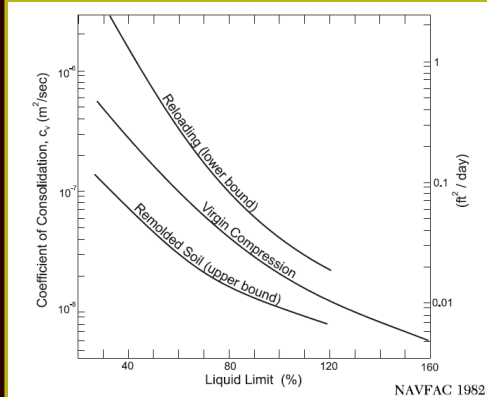


Idrogeotecnica dei Geosistemi a Bassa Permeabilità

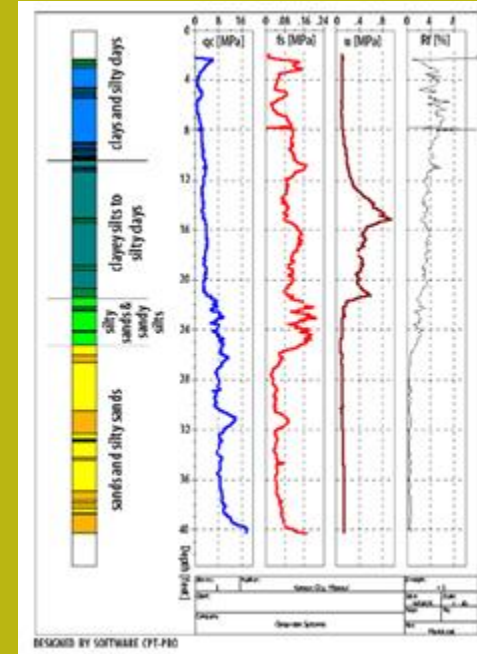


Dr. Lorenzo Borselli
Instituto de Geología
Facultad De Ingeniería, UASLP, Mexico
Docente di Geotecnica e Engineering Geology

lborselli@gmail.com

Lorenzo.borselli@uaslp.mx

<https://www.lorenzo-borselli.eu>



Programma



ogt
ORDINE dei
GEOLOGI della
TOSCANA

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA
FONDAZIONE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA



fgt
Fondazione
dei Geologi
della Toscana

Webinar

TITOLO: Idrogeotecnica dei Geosistemi a Bassa Permeabilità

Date: 21 e 28 settembre, 5 ottobre 2023

Referenti Organizzativi: Dott.ssa Geol. Elisa Livi

Relatori: il corso sarà tenuto dal Dott. Geol. Lorenzo Borselli. Il Dott. Borselli è dal 2011 Full Professor di Geotecnica e Engineering Geology presso la Facoltà di Ingegneria, Università Autonoma di San Luis Potosí (UASLP); San Luis Potosí, Messico. Già ricercatore CNR-IRPI(1997-2011) e responsabile della sezione IRPI di Firenze (2009-2011), Visiting Professor dal 2018 al Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Firenze. Dal 2021 è Ricercatore associato al CNR-IRPI (Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, Perugia, Italia) dove collabora a progetti congiunti sulla suscettibilità e modellistica dei fenomeni franosi.

