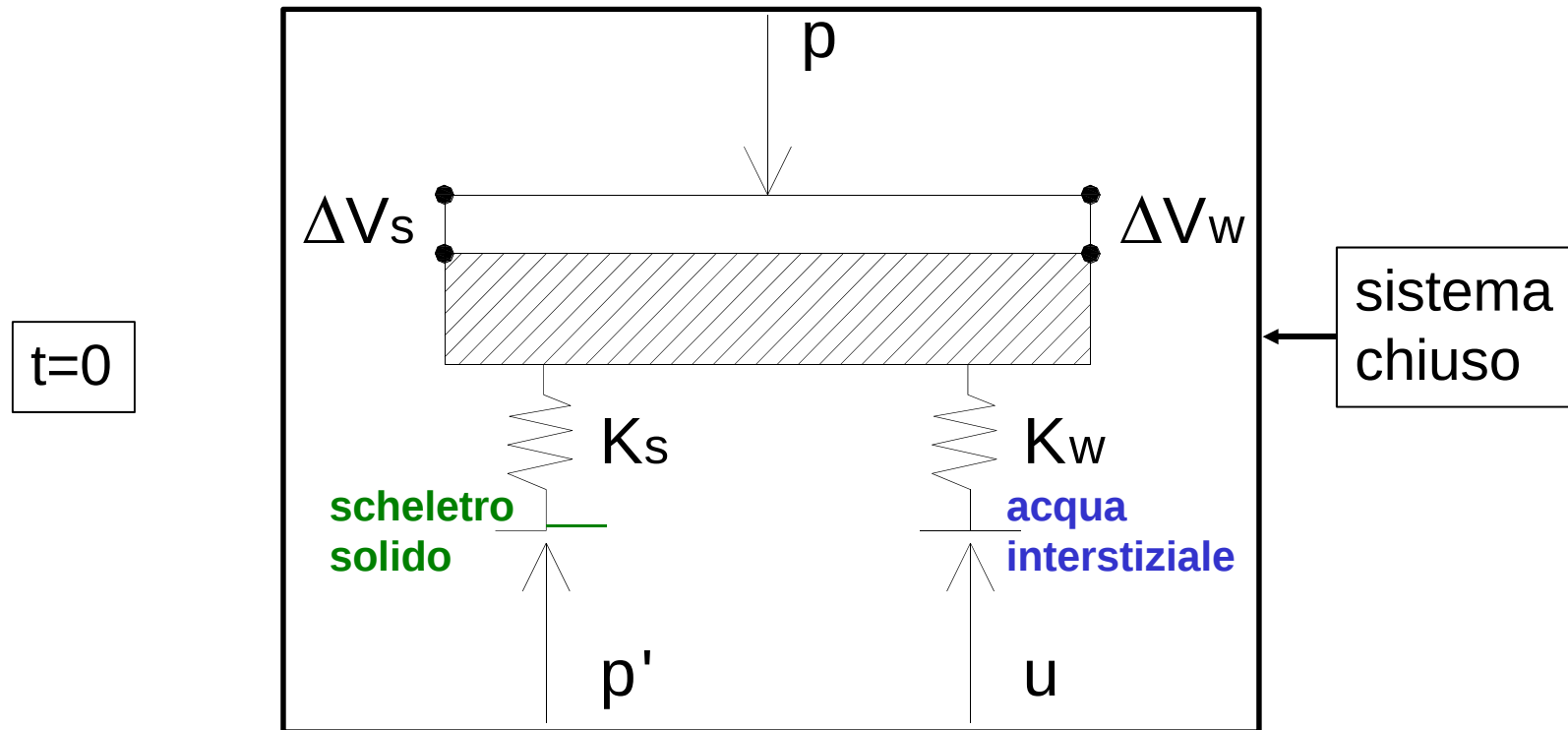
$$q_w = 0$$

Sovrapressione nell'acqua interstiziale

Per effetto della pressione efficace $p' = p - u$ lo scheletro solido subirebbe una riduzione di volume pari a $\Delta V = p' / K_s$ che può avvenire solo a seguito dell'espulsione di un egual volume di acqua. Se il drenaggio è impedito nasce una pressione u nell'acqua interstiziale di intensità tale da azzerare questa riduzione volumetrica $\Delta V = u / K_w$. Per la congruenza:

$$(p - u) / K_s = u / K_w \quad \longrightarrow \quad u = p \, K_w / (K_s + K_w) \quad \longrightarrow \quad u = p$$

Ripartizione pressione isotropa **esterna** tra scheletro solido e acqua interstiziale



$$K_w \gg K_s \longrightarrow u=p \quad \Delta V=0 \quad \Delta p'=0$$

a) *Valutazione in termini di tensioni totali*

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} [(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \cdot (1 - 2\nu_u)]$$

$$\varepsilon_v = 0$$

$$\nu_u = 0.50$$

**Coeff.di Poisson pari a quello
di un mezzo incompressibile**

b) *Valutazione in termini di tensioni efficaci ($\sigma' = \sigma - u$)*

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} [(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) \cdot (1 - 2\nu')] = \frac{1}{E} [(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z - 3u) \cdot (1 - 2\nu')]$$

$$\varepsilon_v = 0$$

$$u = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = p$$

**Sovrappressione nell'acqua
interstiziale pari alla pressione
media totale**

CONSOLIDAZIONE

Incremento di Resistenza a Taglio

Essendo il terreno permeabile si innesca poi un flusso verso zone in equilibrio idraulico. Si avvia così il processo di consolidazione nel quale la pressione nell'acqua interstiziale viene dissipata fluendo verso zone a pressione neutra minore.

Al termine della consolidazione tutta la pressione isotropa esterna è trasferita sui grani. La pressione efficace si è incrementata e con essa anche la resistenza a taglio del terreno. La riduzione di volume dello scheletro dà luogo ai cedimenti

Risposta del terreno saturo a breve termine

Gli **sforzi deviatorici esterni** sono assorbiti dallo **scheletro solido**

Le **pressioni isotrope** sono assorbite dalla **acqua interstiziale**

Si manifestano **cedimenti immediati** per **variazione di forma**

Si manifestano nel tempo **cedimenti per consolid.** per **variazione di volume**

La **resistenza a taglio** in assenza di drenaggio rimane quella **antecedente** all'applicazione del carico

La **resistenza a taglio** si **incrementa** con il trasferimento del carico sullo **scheletro solido**

FS min (**$t=0$**)

FS max (**$t=\infty$**)

Pressione nell'acqua interstiziale

$u(0^+) = \text{valore massimo}$

Assenza di portata

Condizione non drenata

Pressione nell'acqua interstiziale

$u(t) = \text{valore variabile nel tempo}$

(Fase di dissipazione e di consol.)

Condizione parzialm. drenata

Pressione nell'acqua interstiziale

$u(t) = \text{valore stazionario costante}$

Condizione drenata

Tempi di dissipazione delle sovrapressione neutre

T_{cons} = decine di secondi o minuti
per le **ghiaie** e le **sabbie**
(terreni a grana grossa ad
alta permeabilità)
Condizione iniziale drenata

T_{cons} = mesi per **limi ed argille**
(terreni a grana fine a bassa
permeabilità)
Condizione iniziale non drenata

CONDIZIONE NON DRENATA

Terreni saturi a **bassa permeabilità** (**grana fine**)

Si considera **non drenata** quella condizione nella quale **la velocità di filtrazione** connessa con la **permeabilità** del terreno è **molto minore** della **velocità di applicazione dei carichi**.

All'atto dell'applicazione di un carico lo schiacciamento dello scheletro solido può avvenire con riduzione di volume inizialmente occupato, nei terreni saturi, dall'acqua interstiziale che deve essere pertanto espulsa.

Non essendo questo possibile istantaneamente a causa della ridotta permeabilità del terreno nasce una **sovrapressione nell'acqua** che assorbe inizialmente il carico esterno essendo essa incompressibile e quindi più rigida dello scheletro solido.

Comportamento dei terreni saturi a grana fine

Condizioni non drenate (condizioni a breve termine)

La pressione associata al carico esterno agisce sull'acqua interstiziale essendo il drenaggio impedito o ridotto (terreni a grana fine a **bassa permeabilità**).

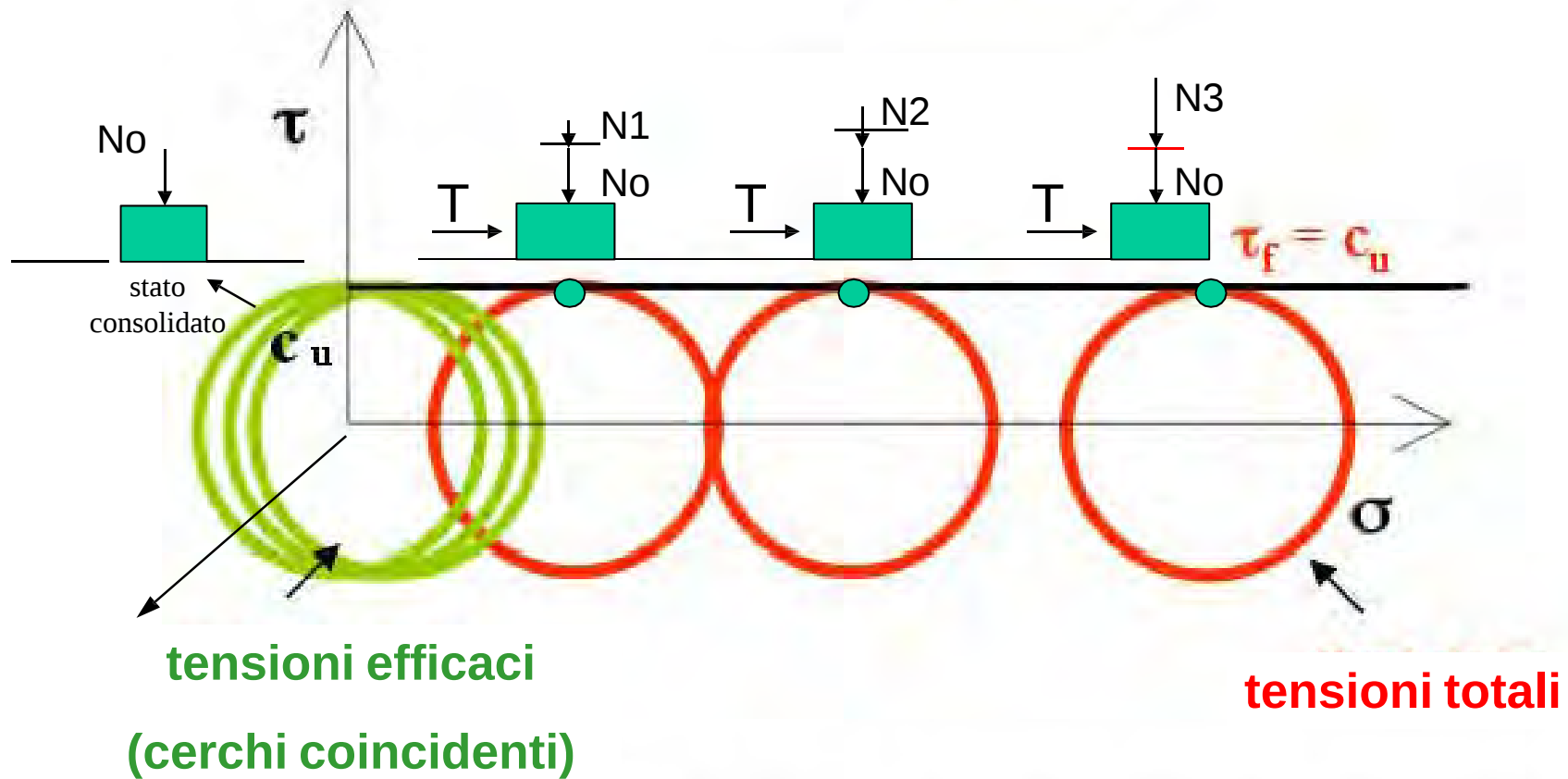
La **pressione efficace** $p'_{(pre)}$ agente sui grani non può cambiare nel breve termine e quindi nemmeno la resistenza del terreno inizialmente può mutare.

$$\tau_{res} = c_u (p'_{pre})$$

$$[c_u = 0.25 \sigma'_{v(pre)} OCR^{0.8}]$$

Criterio di Mohr-Coulomb

Condizioni non drenate



c_u (coesione non drenata) è il parametro di resistenza a taglio in **condizioni non drenate** espressa in termini di **tensioni totali**

CONDIZIONE DRENATA

Terreni saturi ad **alta permeabilità** (**grana grossa**)

Si considera **drenata** quella condizione nella quale **la velocità di filtrazione dei gradienti idrici** connessa con la **permeabilità** del terreno è **maggiore** della **velocità di applicazione dei carichi**.

All'atto dell'applicazione di un carico lo schiacciamento dello scheletro solido avviene con riduzione di volume inizialmente occupato nei terreni saturi dall'acqua interstiziale, che deve essere espulsa affinché questa riduzione possa avvenire.

Data l'elevata permeabilità del terreno **l'acqua** fluisce rapidamente verso zone a pressione minore. Nasce **una portata di acqua** verso tali zone mentre il carico estremo viene trasferito direttamente sullo scheletro solido.

Comportamento dei terreni saturi a grana grossa

Condizioni drenate

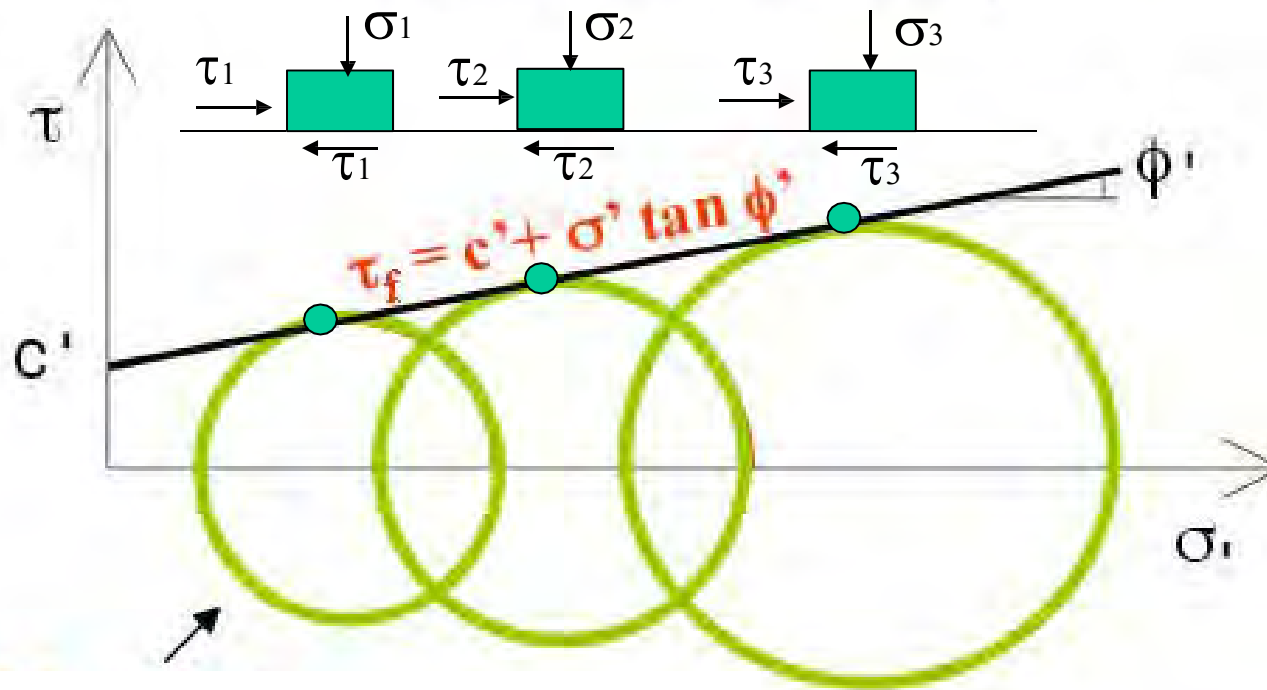
La pressione indotta dal carico esterno è applicata sui grani essendo il drenaggio libero (terreno ad **alta permeabilità**).

La **tensione efficace** $\sigma'_{(\text{post})}$ è pari alla **somma della pressione iniziale più quella indotta dal carico esterno**. La resistenza del terreno è incrementata alla fine del processo di carico

$$\tau_{\text{res}} = \sigma'_{(\text{post})} \tan \phi' + c'$$

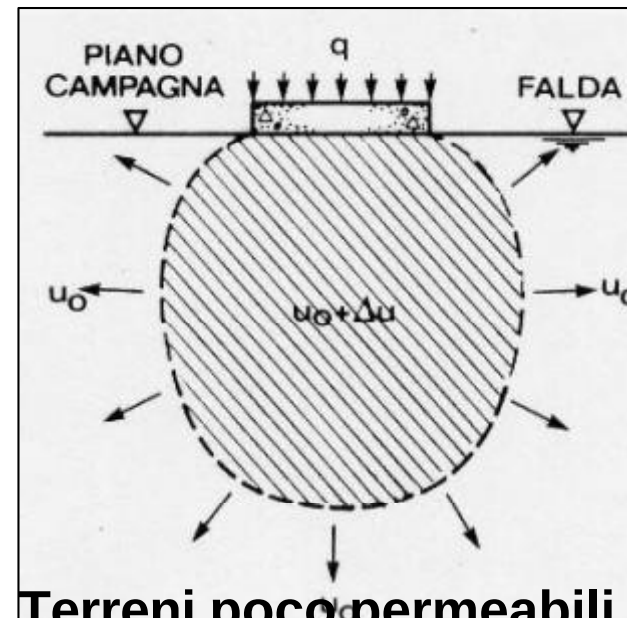
Criterio di Mohr-Coulomb

Condizioni drenate



tensioni efficaci = tensioni totali

c' e ϕ' sono i parametri di resistenza a taglio del terreno
espressa in termini di **tensioni efficaci**

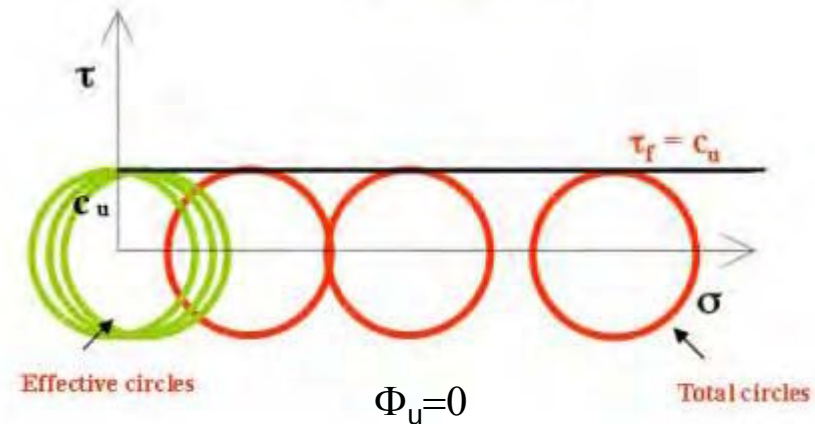
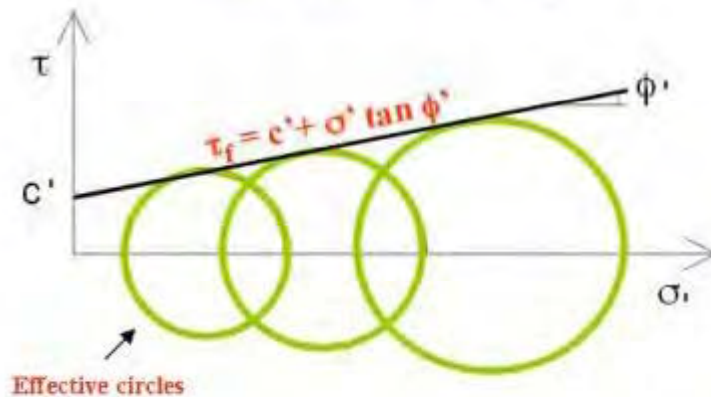


Terreni molto permeabili

Terreni poco permeabili

Drained conditions
Mohr-Coulomb relationship

Undrained conditions
Tresca relationship



c' and ϕ' are the shear strength parameters in terms of effective stress.

c_u (undrained cohesion) is the shear strength parameter in terms of total stress.

Parametri di resistenza a taglio

- **Condizioni drenate (tensioni efficaci)**

ϕ' = angolo di attrito

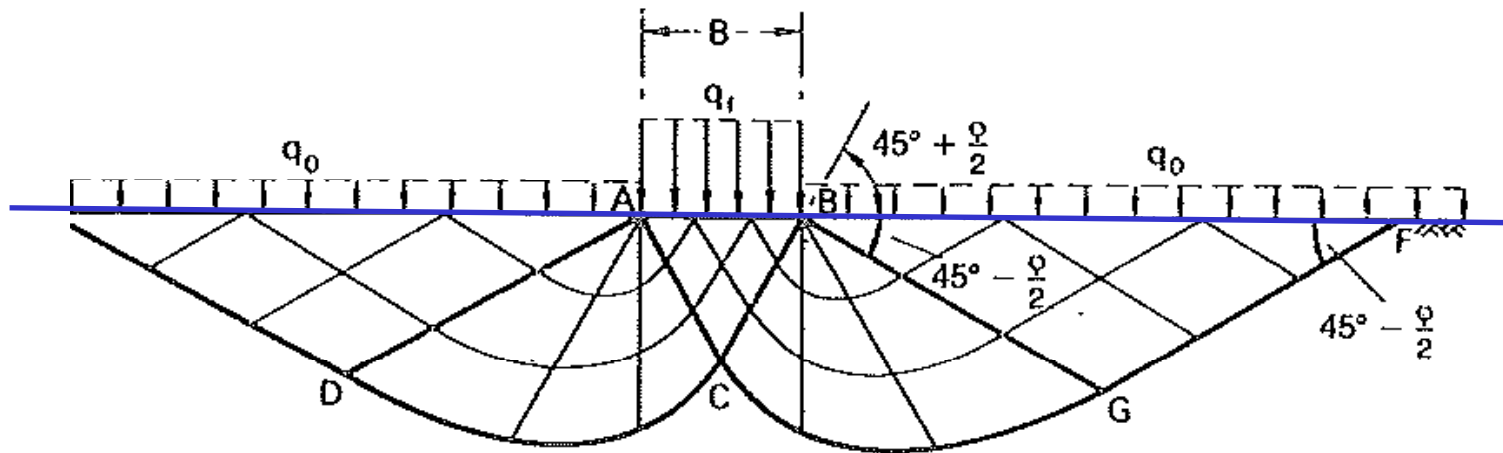
c' = coesione efficace

- **Condizioni non drenate (tensioni totali)**

$\phi_u = 0$

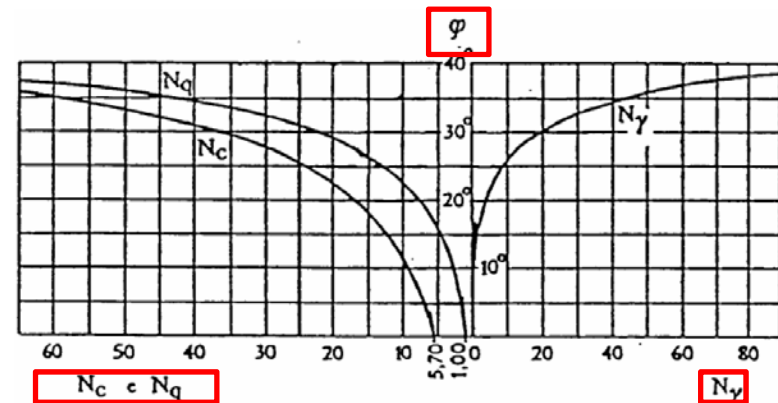
c_u = coesione non drenata

Fondazioni Superficiali



Dati

$B = 1.0 \text{ m}$ $q_0 = 20 \text{ Kpa}$ $\gamma' = 9 \text{ KN/mc}$
 $\phi = 24^\circ$ $c' = 10 \text{ KPa}$ $c_u = 48 \text{ Kpa}$
 $N_c = 19$ $N_q = 9.5$ $N_\gamma = 7.6$



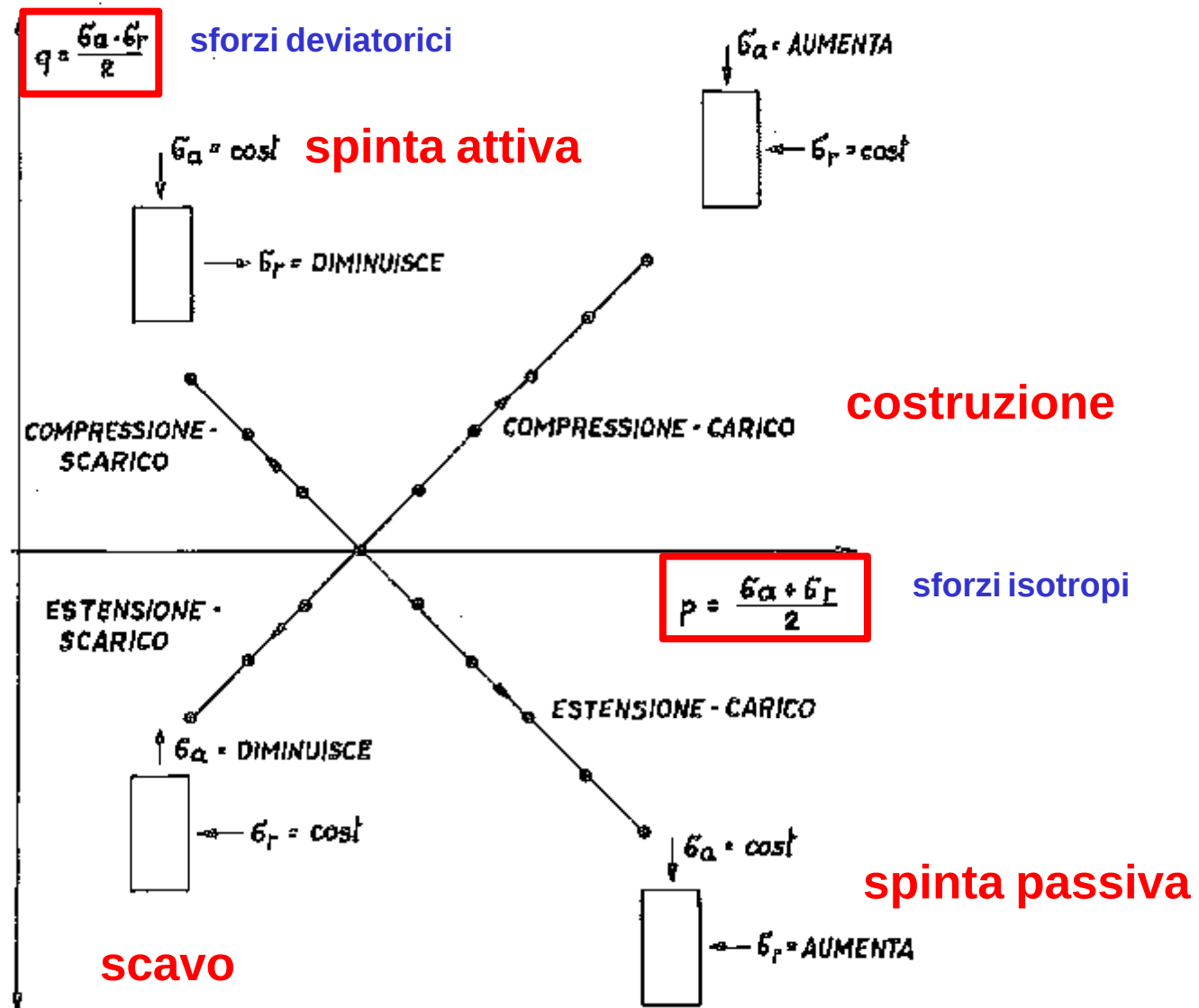
Capacità Portante

$q_{lim} = (2 + \pi) c_u + q_0 = 266 \text{ Kpa}$ [Condizione non drenate ($\phi_u = 0$)]

$q_{lim} = c' N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma = 414 \text{ Kpa}$ [Condizione drenata]

Percorsi di carico

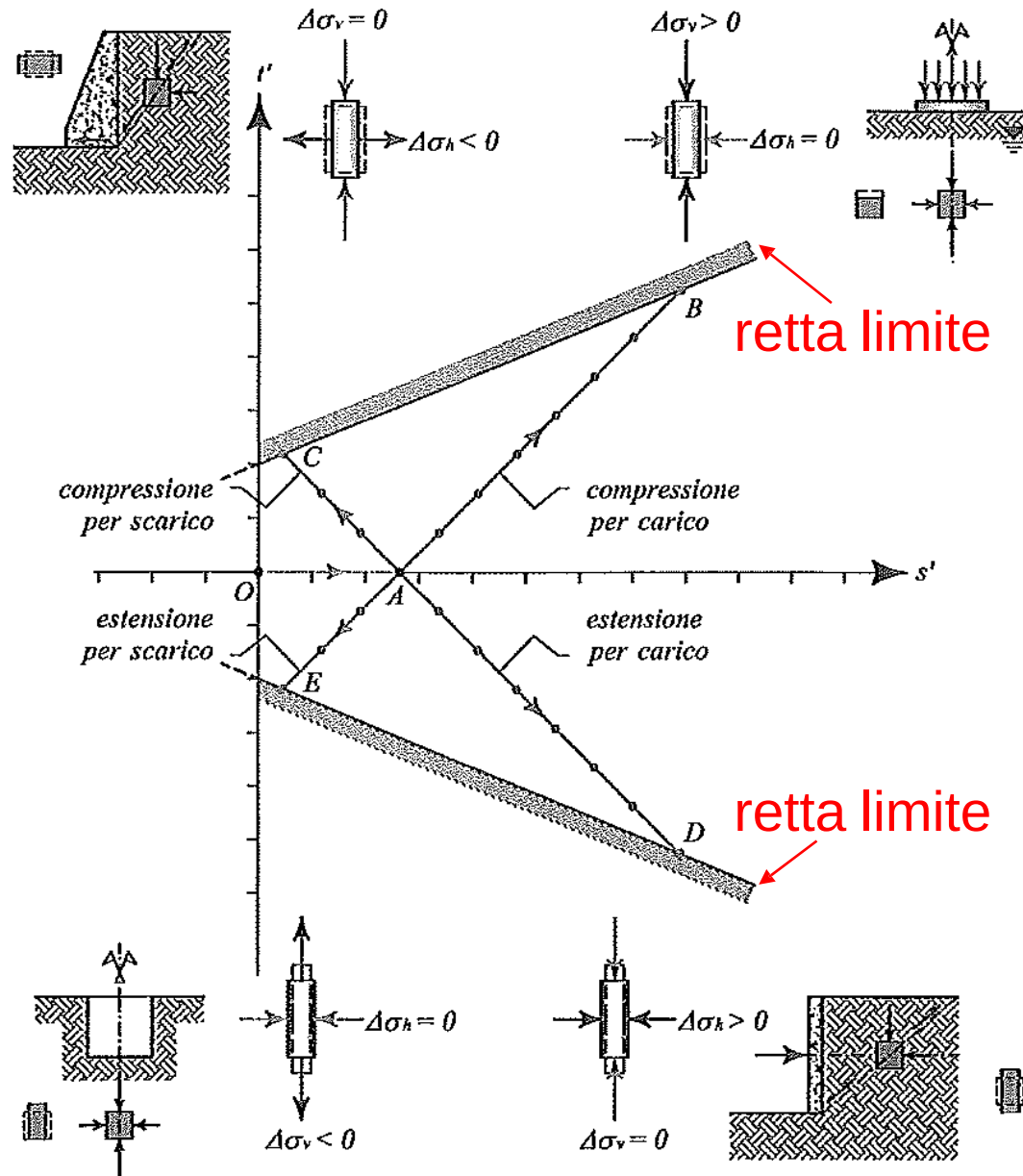
Stress Path



Piano degli sforzi deviatorici ed isotropi

Analisi in condizioni drenate
(c' , ϕ' e tensioni efficaci)

Analisi in condizioni non drenate
(s_u e tensioni totali)



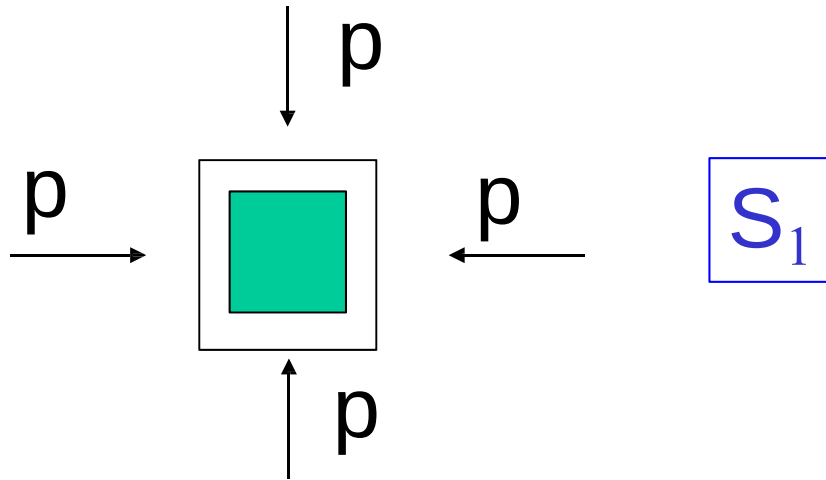
Analisi in condizioni drenate
(c' , ϕ' e tensioni efficaci)

Analisi in (prevalenti) condizioni
drenate (c' , ϕ' e tensioni efficaci)

**Confronto tra la
resistenza a taglio
di un terreno saturo**

**in condizioni drenate e
in condizioni non drenate**

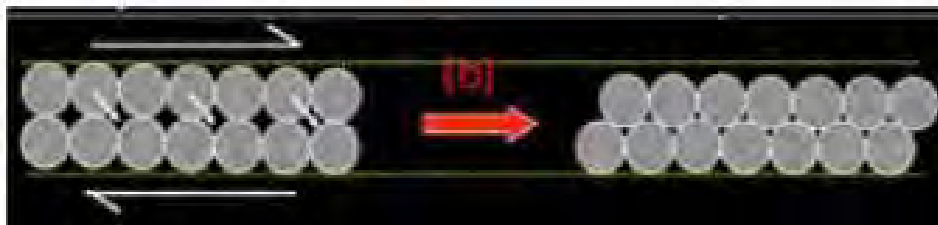
Origine delle Sovrapressioni



Variazione di volume indotta dalle pressioni isotrope, impedita in condizioni non drenate

$$\Delta V (p) \rightarrow u (p)$$

regime di deformazioni elastiche



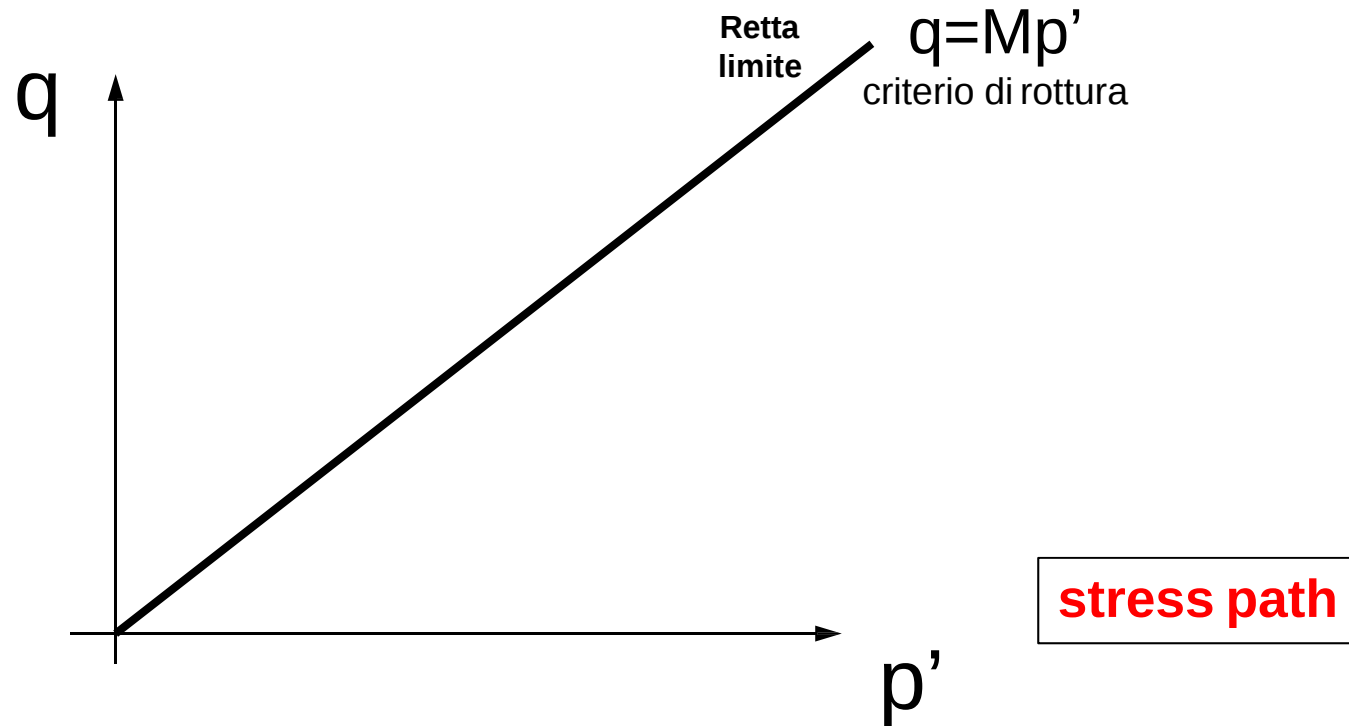
S₂

Variazione di volume indotta dalle tensioni deviatoriche ed impedita in condiz.non drenate

$$\Delta V (\tau, q) \rightarrow u (\tau, q)$$

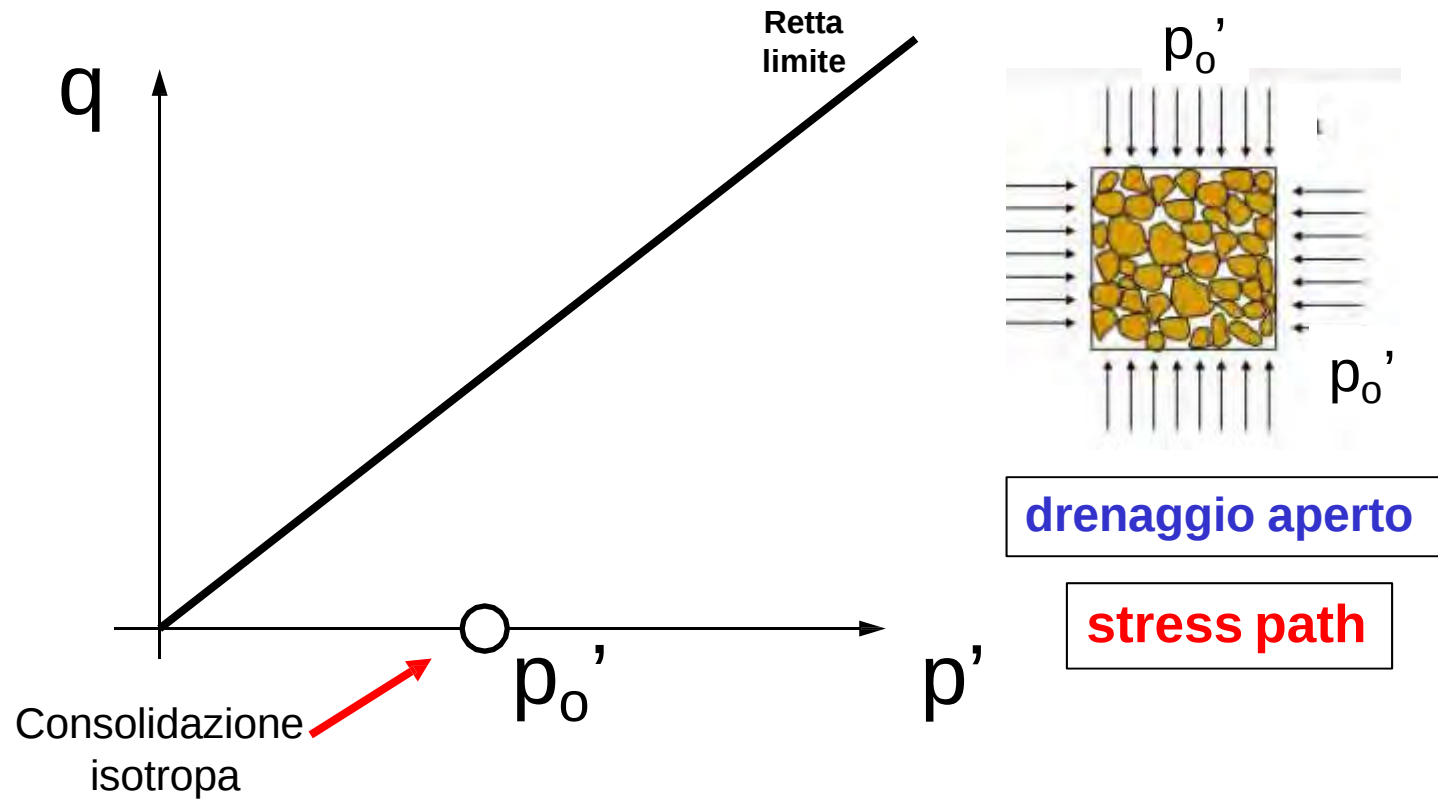
regime di deformazioi plastiche

Confronto tra resistenza drenata e non drenata



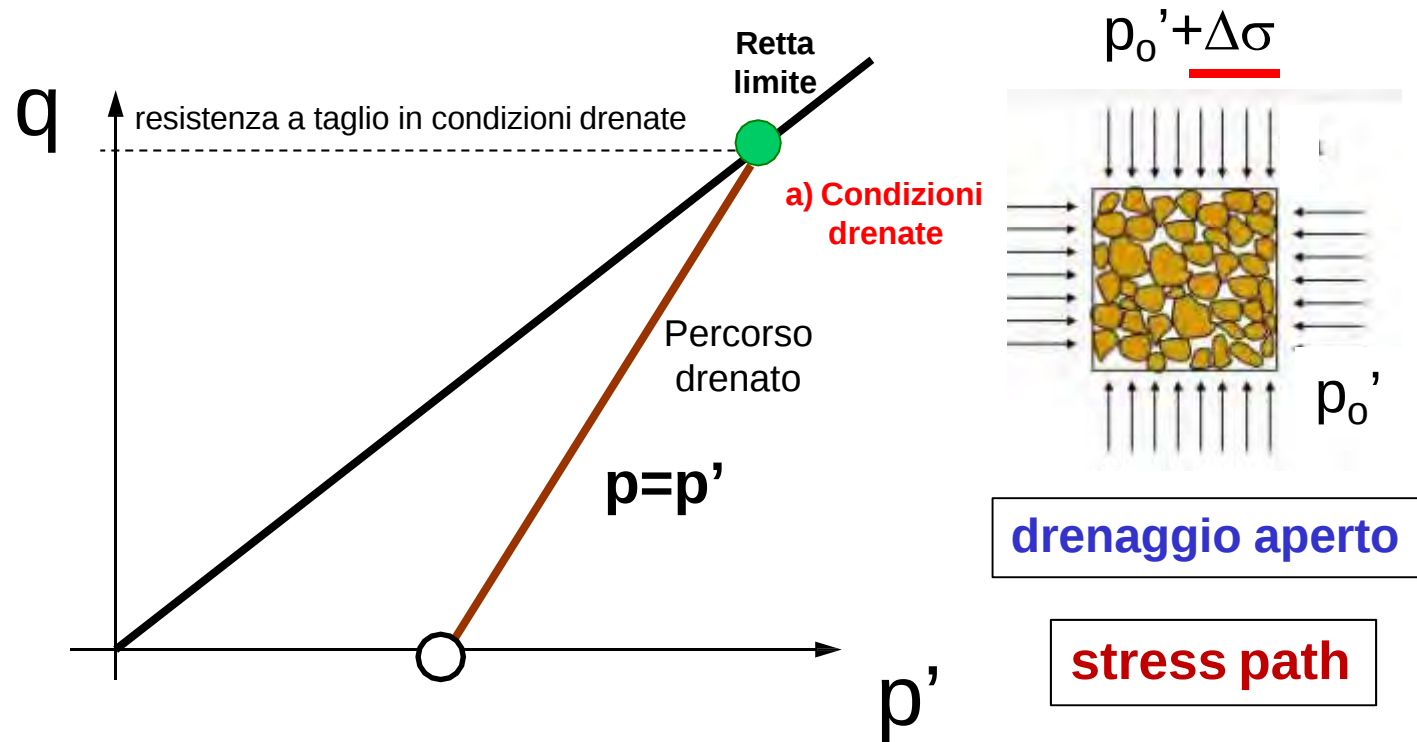
Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

Fase di consolidazione isotropa iniziale



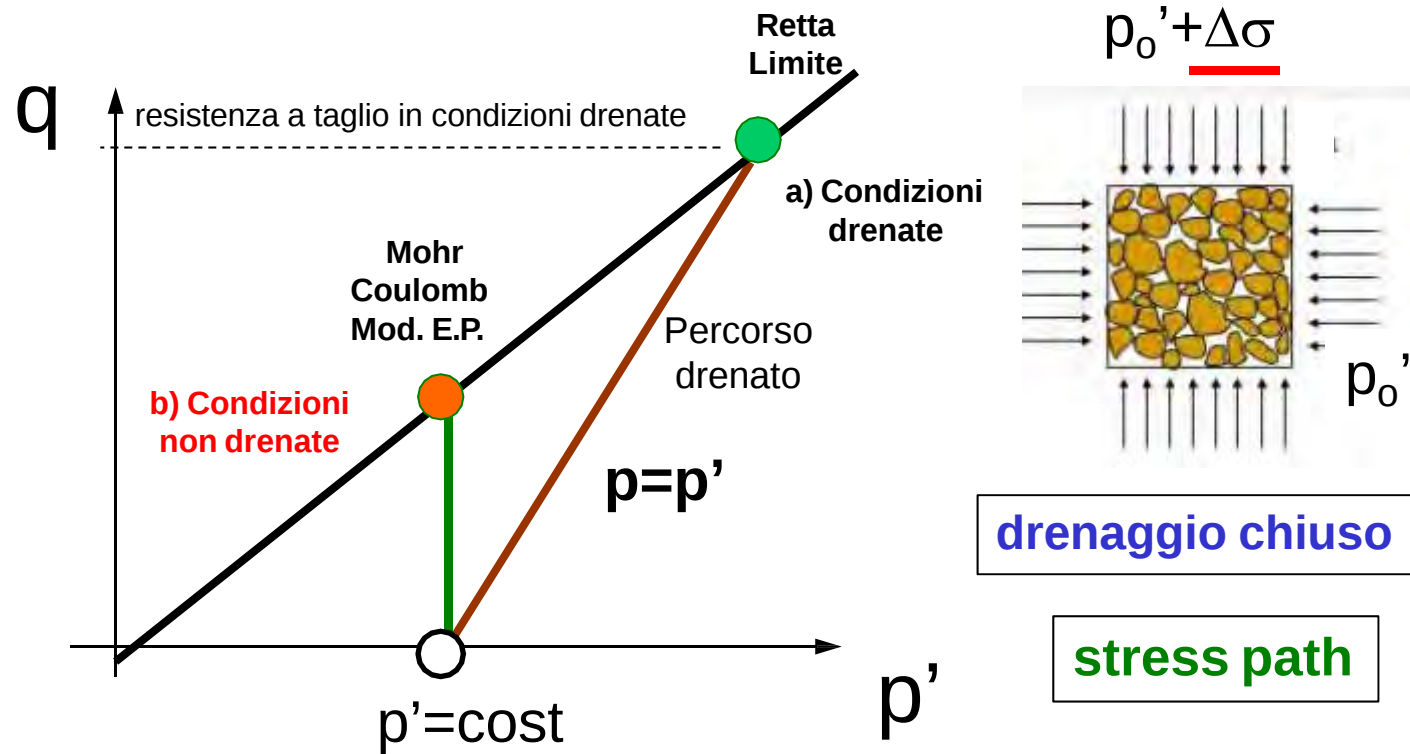
Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

1) Prova drenata



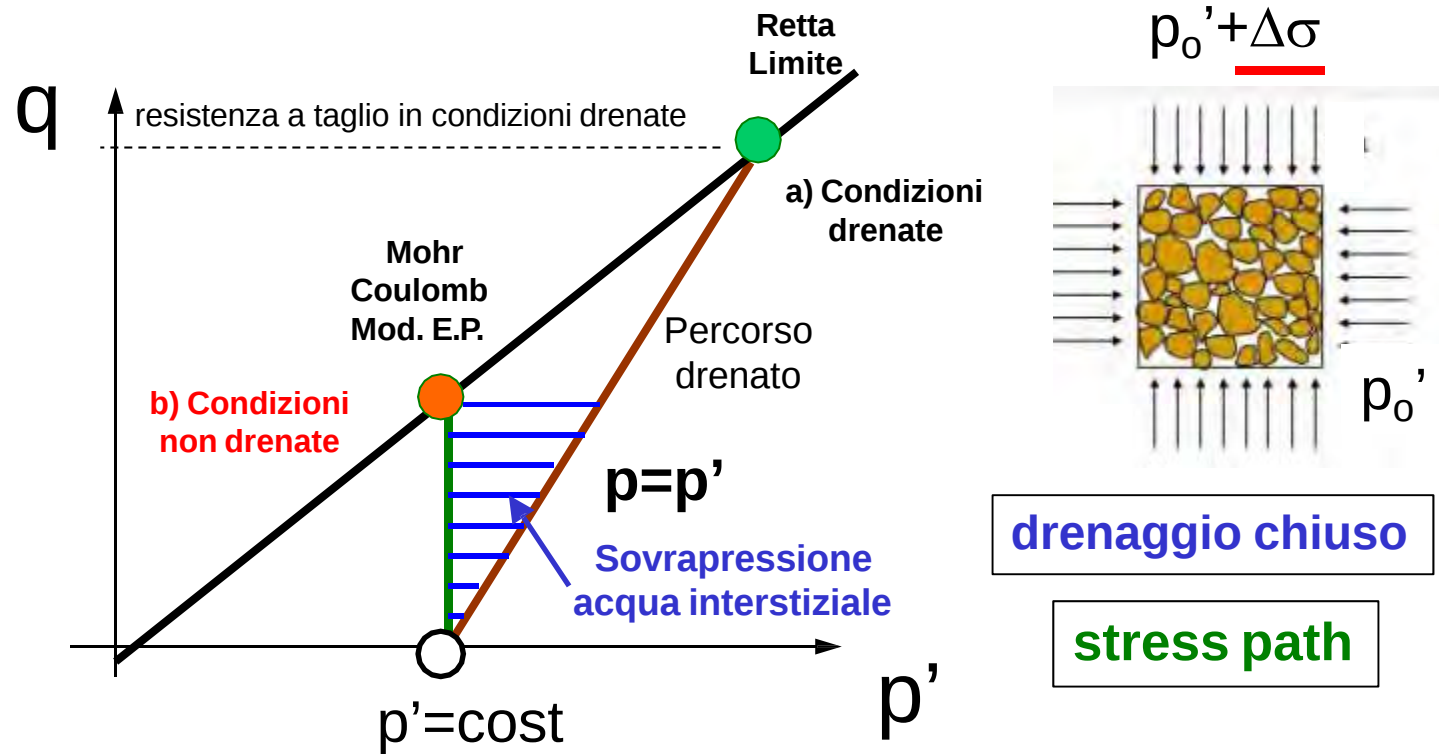
Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

2) Prova non drenata – Modello E.P. Mohr-Coulomb



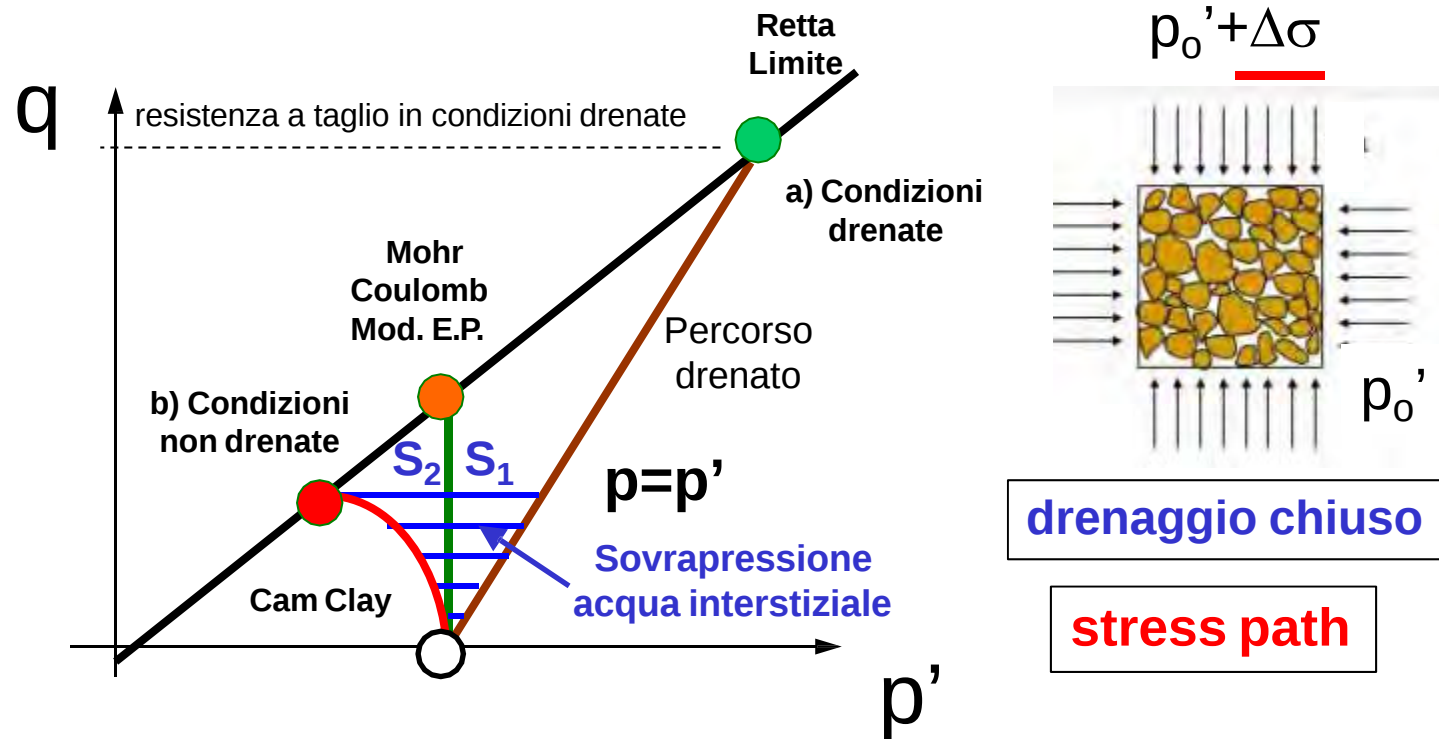
Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

2) Prova non drenata – Modello E.P. Mohr-Coulomb



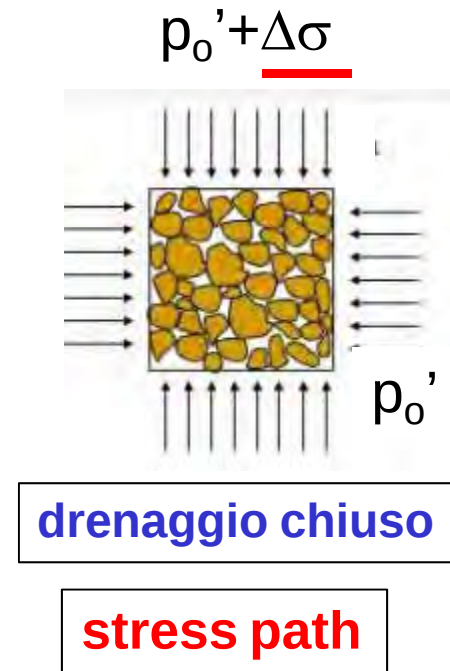
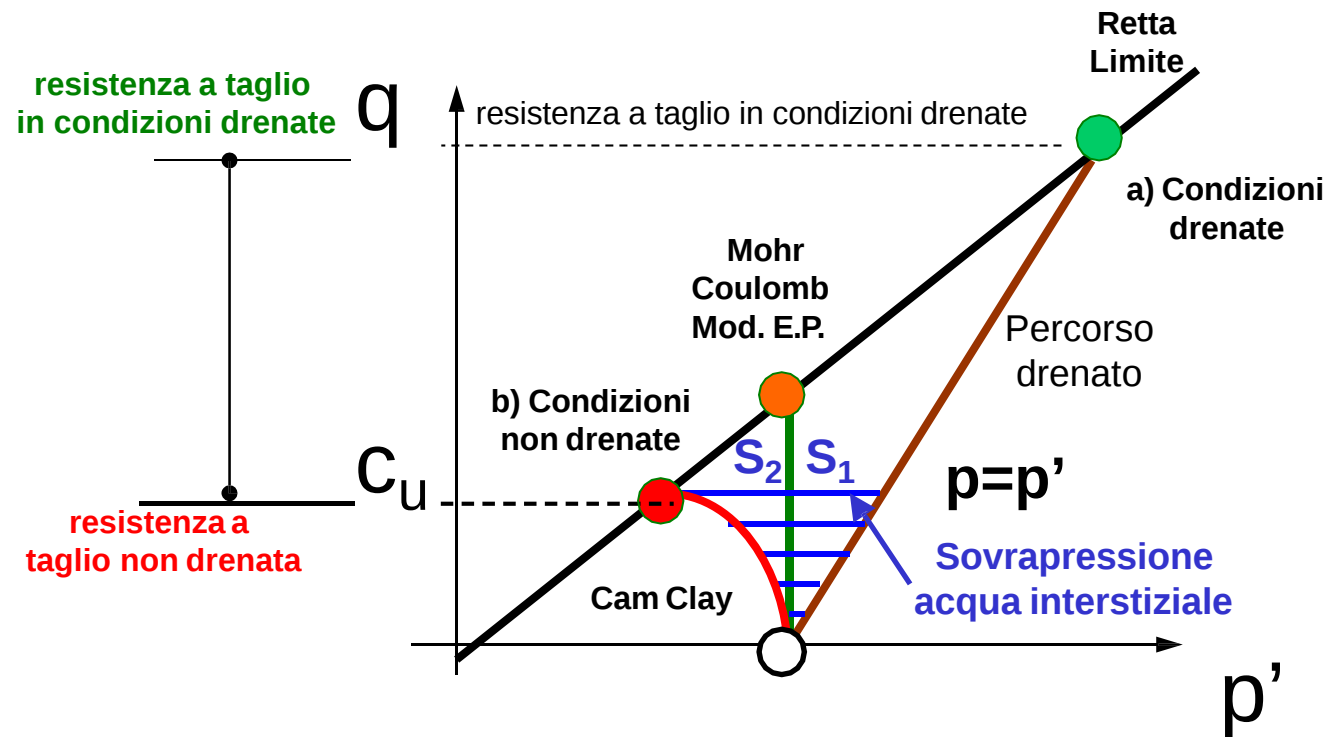
Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

Prova non drenata – Modello Non Lineare Cam Clay



Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

Prova non drenata – Modello Non Lineare Cam Clay



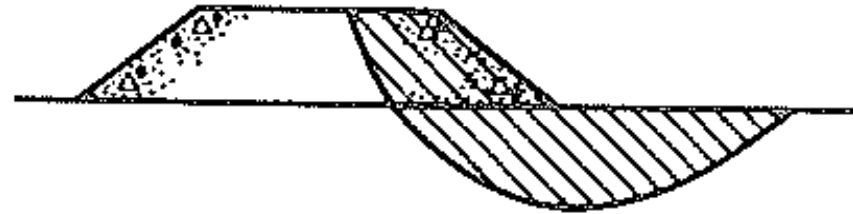
Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

Mile Stone

La resistenza non drenata c_u non è una caratteristica intrinseca del terreno ma bensì è un **parametro di stato** che dipende dall'indice dei vuoti (ossia dall'addensamento) e dalle **condizioni idrauliche al contorno**.

La resistenza a taglio non drenata continua a dipendere dalle **pressioni efficaci esistenti in sito**, (ossia dal **grado di addensamento**, esso stesso **parametro di stato**) ed è attivata tramite un **meccanismo per attrito** anche in **condizioni non drenate**.

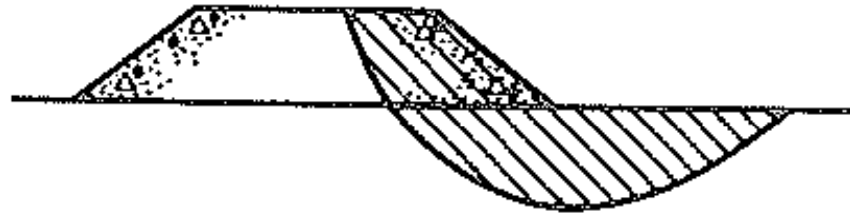
Condizioni di sicurezza - Fase di Costruzione



a) ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE

- Durante la **fase di costruzione** la condizione di verifica più gravosa nei terreni a **grana fine** si è quella a **breve termine**, quando si è già manifestato l'incremento di tensioni tangenziali indotte dai carichi esterni mentre la **resistenza a taglio** (**non drenata**) del terreno è ancora pari a quella **antecedente** alla costruzione.

Condizioni di sicurezza - Fase di Costruzione

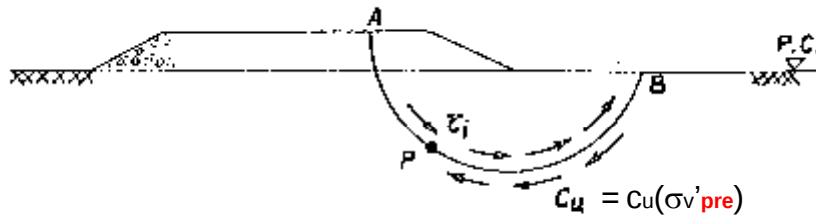


a) ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE

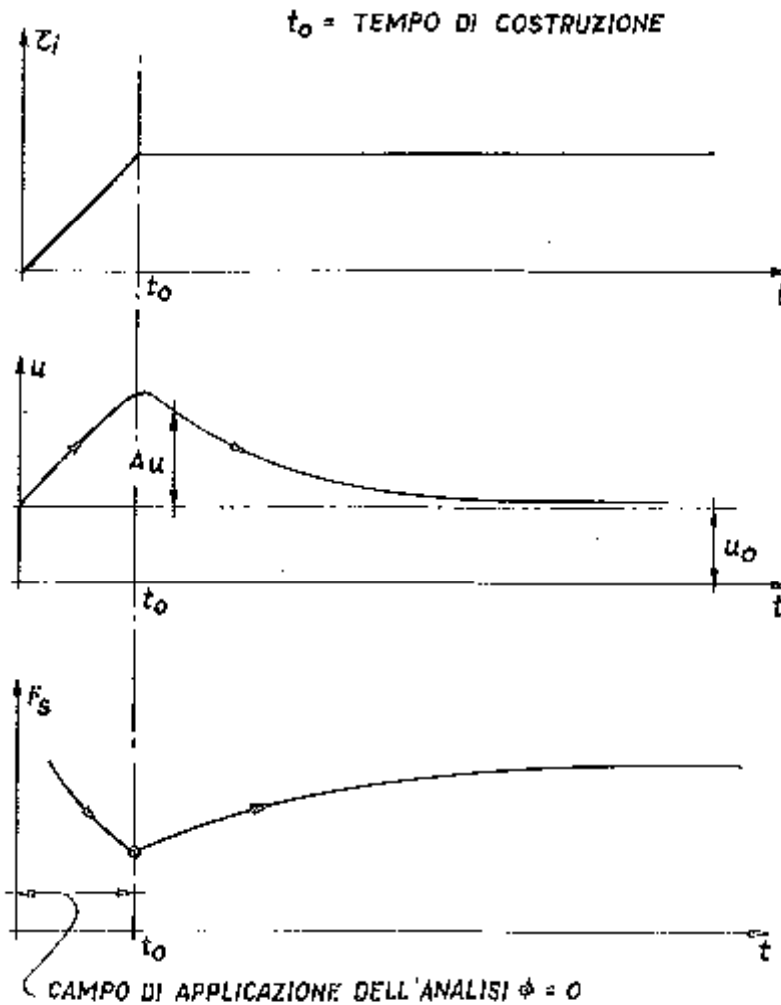
- Nel breve termine si verifica un incremento di pressioni neutre ma variazioni di pressioni efficaci (σ'_v) trascurabili.

$$\tau_{\text{res}} = c_u = 0.25 \sigma'_v (\text{pre}) \text{OCR}^{0.8}$$

La resistenza a taglio non può pertanto cambiare non essendo variate le tensioni efficaci i grani.



Rilevato



Sollecitazioni tangenziali
lungo la superficie di
scorrimento (ver. stabilità)

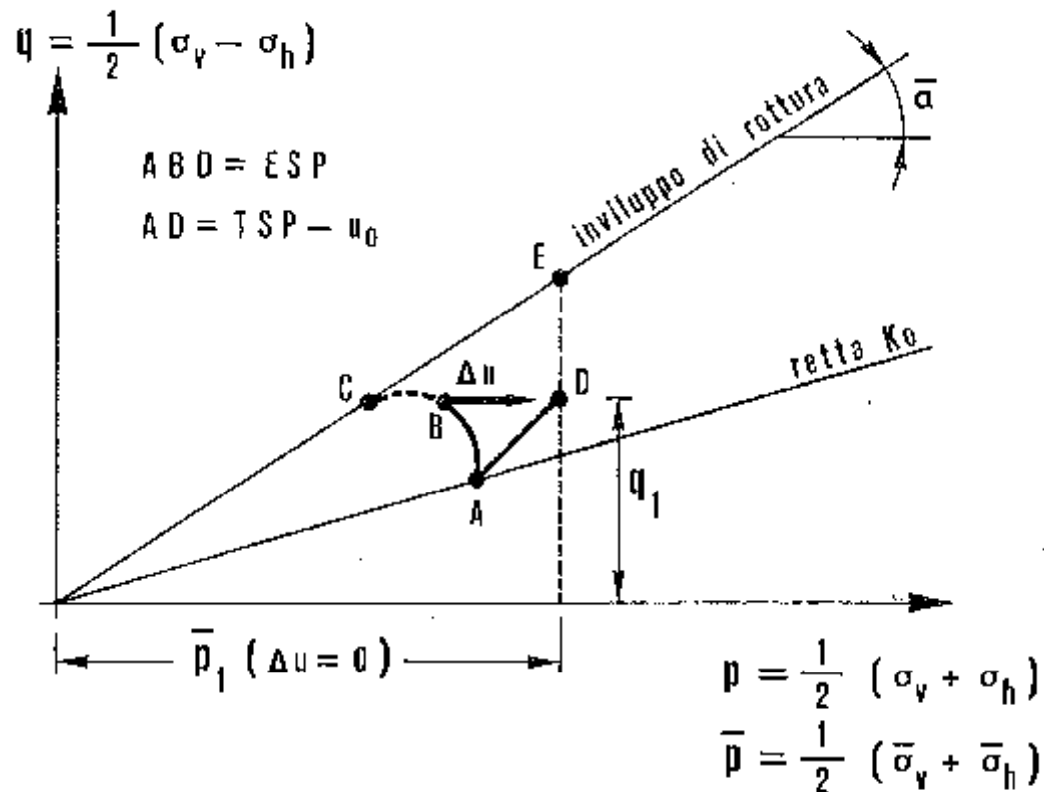
Sovrappressione nell'acqua
interstiziale

Coefficiente di sicurezza

Fig. 6.5.5 (Bishop-Bjerrum, 1960)

Stress path

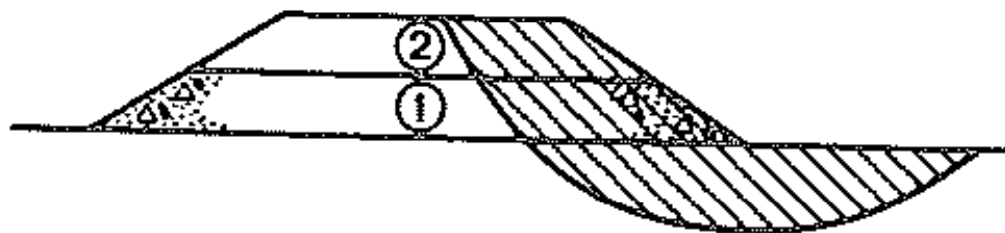
Costruzione di un rilevato



q = tensione
deviatorica

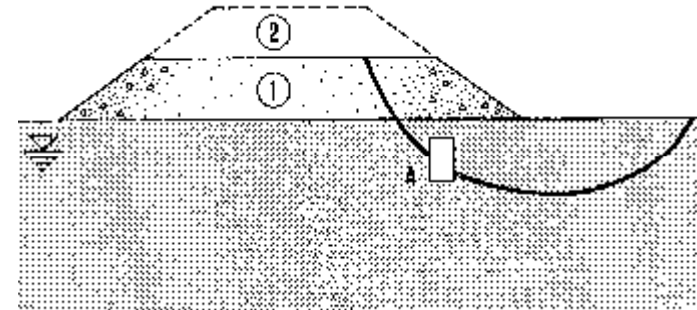
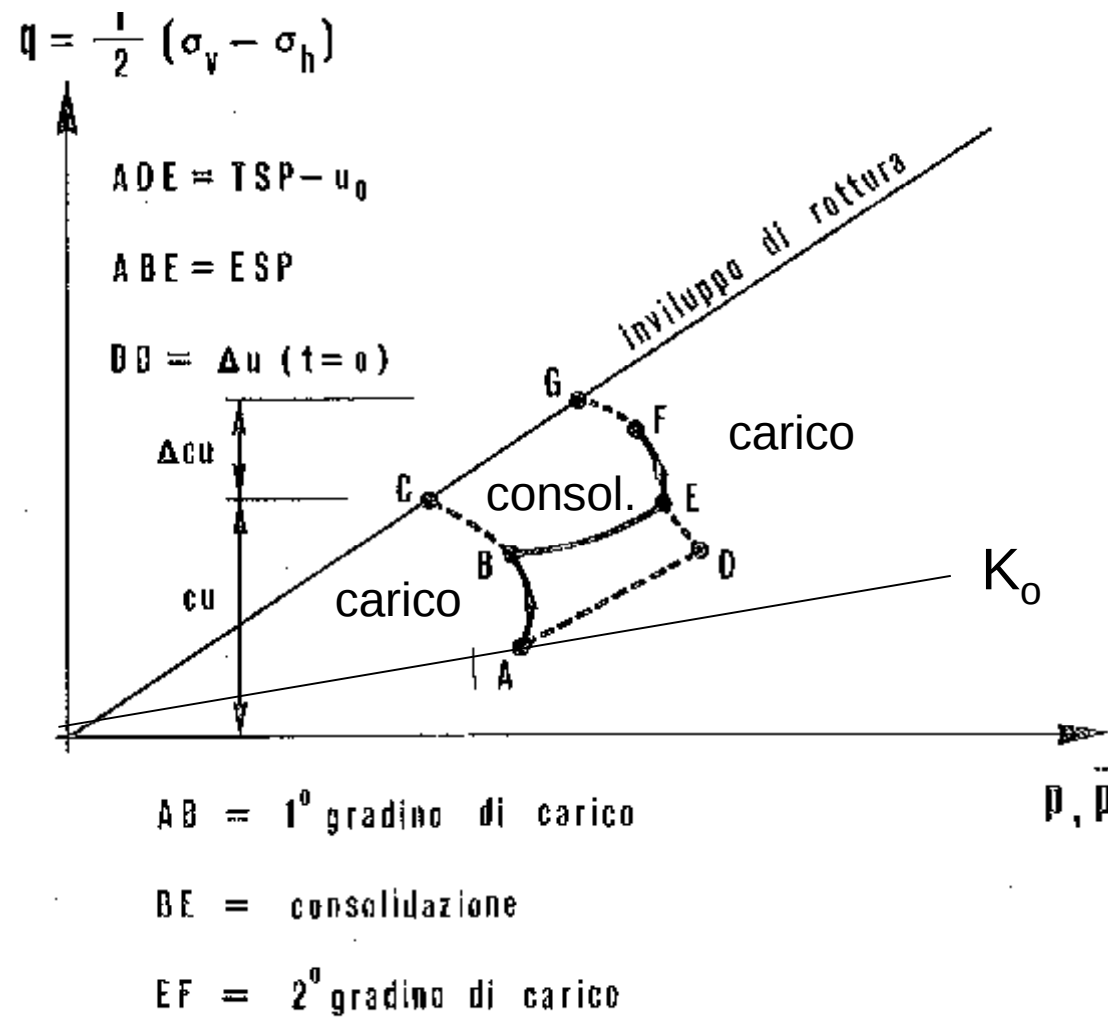
p = pressione
Isotropa totale

p' = pressione
Isotropa efficace



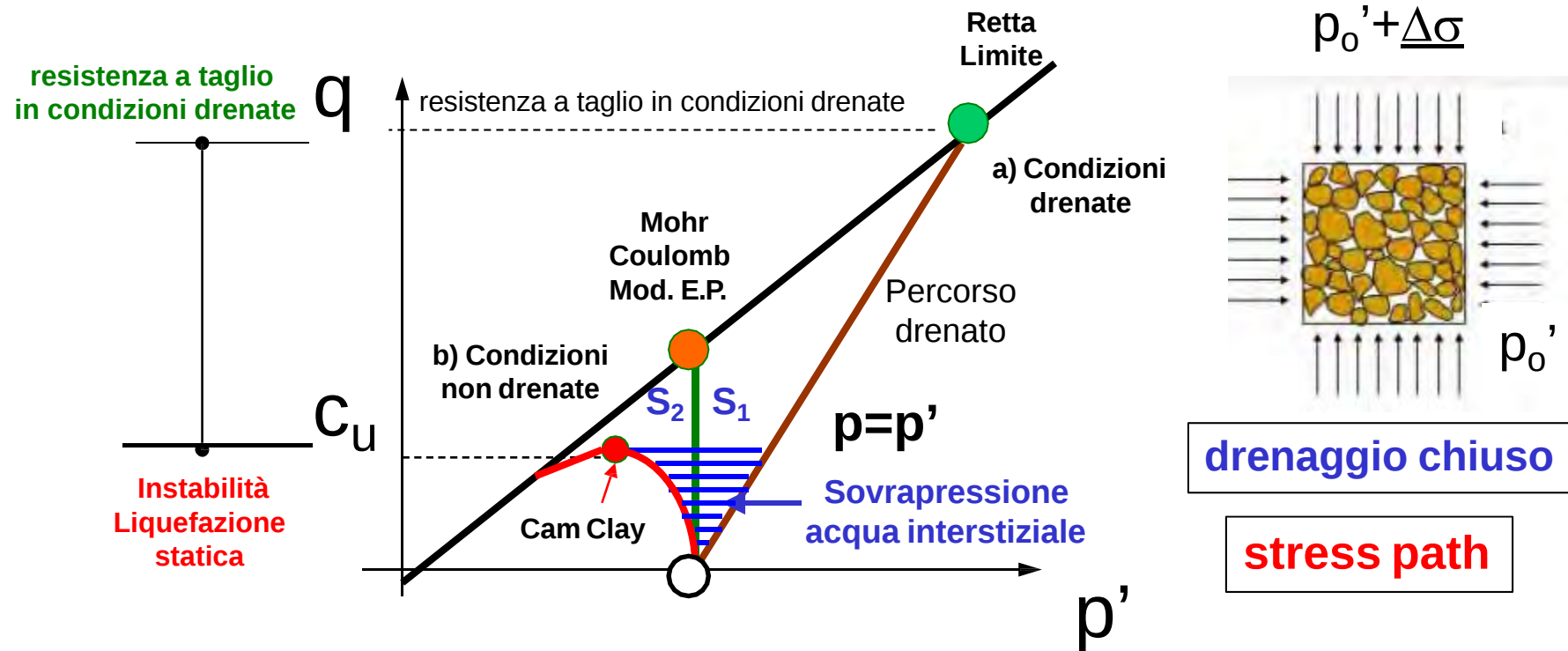
c) ANALISI IN CONDIZIONI PARZIALMENTE DRENATE

In presenza di terreni con modesta resistenza a taglio si può procedere alla **costruzioni in più fasi**, migliorare il terreno con **vibroflottazione** (sabbie) o **vibrocompattazione** (argille) oppure **accelerare il processo di consolidazione** con un **precarico** e l'utilizzo di **dreni verticali**.



Costruzione
di un rilevato
in più fasi

Prova non drenata – Liquefazione statica



Piano degli sforzi isotropi e deviatorici

Liquefazione statica - Instabilità del terreno

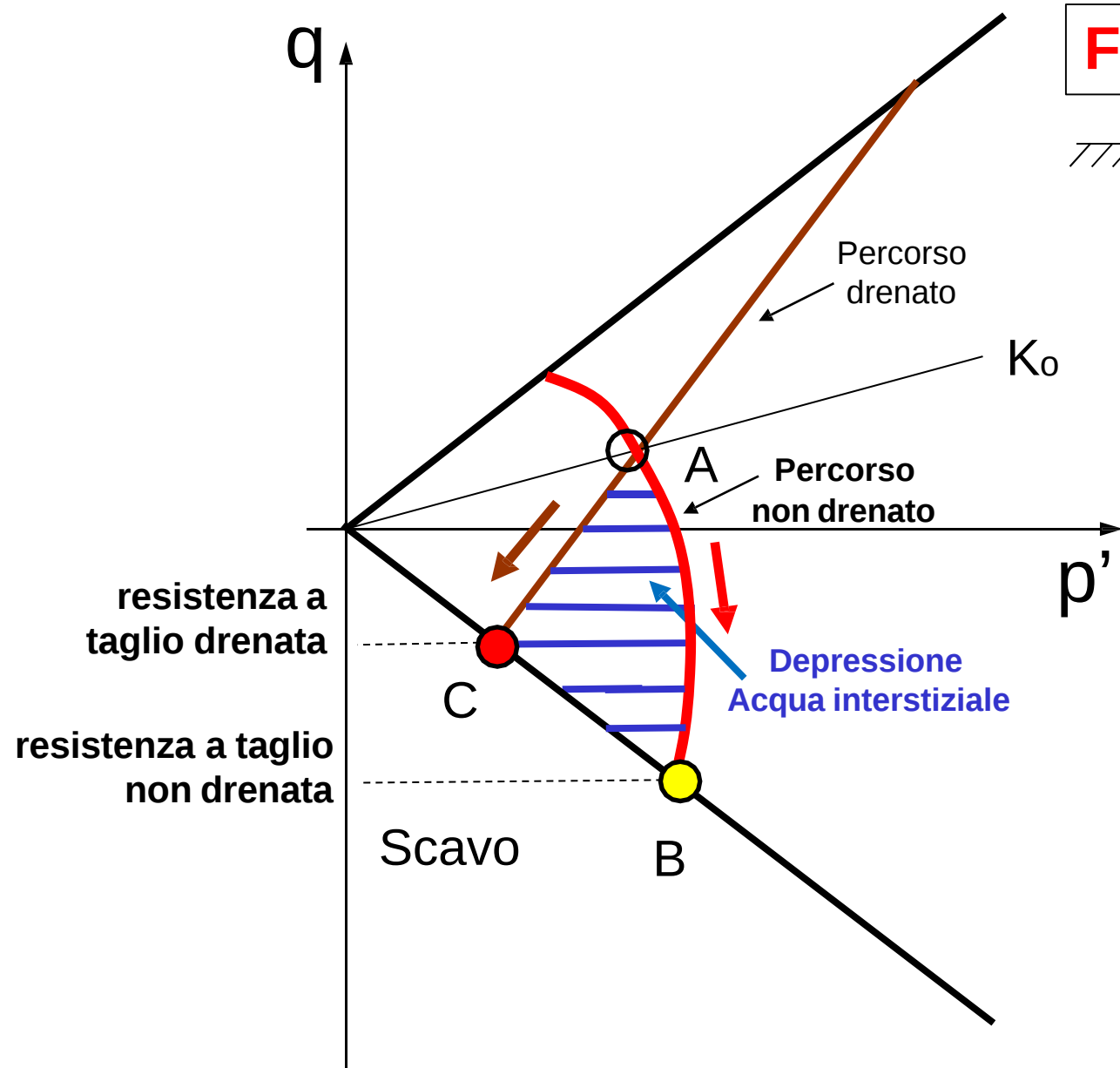


Terreno saturo imbevuto d'acqua sino in superficie

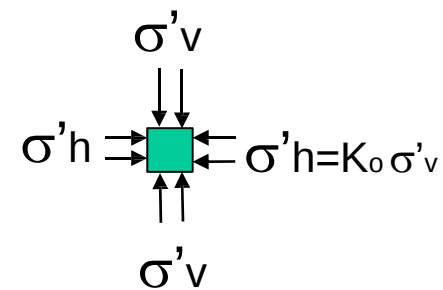
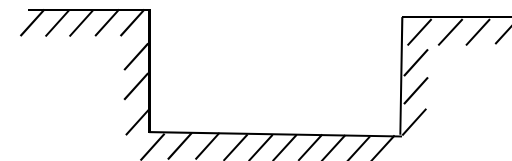


Fronti di scavo

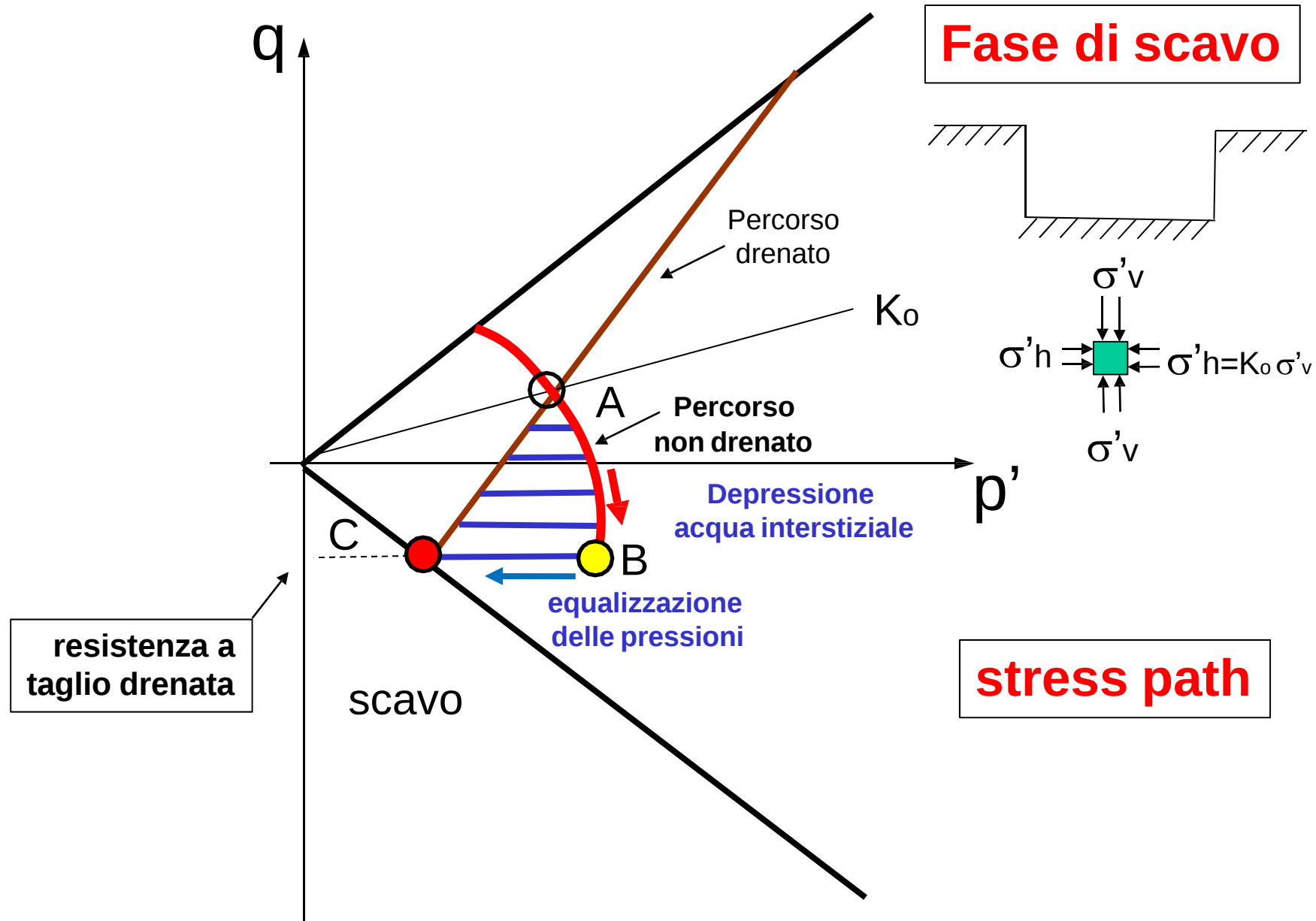


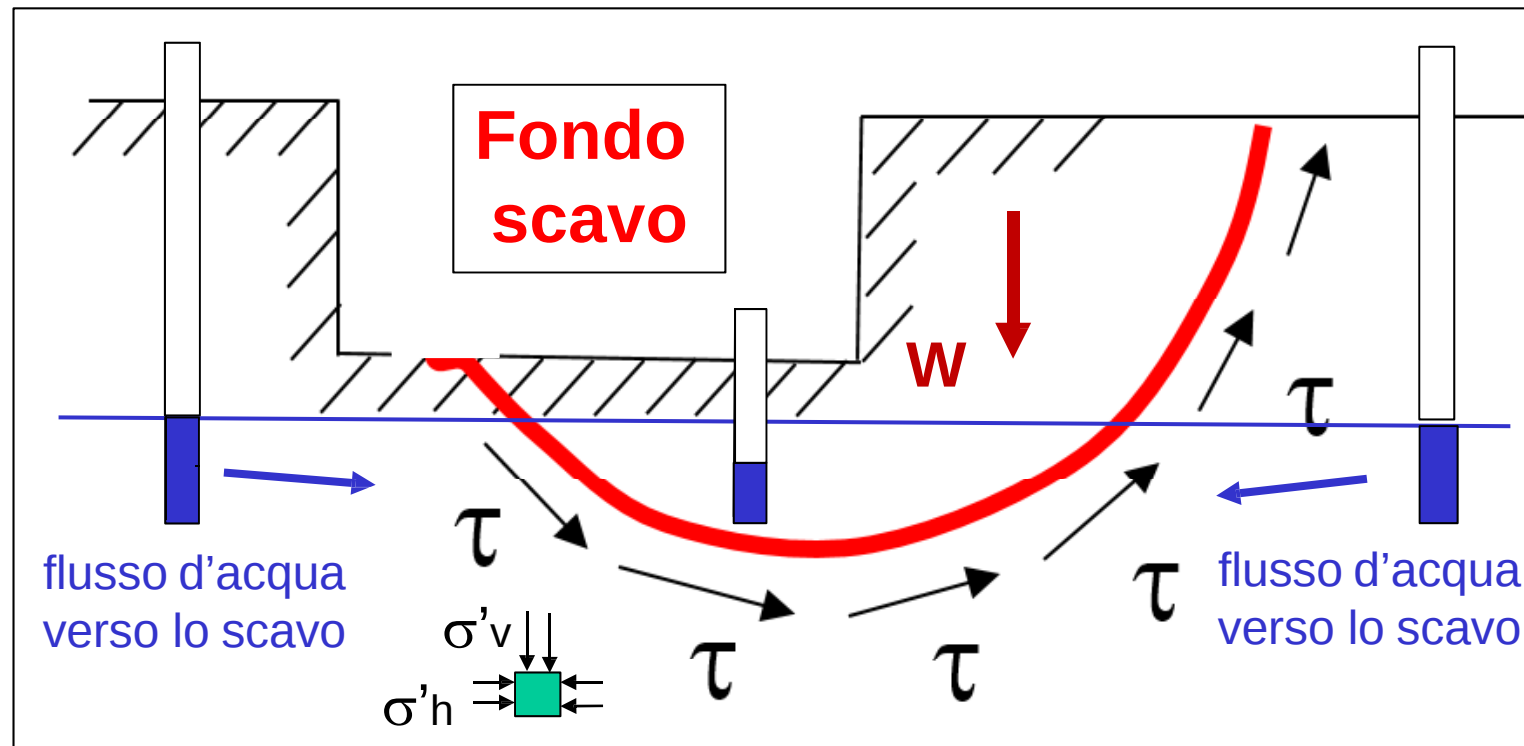


Fase di scavo



stress path





Cond. non drenata $t = 0$ $\tau_R = \max$ F.S. = max

$$\tau_R = F[\sigma'_v(\text{ante scavo})]$$

Condizione drenata $t = \infty$ $\tau_R = \min$ F.S. = min

$$\tau_R = F[\sigma'_v(\text{post scavo})]$$

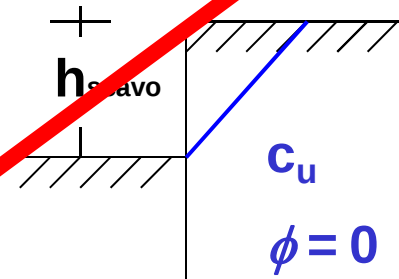
Nella fase di scavo è l'acqua interstiziale che si scarica mentre le pressioni efficaci tra i grani rimangono quelle ante scavo, ossia massime così come la resistenza a taglio. **Nel tempo** le pressioni neutre si equalizzano con l'afflusso d'acqua verso lo scavo, **le pressioni efficaci si riducono** essendo quelle totali costanti riducendosi anche **la resistenza a taglio** a fondo scavo.



Stabilità degli scavi

h_{scavo} = altezza massima dello scavo

$$h_{\text{scavo}} = \frac{2c_u}{\gamma_t}$$



C_u = resistenza a taglio del terreno
in fase di scarico in condizioni
NON DRENATE

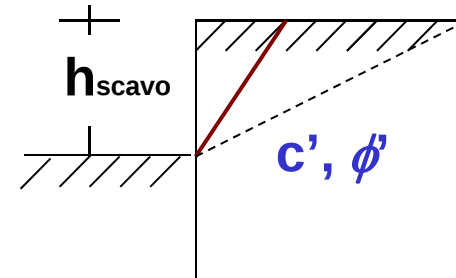
$$c_u = 50 \text{ KPa} , \gamma_t = 18.0 \text{ KN/m}^3 , h_s = 5.55 \text{ m}$$



Stabilità degli scavi a lungo termine

h_{scavo} = altezza massima dello scavo

$$h_{\text{scavo}} = \frac{2c'}{\gamma_t} \cdot \tan(45 + \phi / 2)$$



c', ϕ = parametri di resistenza a taglio del terreno
a lungo termine in condizioni **DRENATE**

$c' = 20 \text{ KPa}$, $\phi = 24^\circ$, $\gamma_t = 18.0 \text{ KN/m}^3$, $h_s = 3.35 \text{ m}$

Condizioni di sicurezza

- Durante la **fase di scavo** le condizioni di sicurezza più gravose nei terreni a **grana fine** si verificano a **lungo termine**, a seguito di una possibile modifica delle condizioni di saturazione che riducono la pressione tra i grani efficace in condizioni non drenate presente subito dopo lo scavo.

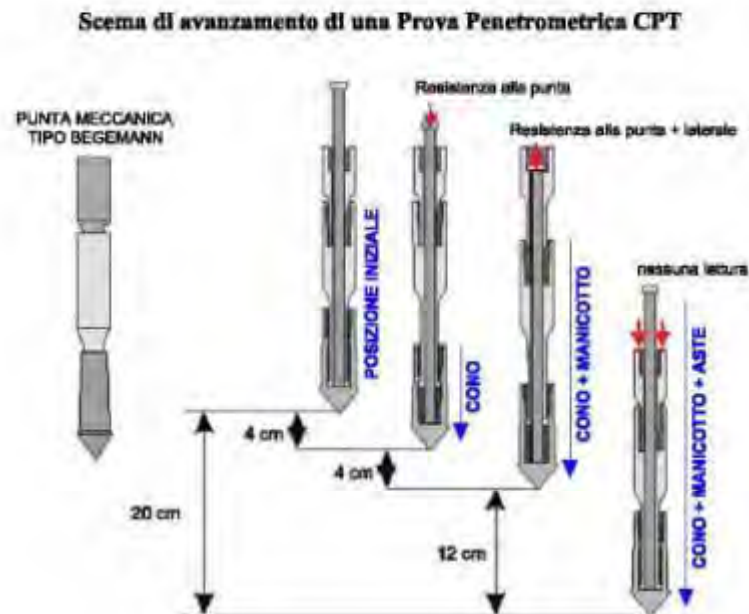
CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO (Cenni)

PROVE IN SITO

Prove CPT - CPTU

Sondaggi

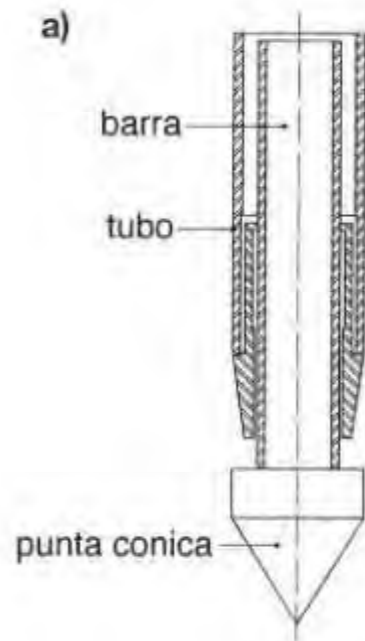
Indagini in sito



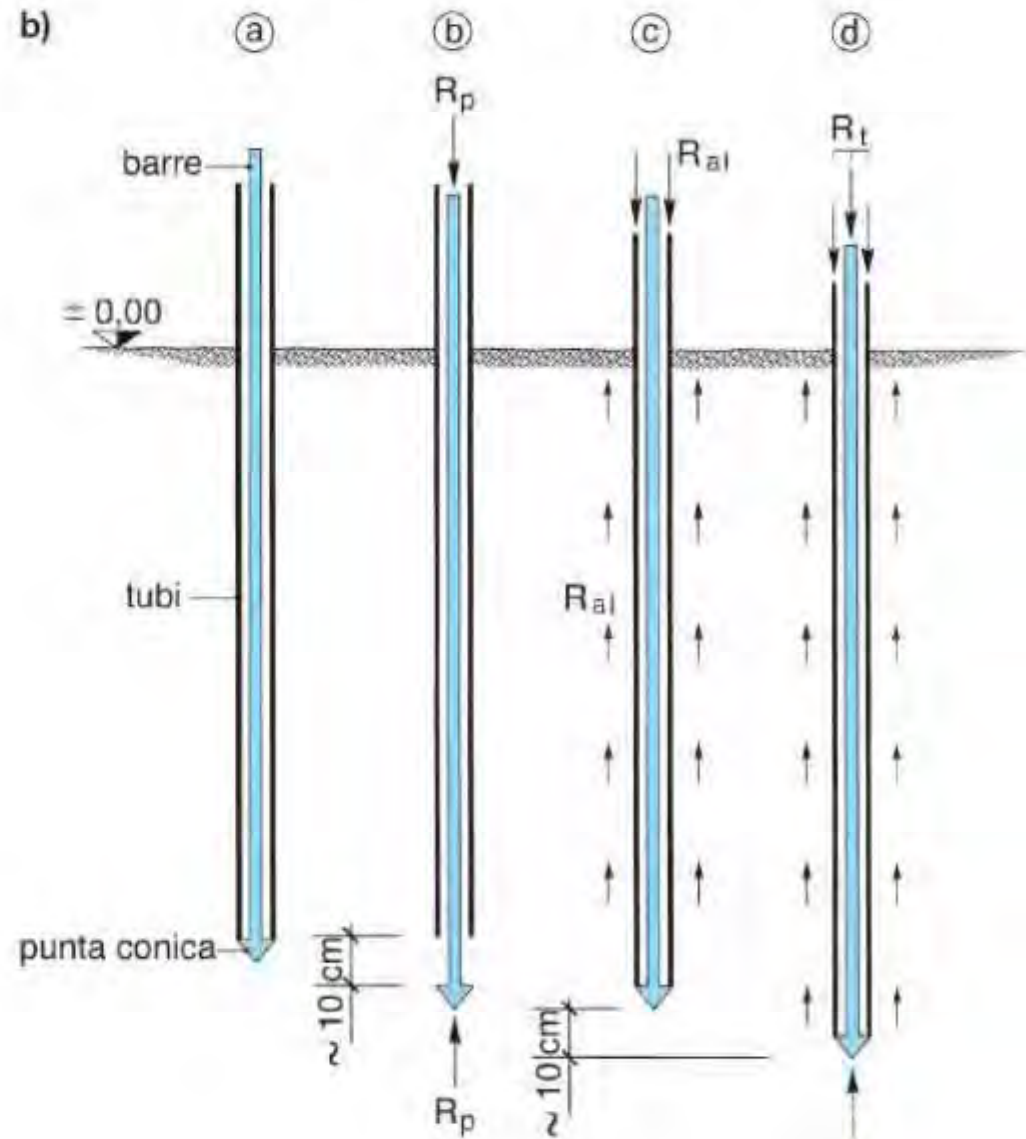
Prove Penetrometriche

CPT, CPTU, SPT

PENETROMETRO STATICO



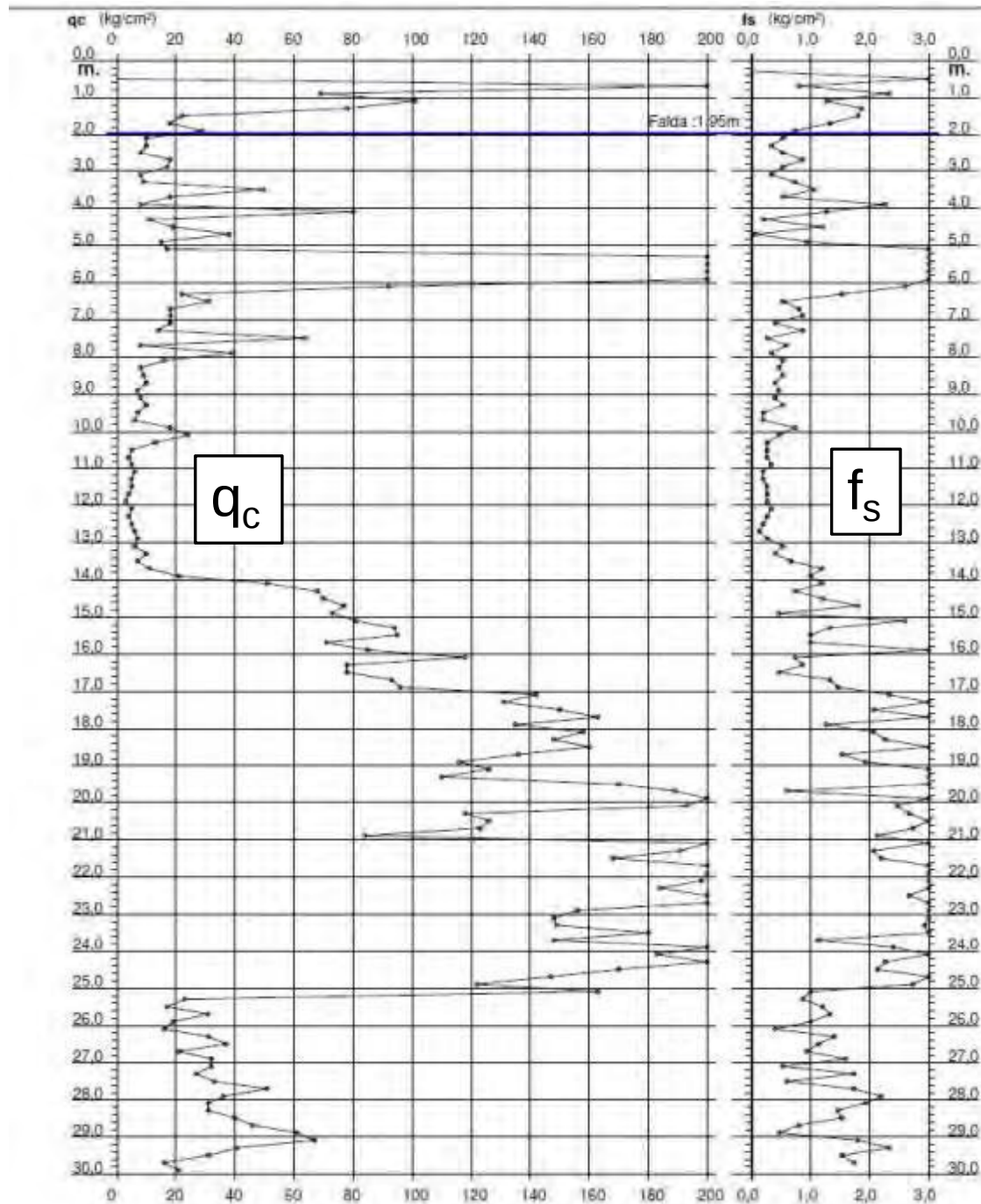
Prova con misura della
Resistenza alla punta (q_c)
Resistenza laterale (f_s)

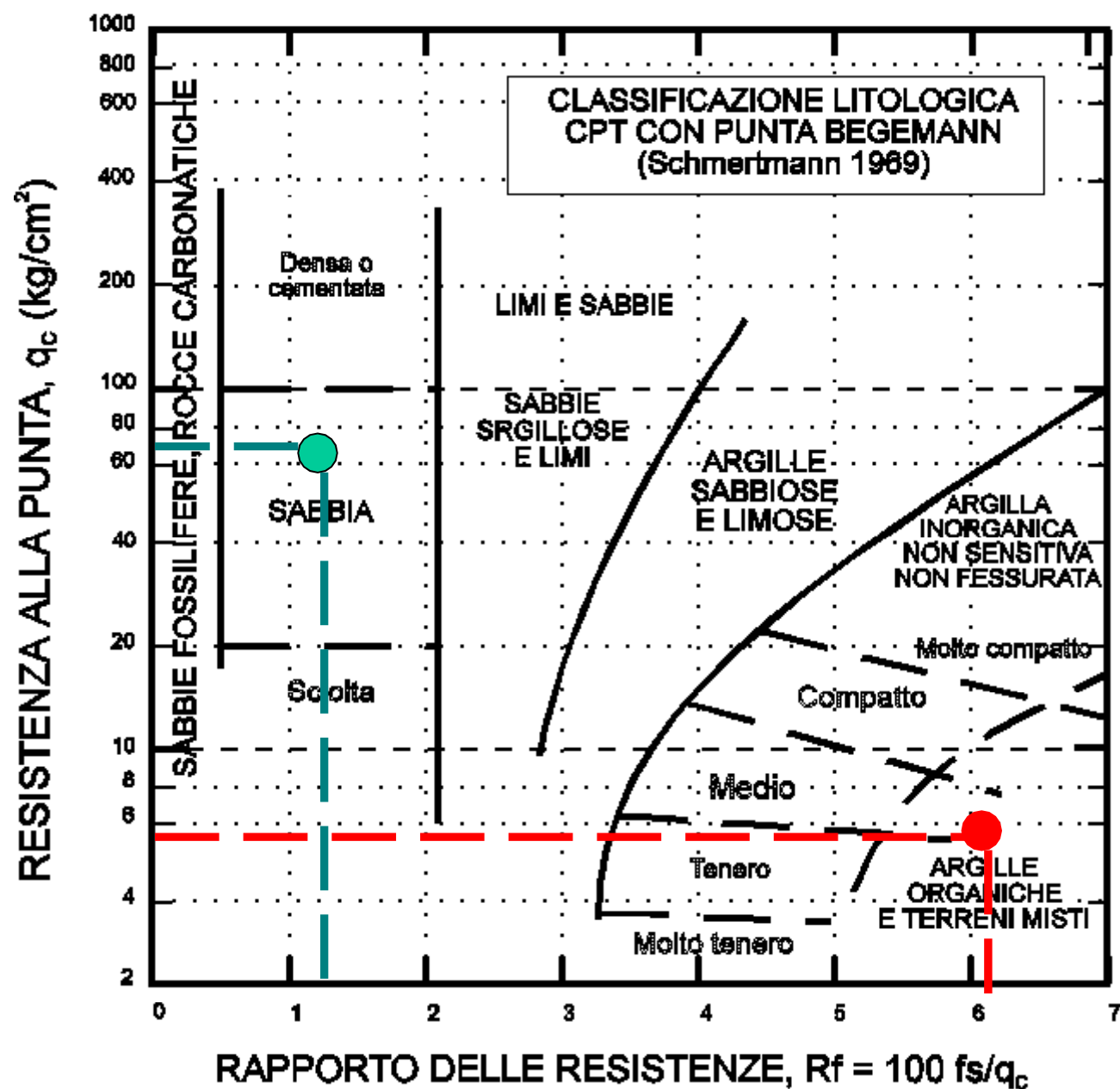


**INDAGINI
IN SITO**

**Prova
Penetrometrica
CPT, CPTU**

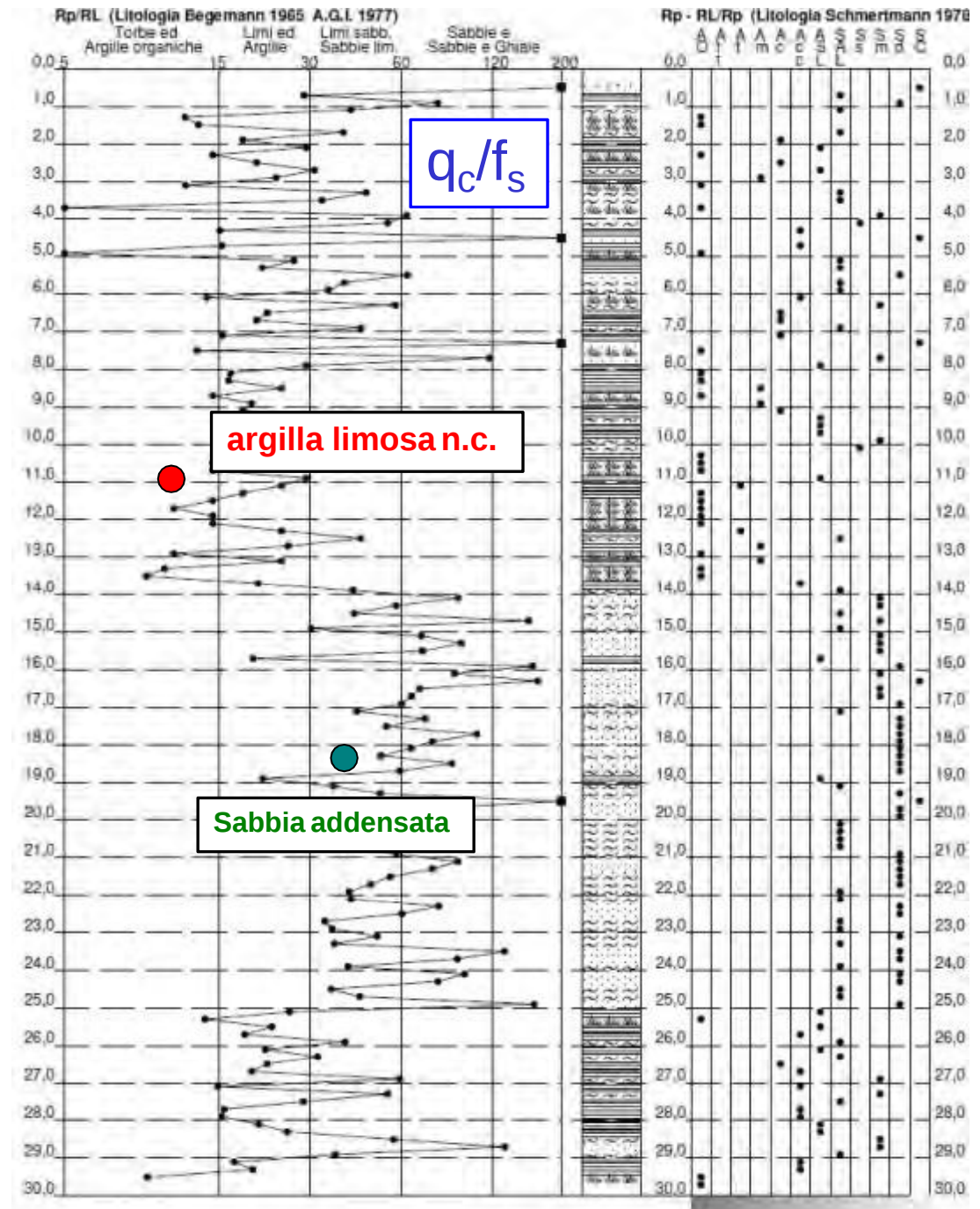
**Resistenza
alla punta (q_c)
e
Resist. Laterale (f_s)
vs
Profondità**





INDAGINI
IN SITO
Prova
Penetrometrica
CPT

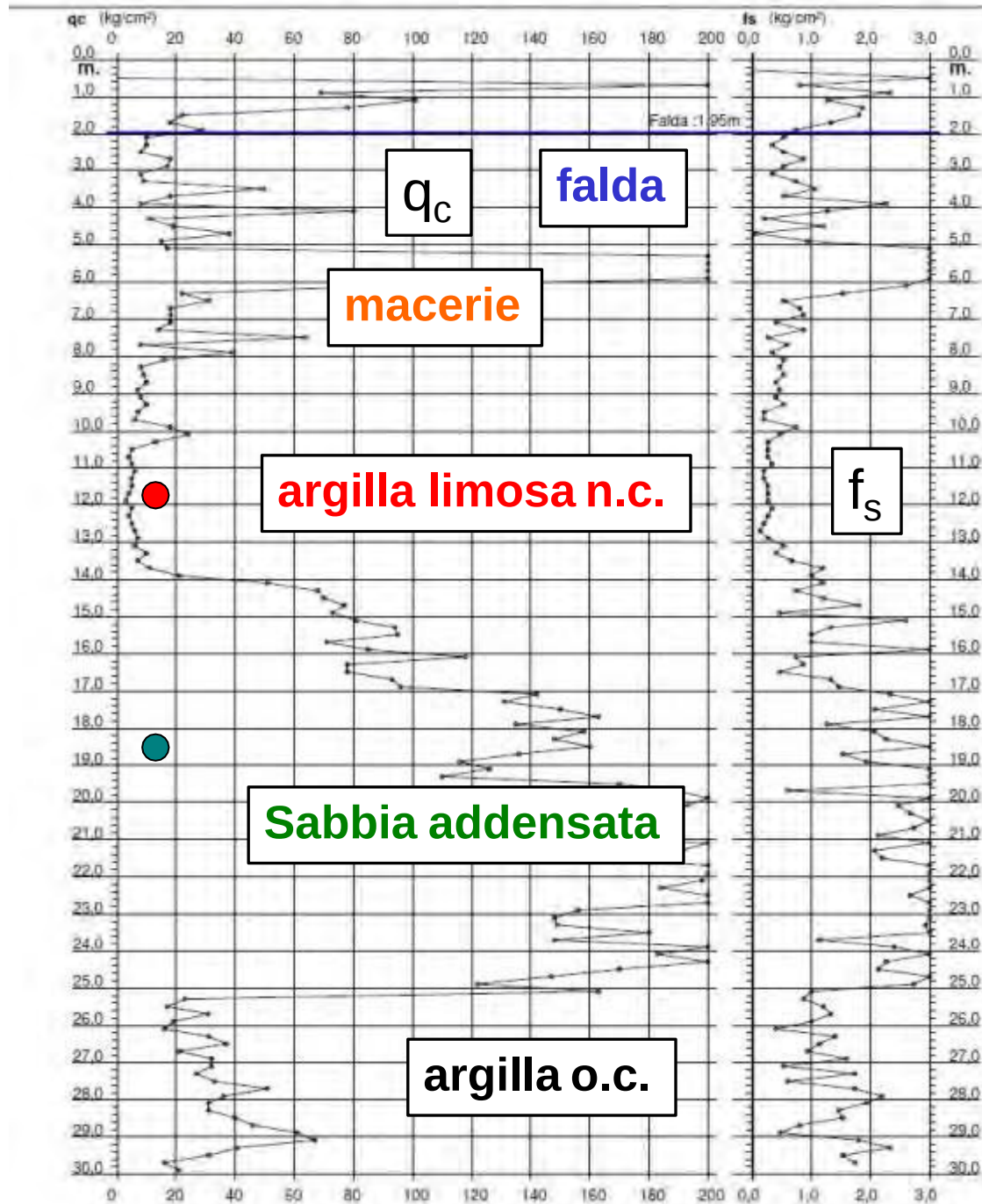
Rapporto tra
Resistenza alla Punta
e
Resistenza Laterale
VS
Profondità



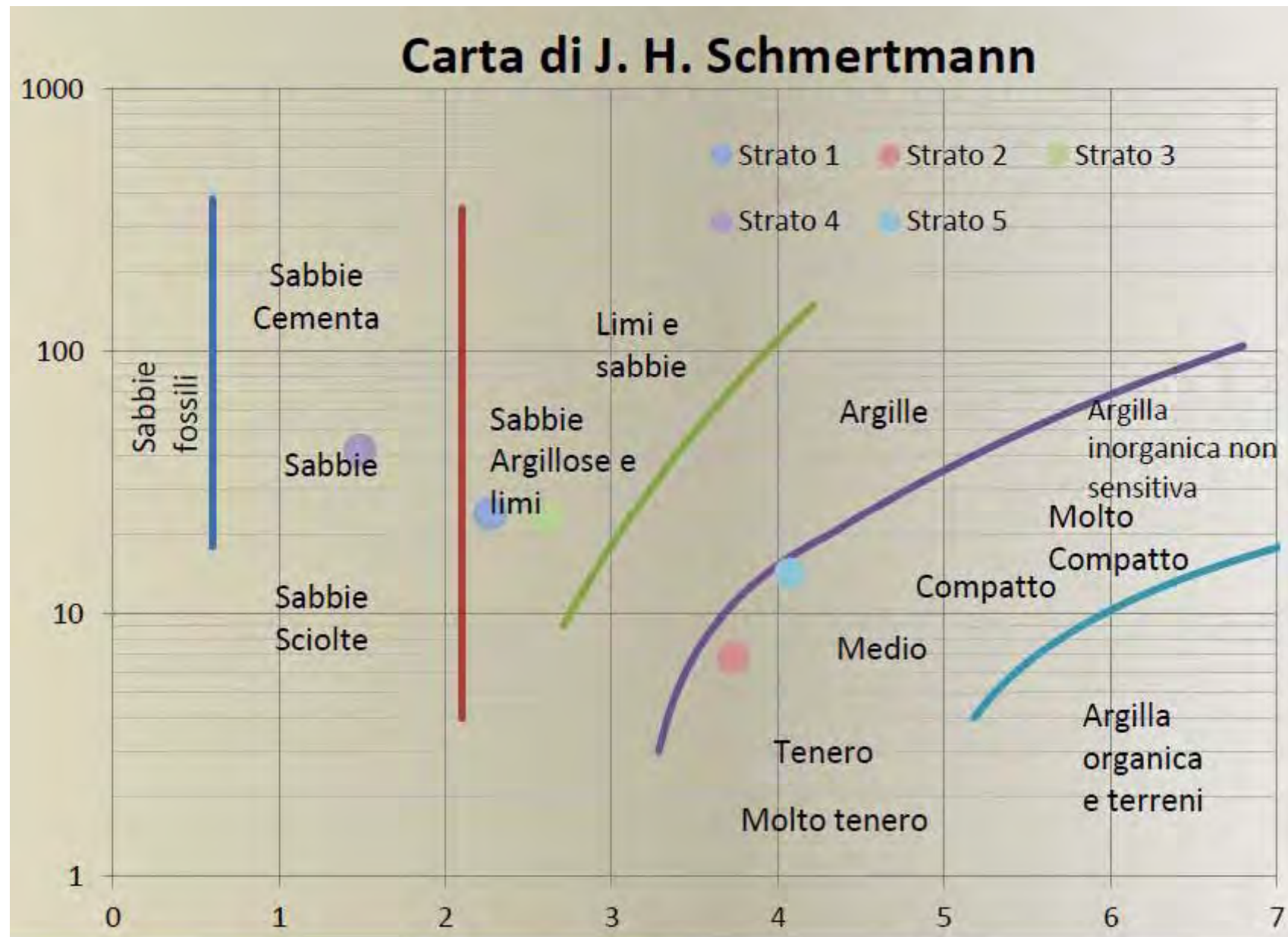
**INDAGINI
IN SITO**

**Prova
Penetrometrica
CPT, CPTU**

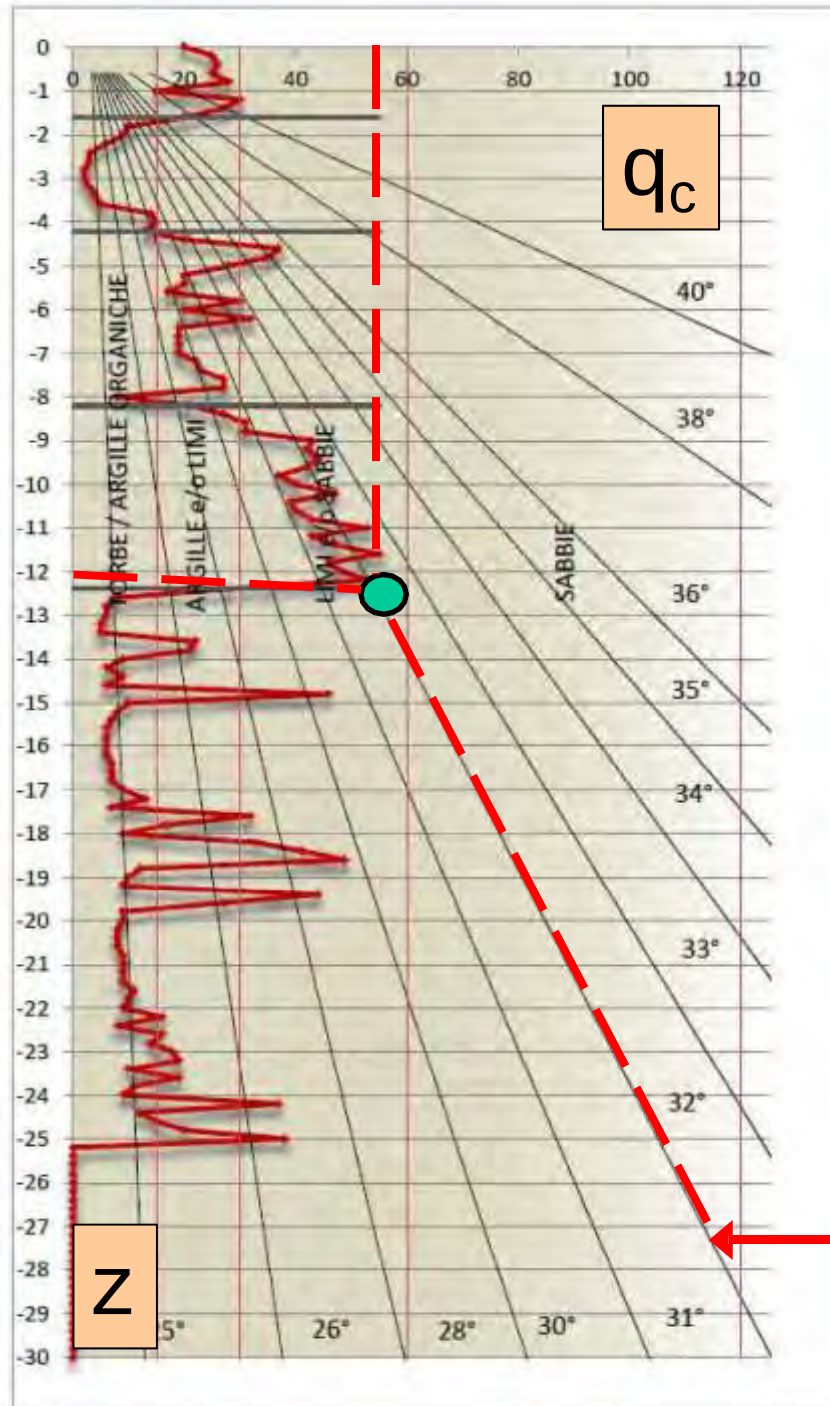
**Resistenza
alla punta (q_c)
e
Resist. Laterale (f_s)
vs
Profondità**



Correlazione tra resistenza alla punta e parametri meccanici del terreno



Identificazione della litologia



Correlazioni tra i parametri di resistenza a taglio e di rigidezza con la resistenza penetrometrica

Modulo edometrico

$$E_d = \alpha \cdot q_c$$

$\alpha = 2 \div 3$ per sabbie

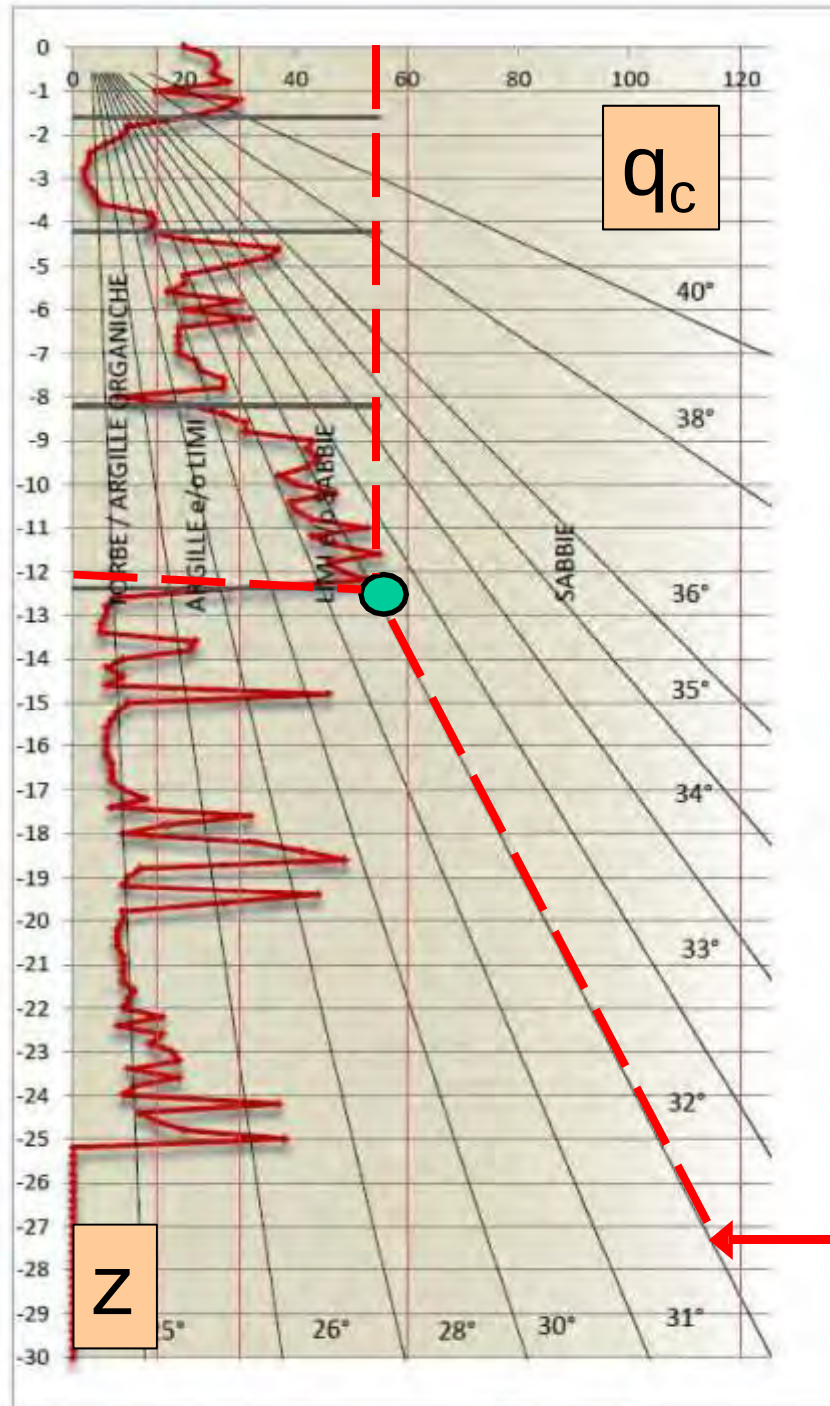
$\alpha = 4 \div 5$ per argille NC

Coesione non drenata

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{14}$$

Angolo di attrito

$$\phi = f(\sigma'_v, q_c)$$



Correlazioni tra i parametri di resistenza a taglio e di rigidezza con la resistenza penetrometrica

Modulo edometrico

$$E_d = \alpha \cdot q_c$$

Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$
Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$q_c < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$q_c < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
Torbe e argille organiche (P, OH)	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$1,5 < \alpha < 4$
	$50 < w < 100$	$1 < \alpha < 1,5$
	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$

*w = contenuto in acqua (%)

Coessione non drenata

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{14 \div 20}$$

Angolo di attrito

$$\phi = f(\sigma'_{vo}, q_c)$$

Indagini in sito

- Sondaggi
- Prelievo di campioni per analisi e prove di laboratorio



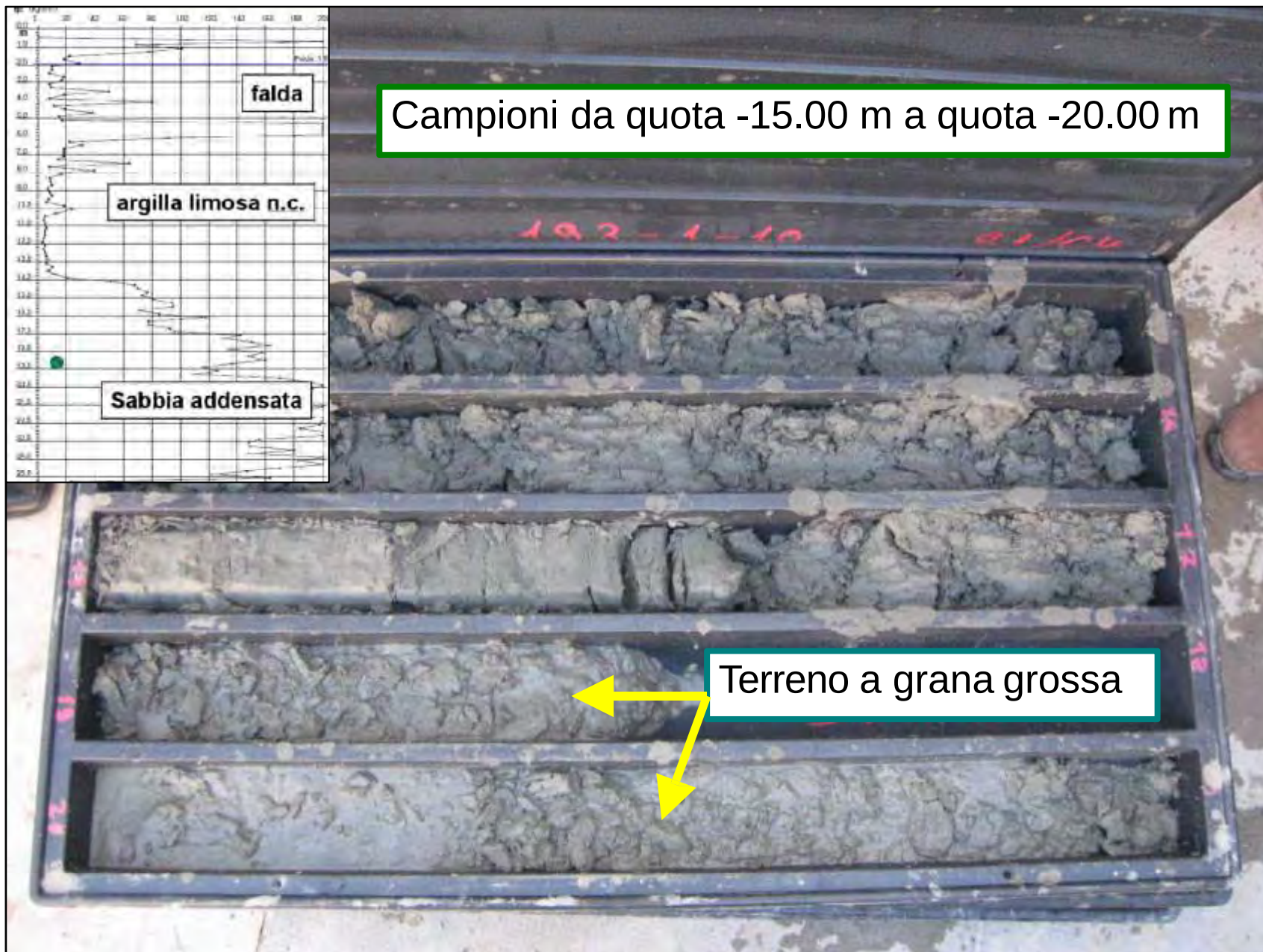
Campioni da quota -5.00 m a quota -10.00 m



Terreno a grana fine in suzione



Campioni da quota -15.00 m a quota -20.00 m



Qualità Campioni e Prove di Laboratorio

Caratteristiche geotecniche determinabili	Grado di qualità				
	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a) Profilo stratigrafico	X	X	X	X	X
b) Composizione granulometrica		X	X	X	X
c) Contenuto d'acqua naturale			X	X	X
d) Peso dell'unità di volume				X	X
e) Caratteristiche meccaniche					X
Classificazione geotecnica del campione	Disturbati o rimaneggiati			A disturbo limitato	Indisturbati

Tabella 1.1. Classi di qualità dei campioni

Analisi Granulometrica

Porosità, Contenuto d'acqua, Pesi specifici, Limiti

Prove di taglio diretto

Prove triassiali (drenate e non drenate)

Prove con espansione laterale libera

Prove edometriche con espansione impedita

PROVE DI LABORATORIO

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA

VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA

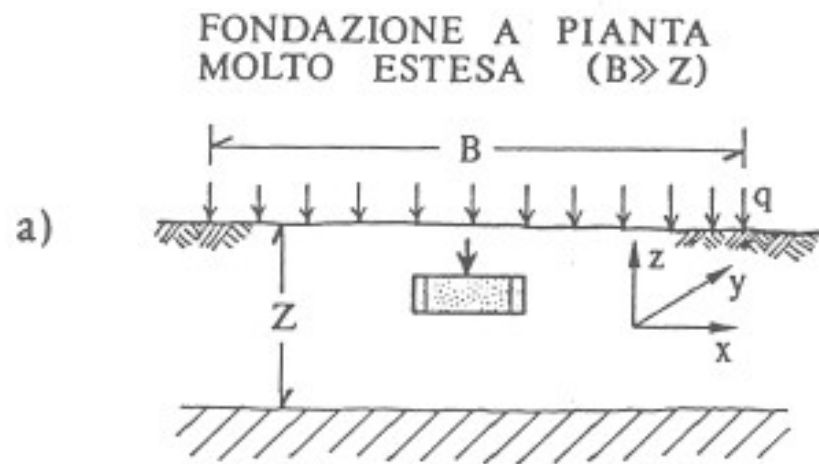
ESPANSIONE LATERALE LIBERA (NON DRENATA)

PROVE DI TAGLIO DIRETTO (DRENATA E NON DRENATA)

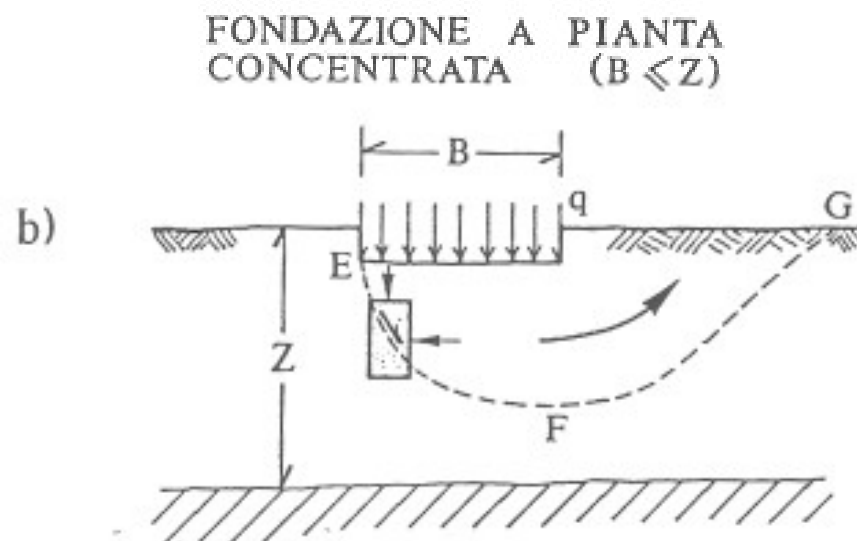
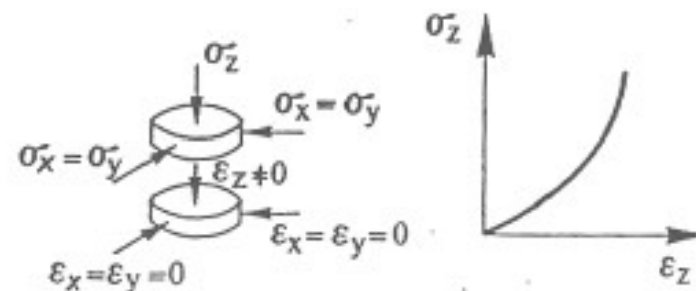
PROVE TRIASSIALI (DRENATE E NON DRENATE)

VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA

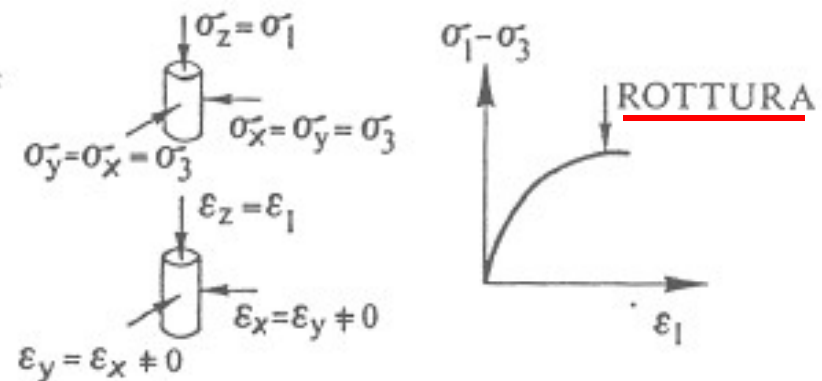
PROVE EDOMETRICHE (DRENATE)



COMPRESSIONE EDOMETRICA

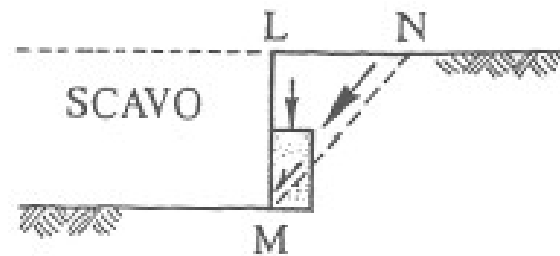


COMPRESSIONE TRIASSIALE



Riproduzione in laboratorio delle condizioni di sollecitazione in sito

c)



COMPRESSIONE AD ESPANSIONE
LATERALE LIBERA

$$\sigma_z = \sigma$$

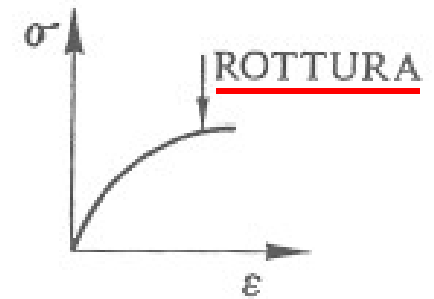
$$\sigma_x = \sigma_y = 0$$

$$\sigma_y = \sigma_x = 0$$

$$\epsilon_z = \epsilon$$

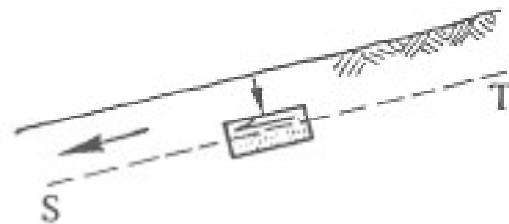
$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0$$

$$\epsilon_v = \epsilon_x + 0$$

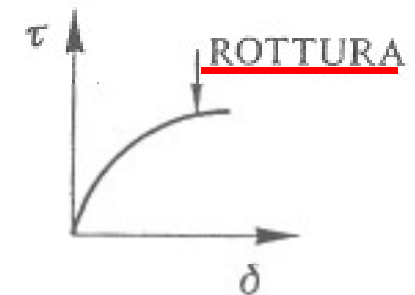
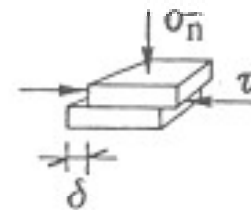


d)

FRANA DI UN PENDIO



TAGLIO DIRETTO

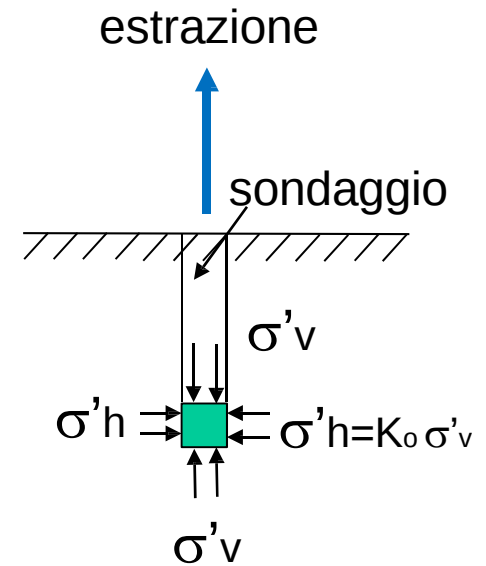
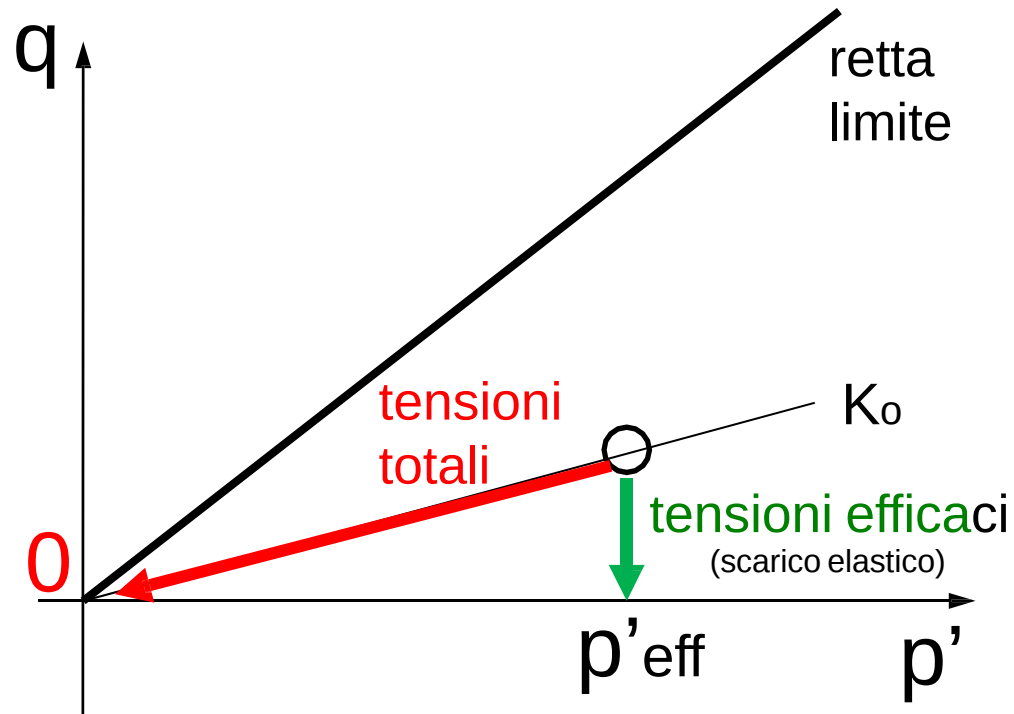


Riproduzione in laboratorio delle condizioni di sollecitazione in sito

Campionamento

Il prelievo ideale del campione avviene senza variazione del contenuto d'acqua con scarico tensionale elastico. La pressione efficace rimane pertanto invariata ($\Delta V=0$; $p'=const$) anche dopo il campionamento e pari al valore in sito. Essendo la pressione totale nulla dopo il prelievo ed azzerandosi anch'elo sfrozo deviatorico, il campione è soggetto ad solo una pressione isotropa pari a quella in sito che consente di mantenere la forma mentre la pressione interstiziale è negativa

Campionamento

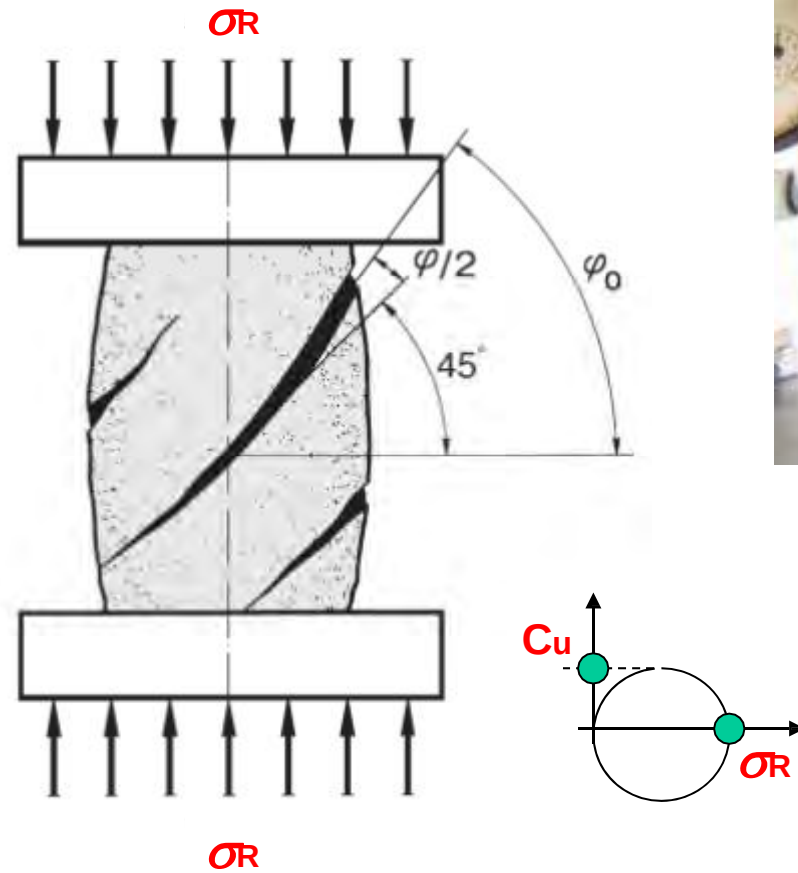


$$p'_{eff, \text{ sito}} = \sigma'_v(1+2K_0)/3 = p'_{post, \text{ camp}}$$

$$p_{post, \text{ camp}} = 0$$

$$u = -p'_{post, \text{ camp}}$$

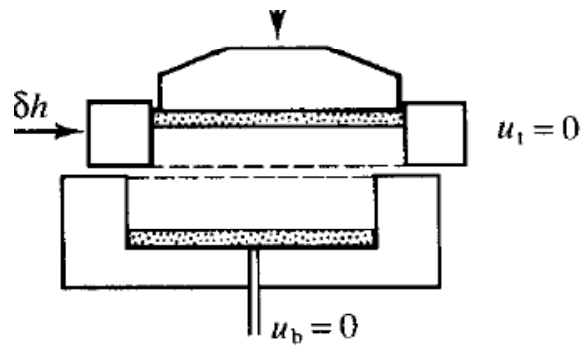
Prova con espansione laterale libera ($\sigma_3=0$)



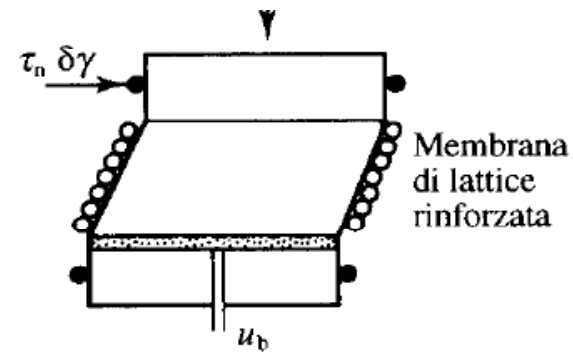
Resistenza non drenata

$$C_u = \sigma_R/2$$

PROVA A TAGLIO DIRETTO

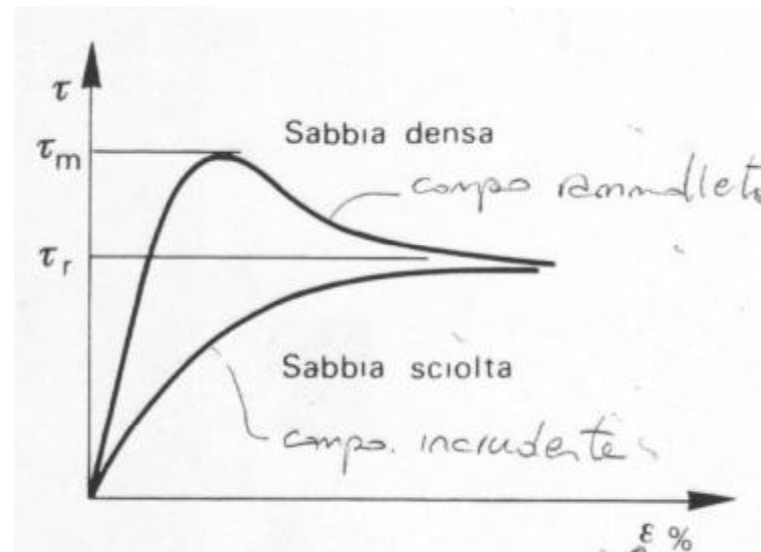


(a) Prova di taglio diretto

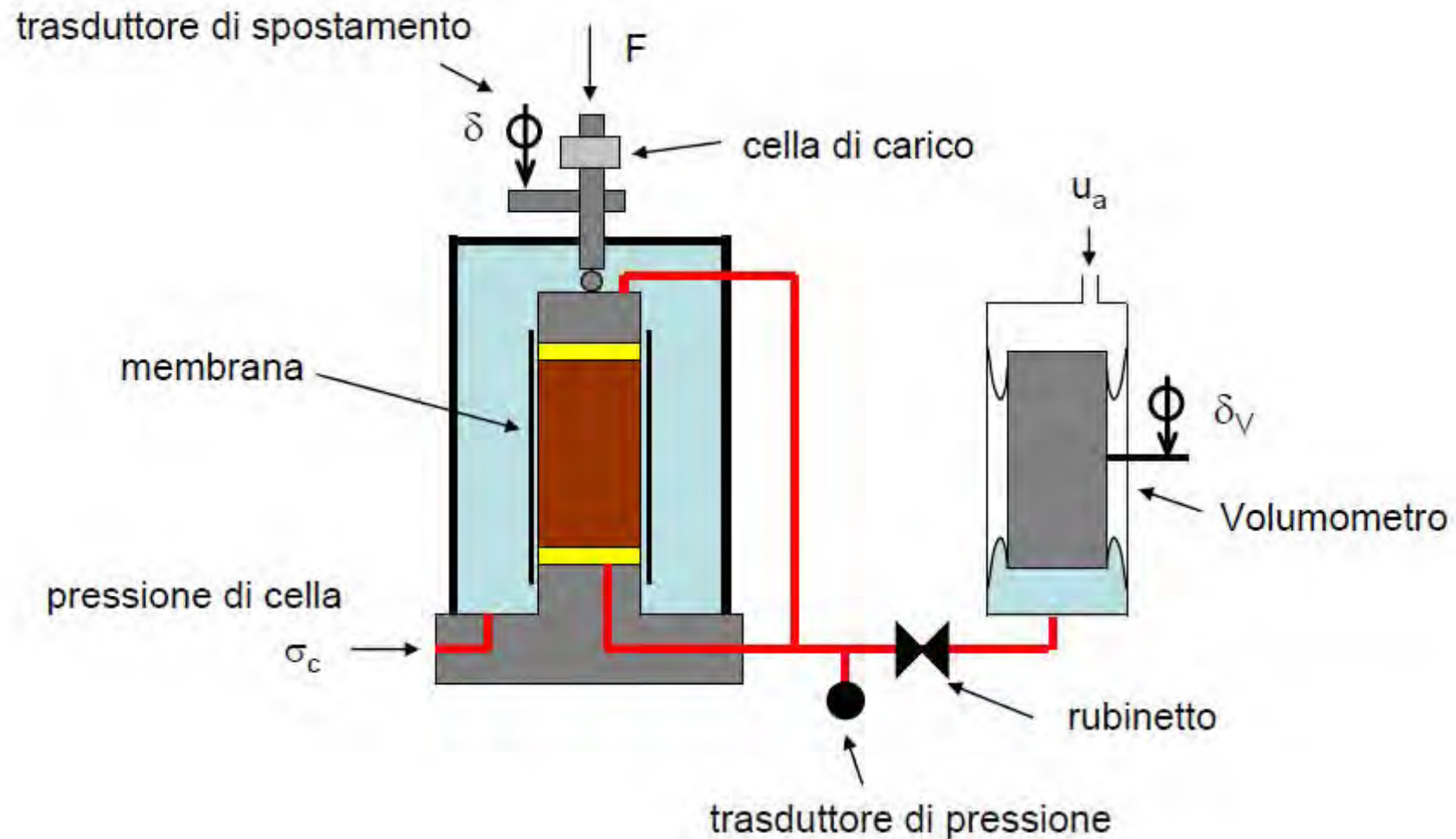


(b) Prova di taglio semplice

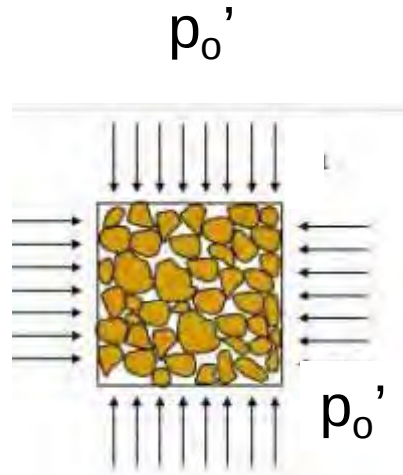
Prova a taglio diretto
Rottura
 (drenata e non drenata)



L'apparecchiatura triassiale

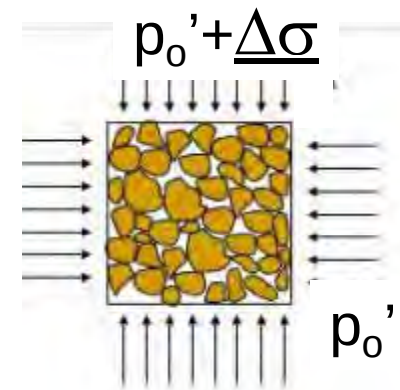


PROVA TRIASSIALE



Drenaggio aperto

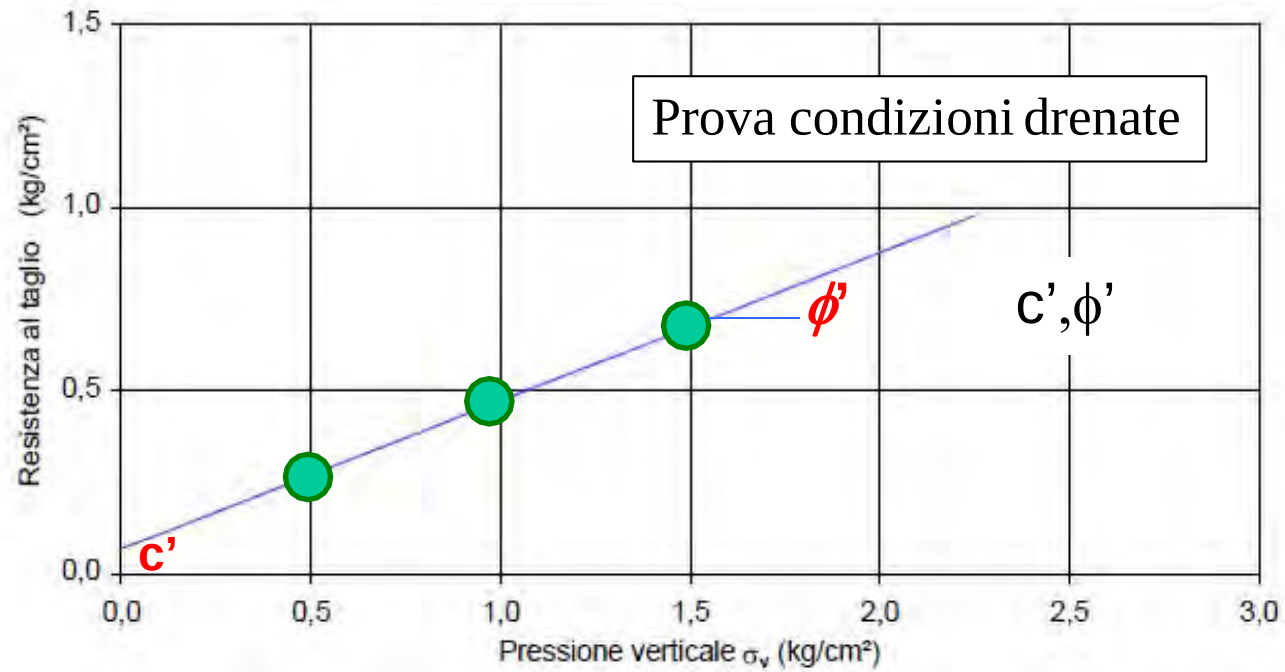
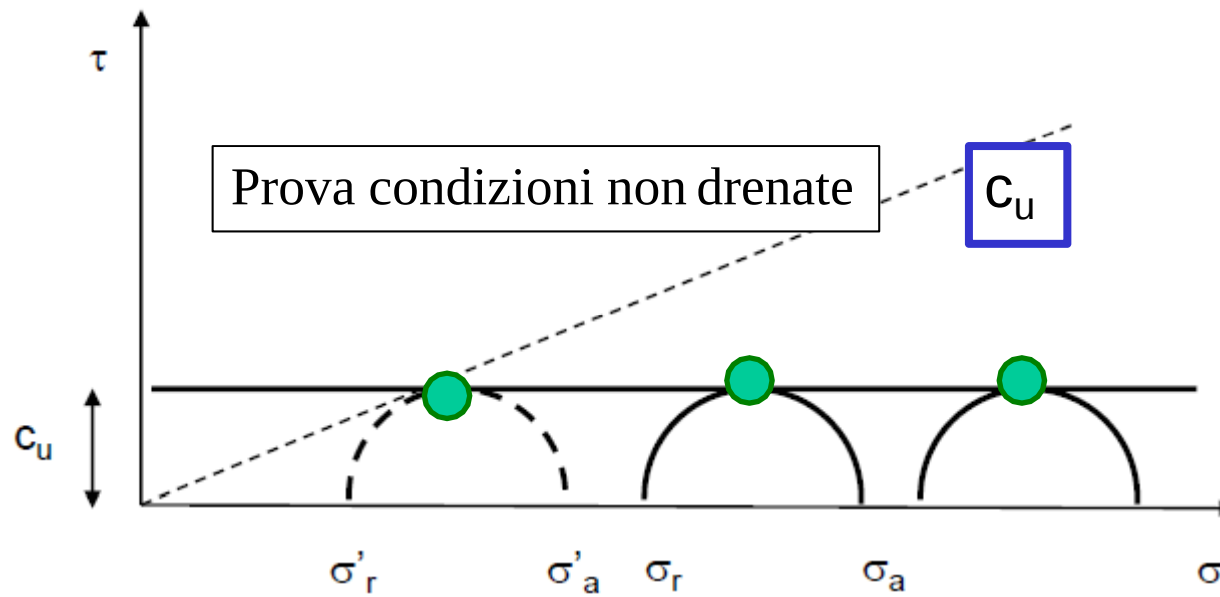
TCU
TCD



Drenaggio chiuso – prova non drenata
Drenaggio aperto – prova drenata

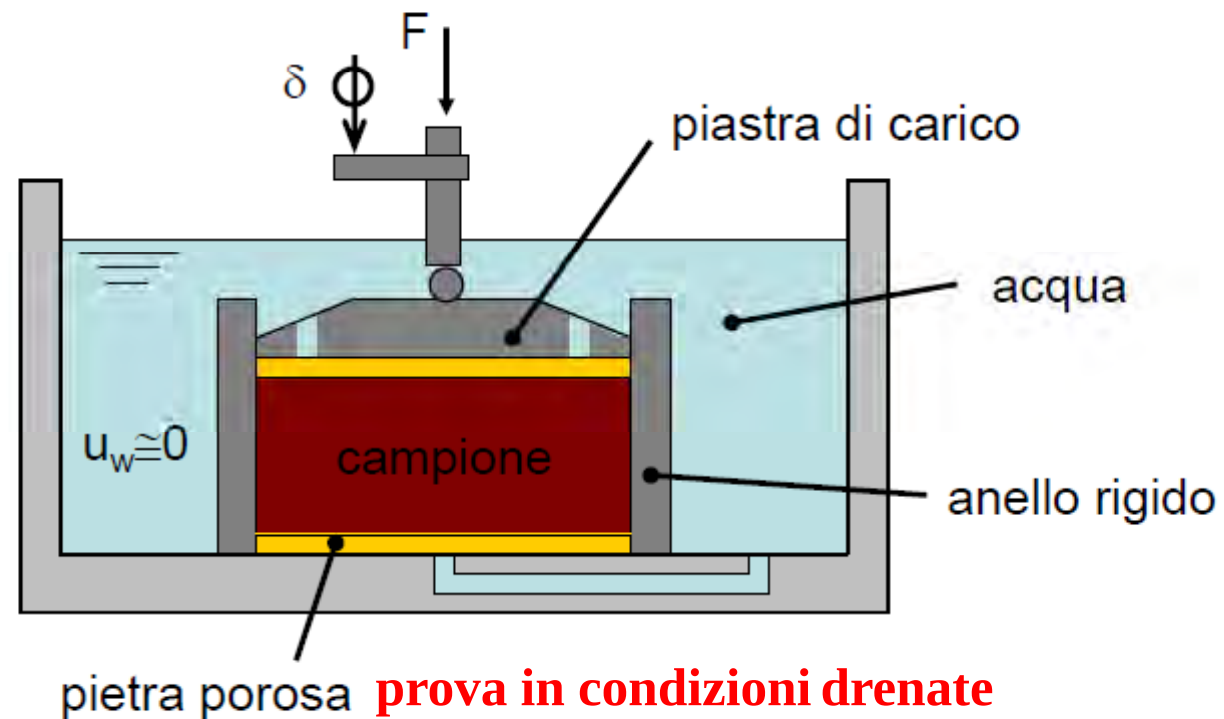
1° fase
consolidazione
isotropa p_o'

2° fase
Incremento del
carico assiale $\Delta\sigma$



Apparecchiatura edometrica

Compressione monodimensionale
(dilatazione trasversale impedita)



L'apparecchiatura edometrica consente di investigare la compressibilità dei terreni ed il decorso dei cedimenti nel tempo

Curva edometrica pressione-cedimenti

(scala semi logaritmica)

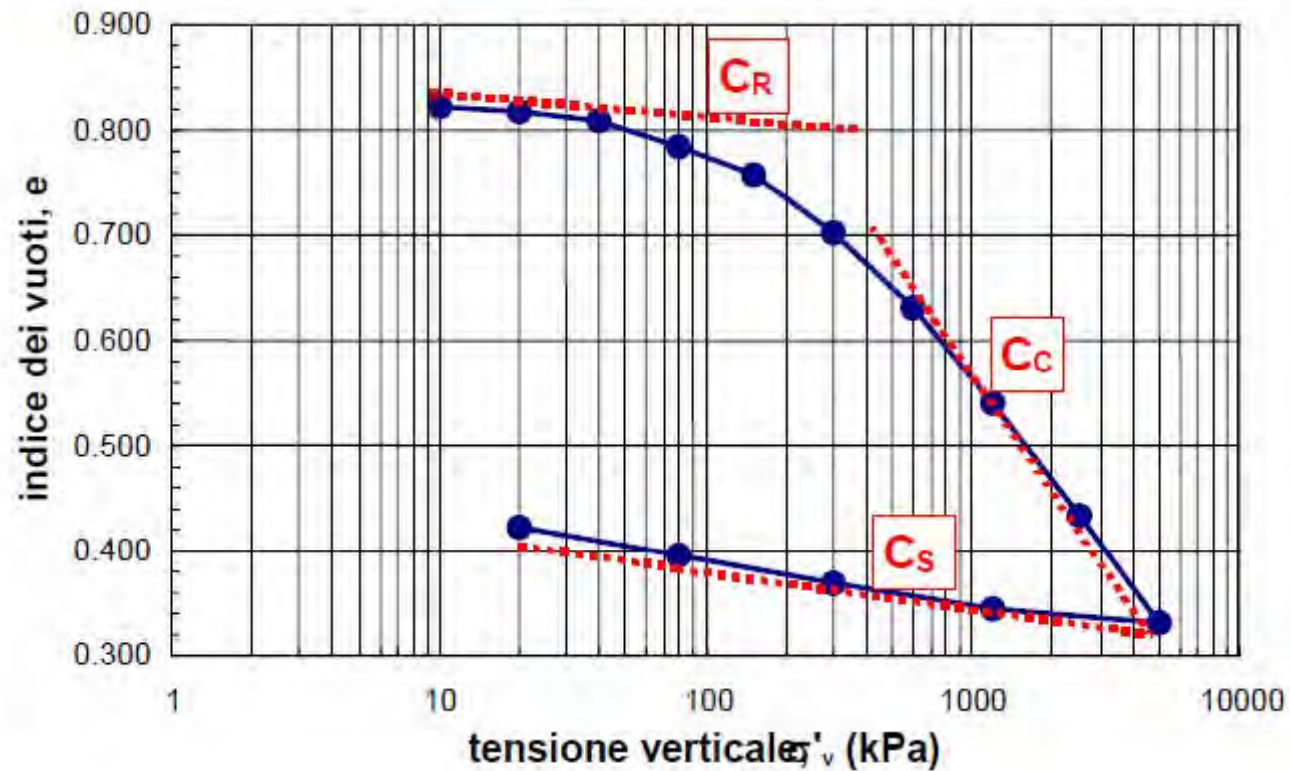
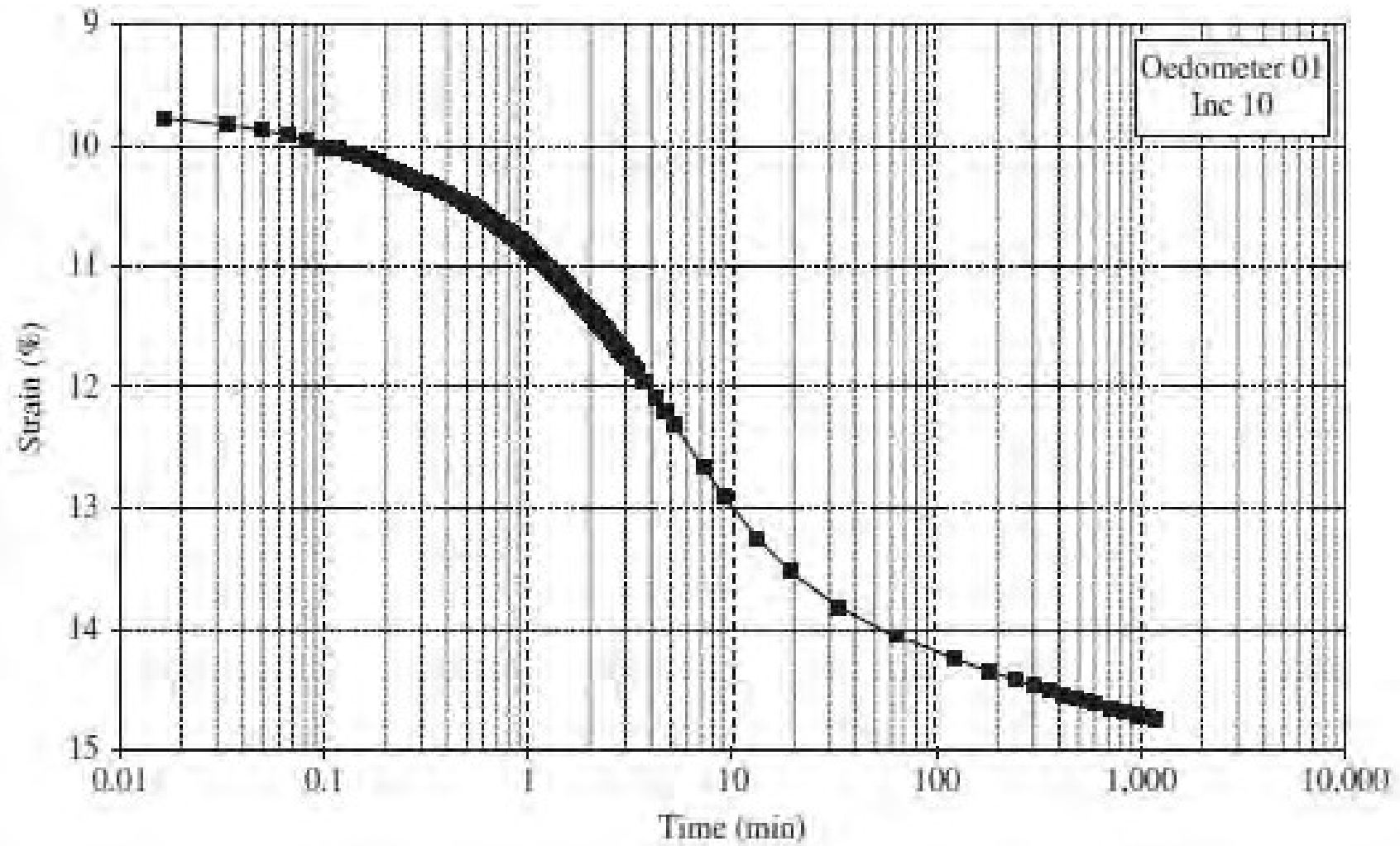


Figura 4.5. Curva di compressibilità e definizione degli indici C_R , C_C , C_S .

Curva di consolidazione



PARAMETRI DELLA PROVA EDOMETRICA

Coefficienti di compressibilità C_R, C_c, C_s

(calcolo dei cedimenti - scala logaritmica)

Modulo edometrico $E_d = \Delta p / \Delta \varepsilon$

(calcolo dei cedimenti - scala naturale)

$$\Delta w = \frac{\Delta p \cdot H}{E_d}$$

Coeff. di consolidazione C_v

(calcolo dei tempi di consolidazione)

$$t = T_v h^2 / c_v$$

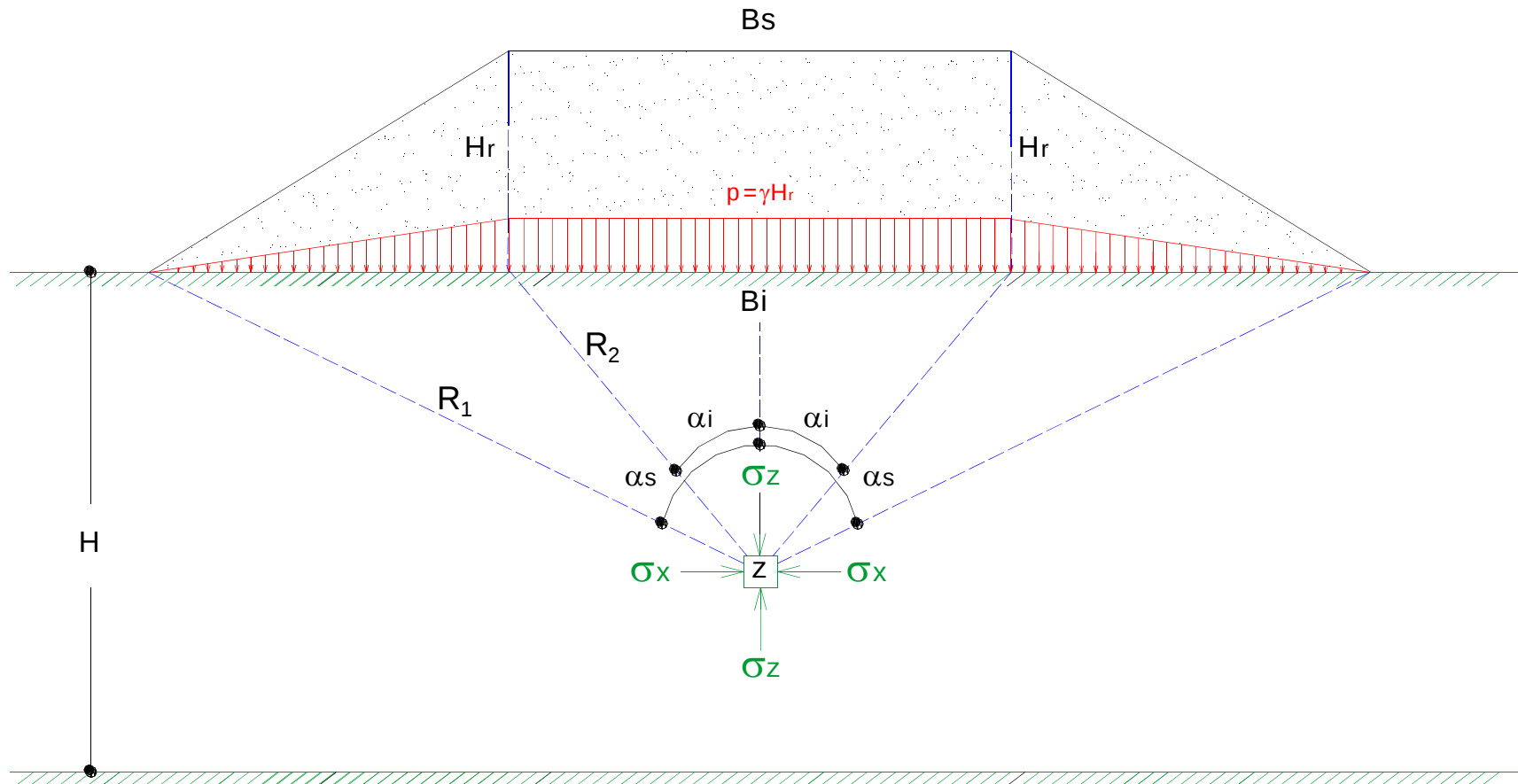
Rilevato Stradale

Stato tensionale

Cedimenti immediati

Cedimenti per consolidazione

Stato tensionale sotto il rilevato



Stato t

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{c}{H}$$

$$\sigma_x = \sigma_z - \frac{8}{\pi}$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_z + c}{2}$$

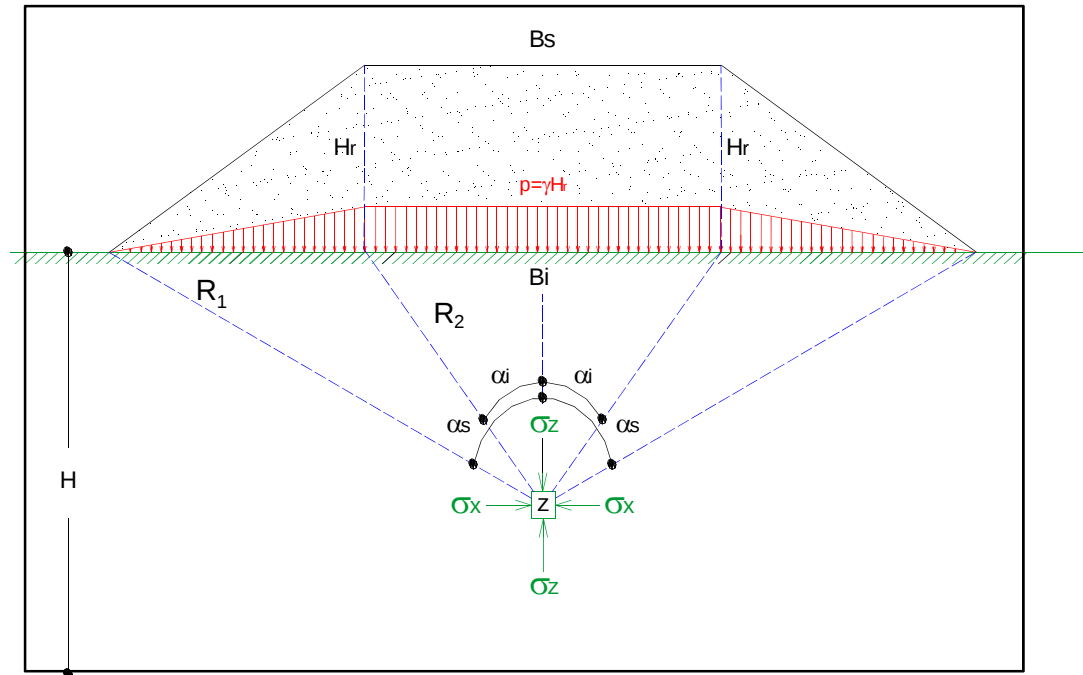
Tensioni totali

$$u = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{3}$$

sovrapressioni

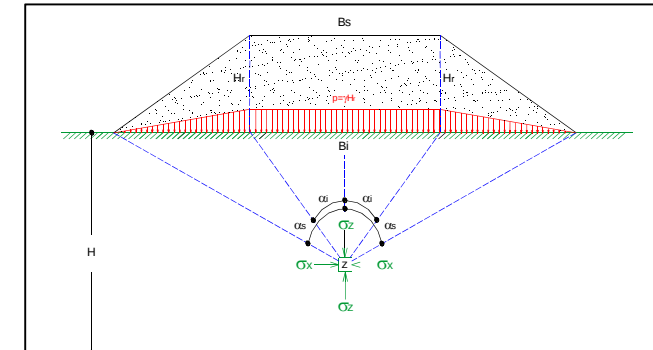
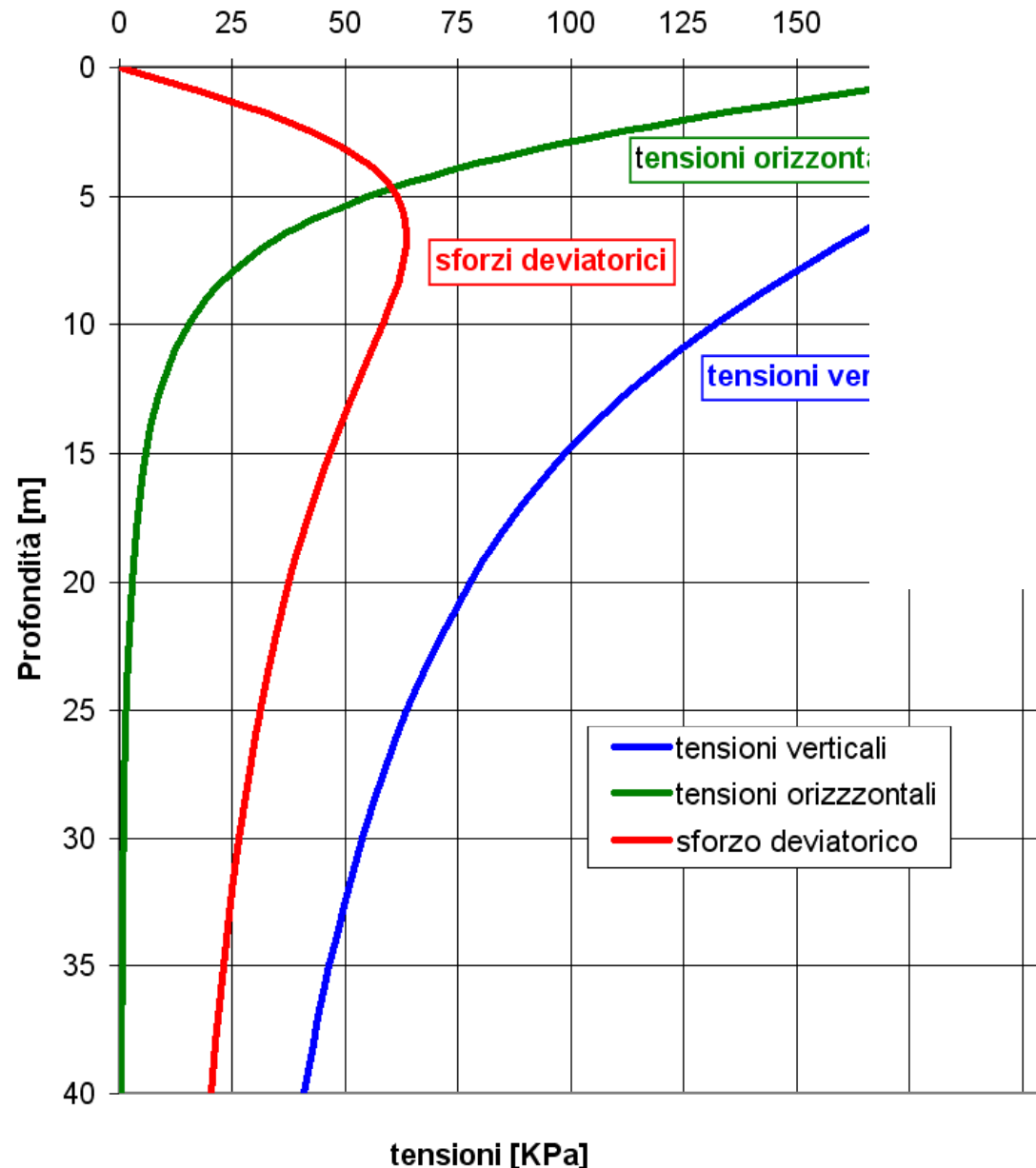
$$\sigma' = \sigma - u$$

Tensioni efficaci



Sezione tipica

Pressioni sotto rilevato



La condizione di carico in asse
al rilevato non è edometrica

$$(\underline{\varepsilon}_v=0 ; \underline{\varepsilon}_y=0; \underline{\varepsilon}_x=-\underline{\varepsilon}_z)$$

Condiz. non drenata;;Modello piano

Sforzo deviatorico

$$q = (\sigma_z - \sigma_x)/2$$

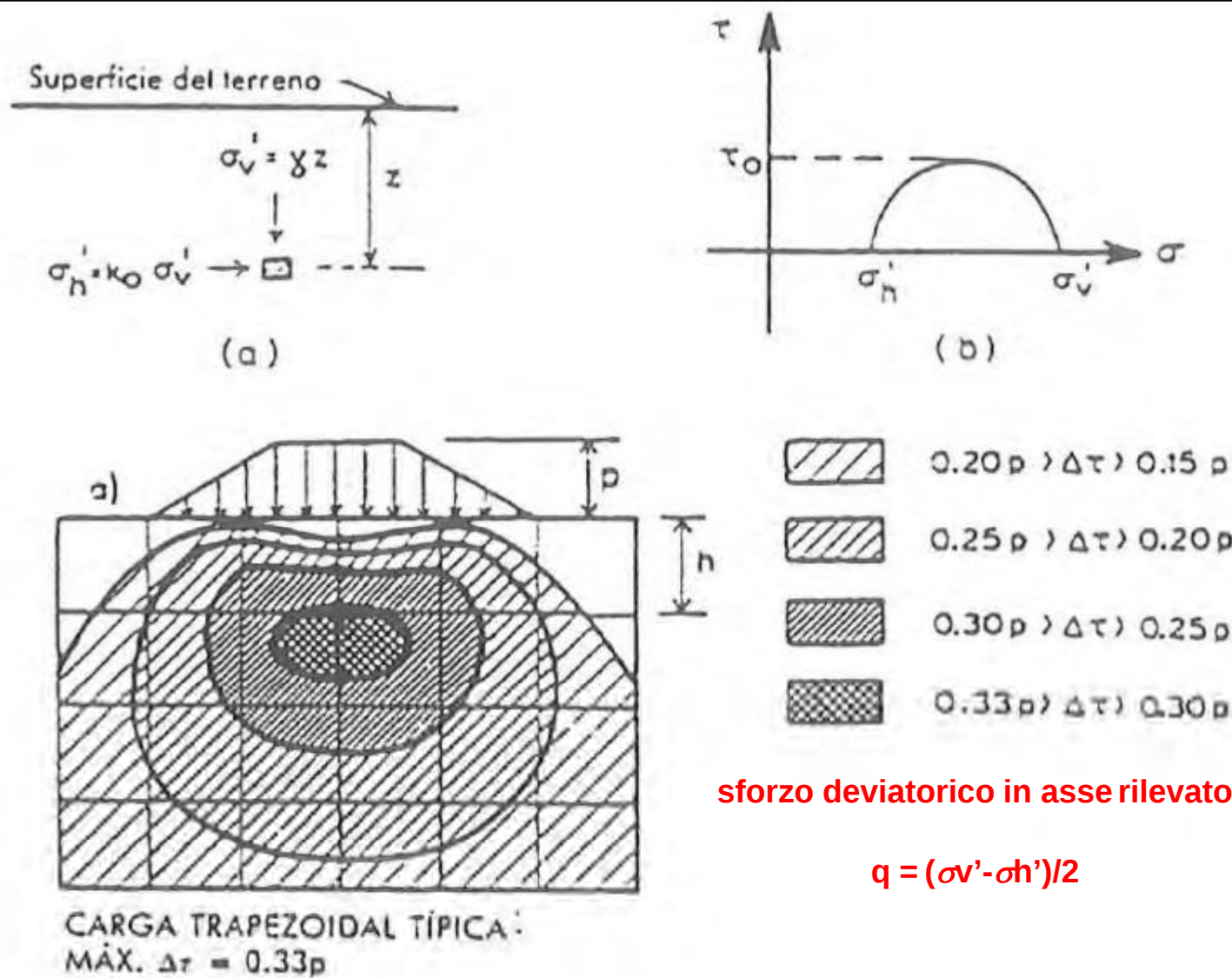
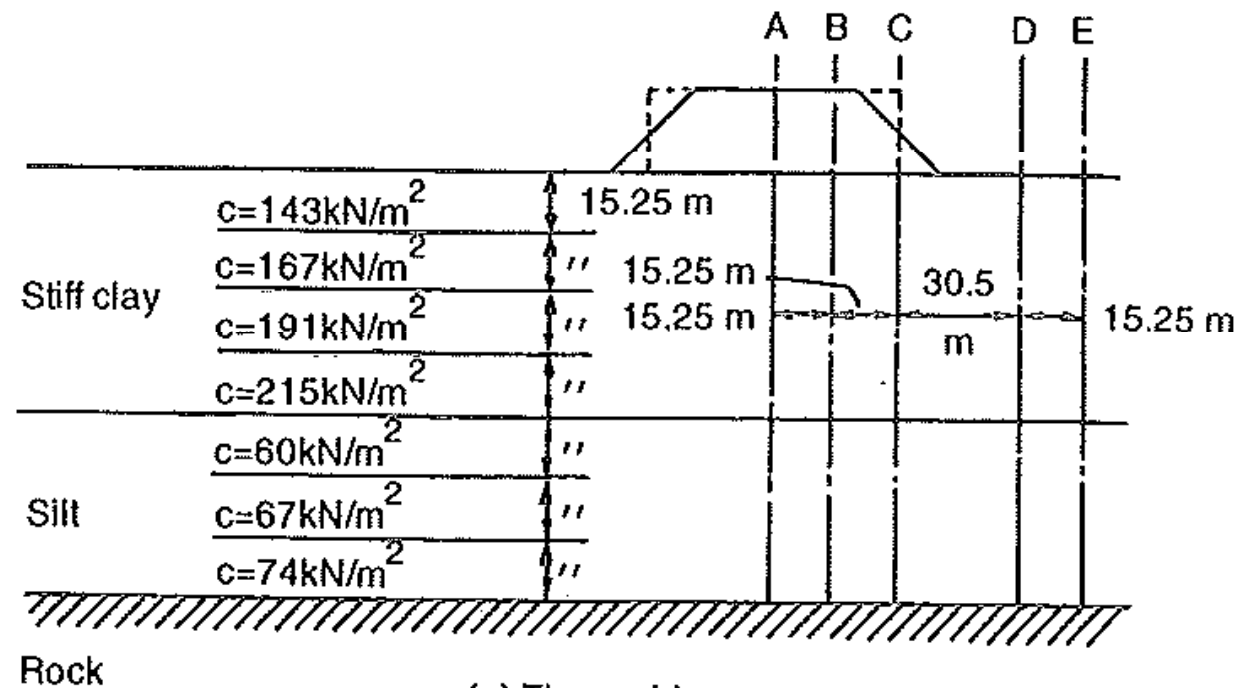
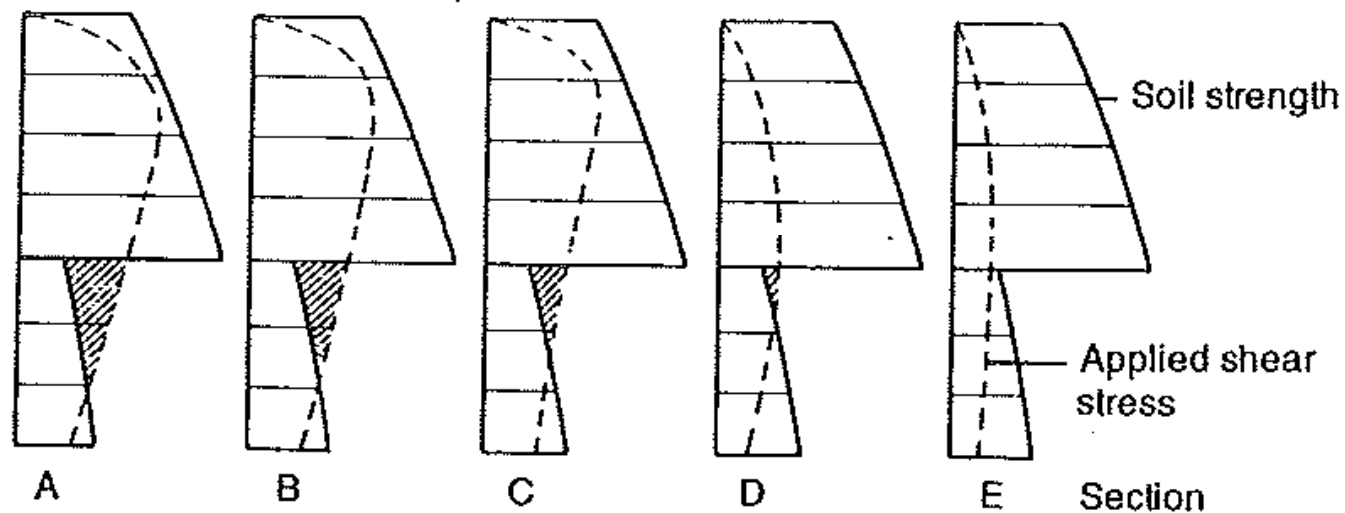


FIG. 12 - Distribuzione tensioni tangenziali sotto il rilevato



(a) The problem



(b) Plot of strength and applied stress variations with depth

Stato tensionale totale ed efficace in asse rilevato

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{\alpha_i B_i - \alpha_s B_s}{D}$$

$$\sigma_x = \sigma_z -$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2}$$

Tensioni totali

$$u = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

sovrapressioni

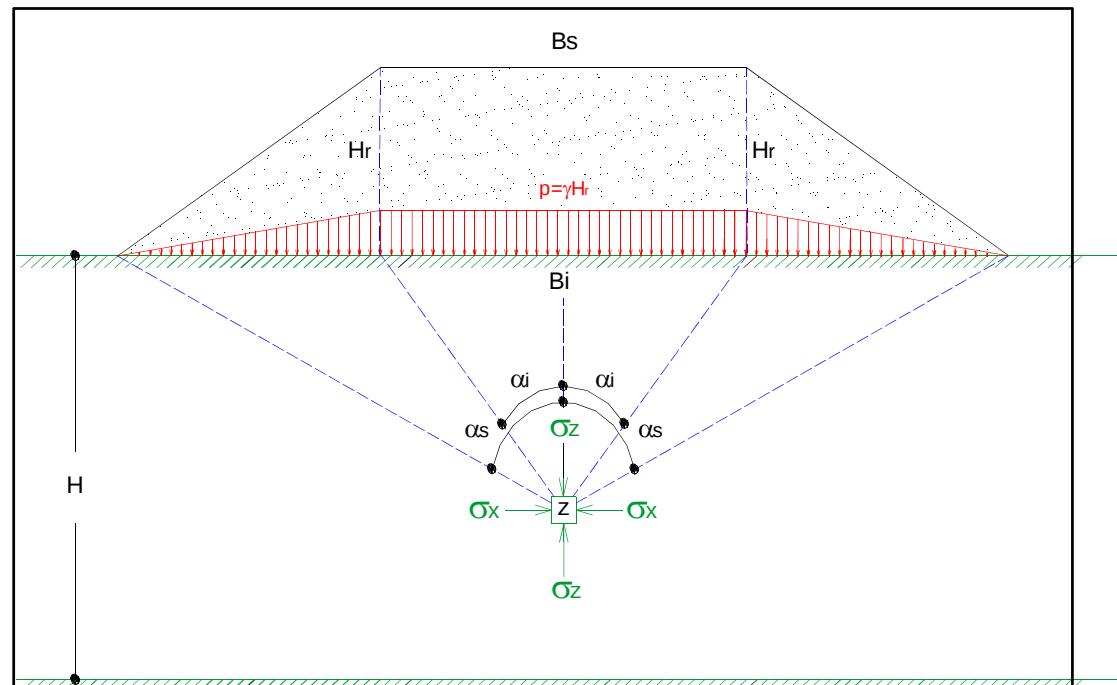
$$\sigma' = \sigma - u$$

Tensioni efficaci

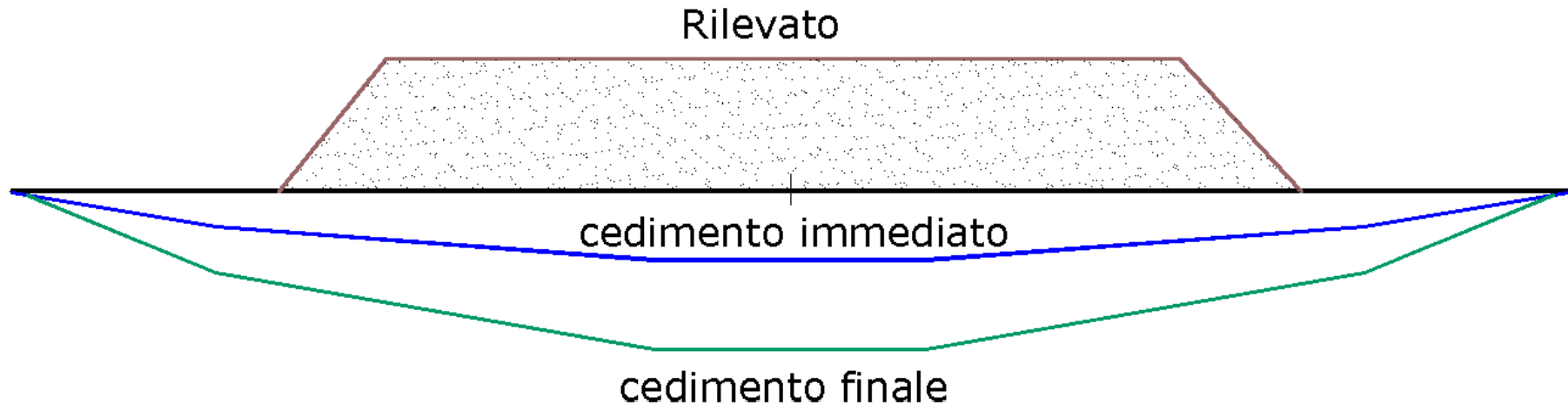
Cedimenti in asse rilevato Stato tensionale efficace

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma'_z - \nu' \cdot (\sigma'_x + \sigma'_y)]$$

$$w = \int_0^{\infty} \varepsilon_z dz$$



CEDIMENTI IMMEDIATI E DIFFERITI



w_i = cedimento immediato ($u=p$; modulo non drenato)

w_c = cedimento per consolidazione = $w_f - w_i$ (modulo edometrico)

w_f = cedimento finale ($u=0$)

Coefficiente di Consolidazione

La consolidazione idraulica consiste nella dissipazione della sovrappressione interstiziale che nasce all'applicazione del carico a causa del drenaggio impedito e che contrasta la riduzione di volume dello scheletro solido. In assenza di acqua interstiziale la variazione dell'indice dei vuoti è tanto minore quanto maggiore è il modulo edometrico del terreno (**E_d**). D'altro lato la dissipazione sarà tanto più rapida quanto più facile è la possibilità di filtrazione ossia quanto maggiore è la permeabilità del terreno (**K**).

Si intuisce pertanto che il decorso dei cedimenti sarà funzione della grandezza denominata **Coefficiente di Consolidazione**:

$$C_v = \frac{K_v E_d}{\gamma_w}$$

Filtrazione verticale
w

$$C_h = \frac{K_h E_d}{\gamma}$$

Filtrazione orizzontale

Tempi di Consolidazione

Il decorso nel tempo del cedimento dipende inoltre dal quadrato della lunghezza di filtrazione che l'acqua percorre verso zone a pressione neutra in equilibrio idrostatico. In particolare:

$$t = \frac{T_v h^2}{C_v}$$

Filtrazione verticale

$$T_v = T_v(U_v)$$

$$t = \frac{T_r d_e^2}{C_h}$$

Filtrazione orizzontale

$$T_h = T_h(U_h)$$

Grado di Consolidazione

$$U = w(t) / w_{\infty}$$

$$w(t) = U(t) \cdot w_{\infty}$$

Si definisce **Grado di Consolidazione** $U(t)$ il rapporto tra il cedimento corrente $w(t)$ ed il cedimento finale a tempo infinito w_{∞} che si manifesta in condizioni drenate ($0 < U < 1$).

CONSOLIDAZIONE DEI TERRENI CON DRENI VERTICALI

Caso di Studio

**Rilevato Stradale
Viadotto Senio**

**Variante SS 16
Alfonsine (RA)**



Fiume Senio

Viadotto Senio

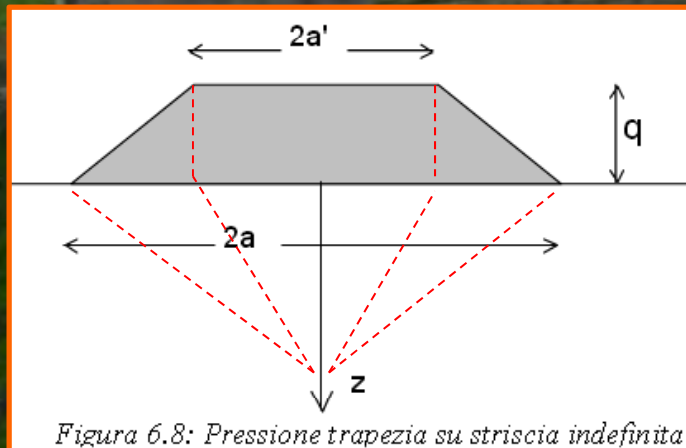
Rampa di
accesso

Alfonsine

Variante SS. 16

Viadotto Ferrovia

Rampa di Accesso e Viadotto Fiume Senio



Rampa di accesso

Incremento di pressione in asse rilevato

$$\sigma_{z(x=0)} = \frac{2 \cdot q}{(a - a') \cdot \pi} \left[a \cdot \arctan\left(\frac{a}{z}\right) - a' \cdot \arctan\left(\frac{a'}{z}\right) \right]$$

strato	H	Eed	Δp	ΔH	tipo di terreno	ΔH
da m a m	cm	kg/cmq	kg/cmq	cm		cm
0,00- 1,50	150	100	1,14	1,71	argilloso	53,20 a decorso lento
1,50- 6,00	450	45	1,12	11,20	argilloso	
6,00-12,50	650	15	0,93	40,30	argilloso	
12,50-16,00	350	100	0,78	2,73	preval. sabbioso	11,21 a decorso rapido
16,00-20,00	400	175	0,67	1,53	sabbioso	
20,00-23,50	350	130	0,58	1,56	sabbioso	
23,50-33,00	950	125	0,47	3,57	preval. sabbioso	
33,00-40,00	700	150	0,39	1,82	misto	
Assesamento totale in asse rilevato a 20-30 m dalla spalla				64,42		

A ridosso della spalla, dove il rilevato è solo su un lato, l'assesamento è la metà di quello calcolato a fianco e pari quindi a: $64,42/2 = 32,21$ cm di cui 26,61 a decorso lento e 5,60 a decorso rapido.

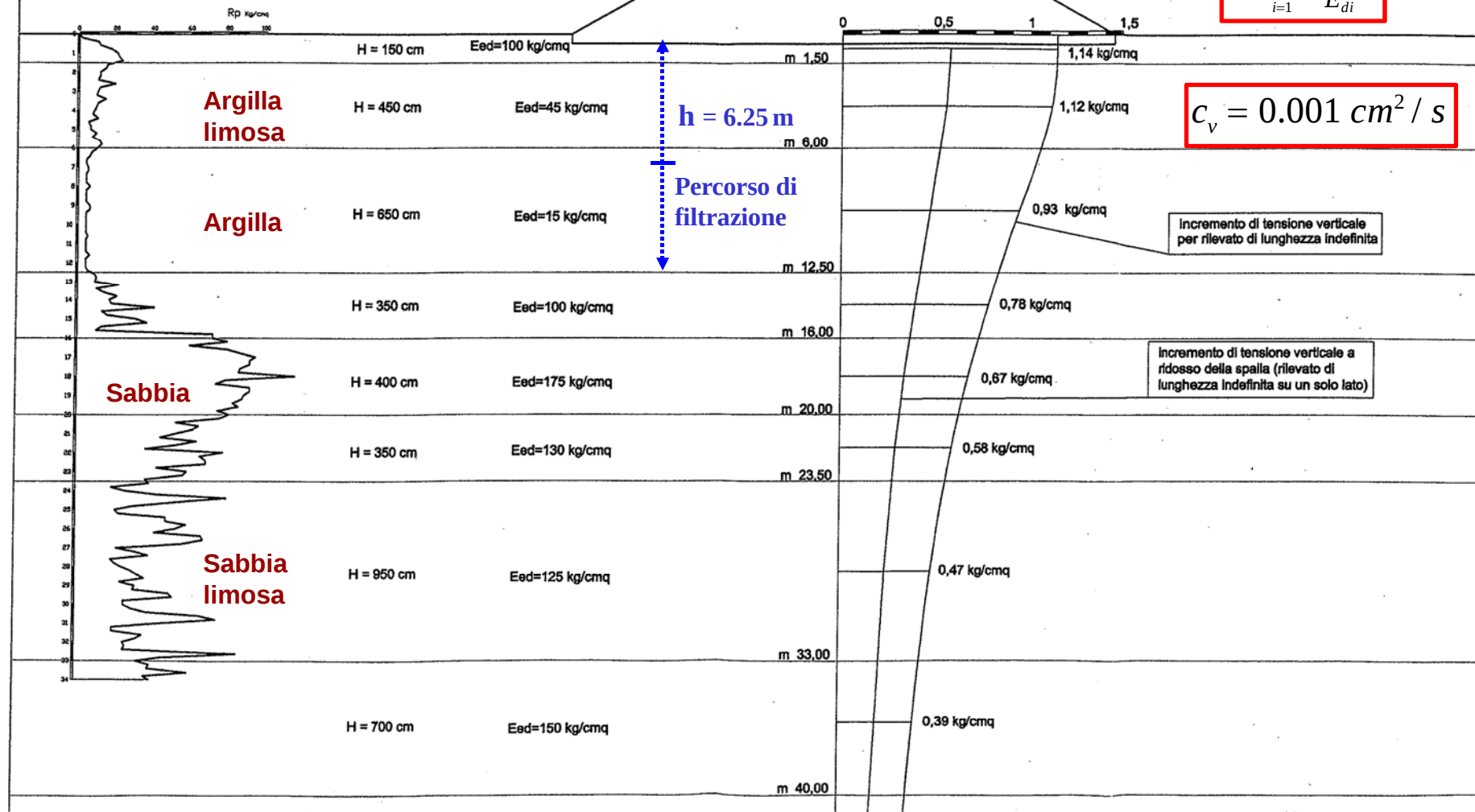
TAVOLA

Calcolo dell'assesamento del rilevato del viadotto sul T. Senio lato Ravenna (rif. prova CPT.9/05)

$$w = \sum_{i=1}^{n_s} \frac{\Delta p_i \cdot H_i}{E_{di}}$$

$H_{ril} = 6.00$ m

$$c_v = 0.001 \text{ cm}^2 / \text{s}$$



Pressioni rilevanti su terreni di scadenti caratteristiche meccaniche



- 1) Problemi di portanza a breve termine
- 2) Problemi di stabilità a breve termine
- 3) Cedimenti elevati
- 4) Lunghi tempi di consolidazione

Cedimenti

$$w = \sum_{i=1}^{n_s} \frac{\Delta p_i \cdot H_i}{E_{di}}$$

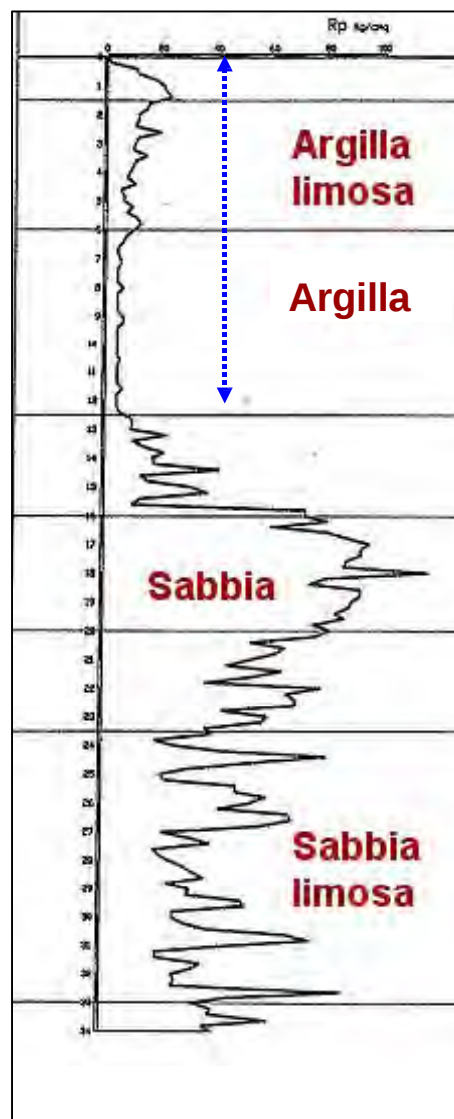
strato	H	Eed	Δp	ΔH
da m a m	cm	kg/cmq	kg/cmq	cm
0,00- 1,50	150	100	1,14	1,71
1,50- 6,00	450	45	1,12	11,20
6,00-12,50	650	15	0,93	40,30
12,50-16,00	350	100	0,78	2,73
16,00-20,00	400	175	0,67	1,53
20,00-23,50	350	130	0,58	1,56
23,50-33,00	950	125	0,47	3,57
33,00-40,00	700	150	0,39	1,82
Assostamento totale in asse rilevato a 20-30 m dalla spalla				64,42

ΔH	tipo di terreno	ΔH
cm		cm
1,71	argilloso	<u>53,20</u> a decorso lento
11,20	argilloso	
<u>40,30</u>	argilloso	
2,73	preval. sabbioso	<u>11,21</u> a decorso rapido
1,53	sabbioso	
1,56	sabbioso	
3,57	preval. sabbioso	
1,82	misto	
64,42		

$$c_v = 0.001 \text{ cm}^2 / s$$

$$c_h = 0.003 \text{ cm}^2 / s$$

Stratigrafia



Pressioni rilevato

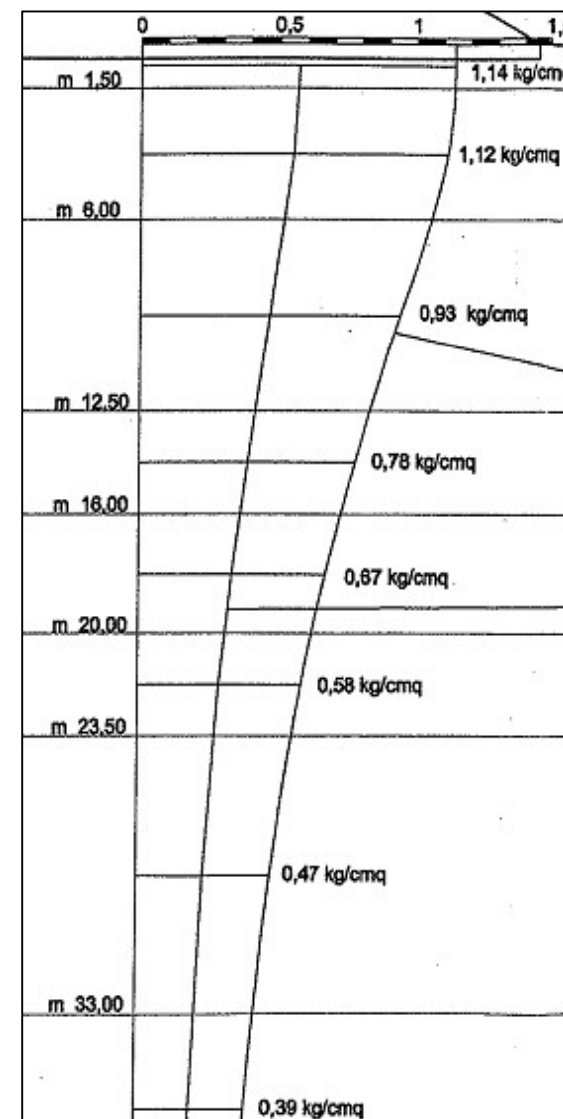


DIAGRAMMA DI FLUSSO PER LA VALUTAZIONE DEL DECORSO DEI CEDIMENTI PER CONSOLIDAZIONE

1) Si fissa il grado di consolidazione U_v

$$U_v$$

2) Si calcola il parametro T_v

$$T_v = \frac{\pi}{4} \frac{(1-U^2)}{(1-U^{\frac{5.6}{v}})^{0.357}}$$

3) Si determina il tempo t

$$t = T_v h^2 / c_v$$

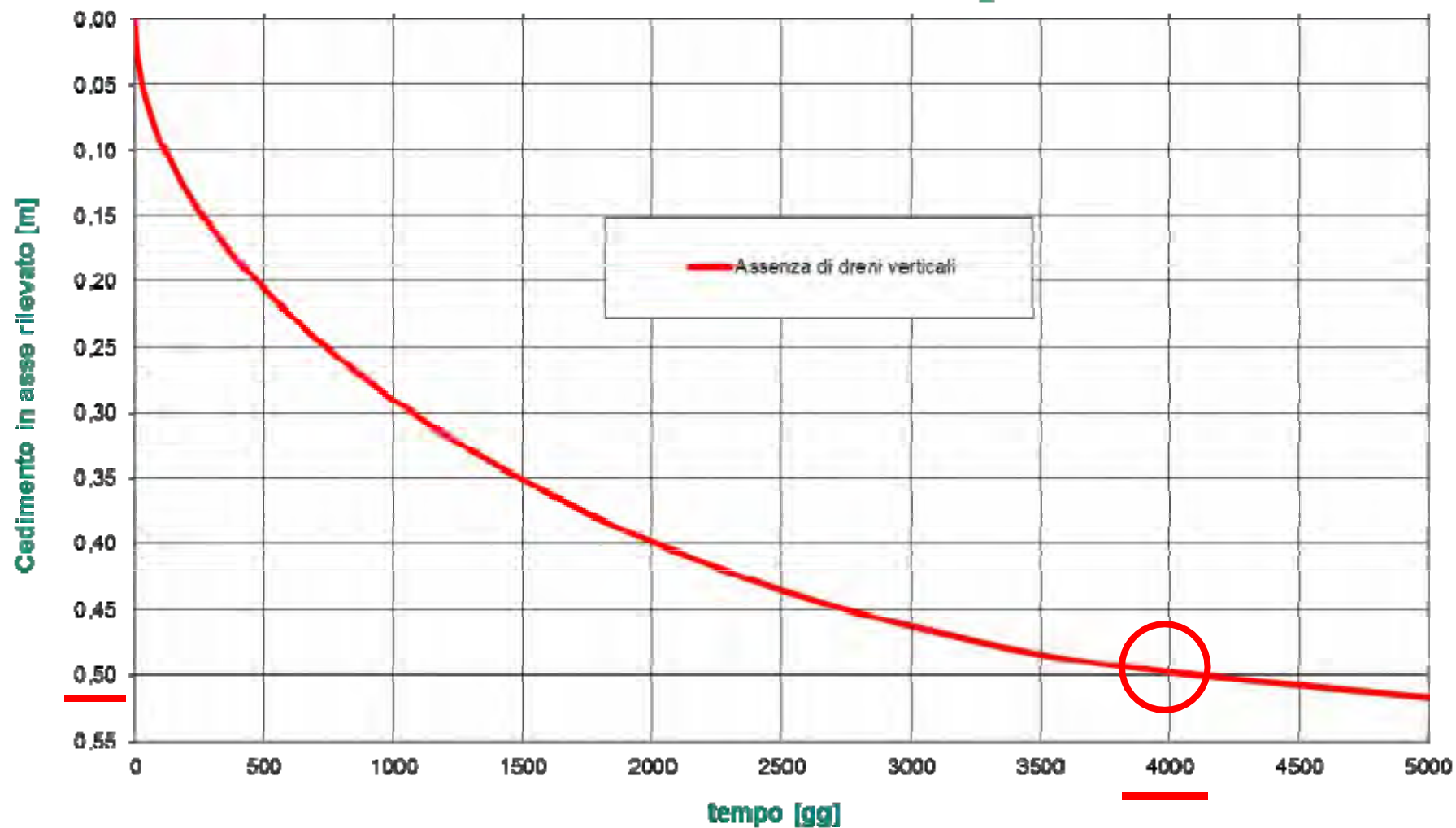
4) Si determina il cedimento corrente $w(t)$

$$w(t) = U_v \cdot w_\infty$$

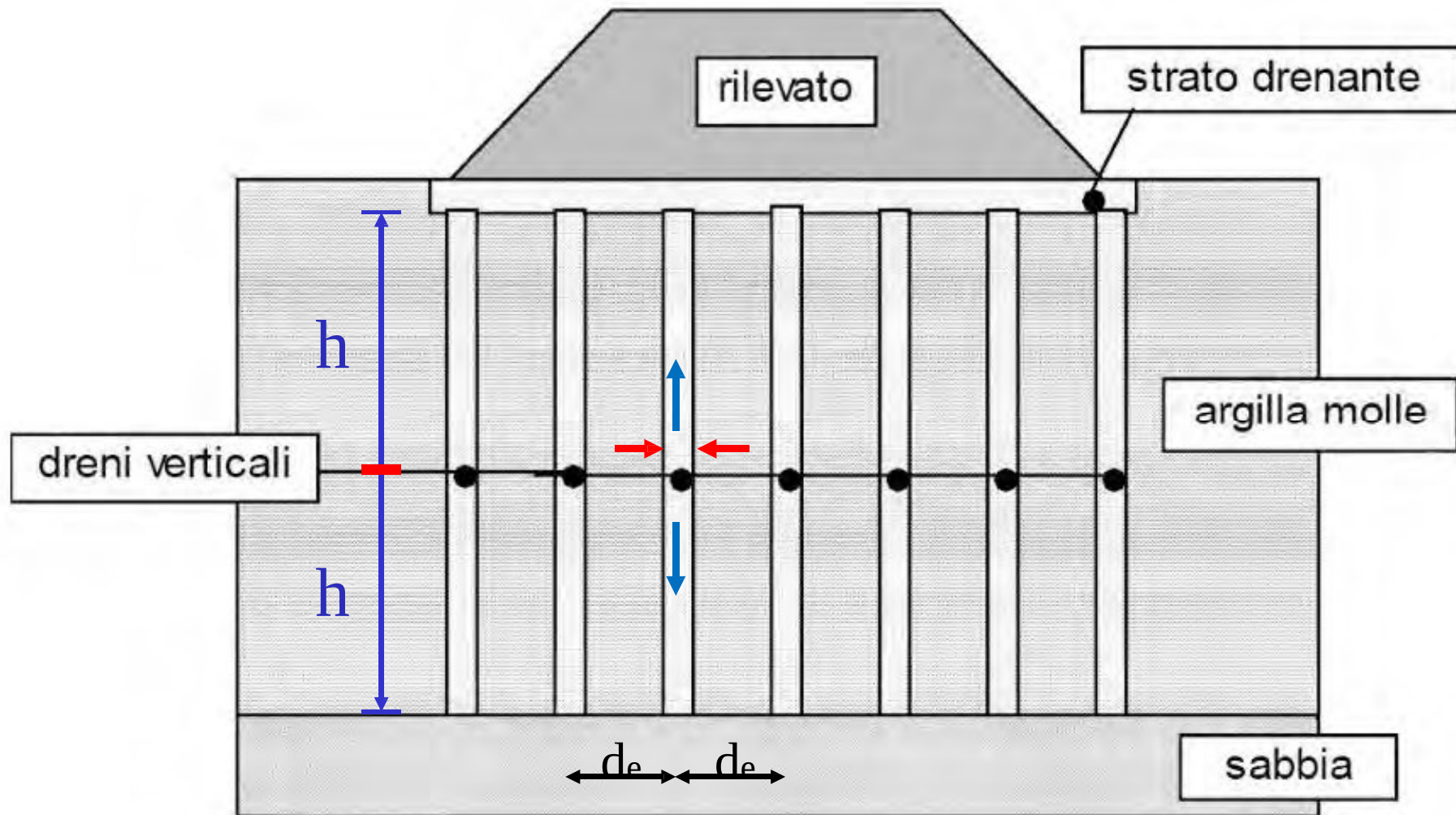
Cedimenti per consolidazione

U	Tv	t	t	t	ΔH
(-)	(-)	(gg)	(mesi)	(anni)	(m)
0,00	0,000	0	0	0,00	0,000
0,05	0,002	9	0,3	0,02	0,027
0,10	0,008	36	1,2	0,10	0,055
0,15	0,018	80	2,7	0,22	0,082
0,20	0,031	142	4,7	0,39	0,110
0,25	0,049	222	7,4	0,61	0,137
0,30	0,071	320	10,7	0,88	0,165
0,35	0,096	435	14,5	1,19	0,192
0,40	0,126	569	19,0	1,56	0,220
0,45	0,160	722	24,1	1,98	0,247
0,50	0,198	894	29,8	2,45	0,275
0,55	0,241	1088	36,3	2,98	0,302
0,60	0,289	1305	43,5	3,58	0,329
0,65	0,343	1551	51,7	4,25	0,357
0,70	0,405	1833	61,1	5,02	0,384
0,75	0,478	2163	72,1	5,93	0,412
0,80	0,567	2564	85,5	7,02	0,439
0,85	0,682	3083	102,8	8,45	0,467
0,90	0,849	3838	127,9	10,52	0,494
0,95	1,163	5259	175,3	14,4	0,522
0,99	2,172	9819	327,3	26,9	0,544

Rilevato Viadotto Senio – Cedimenti per consolidazione



DRENI VERTICALI ANASTRO



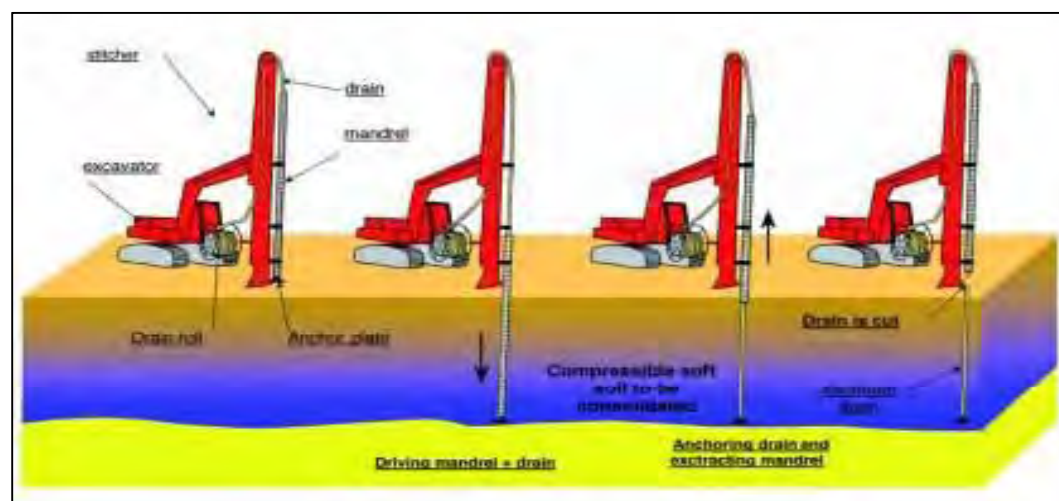
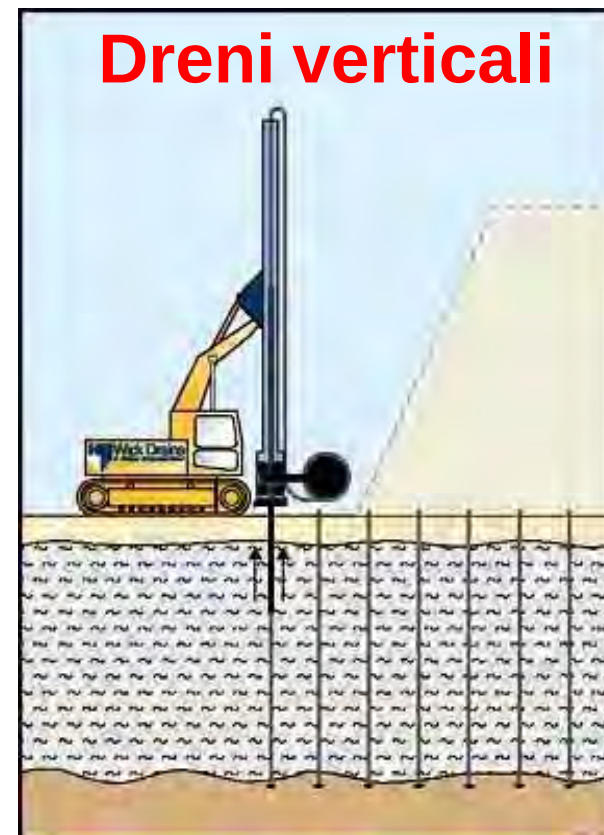
Consolidazione con flusso idrico orizzontale



Percorsi a bassa
resistenza ed alta
portata idraulica



Dreni verticali



Planimetria dreni a nastro

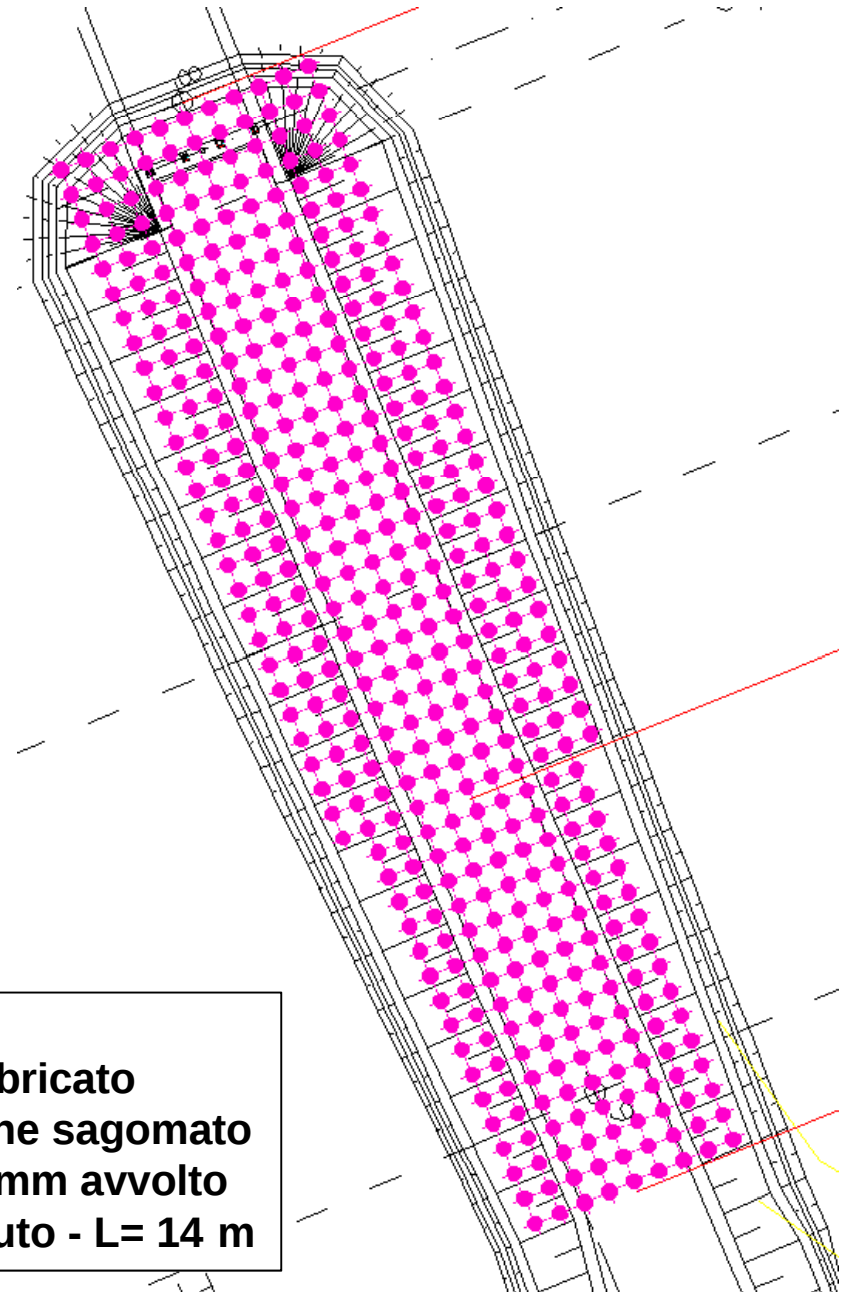
Viadotto
Fiume Senio

Disposizione dei dreni
a maglia quadrata lati
 2.50×2.50 m con file
allineate asse strada

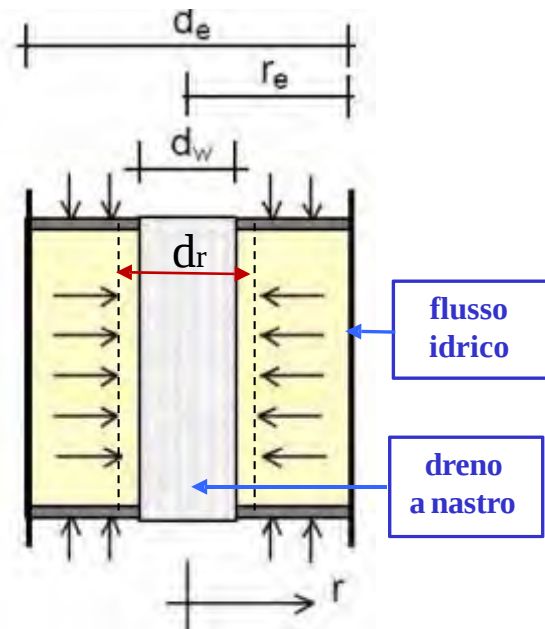
● Posizione dreui

Viadotto
Ferrovia

Caratteristiche dreni
Dreno verticale prefabbricato
a nastro in polipropilene sagomato
della larghezza di 100 mm avvolto
in geotessile non tessuto - L= 14 m



Dreni verticali



$$d_w = \frac{2 \cdot (a + b)}{\pi}$$

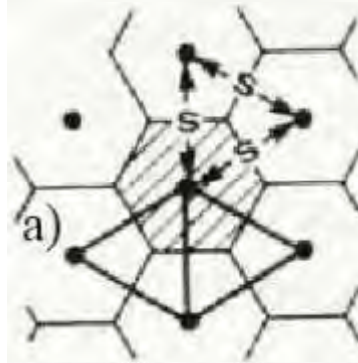
diametro
equivalente
del dreno
 r = zona
rimaneggiata
(d_r, K_r)

$$n = d_e / d_w$$

$$s_m = d_r / d_w$$

$$F = \ln(n) + \frac{K_h}{K_r} \cdot \ln(s_m) - 0.75$$

a) quinconce - $d_e = 1.05 s$



b) quadrata - $d_e = 1.13 s$

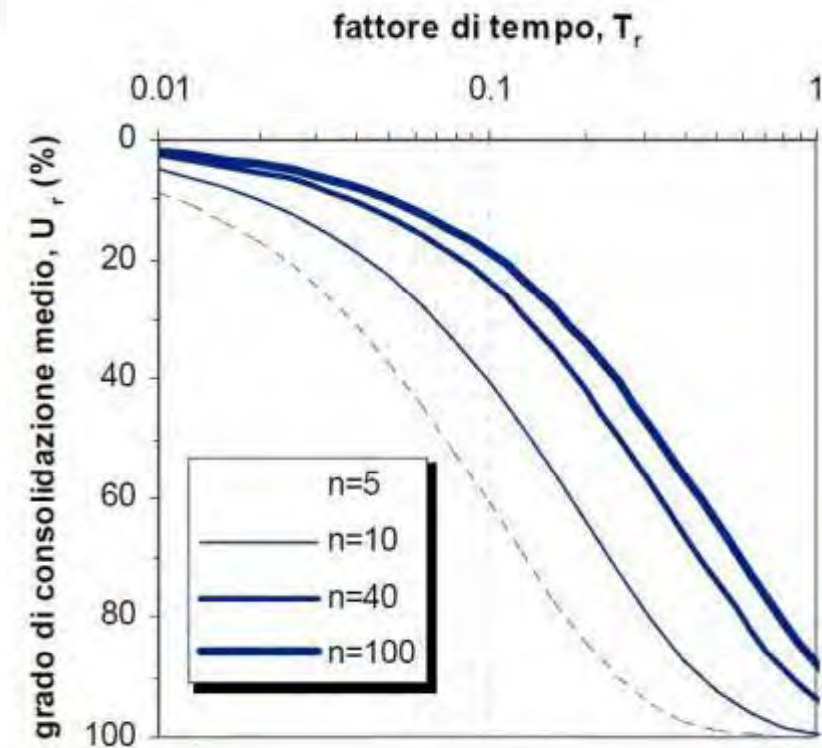
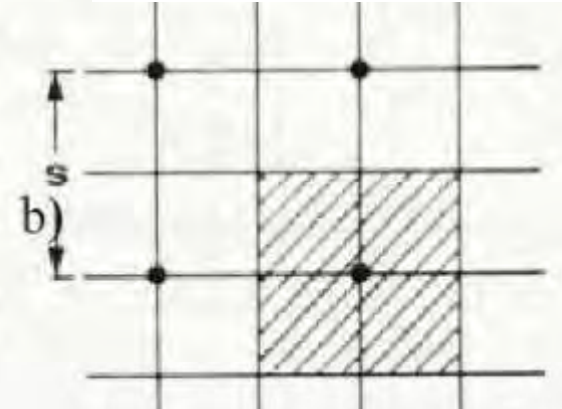


DIAGRAMMA DI FLUSSO PER LA VALUTAZIONE DEL DECORSO DEI CEDIMENTI PER CONSOLIDAZIONE

1) Si fissa il grado di consolidazione U_h

$$U_h$$

2) Si calcola il parametro T_h

$$T_h = \frac{F}{8} \operatorname{Ln} \left(\frac{1}{1 - U_h} \right)$$

3) Si determina il tempo t

$$t = T_h d_e^2 / c_h$$

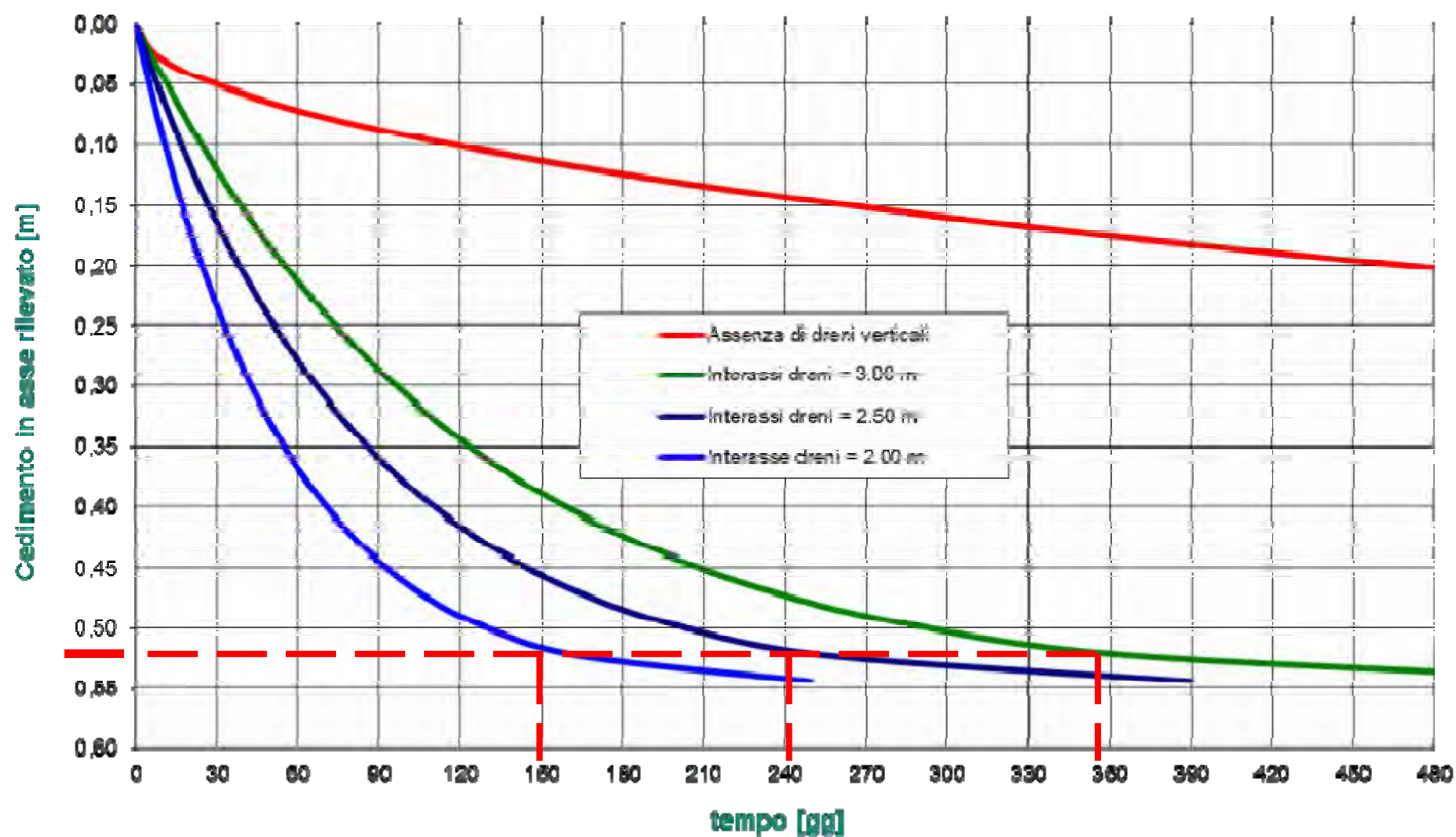
4) Si determina il cedimento corrente $w(t)$

$$w(t) = U_h \cdot w_\infty$$

Consolidazione con dreni

U	Th	Interasse dreni			ΔH
		2,00	2,50	3,00	
(-)	(-)	(gg)	(gg)	(gg)	(m)
0,00	0,000	0	0	0	0,000
0,05	0,018	3	4	6	0,027
0,10	0,037	6	9	13	0,055
0,15	0,057	9	14	20	0,082
0,20	0,078	12	19	27	0,110
0,25	0,101	16	24	35	0,137
0,30	0,125	19	30	43	0,165
0,35	0,151	23	36	52	0,192
0,40	0,179	28	43	62	0,220
0,45	0,210	32	51	73	0,247
0,50	0,243	38	59	84	0,275
0,55	0,280	43	68	97	0,302
0,60	0,321	50	77	112	0,329
0,65	0,368	57	89	128	0,357
0,70	0,422	65	102	147	0,384
0,75	0,486	75	117	169	0,412
0,80	0,564	87	136	196	0,439
0,85	0,665	103	160	231	0,467
0,90	0,807	125	195	280	0,494
0,95	1,051	162	253	365	0,522
0,99	1,615	249	389	561	0,544

Rilevato Viadotto Senio – Decorso dei Cedimenti per Consolidazione



Consolidazione con filtrazione bidirezionale

$$1-U = (1-U_v)(1-U_h)$$

Metodo di Carillo

t	T _v	U _v	T _h	U _h	U	ΔH
(g)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
1	0,000	0,017	0,004	0,012	0,028	0,016
3	0,001	0,029	0,012	0,035	0,063	0,036
7	0,002	0,044	0,029	0,079	0,120	0,070
15	0,003	0,065	0,062	0,163	0,217	0,125
30	0,007	0,092	0,124	0,299	0,363	0,210
60	0,013	0,130	0,249	0,508	0,572	0,331
90	0,020	0,159	0,373	0,655	0,710	0,410
120	0,027	0,184	0,498	0,758	0,803	0,464
150	0,033	0,206	0,622	0,830	0,865	0,500
180	0,040	0,225	0,746	0,881	0,908	0,525
210	0,046	0,243	0,871	0,917	0,937	0,541
240	0,053	0,260	0,995	0,941	0,957	0,553
360	0,080	0,318	1,493	0,986	0,990	0,572
720	0,159	0,449	2,986	1,000	1,000	0,578
1080	0,239	0,548	4,479	1,000	1,000	0,578
1800	0,398	0,692	7,465	1,000	1,000	0,578

$$T_v = \frac{t \cdot c_v}{h^2}$$

Consolidazione
verticale

$$U_v = \left[1 + \frac{\sqrt{4T_v / \pi}}{(4T_v / \pi)^{2.8}} \right]^{0.179}$$

$$T_h = \frac{t \cdot c_h}{d_e^2}$$

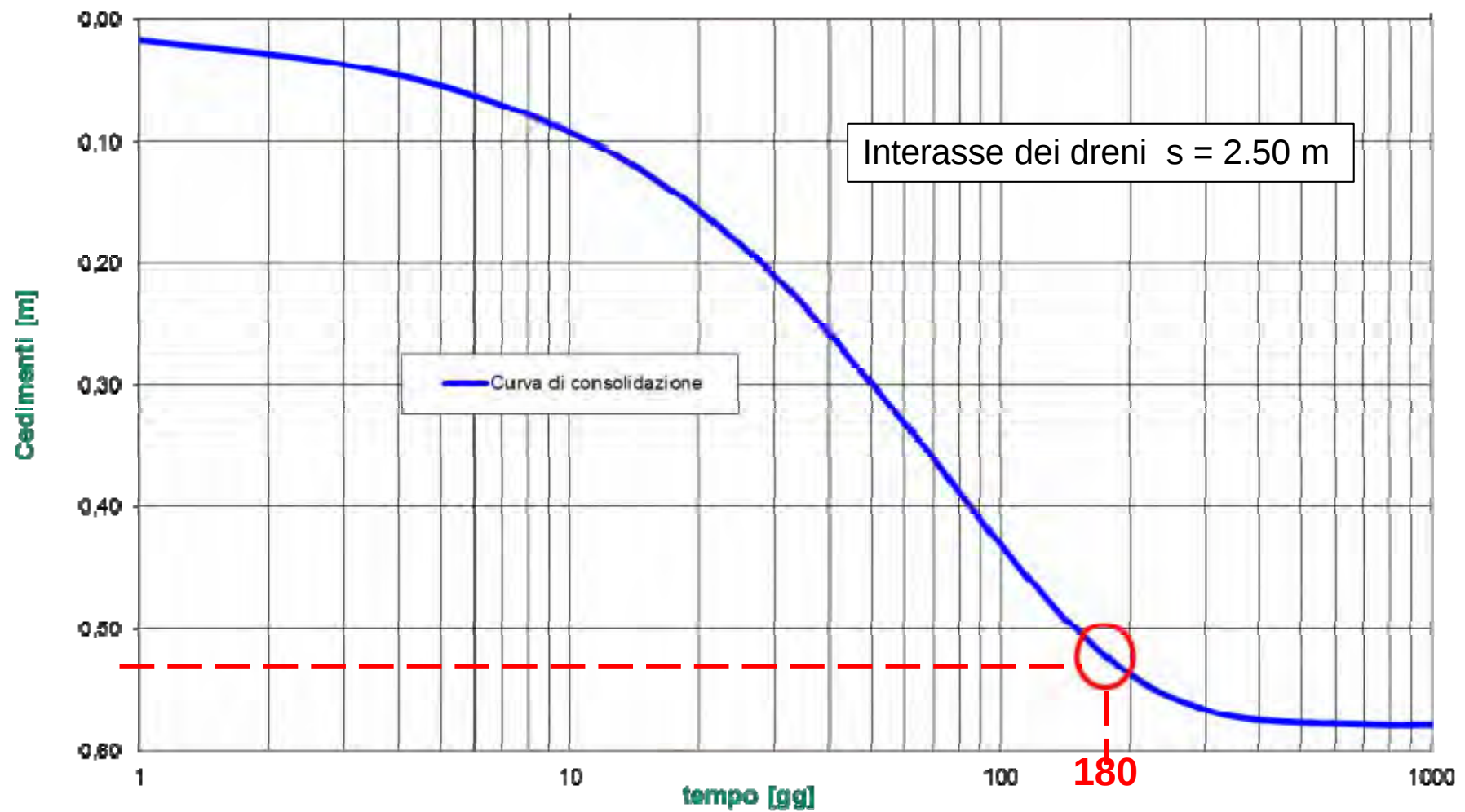
Consolidazione
orizzontale

$$U_h = 1 - e^{(-8T_h / F)}$$

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h)$$

$$w(t) = U(t) \cdot w_\infty$$

Rilevato Viadotto Fiume Senio - Curva di Consolidazione



Monitoraggio della consolidazione

Piezometri elettrici

celle per la misura della
pressione interstiziale

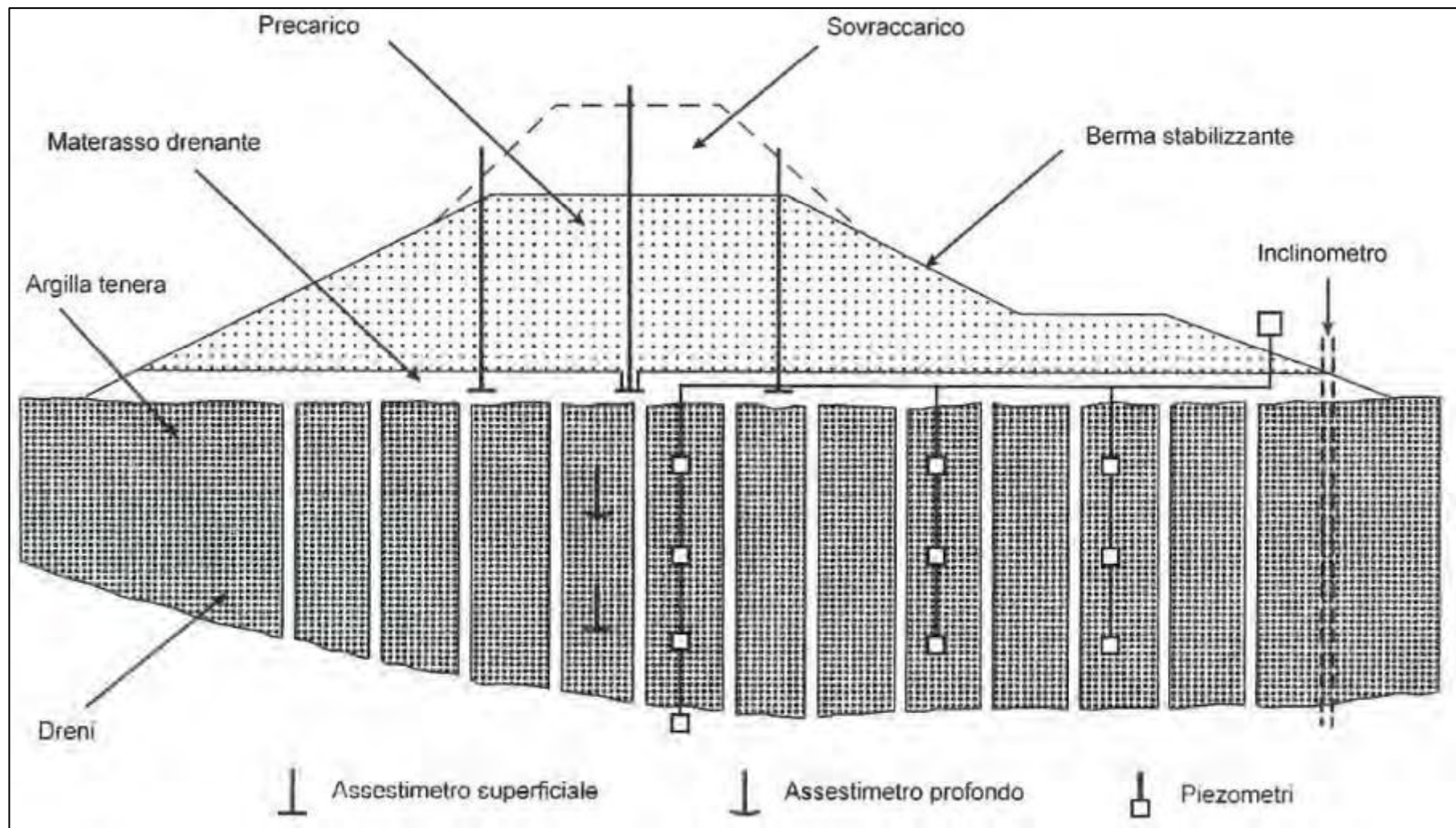
Assestimetri a piastra

misura dei cedimenti del p.c.

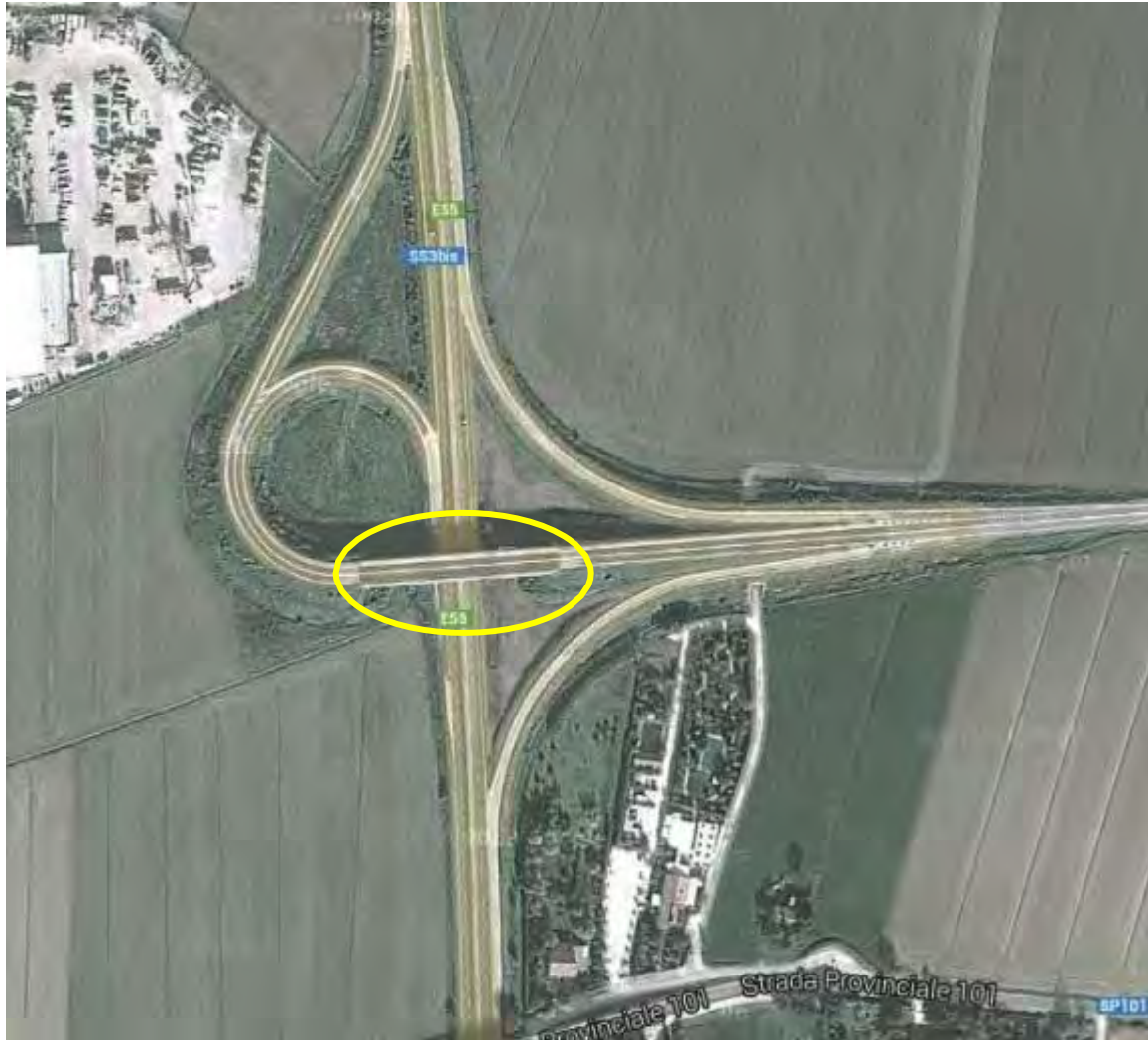
Assestimetri magnetici

misura dei cedimenti dei vari strati

Monitoraggio pressioni interstiziali e cedimenti



Sovrappasso Standiana – E45 - Ravenna



Ponte a tre campate

Sovrappasso
E45 – SP101

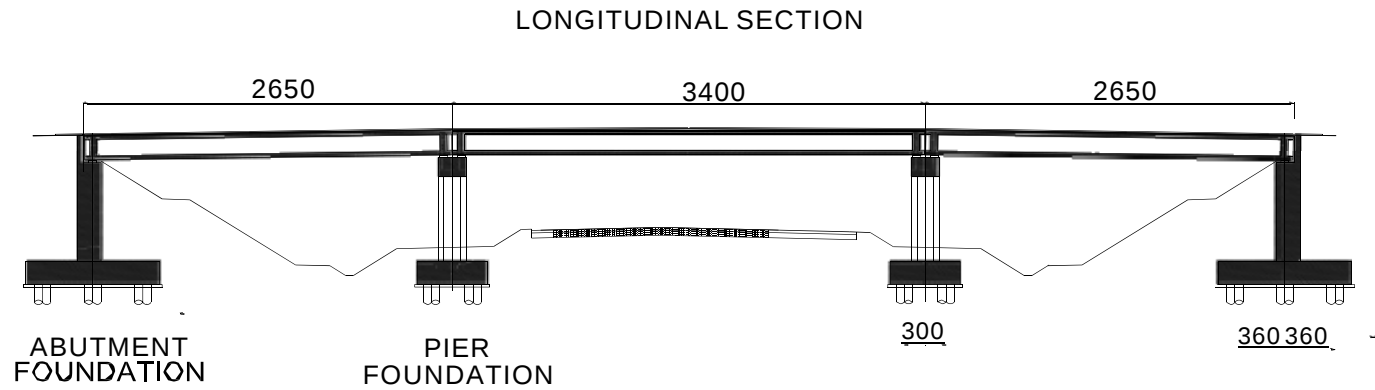
Standiana
Ravenna

**Dreni
Verticali
a nastro**

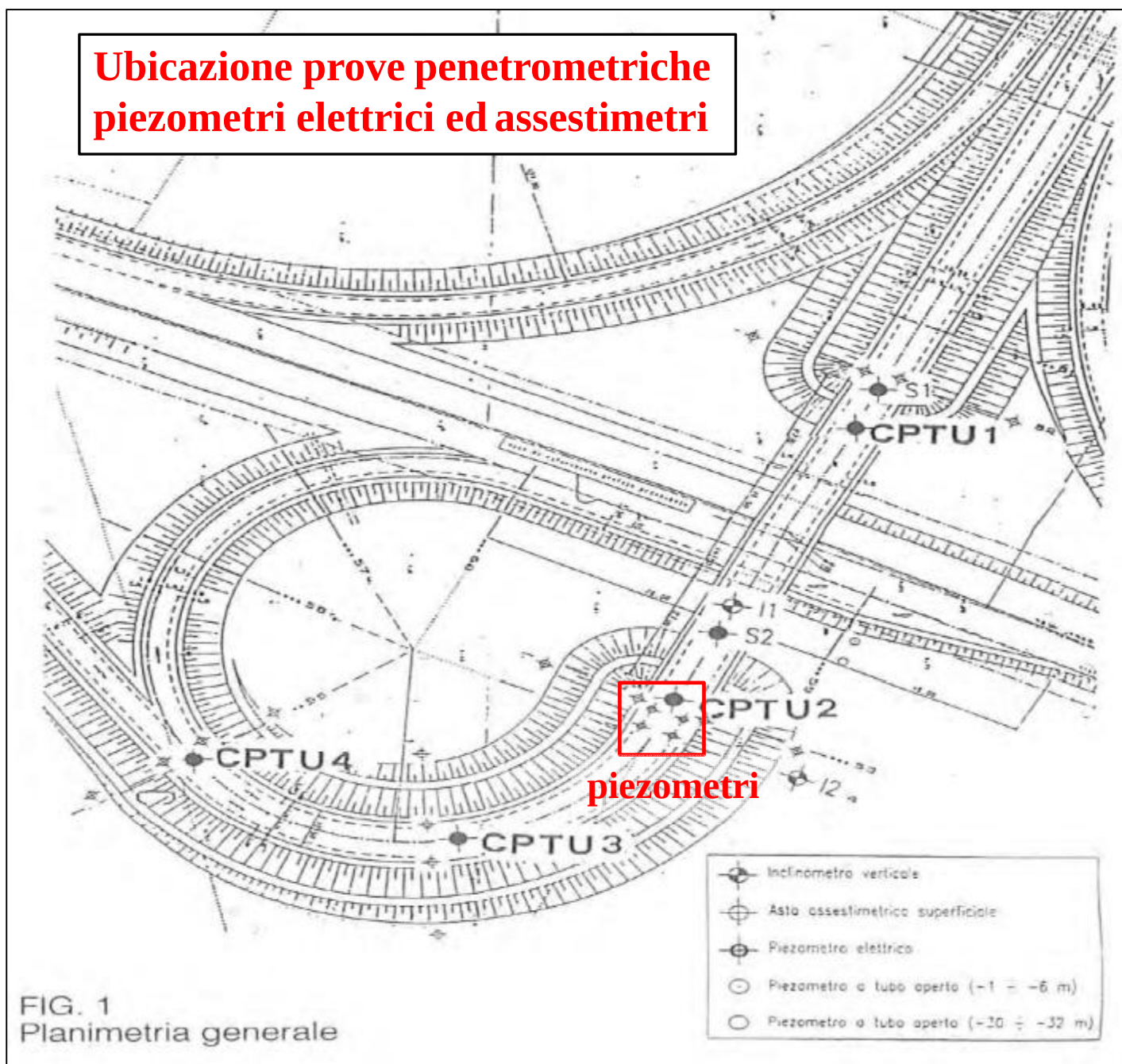
$L=25\text{m}$

$i = 1.80\text{ m}$

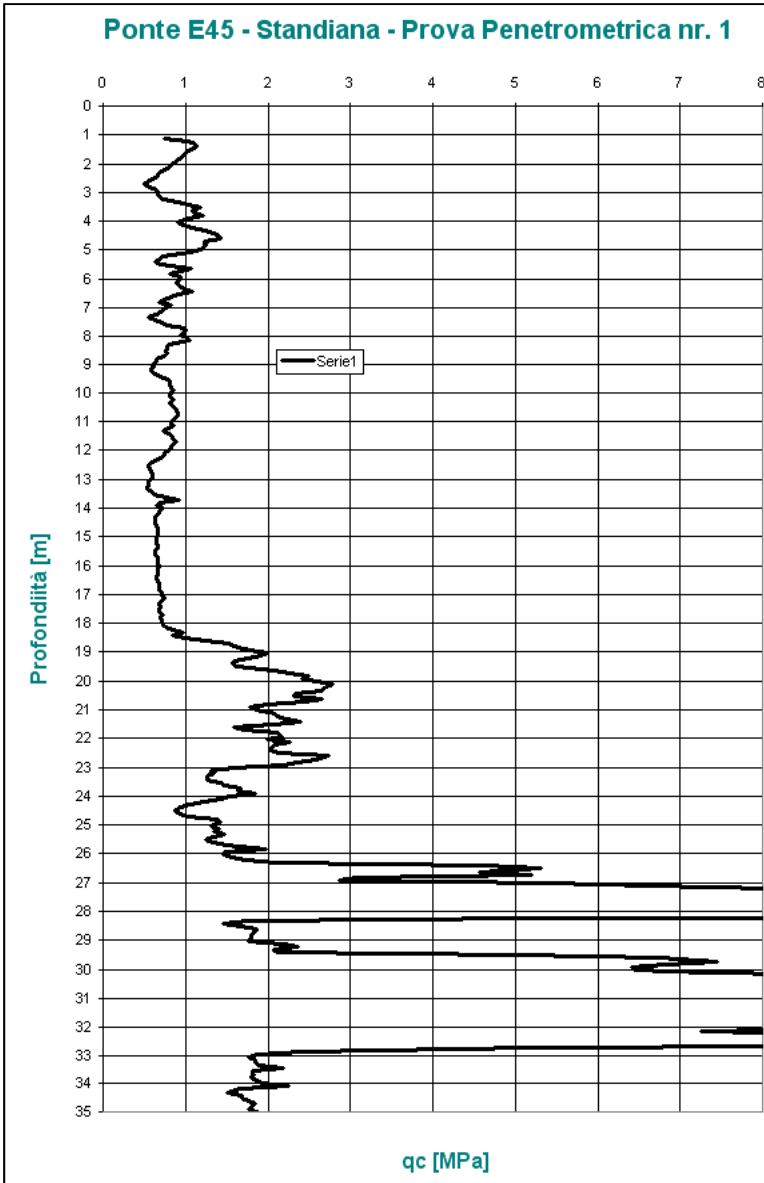
Sovrapasso Standiana – E45 - Ravenna



Ubicazione prove penetrometriche piezometri elettrici ed assestimetri



Sovrappasso Standiana – E45 - Ravenna

[illegible]

Sovrappasso Standiana – E45 - Ravenna

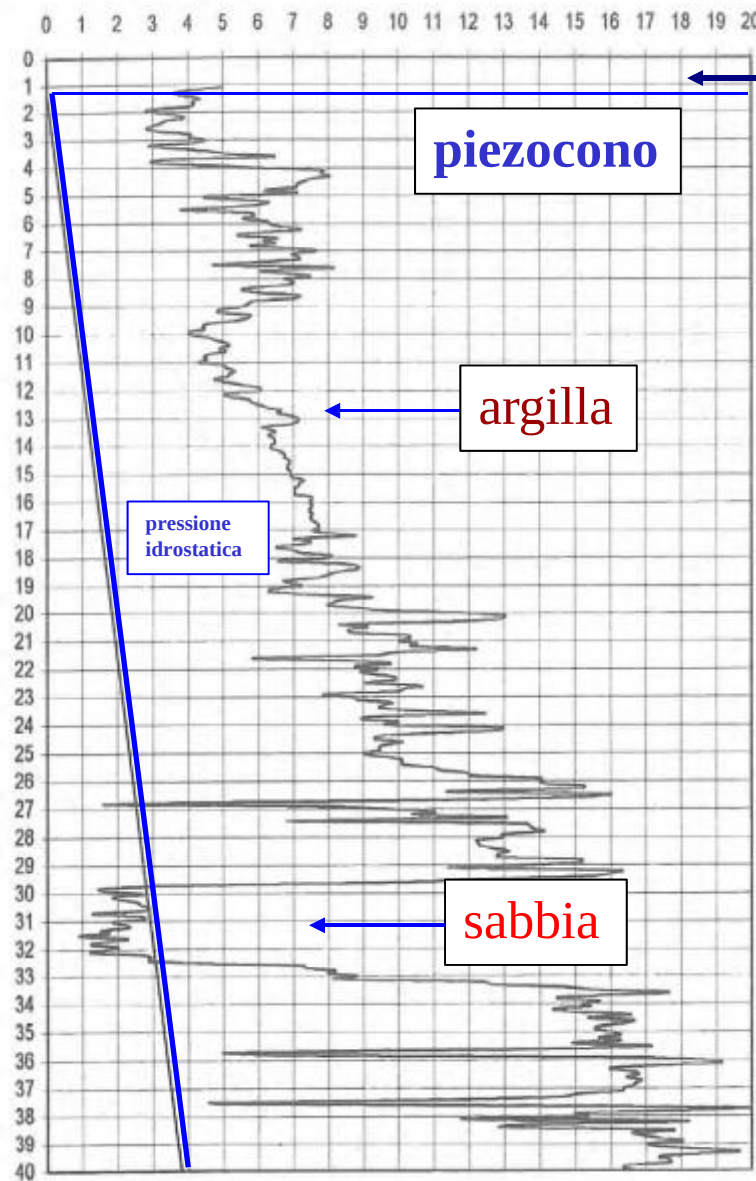


FIG. 13 - Sovrappressione nel piezocono e pressione idrostatica (Kg/cmq)

Sovrappressioni piezocono

Schema dreni a nastro

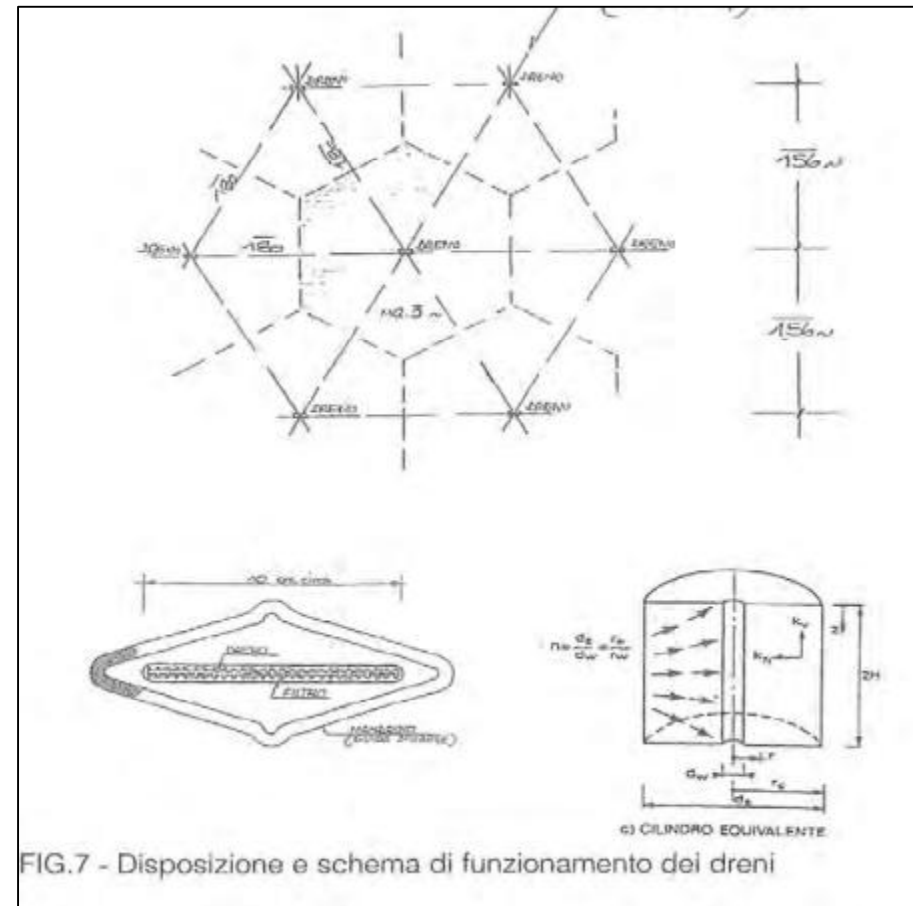
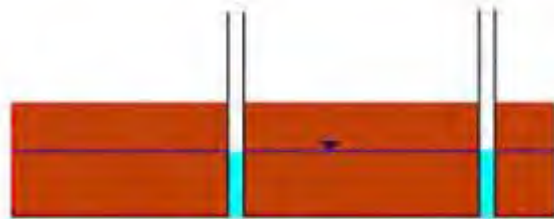
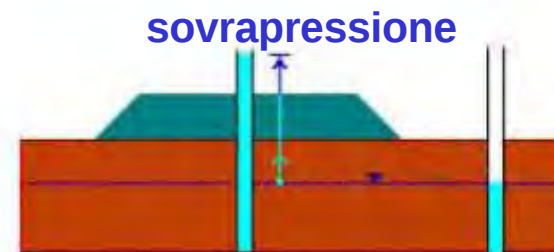


FIG.7 - Disposizione e schema di funzionamento dei dreni

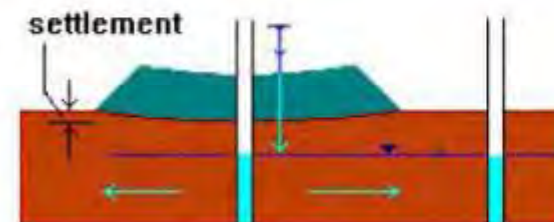
Installazione di Piezometri



Situazione prima del carico



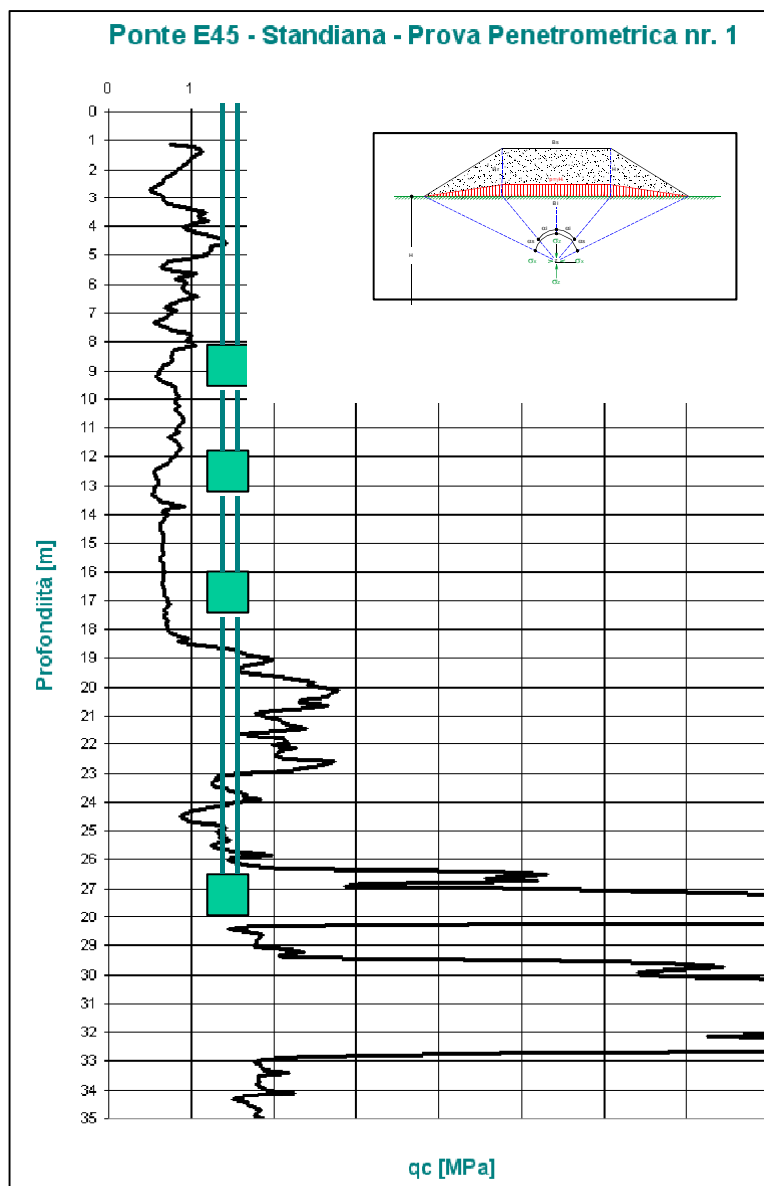
Situazione subito dopo il carico



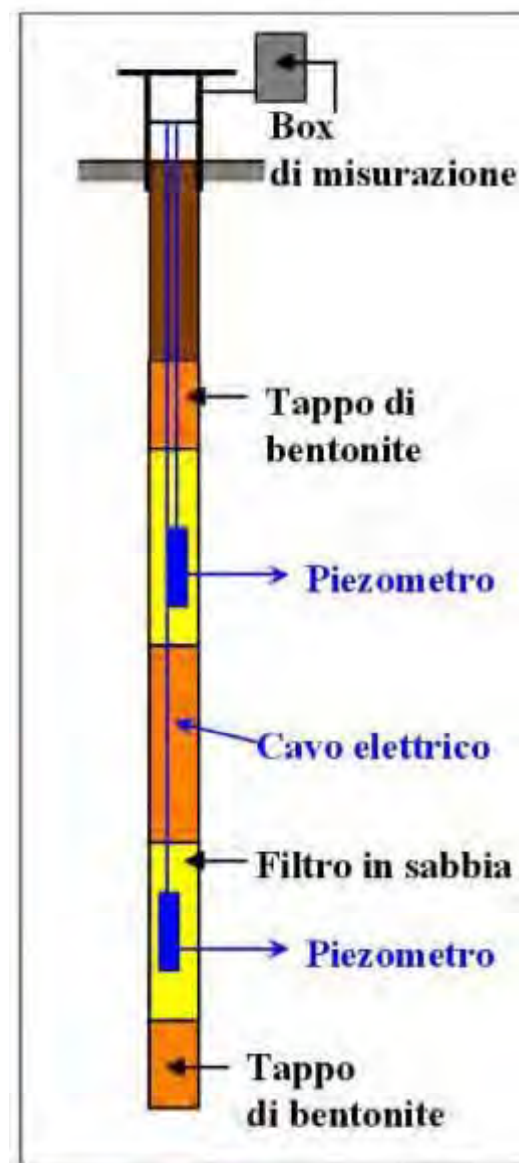
Situazione dopo il ritorno all'equilibrio



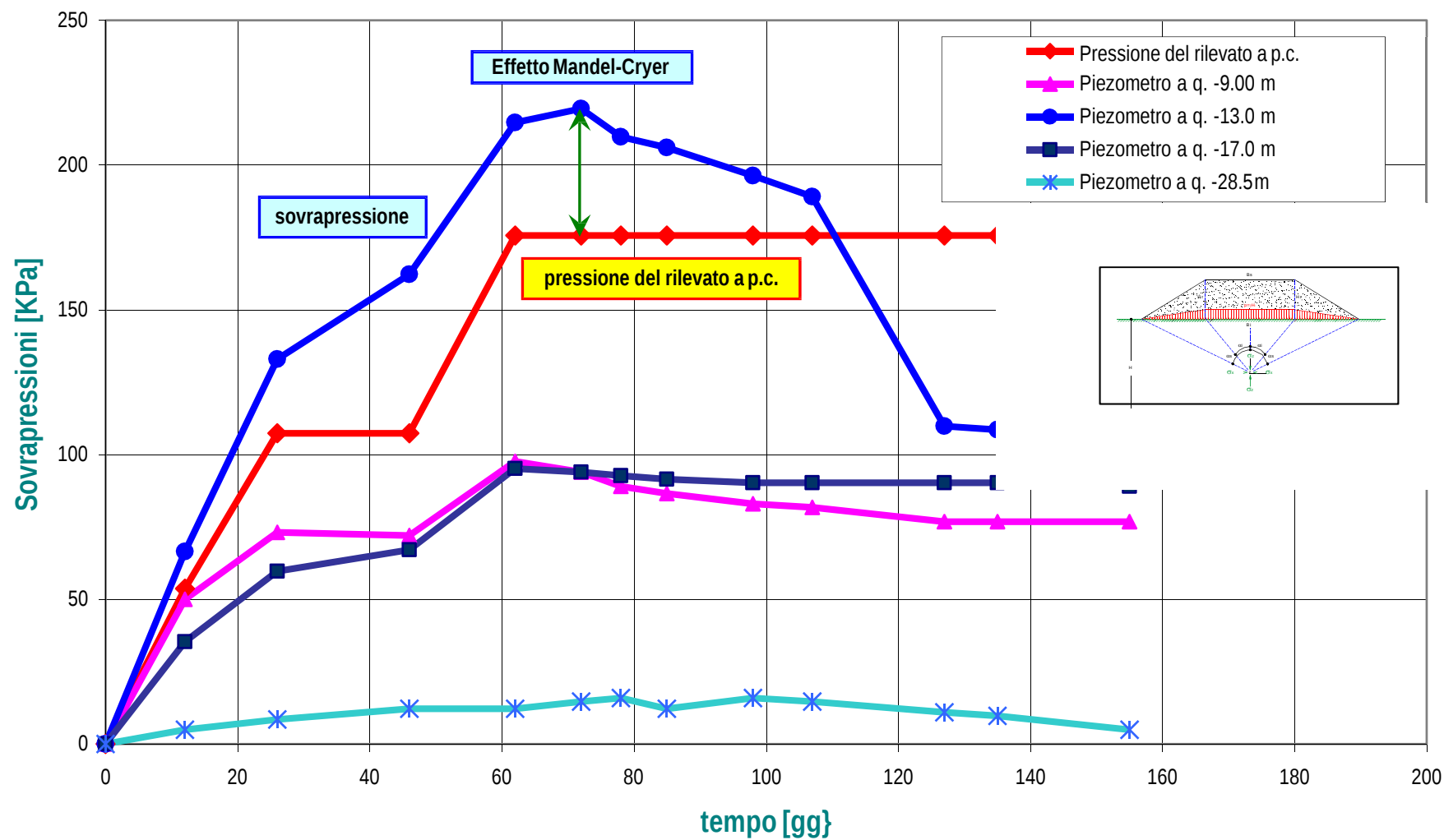
Posizione piezometri elettrici



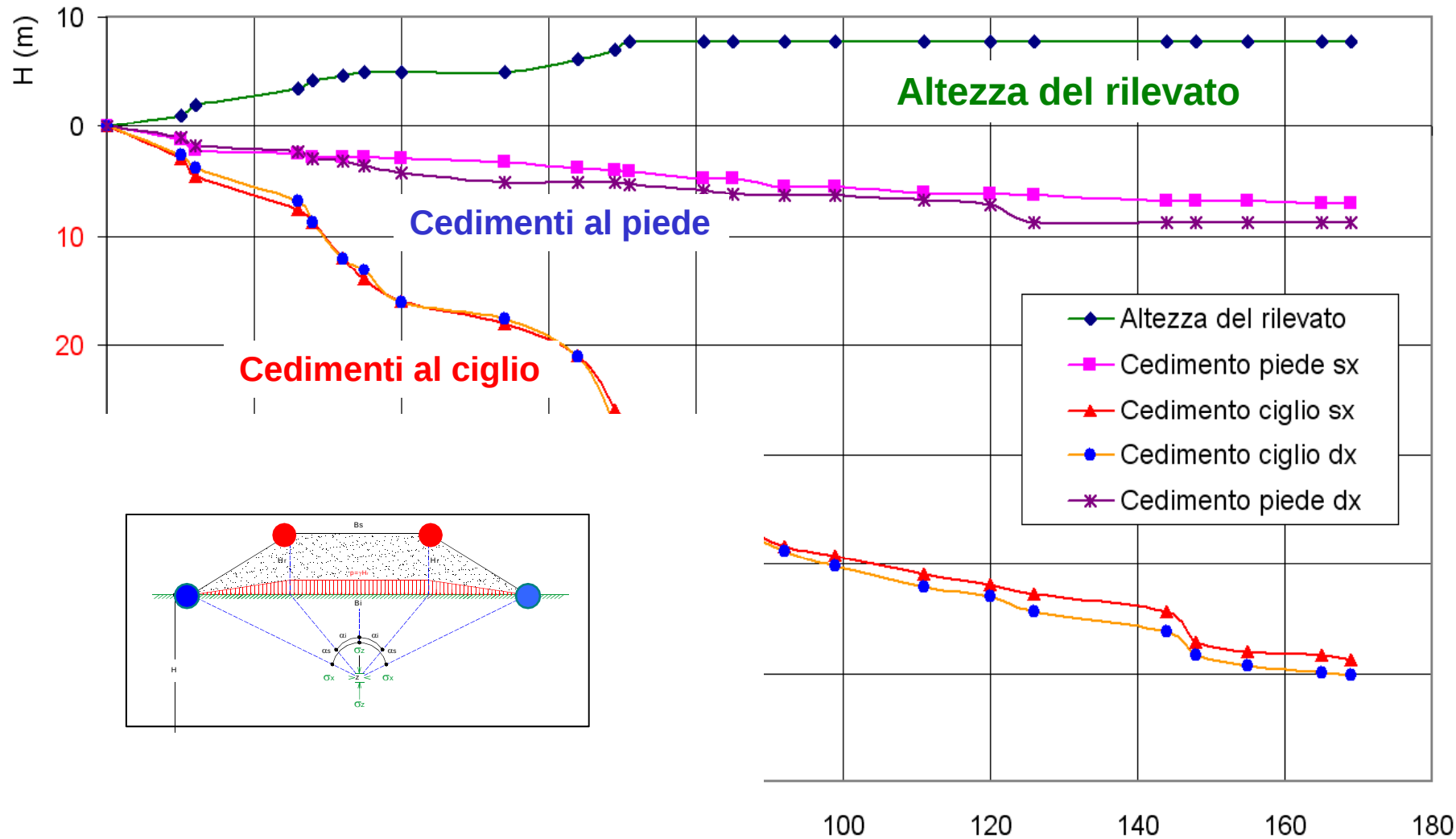
Schema di installazione



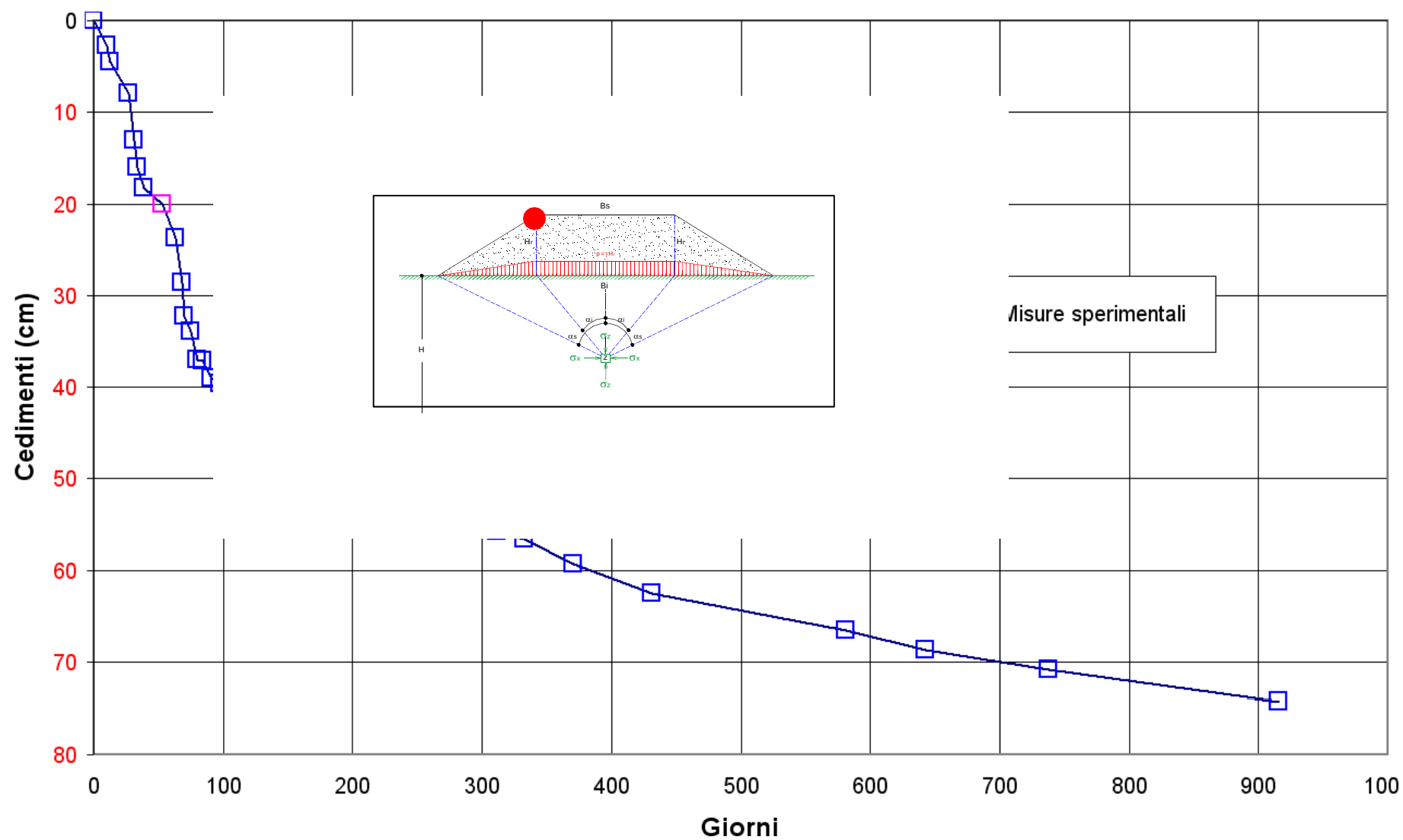
SOVRAPPASSO E45 - S.P. STANDIANA - SEZ. NR. 54 - SOVRAPRESSIONI



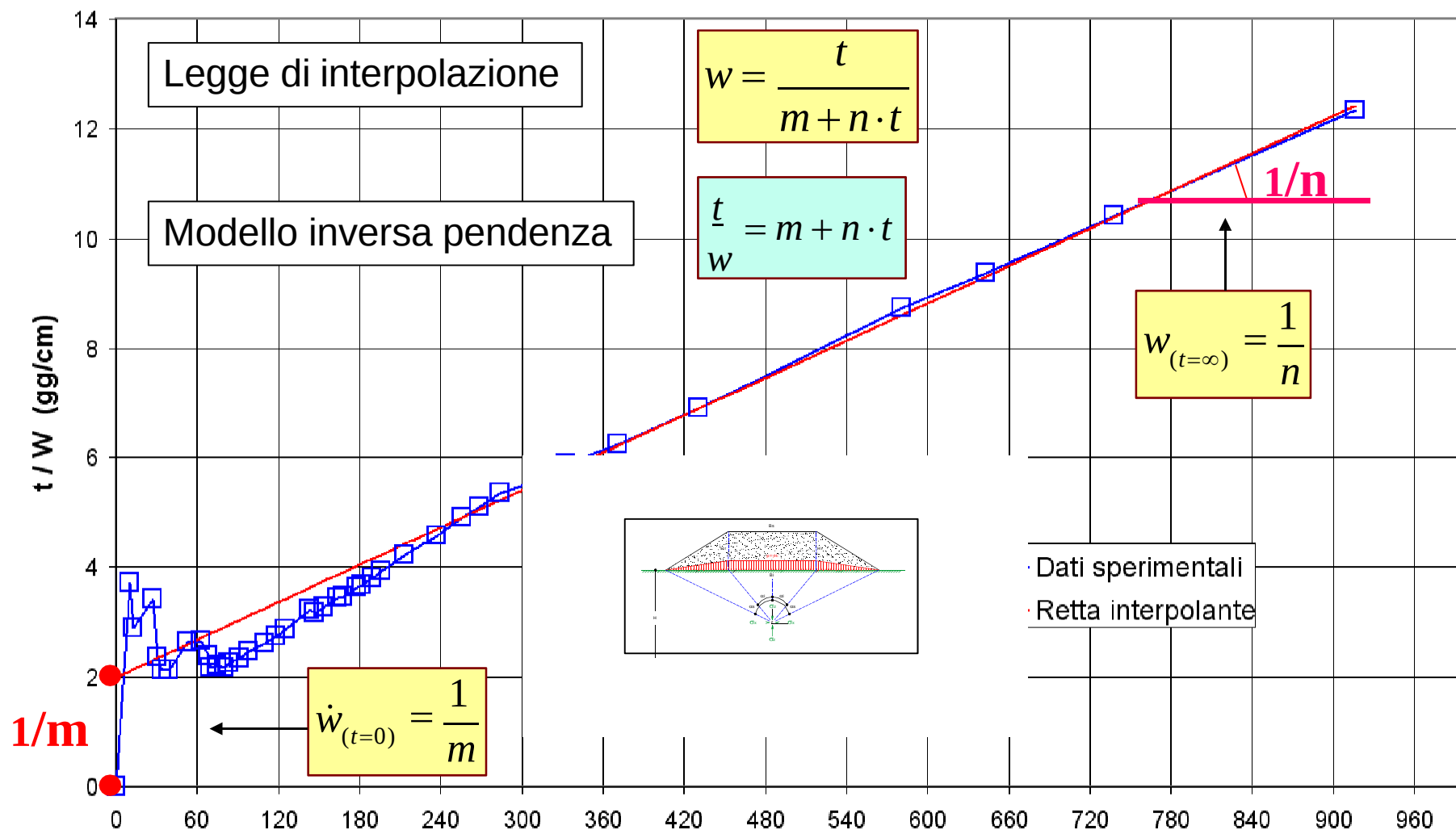
SOVRAPPASSO E45 - CEDIMENTI SEZIONE 54 C



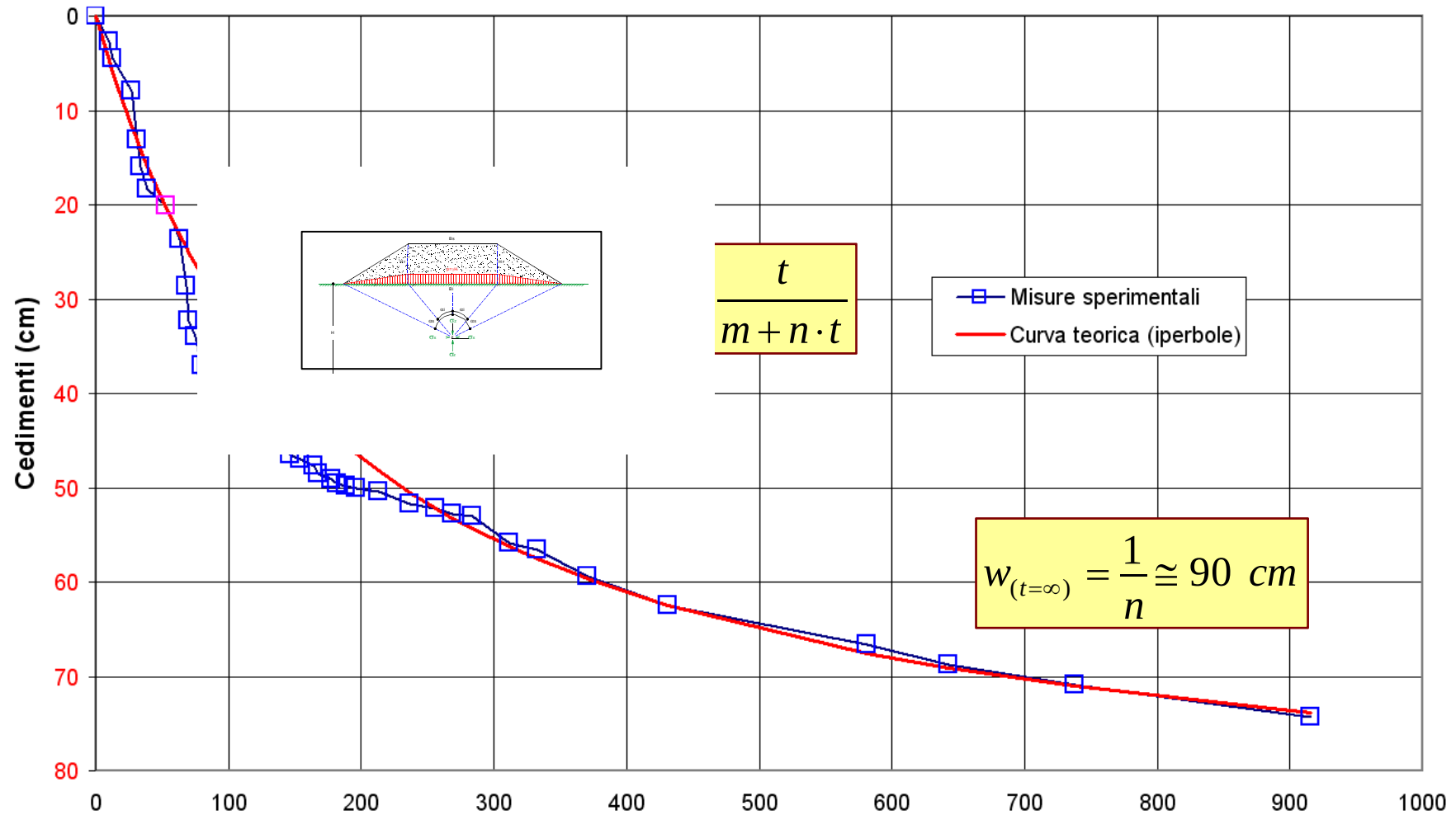
SOVRAPPASSO E45 - CEDIMENTI ASSESTIMETRO SEZIONE 54



SOVRAPPASSO E45 - SEZIONE 54 - ASSESTIMETRO A PIASTRA VALUTAZIONE CEDIMENTO FINALE - METODO DELL'INVERSA PENDENZA



SOVRAPPASSO E45 - ASSESTIMETRO SEZIONE 54



Meccanica dei Terreni

Parzialmente Saturi

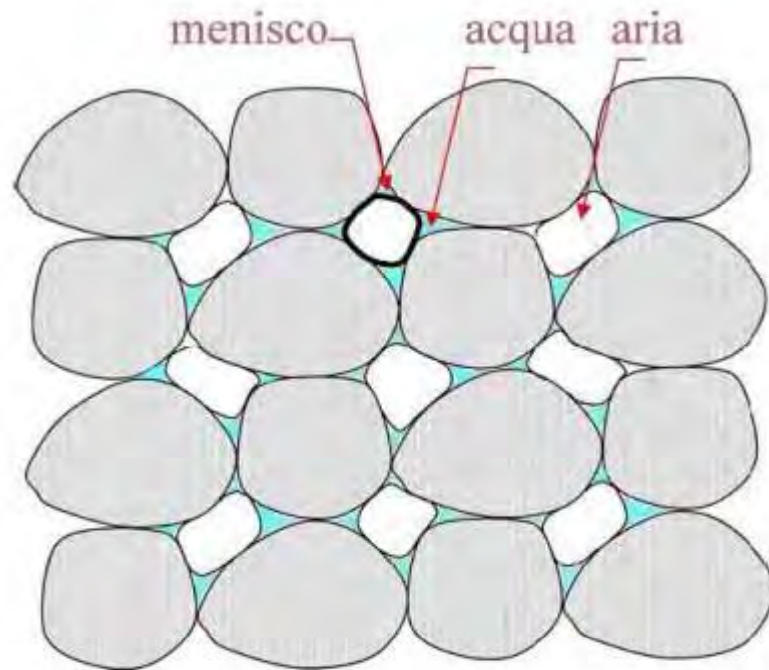
Ruolo della Acqua sulla Resistenza e Rigidezza del Terreno

Meccanica dei Terreni Parzialmente Saturi

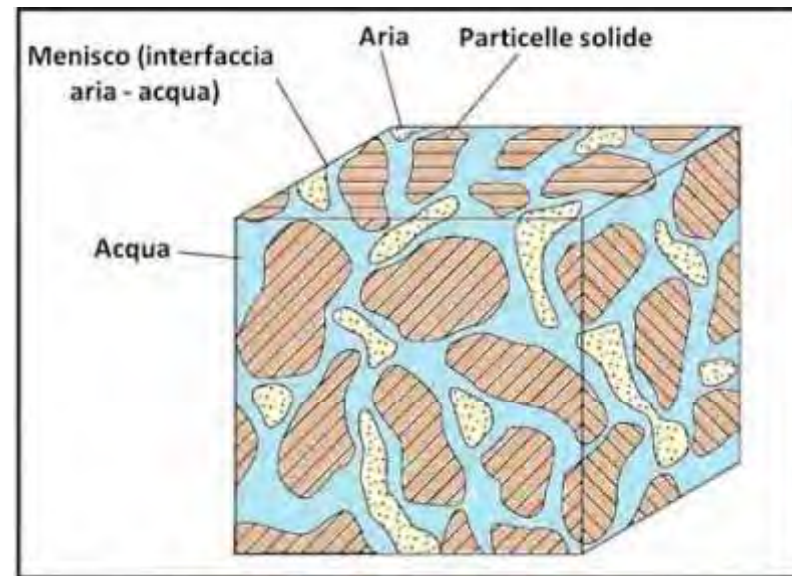


Durante i mesi estivi l'aria calda è parzialmente satura di vapore acqueo e tende a sottrarlo al terreno quando lambisce il piano campagna facendo **evaporare l'acqua interstiziale**.

Gli strati più superficiali del terreno si **essicano** riducendo il proprio **grado di saturazione** sino a quando la **fase liquida non è più continua**.
L'acqua interstiziale residua si **lega ai grani** dando così origine al fenomeno della **suzione**.



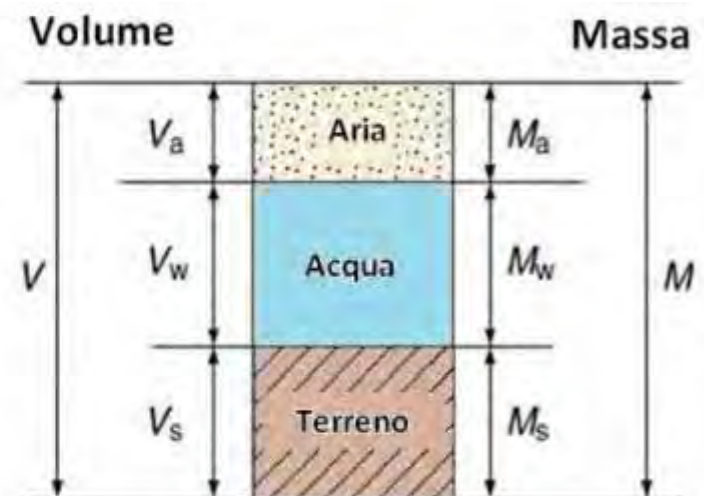
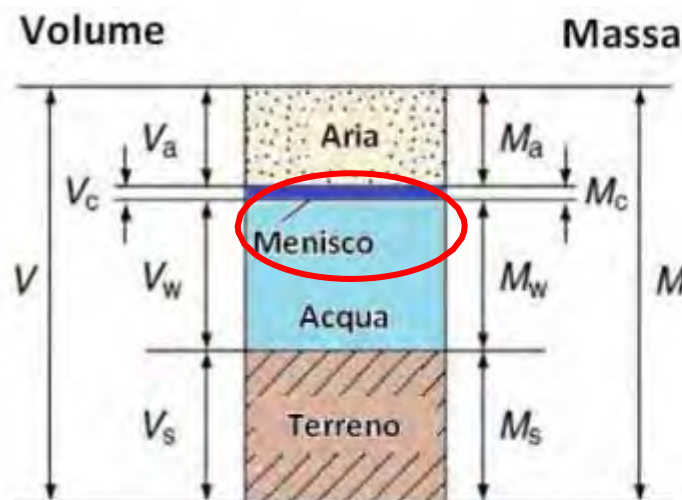
menischi = ventose

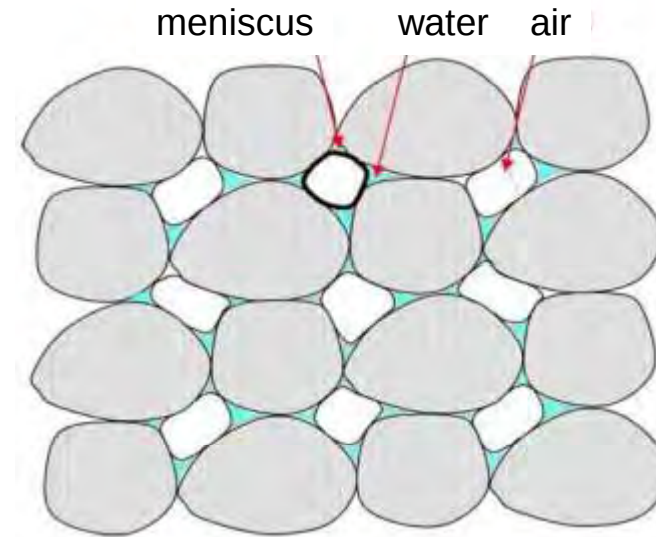
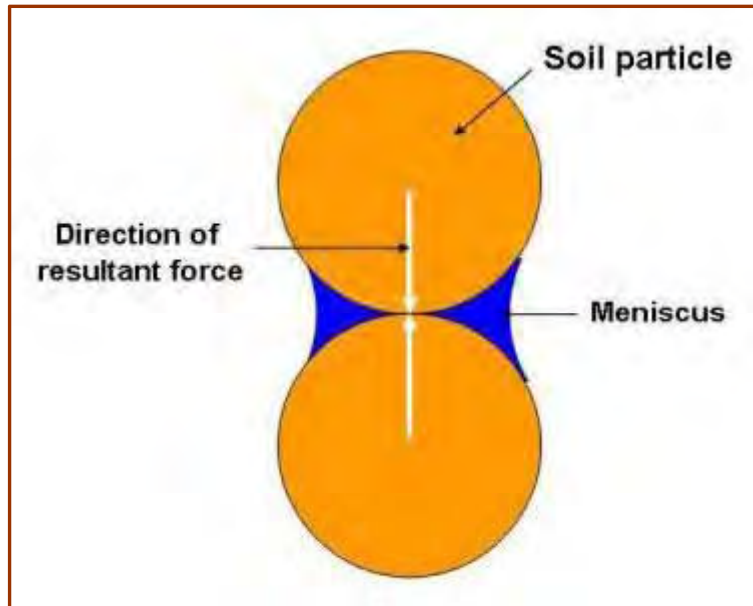


Pressione interstiziale negativa

Terreni
parzialmente
saturi

“4 fasi”

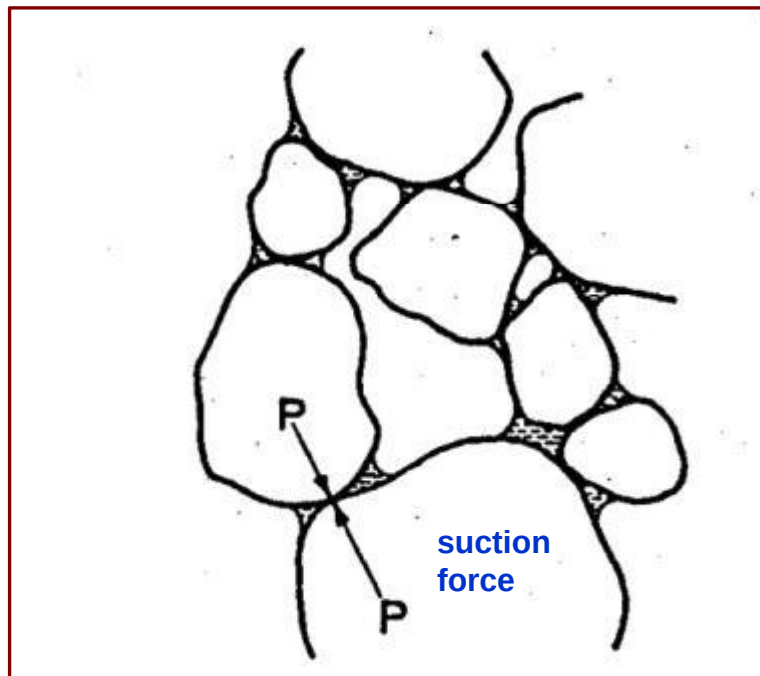




SUCTION

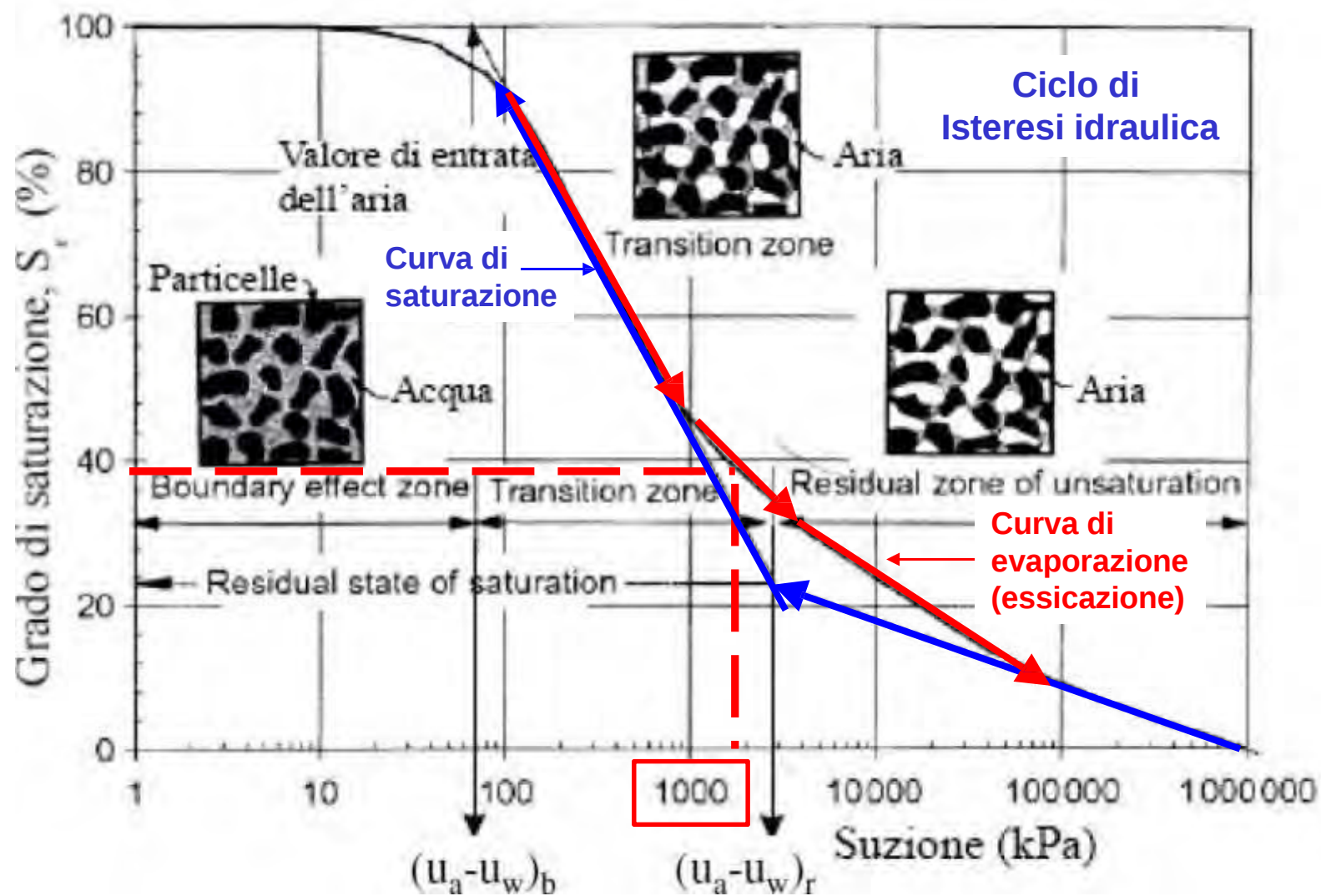
Suction is an **additional pressure** that tighten the grains together. It is induced by links between water particles and solid grains. It is activated in the soil when it is in **partially saturated conditions**.

- **Increase of strength & stiffness**
- **Reduction of voids & permeability**





Proprietà del terreno - Suzione



terreno saturo

Suzione →

terreno secco



Materiale
Incoerente
a grana grossa

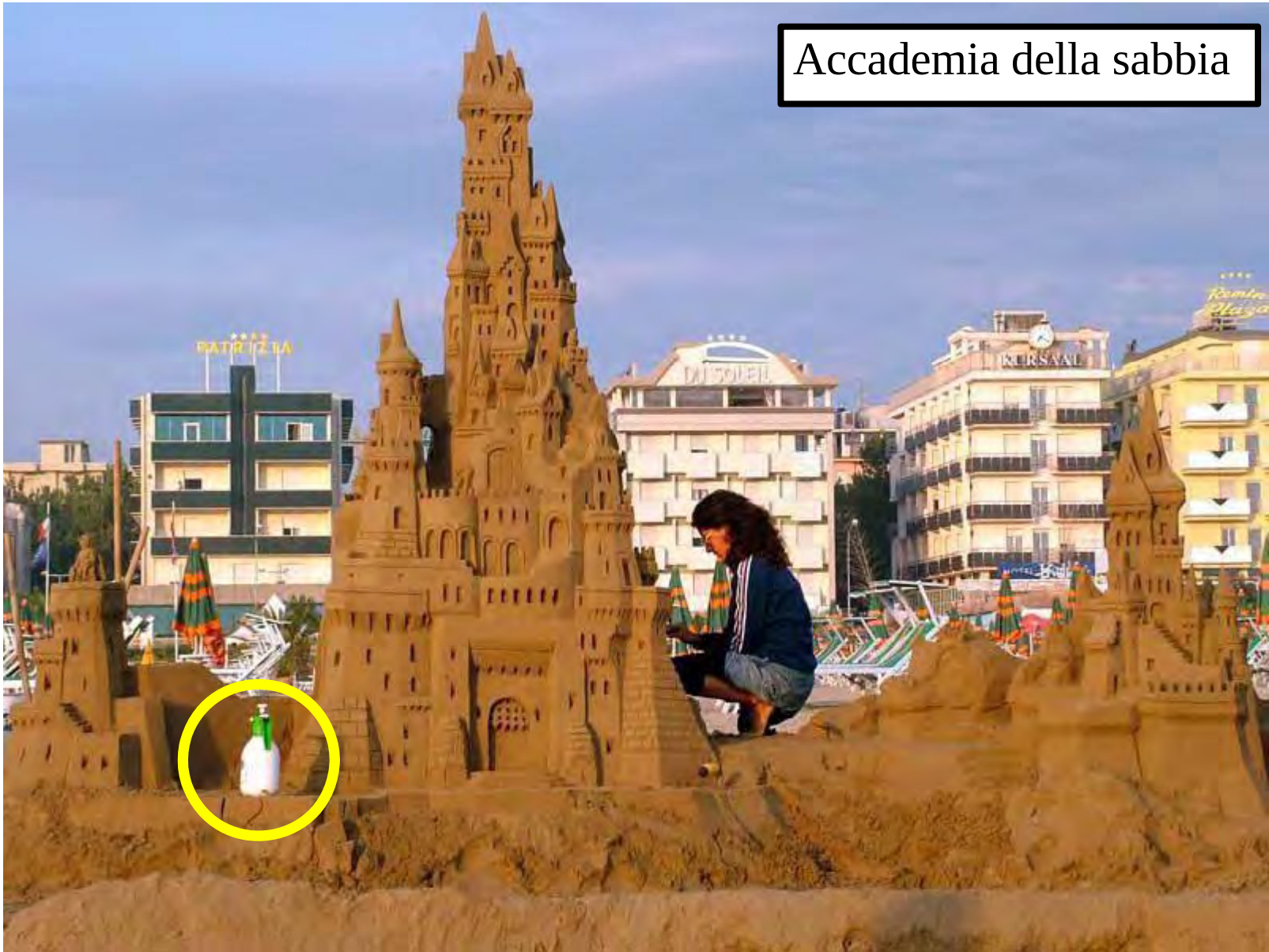
ANGOLO DI
NATURAL DECLIVIO



Materiale
Incoerente
Parzialmente
Saturo

(SUZIONE)

Accademia della sabbia





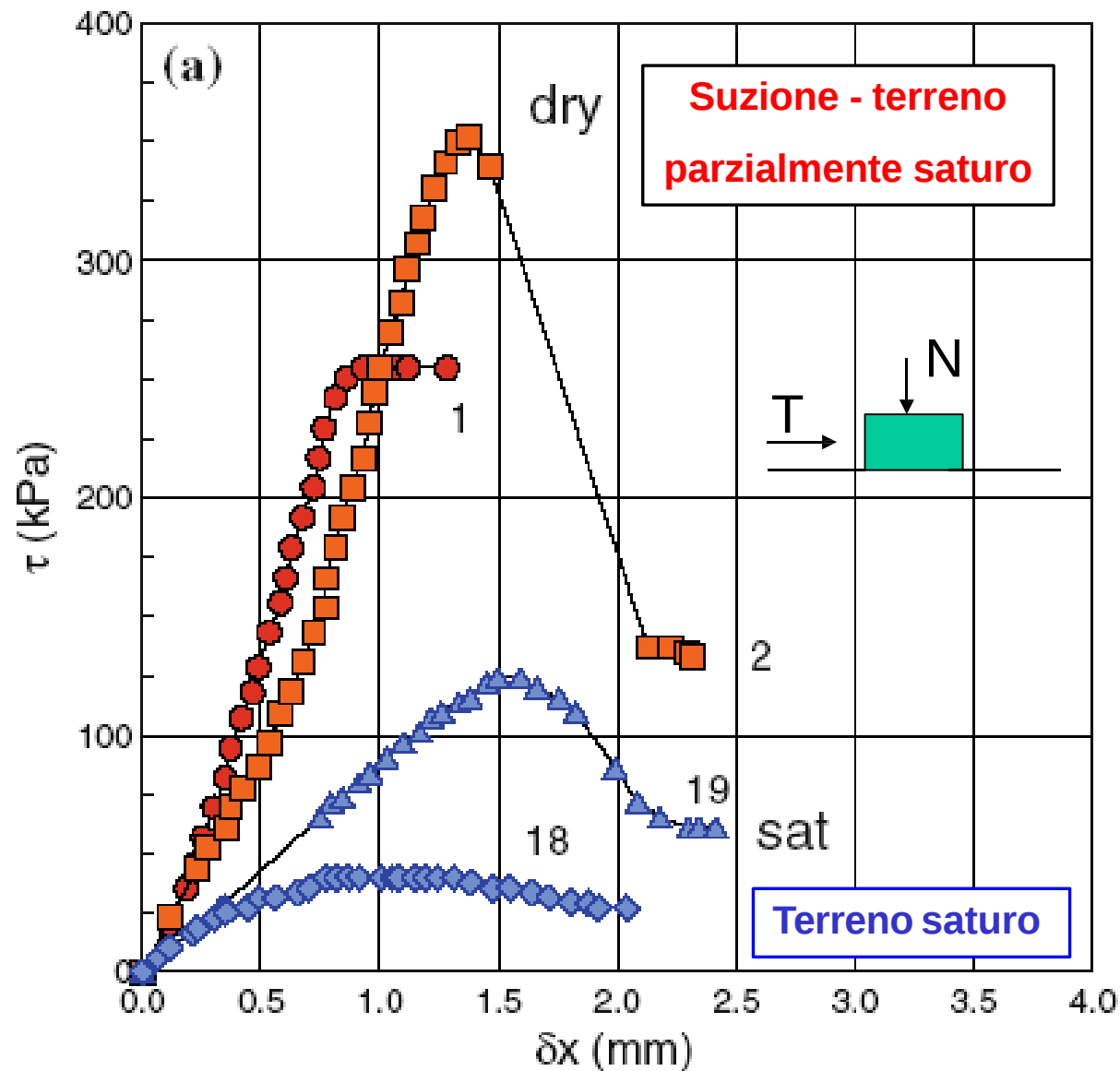
Proprietà del terreno parzialmente saturo

La **suzione** nei terreni a grana fine fornisce una resistenza a taglio aggiuntiva spesso denominata **coesione apparente** in condizioni di **parziale saturazione**. Si manifesta in una azione attrattiva che serra tra loro i grani inducendo un incremento di pressione efficace e quindi di resistenza a taglio.

Ne consegue, per la maggiore resistenza a taglio, che i pendii possano sostenersi anche su inclinazioni maggiori dell'angolo di natural declivio sinatnto che permangono le condizioni di parziale saturazione. La successiva **saturazione farà perdere** completamente la **suzione**



Prove a taglio diretto - terreno secco o saturo



**EFFETTI
DELLA
SUZIONE**

**TERRENI
A GRANA
FINE NON
SATURI**

**RESISTENZA
A TAGLIO vs
GRADO DI
SATURAZIONE**



Stabilità dei pendii e degli scavi

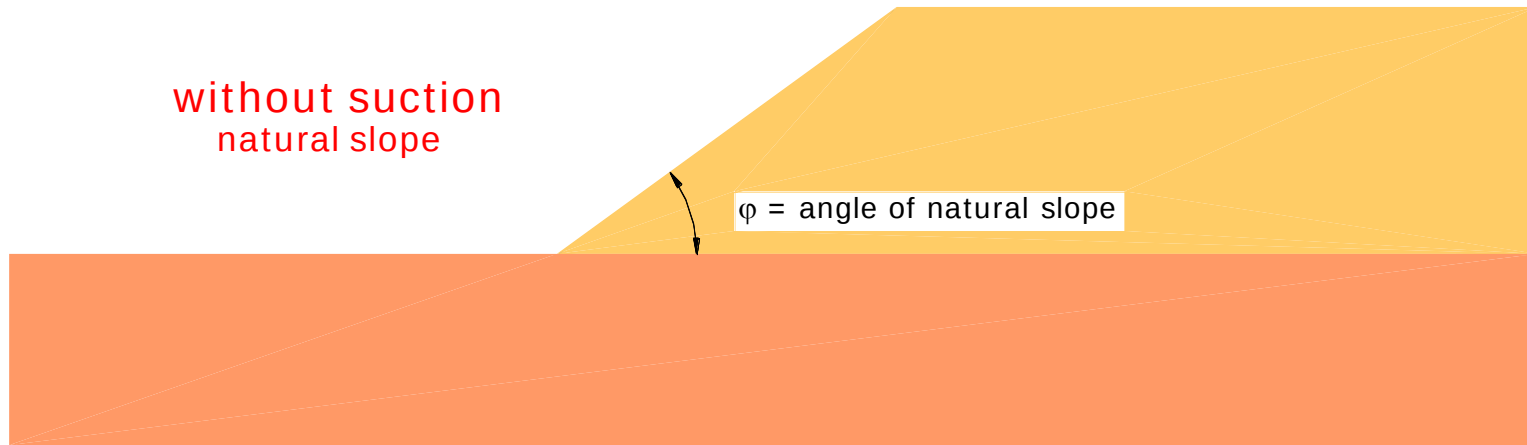
La stabilità degli scavi per inclinazioni superiori all'angolo di natural declivio è possibile solo in presenza di **coesione**.

In condizioni di **parziale saturazione**, l'**acqua interstiziale** non si comporta più un mezzo continuo e tende a formare nei pori dei legami equivalenti a minuscole e numerose **ventose**, dette **menischi**, che forniscono **una coesione apparente** al terreno (**suzione**). Il pendio può pertanto sostenersi sino a quando la **condizione di saturazione** viene **ripristinata**. Quando l'acqua interstiziale raggiunge un grado di saturazione per il quale si comporta di nuovo come un mezzo fluido **la suzione svanisce** e con essa la forza che teneva saldati tra loro i grani di terreno.

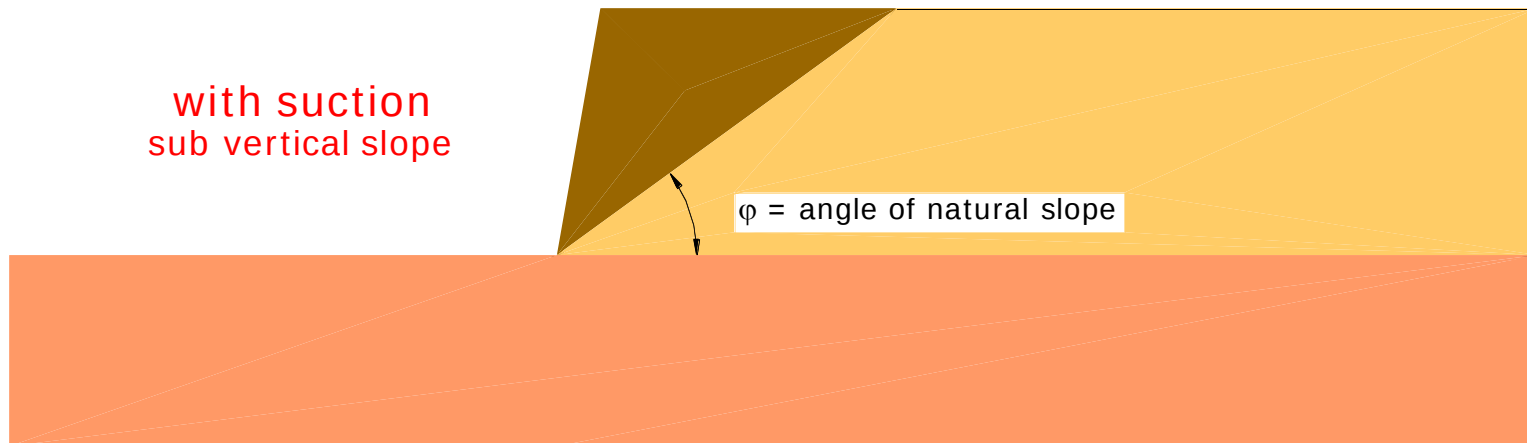


SLOPE OF THE EXCAVATION

without suction
natural slope



with suction
sub vertical slope



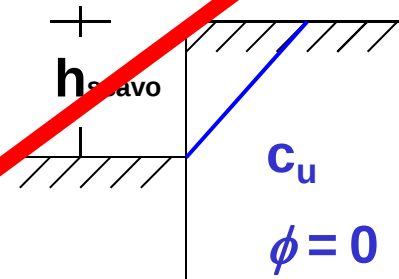




Stabilità degli scavi

h_{scavo} = altezza massima dello scavo

$$h_{scavo} = \frac{2c_{app}}{\gamma_t}$$



C_{app} = resistenza a taglio del terreno
per coesione apparente indotta da

SUZIONE

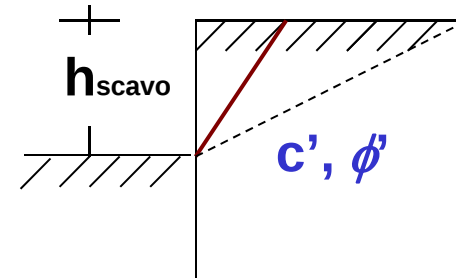
$$c_{app} = 60 \text{ KPa} , \gamma_t = 18.0 \text{ KN/m}^3 , h_s = 6.65 \text{ m}$$



Stabilità degli scavi a lungo termine

h_{scavo} = altezza massima dello scavo

$$h_{\text{scavo}} = \frac{2c'}{\gamma_t} \cdot \tan(45 + \phi / 2)$$

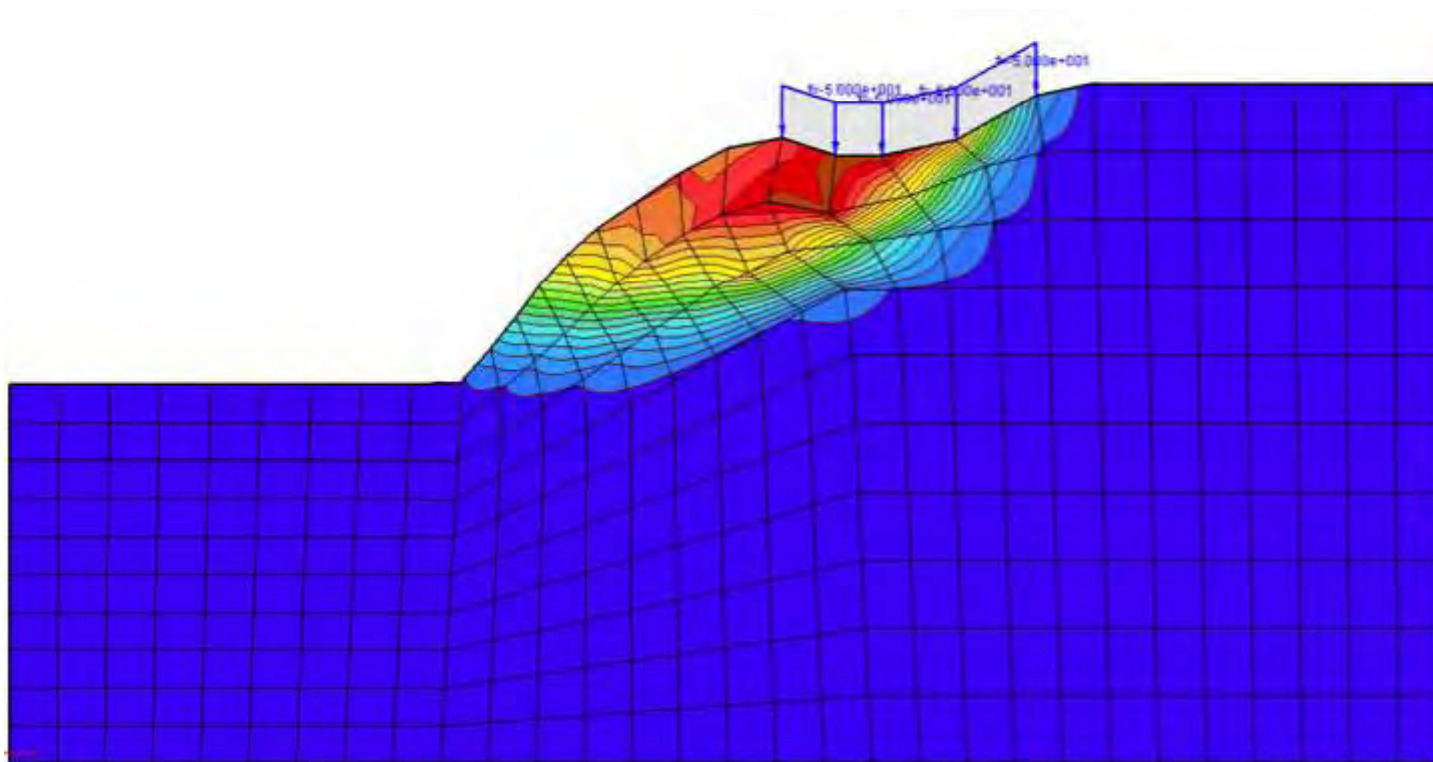


c', ϕ = parametri di resistenza a taglio del terreno
a lungo termine in condizioni **DRENATE**

$c' = 20 \text{ KPa}$, $\phi = 24^\circ$, $\gamma_t = 18.0 \text{ KN/m}^3$, $h_s = 3.35 \text{ m}$



Perdita di stabilità a lungo termine per riduzione della suzione





Proprietà del terreno - Suzione

In presenza di terreni coesivi (**limi ed argille**) le **condizioni di stabilità degli scavi** più **gravose** sono quelle **a lungo termine** quando **la saturazione** successiva all'esecuzione dello scavo può far **perdere la coesione apparente** indotta dalla suzione



Condizioni di sicurezza

- Durante la **fase di scavo** le condizioni di sicurezza più gravose nei terreni a **grana fine** si verificano a **lungo termine**, a seguito di una possibile modifica delle condizioni di saturazione che riducono e/o eliminano la **coesione apparente** indotta dalla **suzione** nel terreno e la pressione efficace in condizioni non drenate.



Proprietà del terreno parzialmente saturo

La **suzione** nei terreni a grana fine fornisce una **coesione apparente** in condizioni di **parziale saturazione**. Si manifesta in una azione attrattiva che serra tra loro i grani inducendo un incremento di pressione efficace e quindi di resistenza a taglio.

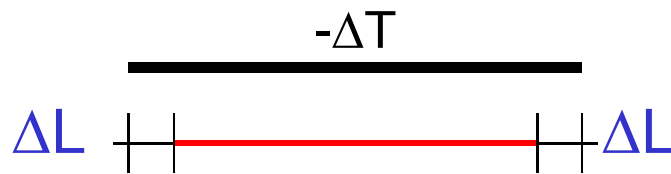
L'effetto sui grani della **suzione** consiste in una **riduzione di volume** del terreno, che si manifesta sotto forma di **ritiro**

Se la **variazione volumetrica** è **impedita** durante l'essiccamento insorgono per **congruenza** interna tensioni di **trazione** nel terreno

Se il grado di saturazione è ridotto le sollecitazioni possono superare la resistenza a trazione del terreno (**fessurazione**.)

Modello Meccanico Equivalente

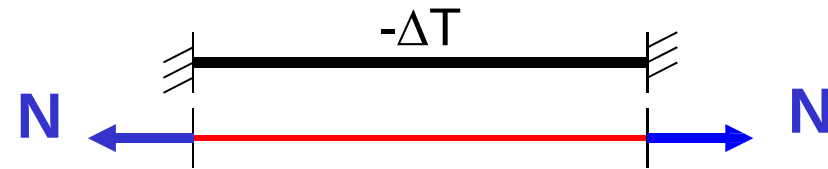
Terreno parzialmente saturo (riduzione di volume del terreno)



$$\Delta L = - \alpha L \Delta T / 2$$

Asta **libera** soggetta ad una variazione termica < 0 (riduzione di lunghezza)

Asta non sollecitata
Accorciamento max



$$N = EA \alpha \Delta T$$

Asta **vincolata** soggetta ad una variazione termica < 0 (riduz. lung. impedita)

Asta in trazione
Accorciamento nullo

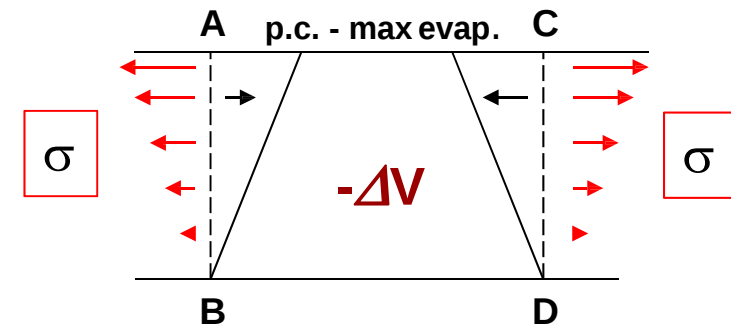
Modello Meccanico Equivalente (riduzione di volume del terreno)



Quando la **contrazione** è **impedita** insorge uno sforzo di **trazione (N)**.

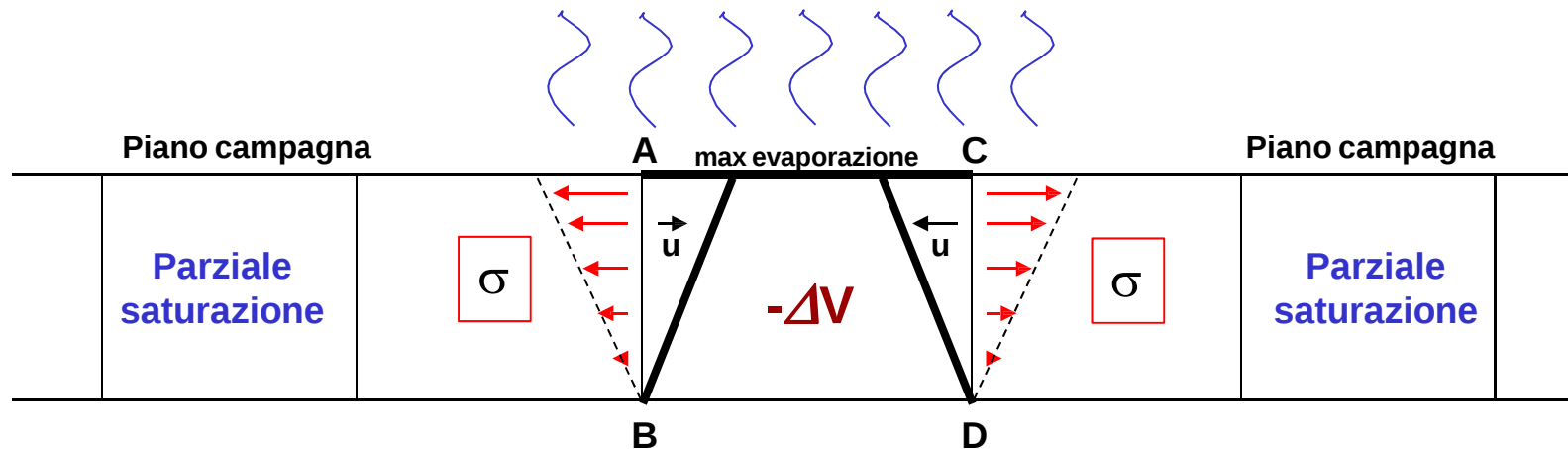
Se esso supera la **resistenza (R)** del materiale si produce la **fessurazione**

Si verifica poi lo **scarico tensionale** ed il **libero accorciamento** dell'asta



**Elemento di terreno
soggetto a trazione
indotta da suzione
(A-B ; C-D piani di simmetria
e di fessurazione)**

Modello Meccanico Equivalente (riduzione di volume del terreno)



Elemento di terreno
soggetto a trazione
indotta da suzione

Piani di traccia A-B e C-D

Stato iniziale: piani di simmetria
Stato finale: piani di fessurazione

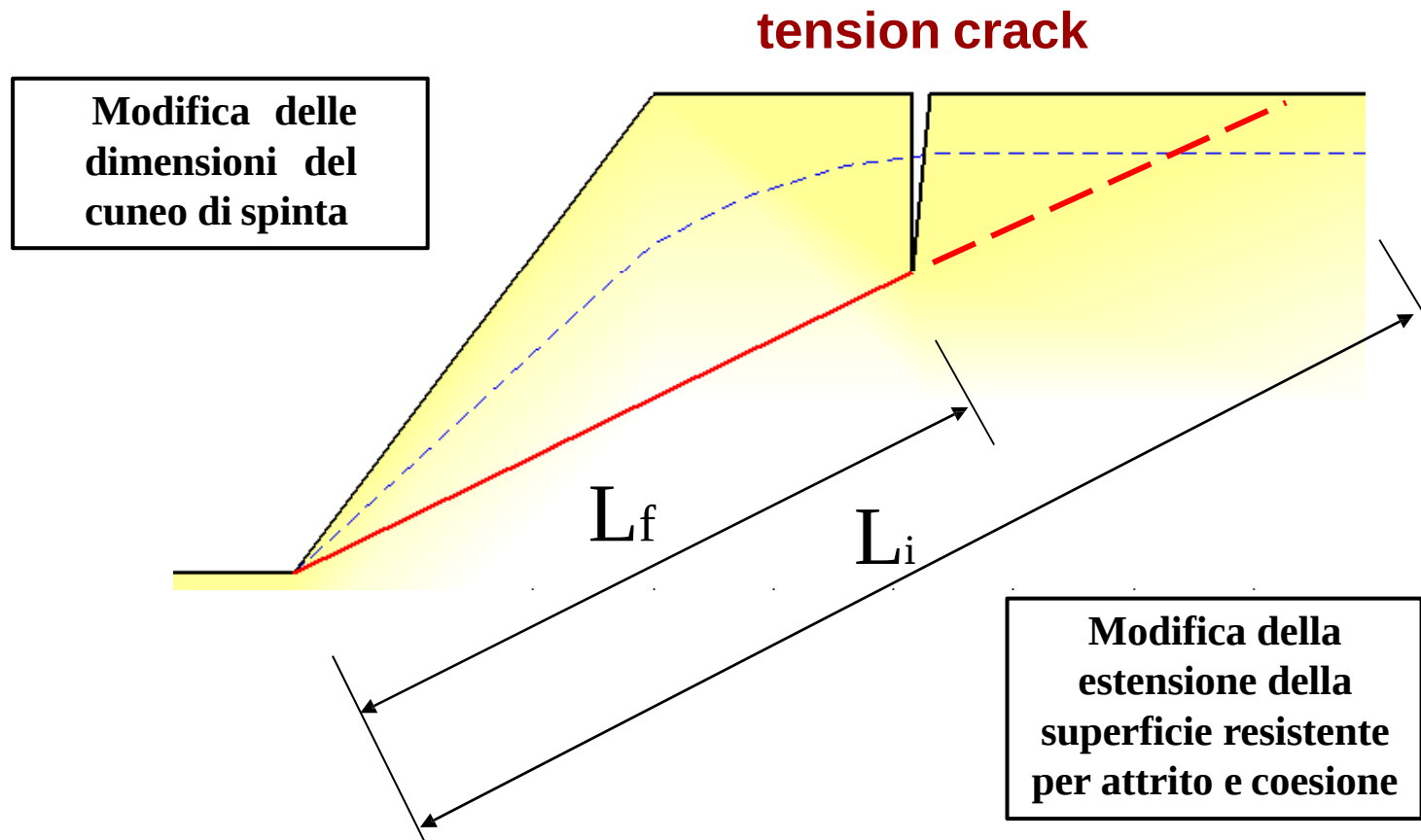


Se la **variazione volumetrica è impedita** insorgono tensioni di **trazione** che quando superano la **resistenza** del terreno ne producono la **fessurazione** (tension cracks)

Effetti della riduzione
di volume per suzione



Effetto della fessurazione sulla stabilità dei fronti di scavo



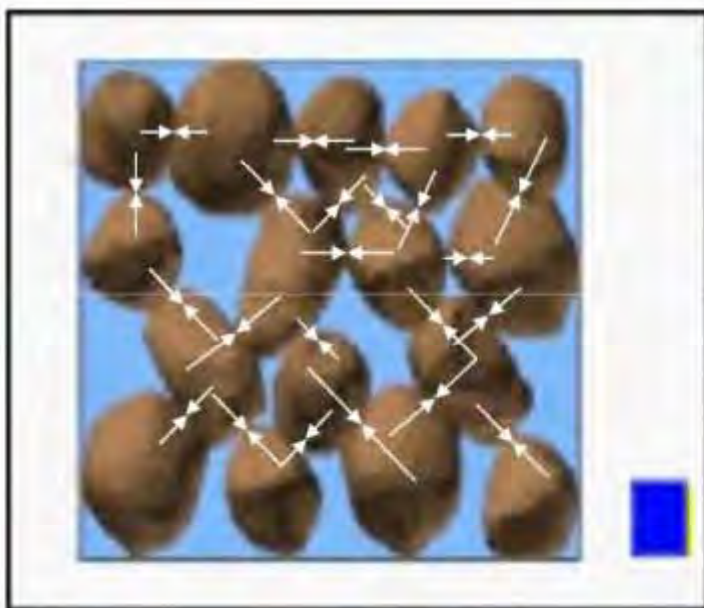
LIQUEFAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE

**INTERAZIONE TRA TERRENO
E ACQUA INTERSTIZIALE
IN CONDIZIONI SISMICHE**

**LIQUEFAZIONE DEI
TERRENI SOTTO FALDA**

Risposta dei terreni alle azioni impulsive

Meccanismo resistente - Pressioni efficaci



Un terreno granulare saturo è costituito da un insieme di grani a contatto tra loro e da acqua interstiziale

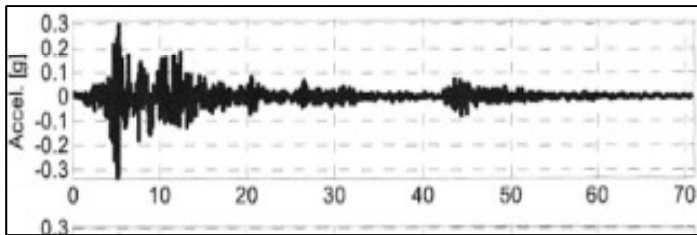
La resistenza è di tipo frizionale, dipende solo dalla tensione media di contatto (σ') e può essere espressa ad es. dalla relazione di Mohr-Coulomb:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi'$$

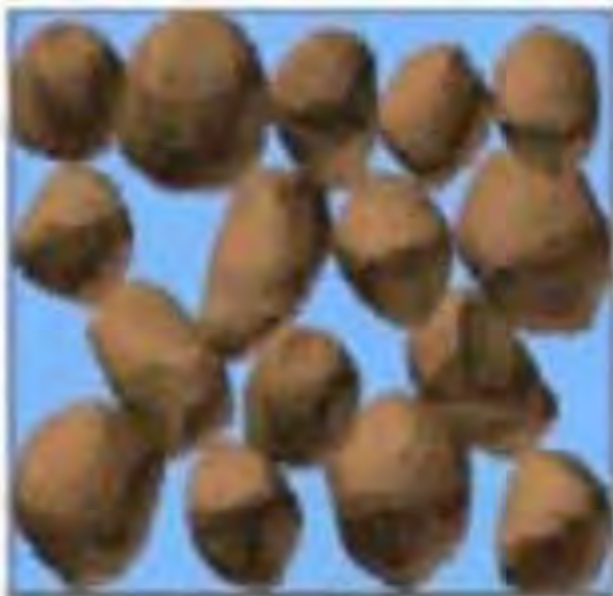
(σ : tensione totale; u : pressione interstiziale)

Azione sismica

Risposta dei terreni alle azioni impulsive



Liquefazione dei terreni



condizioni non drenate

⇒ l'acqua rimane intrappolata nei vuoti e la pressione interstiziale varia di Δu con conseguente variazione della resistenza al taglio:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' = (\sigma - u - \Delta u) \operatorname{tg} \varphi'$$

Se la deformazione di taglio γ indotta dalla sollecitazione è maggiore di γ_v la Δu media è progressivamente crescente
⇒ la **resistenza al taglio può ridursi** drasticamente fino ad annullarsi (per $\Delta u = \sigma'_{\text{iniziale}}$) e il terreno tende a comportarsi come un fluido viscoso

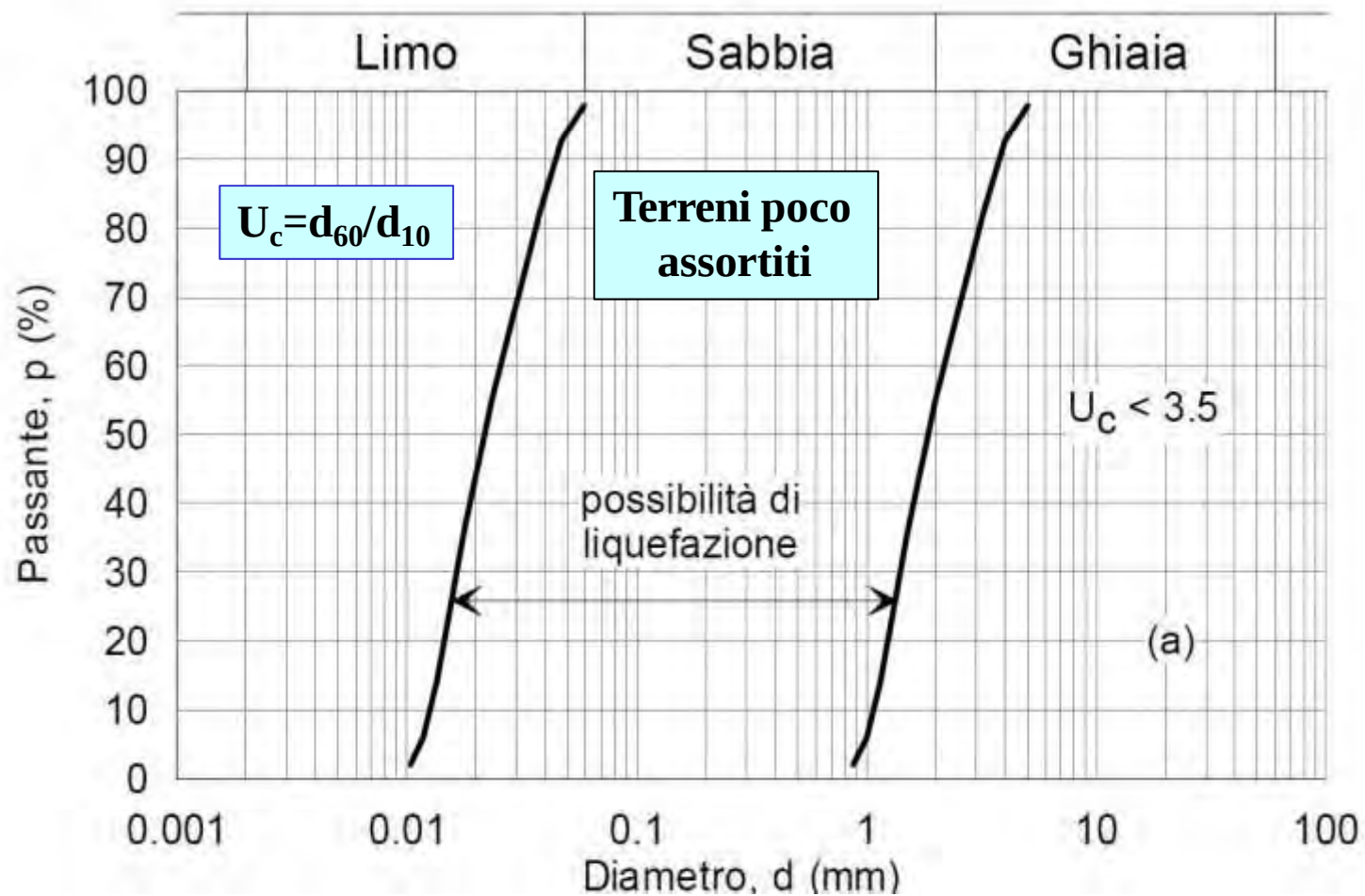
Risposta dei terreni alle azioni impulsive

A fronte della azione sismica solo la **ghiaia** mantiene un **comportamento** che si può ritenere **drenato** essendo i tempi di dissipazione delle sovrappressioni molto bassi.

Le **sabbie** manifestano un **comportamento non drenato** dato che il periodo delle oscillazioni sismiche, dell'ordine di 0.2-0.5 sec, è molto più breve dell'intervallo di tempo necessario per il drenaggio delle sovrappressioni.

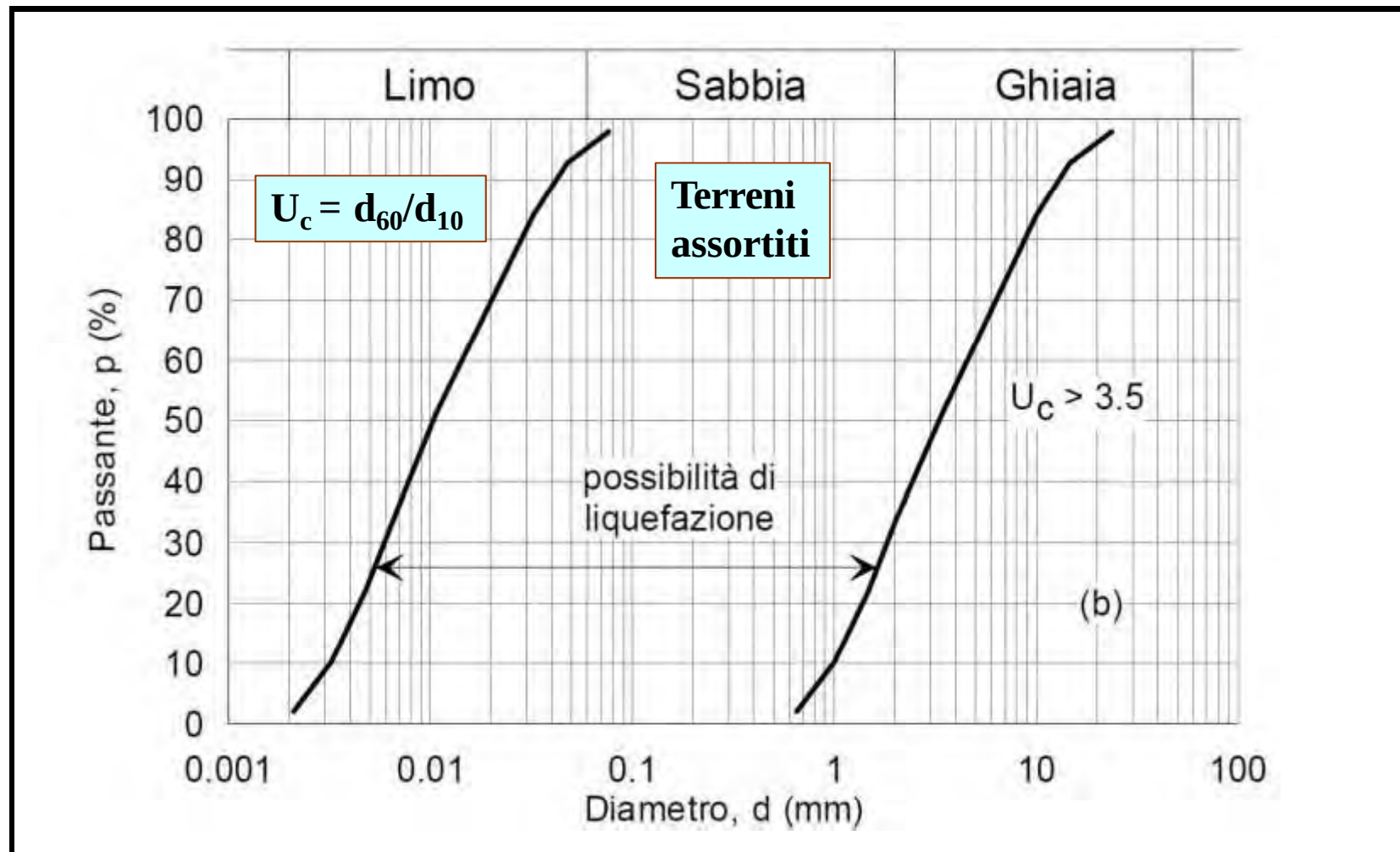
Limi e argille sono invece escluse dal fenomeno della liquefazione in quanto la coesione tra i grani tende ad contrastarne il distacco, condizione che si manifesta a seguito dell'annullarsi delle tensioni efficaci.

Azione Sismica



Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione – $U_c < 3.5$

Azione Sismica



Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione – $U_c > 3.5$

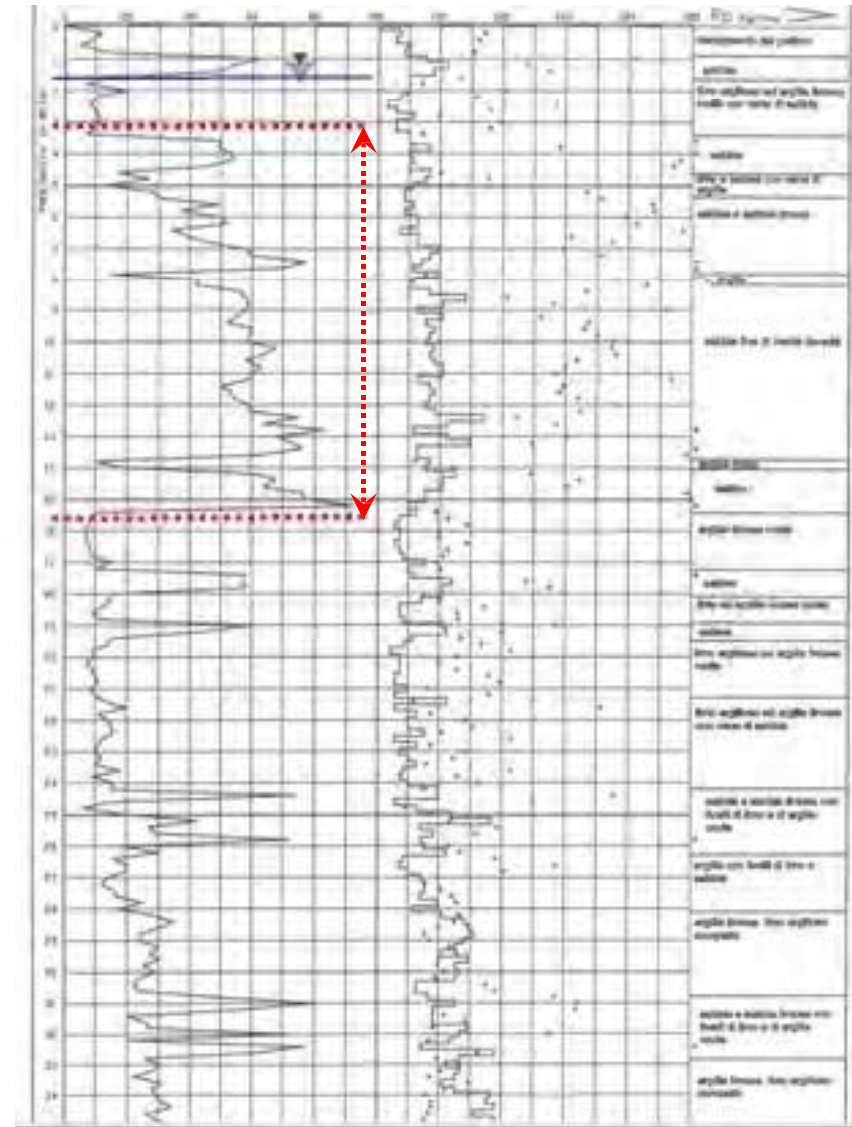
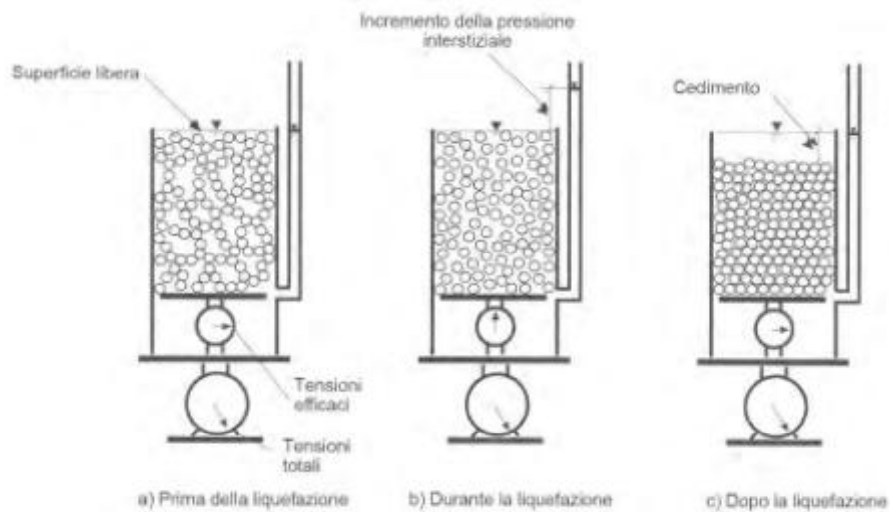
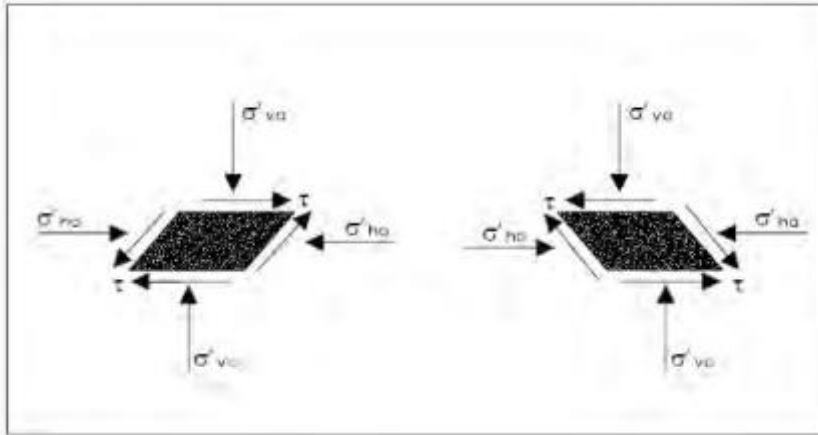
Azione Sismica



Percuotendo un secchio pieno di sabbia immersa in acqua si produce la liquefazione del terreno

Azione sismica

Liquefazione dei terreni sotto falda



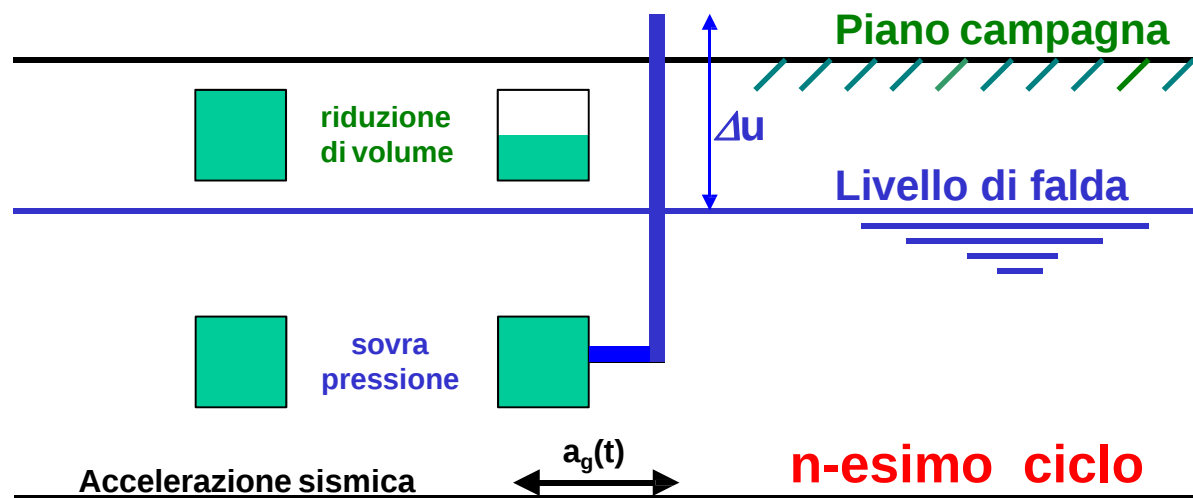
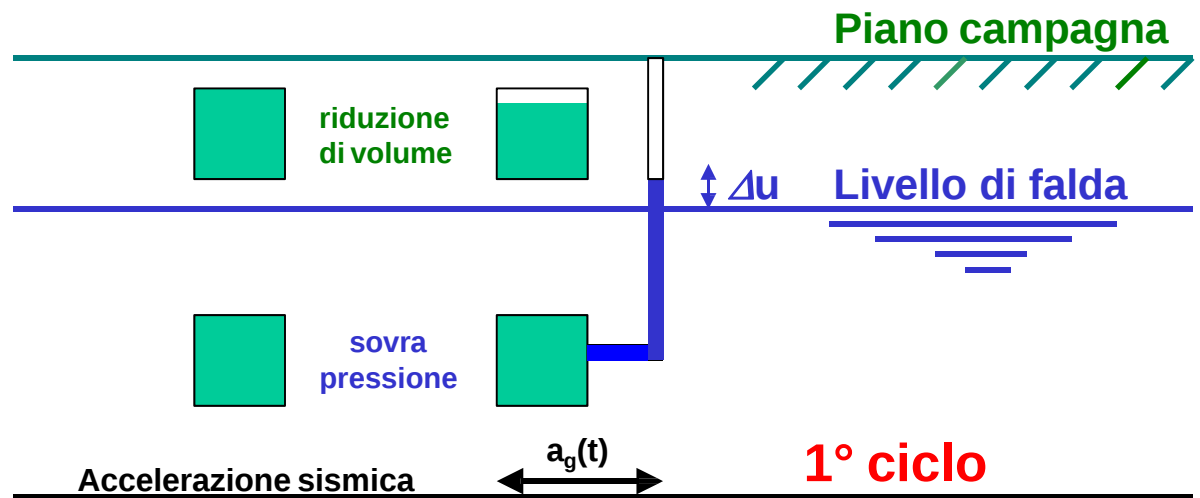
Azione sismica

Per effetto del sisma la **sabbia posta sopra la quota** di falda **si addensa andando ad occupare un volume via via minore** al crescere del numero dei cicli sismici impressi al terreno.
(**effetto bustina di zucchero**)

Sotto falda invece questa riduzione di volume non é libera di avvenire in quanto l'acqua non può fluire in virtù delle condizioni al contorno (**vincolo cinematico**). Nasce perciò una **sovrappressione interstiziale** cui intensità aumenta al crescere del numero di cicli (v. prova triassiale ciclica).

Se la **sovrappressione** Δu così generata **eguaglia la pressione efficace pre-esistente in sito**, **la resistenza a taglio del terreno si azzerà** completamente, trasformandosi in una **sabbia mobile**.

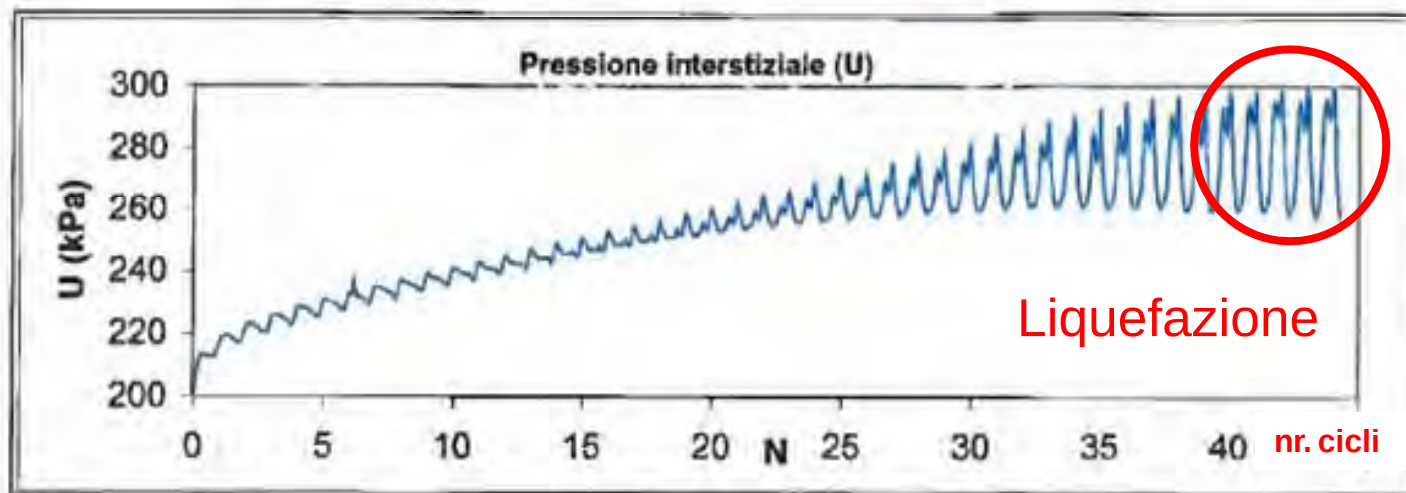
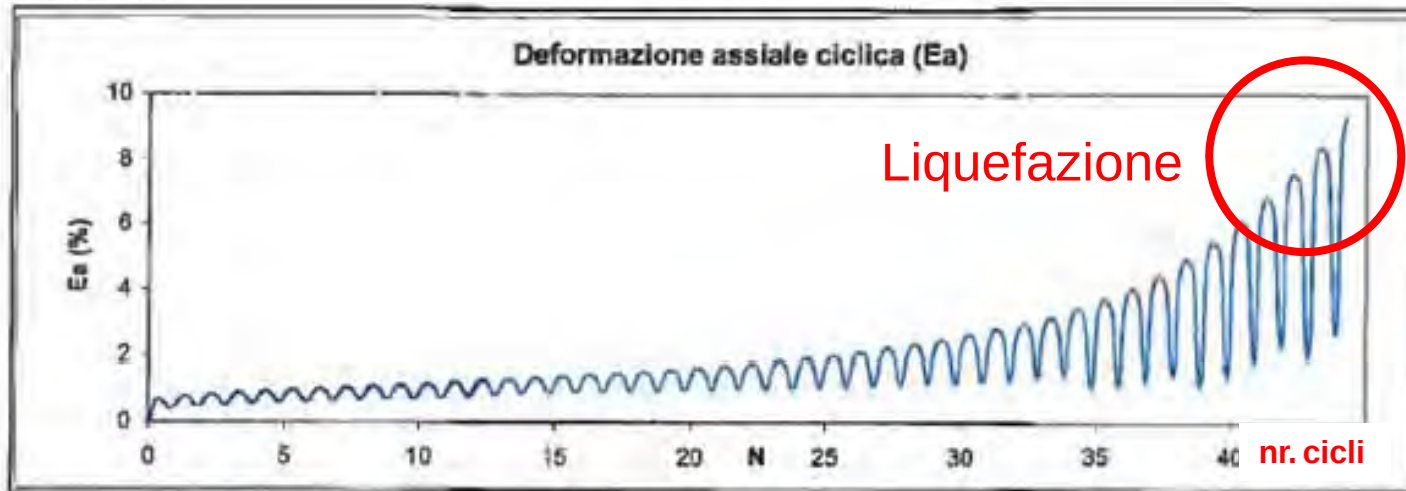
Azione sismica



Azione sismica

PROVA TRIASSIALE CICLICA A CARICO CONTROLLATO (ASTM D5311)

Provino 1



Azione sismica

Liquefazione dei terreni

Sotto l'effetto dell'azione sismica si genera nei terreni sotto falda una sovra pressione indotta dalla accelerazione sismica impressa alla fase fluida.

La tensione efficace agente in condizioni statiche tra i grani si riduce di una analoga quantità cosicché la resistenza a taglio nei terreni a grana grossa diviene:

$$\tau = (\sigma'_{v,st} - \Delta u) \cdot \tan \phi$$

Quando la sovra pressione Δu eguaglia la tensione efficace pre-esistente ($\sigma'_{v,st}$) il terreno perde la sua resistenza a taglio ($\tau=0$) e con essa qualsiasi capacità portante comportandosi alla stregua di una sabbia mobile.

Azione sismica

Liquefazione dei terreni sotto falda



Perdita di capacità portante per liquefazione

Liquefazione dei terreni

7.11.3.4.2 *Esclusione della verifica a liquefazione*

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{cIN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Azione Sismica

Resistenza ciclica alla Liquefazione

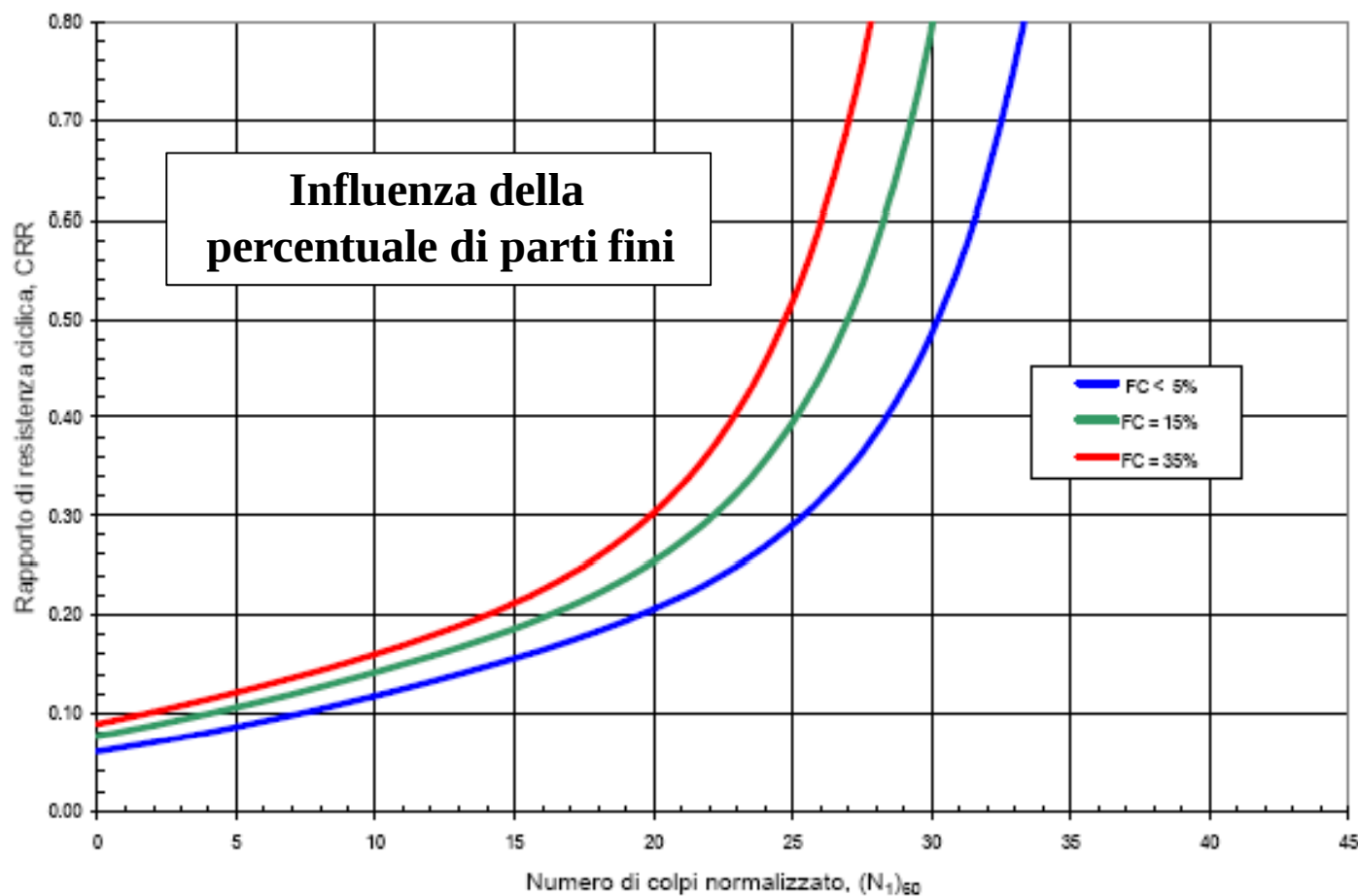


Fig. 31 – Resistenza a taglio ciclica in funzione della resistenza alla punta normalizzata

Fig. 31 – Cycle Soil shear resistance vs normalized number of blow.

Verifica alla Liquefazione

$$CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}} > CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{S_a_g}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d$$

Resistenza Ciclica > Sollecitazione Ciclica

$$F_s = CRR/CSR \quad F_L = 1 - F_s \quad \text{per } F_s < 1$$

$$F_L = 0 \quad \text{per } F_s > 1$$

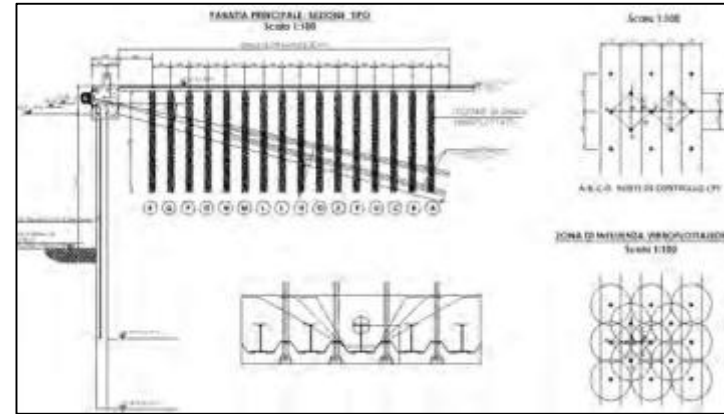
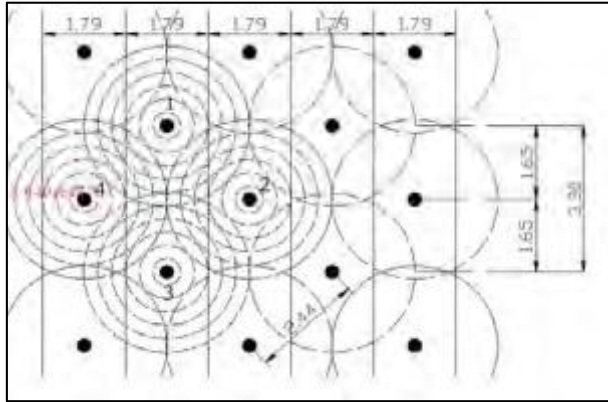
Indice del Potenziale di Liquefazione

Tab. II – Correlazione tra Indice I_L e Rischio di liquefazione

Tab. II – Correlation between I_L Index and Risk of Liquefaction

Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
$0 < I_L < 5$	Basso
$5 < I_L < 15$	Elevato
$I_L > 15$	Molto elevato

Azione sismica



INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEL TERRENO

VIBROFLOTTAZIONE – Compattazione profonda

COLONNE DI GHIAIA – Dissipazione sovra pressioni

s = interasse dei dreni

d = diametro dei dreni

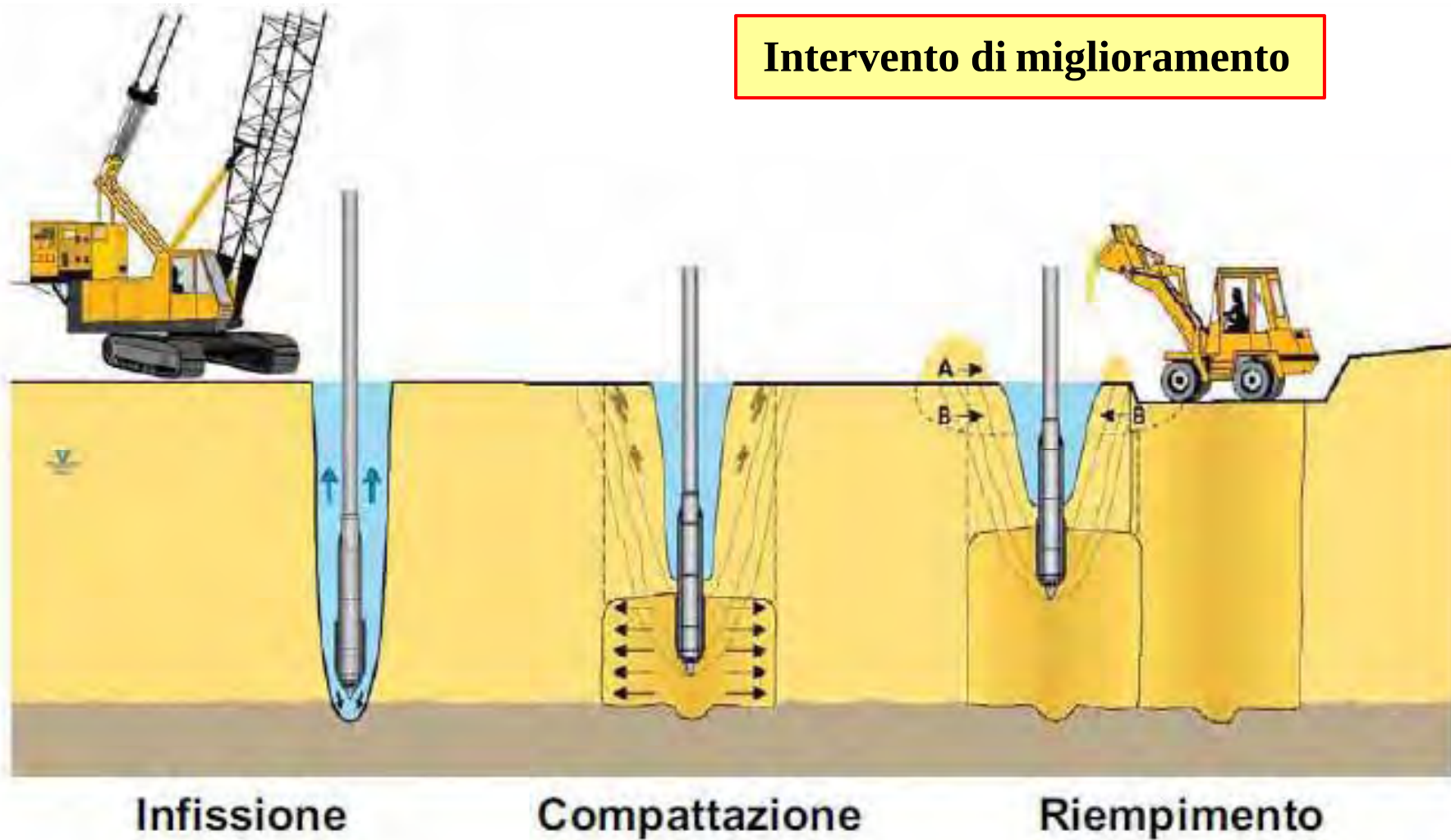
e_o = indice dei vuoti iniziale

e = indice dei vuoti finale

$$s = \frac{d}{2} \sqrt{\frac{\pi(1+e_o)}{(e_o - e)}}$$

Azione sismica

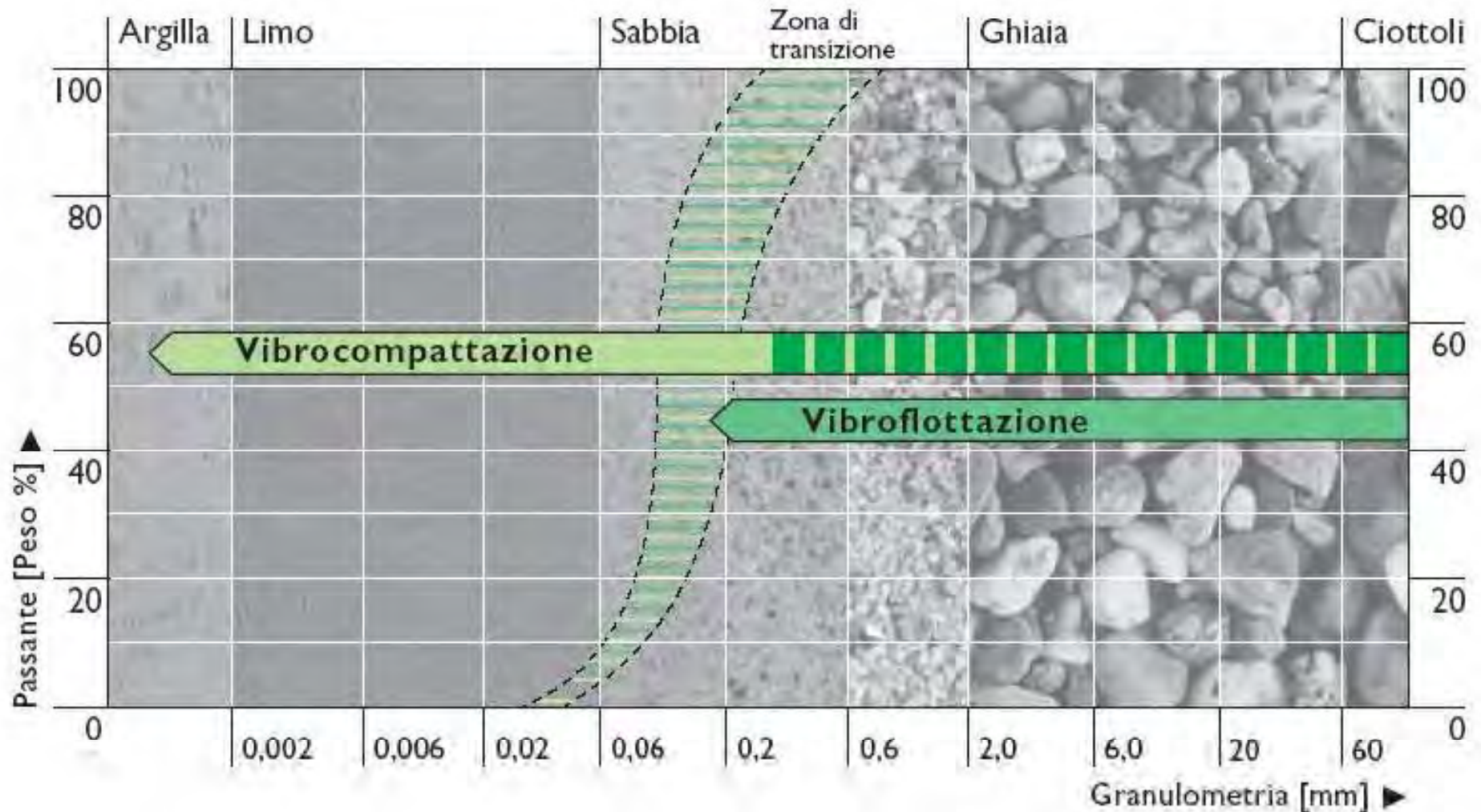
Intervento di miglioramento



Vibroflottazione = Compattazione profonda

Azione sismica

Compattazione profonda del terreno



Azione sismica

Vibroflottazione



Cono di depressione

Azione sismica

VIBROFLOTTAZIONE



riempimento

Caso di studio

Vibroflottazione dei terreni

a tergo di una banchina

Pialassa Piomboni

Porto di Ravenna

Case Histories



Fig. 1 – Vista area del sito
Fig. 1 – Aerial view of the site

Case Histories

Banchina SAIPEM - COLACEM



Vista da terra del palancolato



Fasi di infissione del palancolato

Case Histories

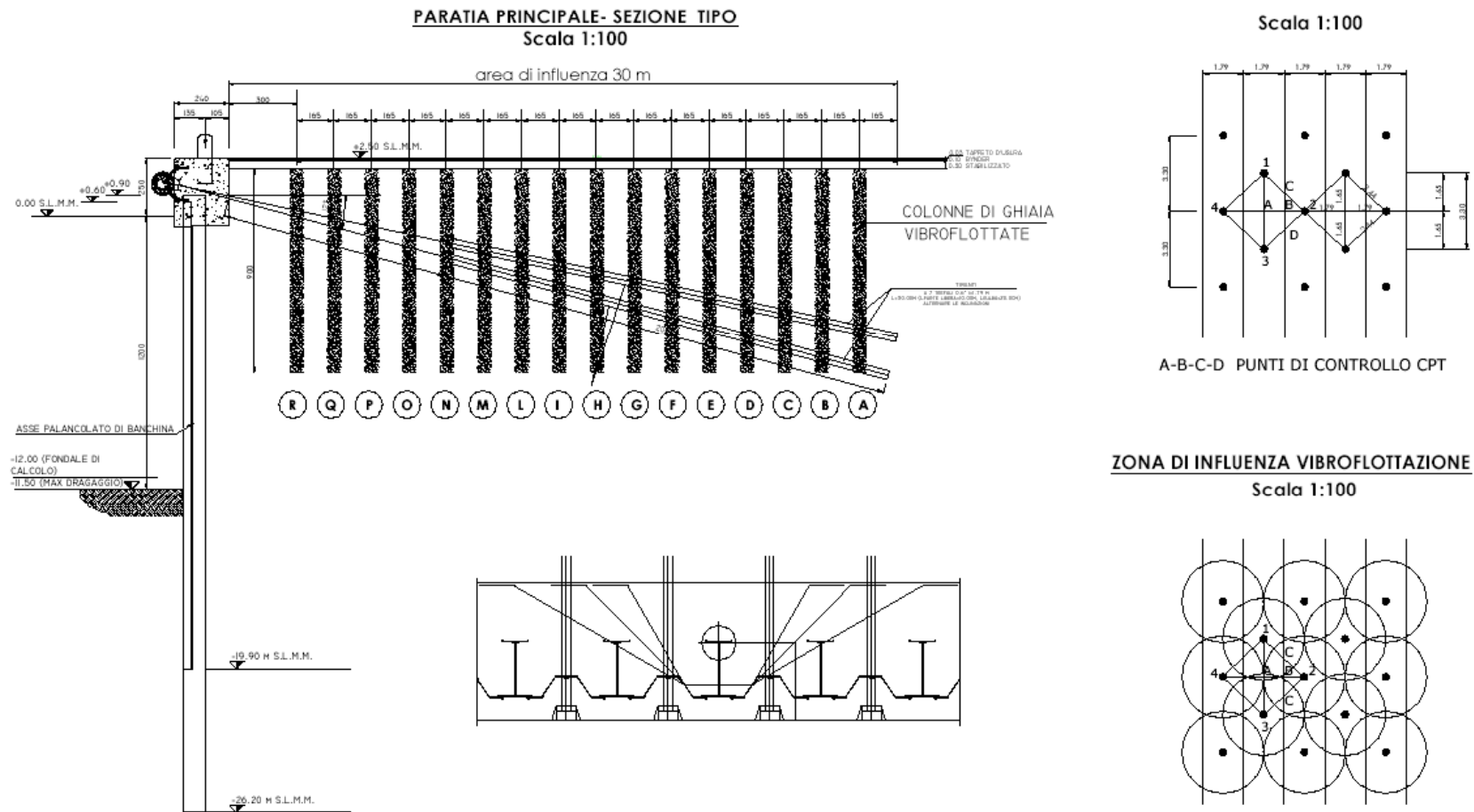
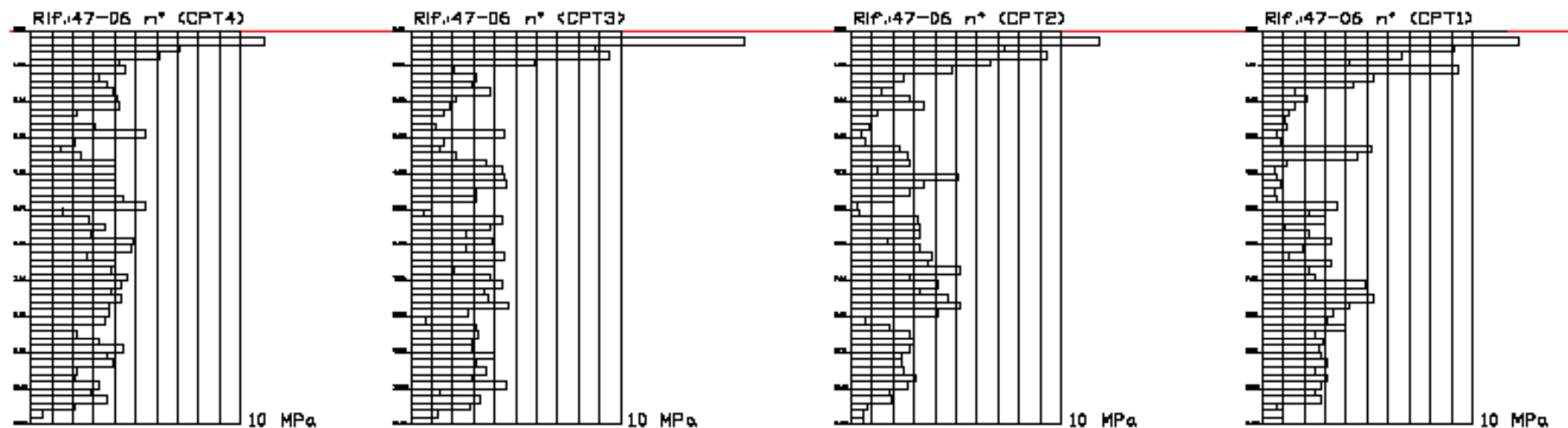


Fig.2 – Sezione tipica della banchina con indicazione della posizione delle colonne di ghiaia
Fig. 2 – Cross section of the bulkhead with locations of the stone columns

Case Histories



Case Histories

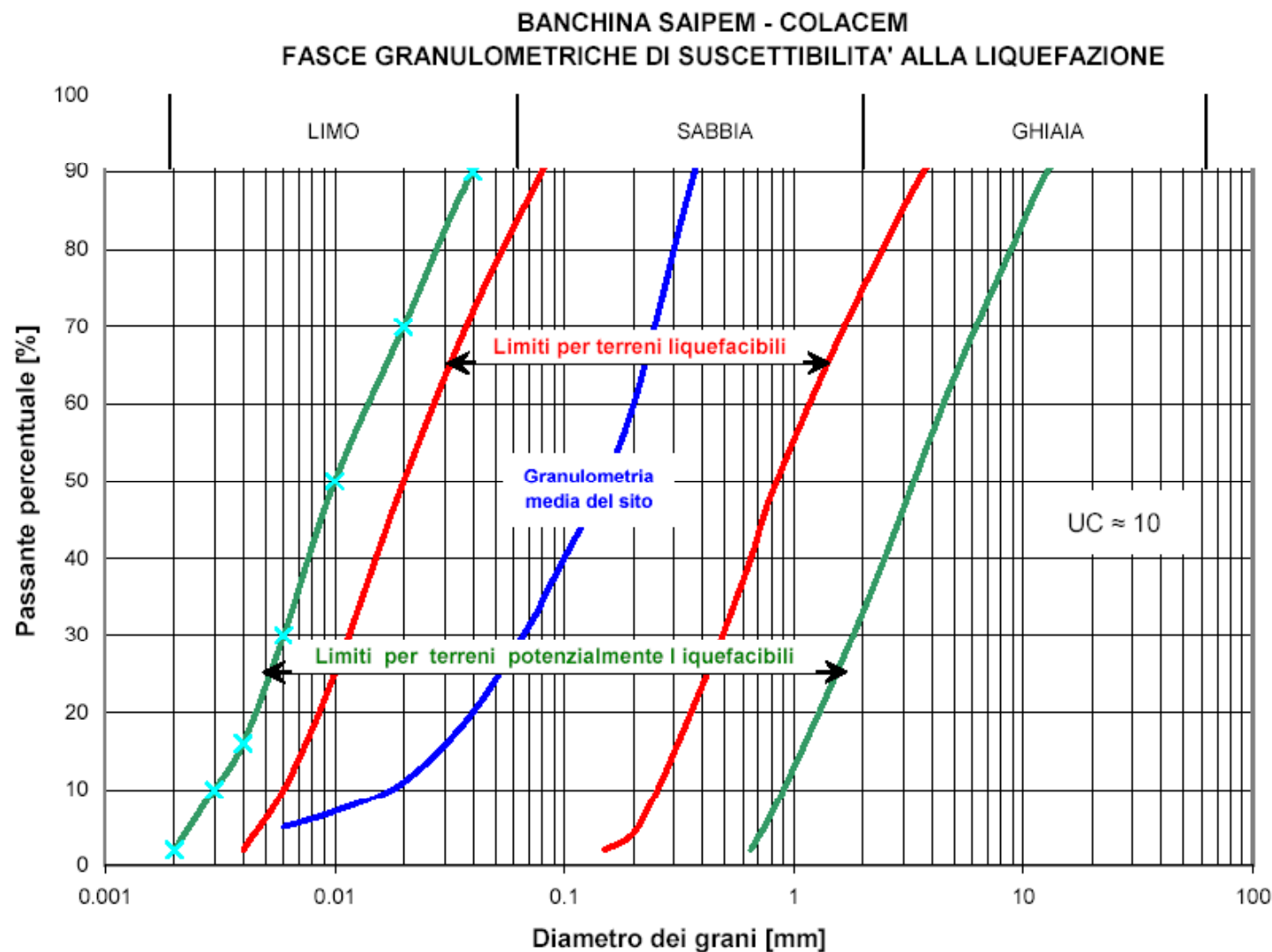
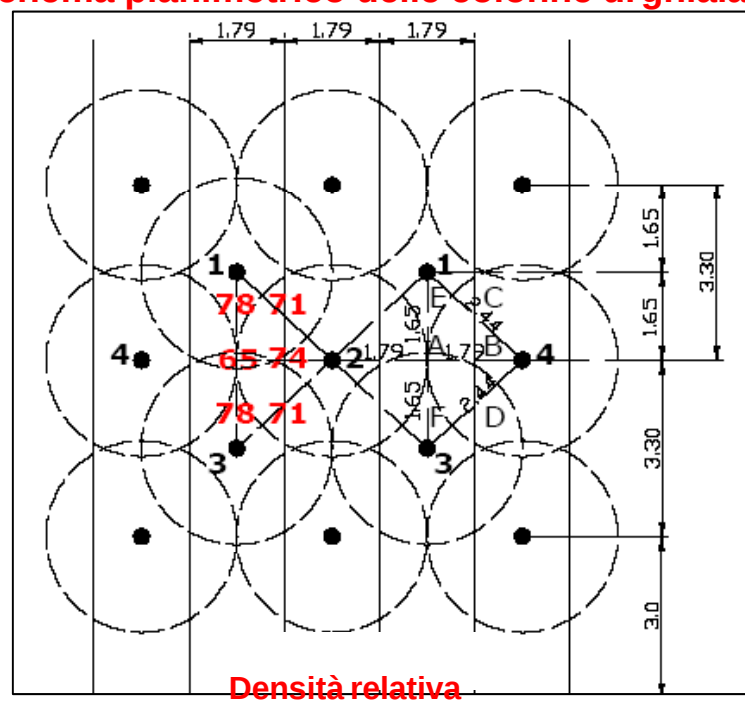
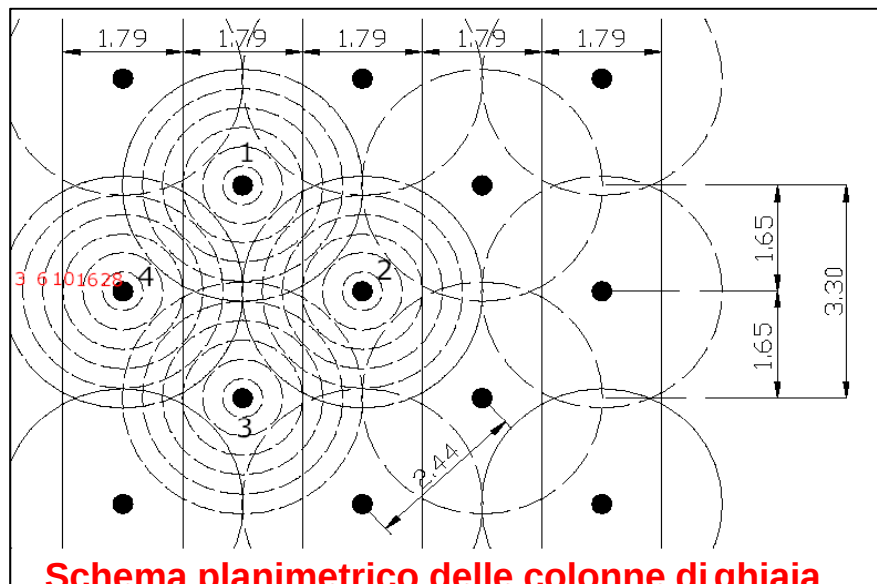
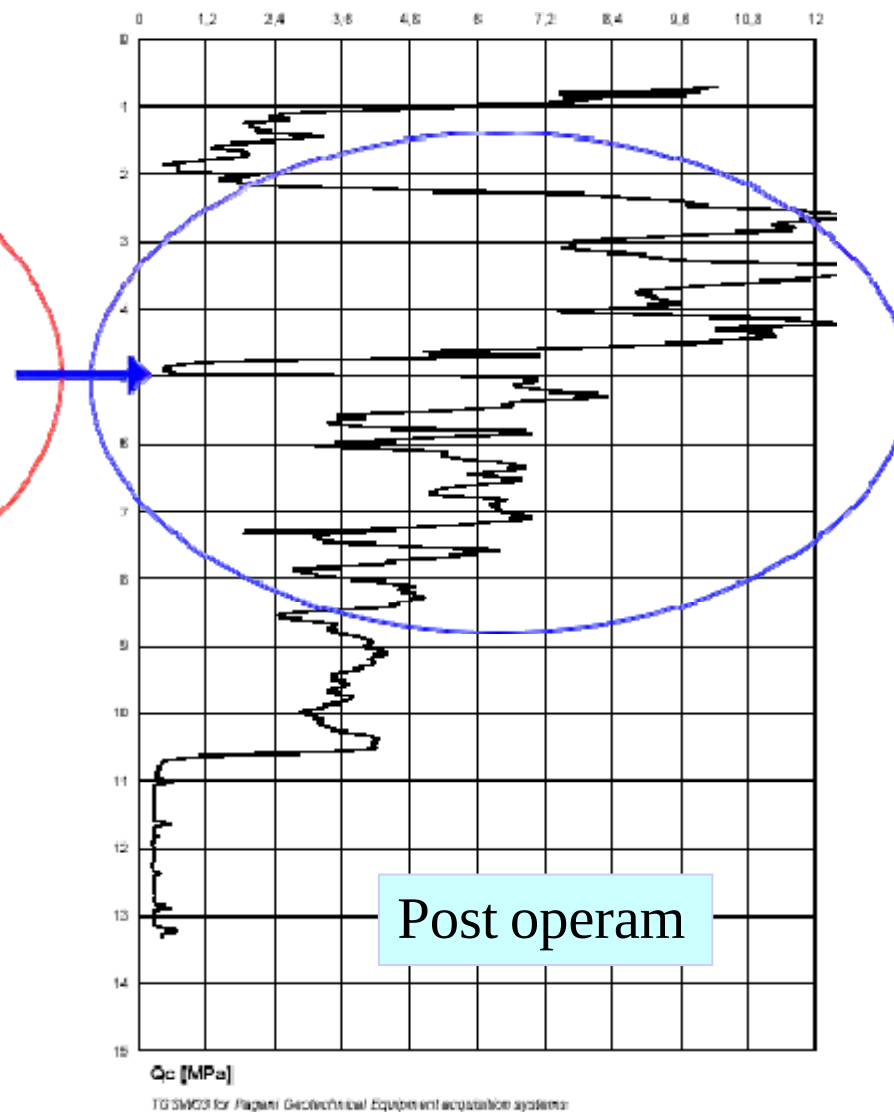
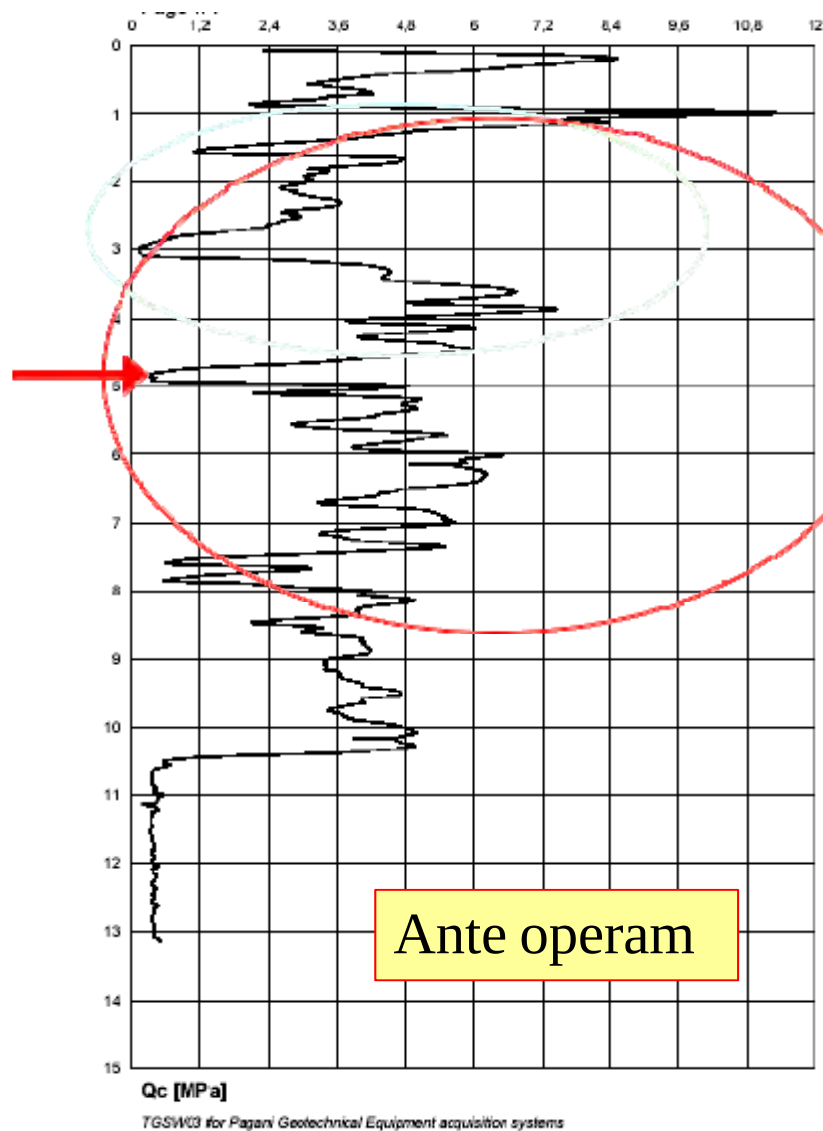


Fig. 30 – Fasce granulometriche suscettibili alla liquefazione e granulometria del sito
Fig. 30 – Liquefaction limit curves and size distribution curves of the site

Case Histories



Case Histories



RESISTENZE PENETROMICHE ANTE E POST OPERAM

Case Histories

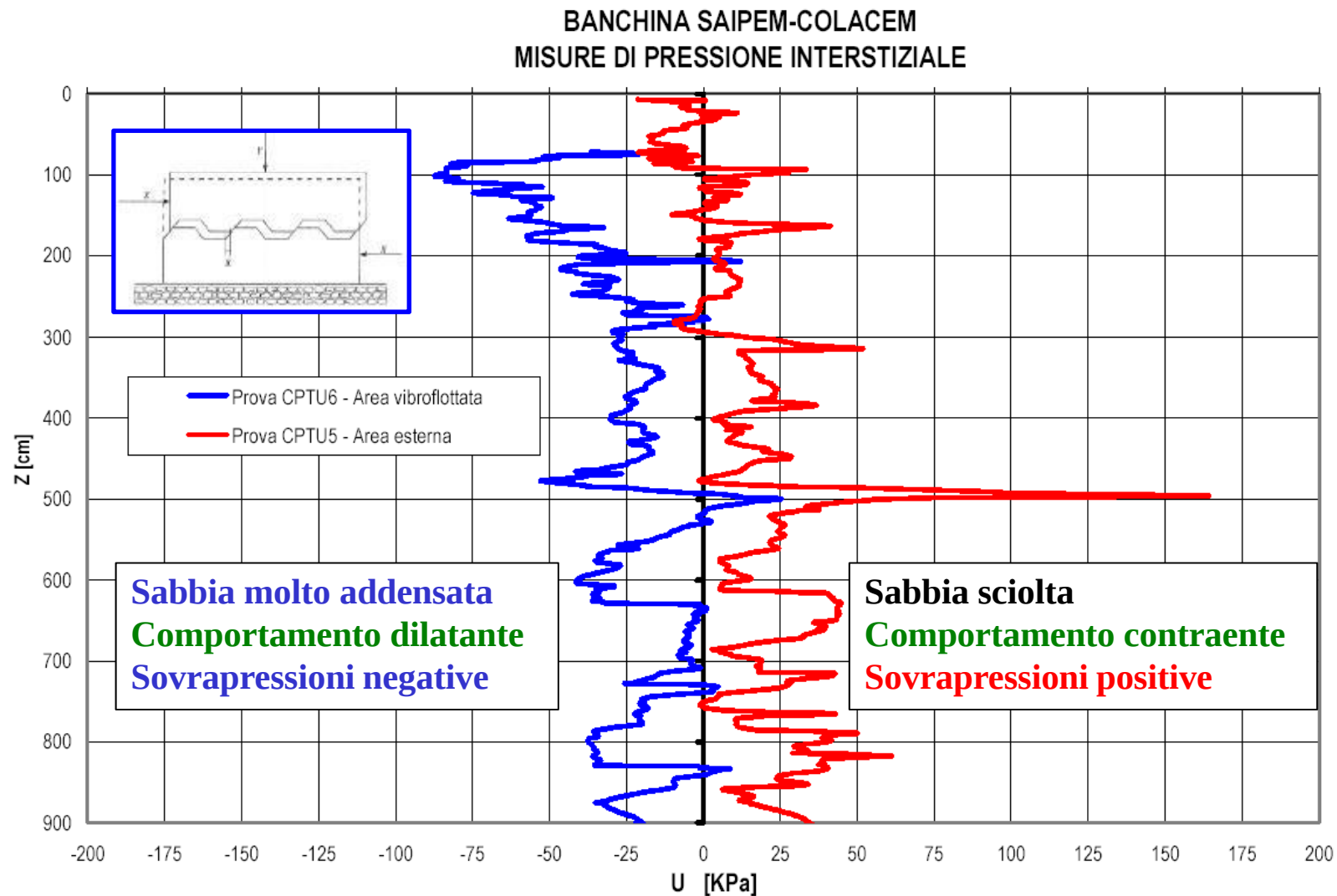
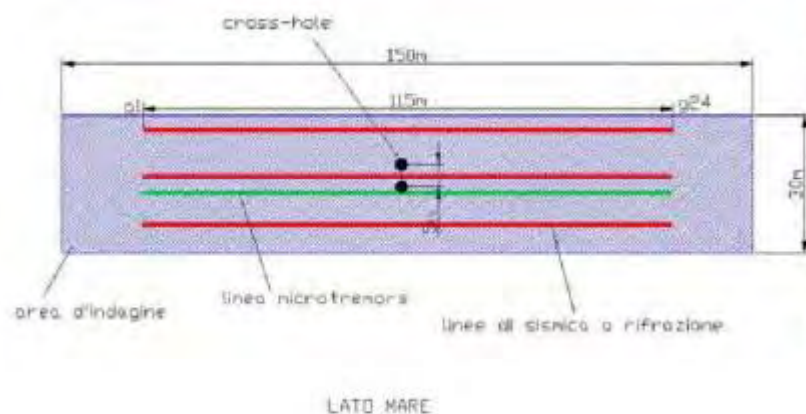
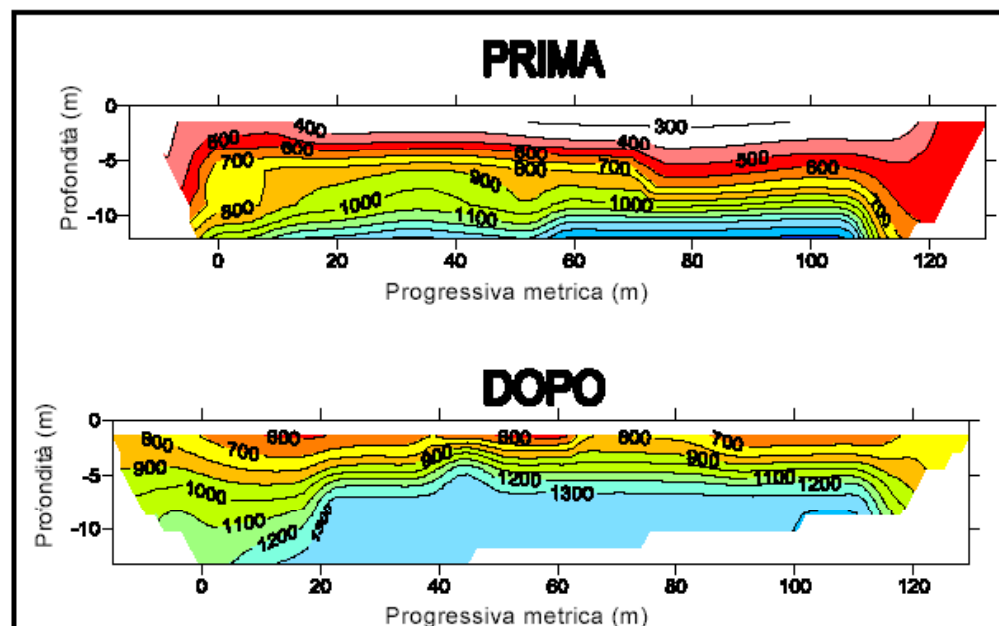


Fig. 18 – Misure di pressione interstiziale nell'area vibroflottata (CPTU6) e nell'area esterna non trattata (CPU5)
Fig. 18 – Pore pressure measures in the compacted zone (CPTU6) and out of the compacted zone (CPU5)

Case Histories

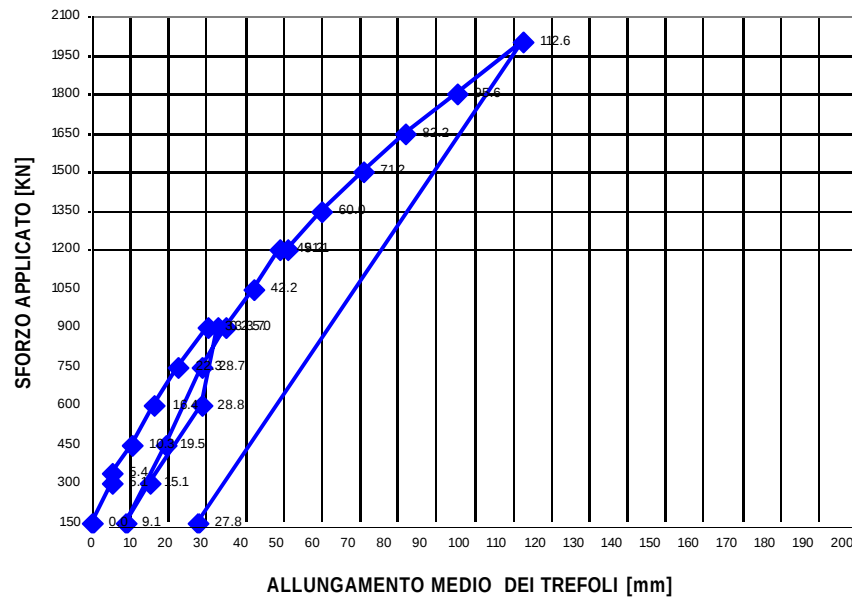


**SISMICA A
RIFRAZIONE**

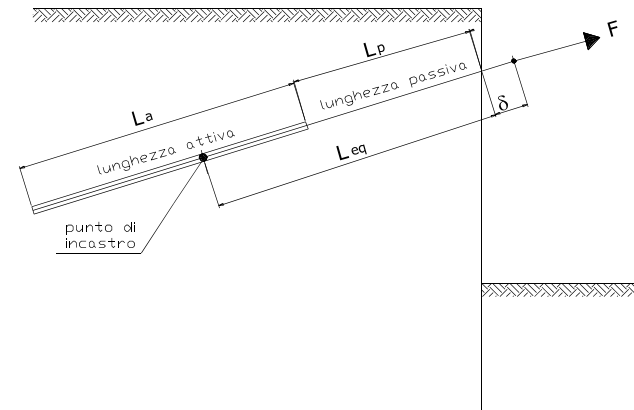


Case Histories

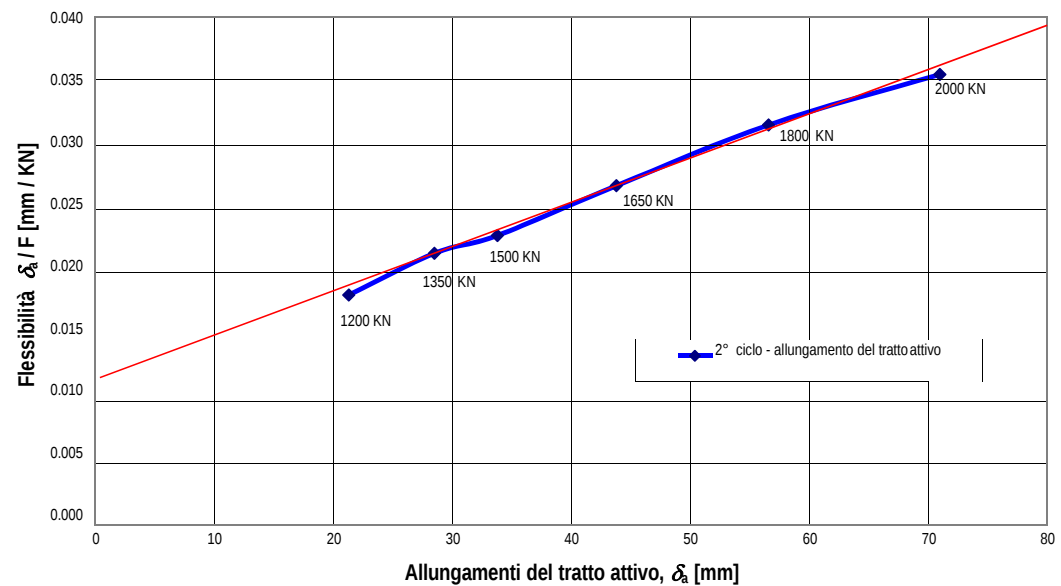
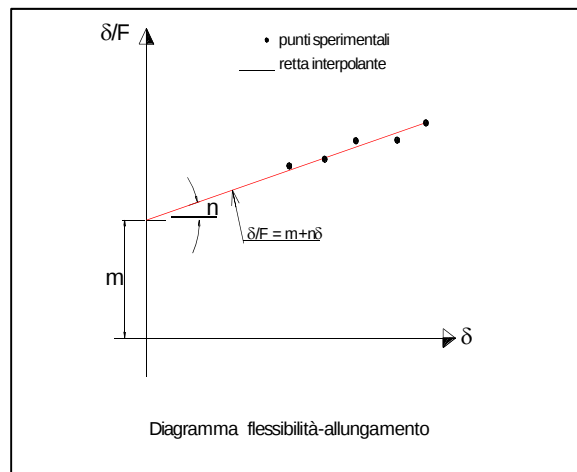
BANCHINA SAIPEM-COLACEM - TIRANTE DI PROVA NR. 1



Prove a trazione dei tiranti



BANCHINA SAIPEM - COLACEM. TIRANTE DI PROVA NR. 2
METODO DELL'INVERSA PENDENZA



Case Histories



Fig. 33 Fase di tesatura di un tirante di prova
Fig. 33 Load Test Operations

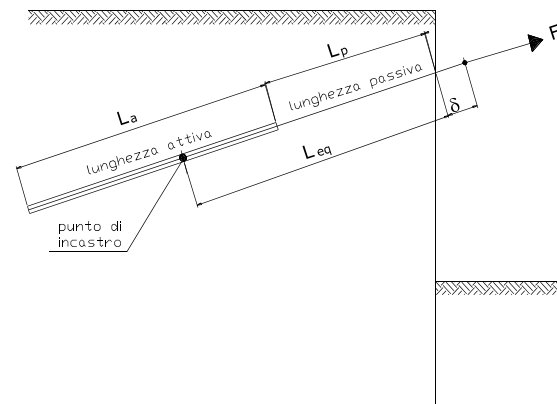


Fig .34 Lunghezza libera equivalente del tirante
Fig .34 Equivalent free length of the anchor.

Tab. IV Stima della capacità portante dei tiranti di prova con il metodo dell'inversa pendenza
Tab. IV Evaluation of the ultimate load of the test anchors by means of the Inverse Slope Method

Tirante	Carico max di prova [KN]	Carico asintotico F_u [KN]	Carico limite $[2\delta]$ [KN]	Nota
1	2000	2717	2445	Terreno vibroflottato
2	2000	2681	2413	Terreno vibroflottato
3	1350	1350	1215	Terreno non trattato

CONCLUSIONI

VALIDAZIONE E SPERIMENTAZIONE

Nello studio dei problemi riguardanti i terreni l'ingegnere, trovandosi al cospetto dello sterminato numero di stati che la natura presenta, spesso complessi e per di più mutevoli nel tempo a causa di fenomeni viscosi e di variabile presenza di acqua, trae grande aiuto dai confronti con casi simili, dalle prove sul posto e in laboratorio, e soprattutto dal senso che è possibile acquisire soltanto attraverso l'esperienza.

*Piero Pozzati. “ Teoria e Tecnica delle Strutture “ ,Vol. 1,
Cap. III – “Azioni dovute al terreno “ - Ed. UTET - Torino*

GRAZIE PER L'ATTENZIONE