Obiettivi Formativi

Obiettivi formativi: L'obiettivo del corso è dare un inquadramento teorico e metodologico, con esempi pratici, ai problemi di modellazione idrologica e geotecnica dei geosistemi (suoli, sedimenti, rocce, rockfills, ammassi rocciosi) a bassa permeabilità con riferimento a casistiche e applicazioni pratiche. I geosistemi a bassa permeabilità e capacità di infiltrazione costituiscono una sfida nella modellistica e nelle applicazioni dove la stima di parametri idrologici e geotecnici è fondamentale per una corretta progettazione di opere di ingegneria civile e nella valutazione del rischio idrogeologico. La infiltrazione dell'acqua nei vari tipi di geosistemi, e ed il successivo moto di filtrazione, è associato a una dinamica rilevante delle proprietà fisiche dei differenti geomateriali secondo differenti e consolidate teorie e modelli come: capacità di infiltrazione variabile nel tempo, moti di filtrazione non stazionari, resistenza al taglio variabile nel tempo e nello spazio. Tuttavia esistono campi poco noti delle proprietà dei sistemi a bassa permeabilità che hanno una profonda influenza in diversi campi come: la teoria della consolidazione applicata alla stabilità dei pendii, la scelta dei criteri di rottura idonei (resistenza al taglio in condizioni drenate e non drenate), la capacità di infiltrazione e saturazione (es. generazione di falde sospese superficiali temporanee), le proprietà dicotomiche temporali dei suoli a bassa permeabilità (es. suoli espansivi e /o dispersivi), la gestione delle incertezze parametriche dei parametri di permeabilità e infiltrazione alla luce delle NTC2018/EC-7. Verranno trattate le tecniche di misura, e stime nei differenti tipi di geosistemi a bassa permeabilità e capacità di infiltrazione (es. permeabilità da prove di consolidazione, drip infiltrometro portatile, stime da prove CPTu e prove a dissipazione). La teoria verrà accompagnata da casistiche con applicazioni reali che vanno dalle tecniche di misura e stima della permeabilità e della capacità di infiltrazione alla inferenza statistica delle misure gestione della incertezza, alle applicazioni nella definizione di modelli idrologici superficiali e geotecnici del sottosuolo nel quadro delle NTC 2018/EC-7. In alcuni casi alcune delle teorie e applicazioni seguono nuove teorie geotecniche e idrologiche non ancora trattate nei corsi classici accademici di idrologia e geotecnica.

Programma (parte I)

21 settembre 2023 – Parte I

- Ore 14,45 – 15,00 Presentazione del corso
- Ore 15,00 – 15,45 Definizione e teoria dei geosistemi (suoli, sedimenti, rocce, rockfills, ammassi rocciosi) e applicazioni nella idrologia superficiale e geotecnica
- Ore 15,45 – 17,00 Permeabilità e capacità di infiltrazione: definizioni, teoria, metodi di misura, e stime nei differenti tipi di geosistemi a bassa permeabilità e capacità di infiltrazione in sito ed in laboratorio (es. permeabilità da prove di consolidazione, drip infiltrometro portatile, stime da prove CPTu e prove a dissipazione) - PARTE 1
- Ore 17,00 – 18,00 Permeabilità e capacità di infiltrazione: definizioni, teoria, metodi di misura, e stime nei differenti tipi di geosistemi a bassa permeabilità e capacità di infiltrazione in sito ed in laboratorio (es. permeabilità da prove di consolidazione, drip infiltrometro portatile, stime da prove CPTu e prove a dissipazione) - PARTE 2

Programma (parte II)

28 settembre 2023 – Parte II

- Ore 15,00 – 15,45 Fattori di scala e influenza nella misura e stima della permeabilità e della capacità di infiltrazione e saturazione (es. generazione di falde sospese superficiali temporanee) ricadute per applicazioni idrologiche e geotecniche)
- Ore 15,45 – 17,00 Processi di tipo capillare, falde sospese, possibilità di filtrazione diretta in sistemi poco permeabili. Definizione dei criteri per il riconoscimento di sistemi impermeabili (acquiclude), privi di falda e processi di saturazione
- Ore 17,00 – 18,00 Capacità di infiltrazione e deflusso, proprietà idrauliche e idrologiche dicotomiche dei geosistemi a bassa permeabilità (es. suoli argillosi espandibili e dispersivi; ruolo nella valutazione del rischio idrogeologico)

Programma (parte III)

5 ottobre 2023 – Parte III

- Ore 15,00 – 15,45 Gestione della incertezza idrologica e della incertezza geotecnica nei sistemi a bassa permeabilità e capacità di infiltrazione); stime statistiche
- Ore 15,45 – 17,00 Rischio idrogeologico: interpretazioni e introduzione ad applicazioni (es. stima deflussi di picco, saturazioni superficiali e stabilità dei pendii)
- Ore 17,00 – 18,00 Applicazioni Geotecniche in geosistemi a bassa permeabilità:
- teoria della consolidazione e applicazioni nella stabilità di terrapieni, rilevati e pendii: importanza nella Scelta/Selezione Criteri di rottura e metodi di calcolo; nella stabilità delle opere idrauliche e nella stabilità dei pendii);
- Prescrizioni NTC2018/EC-7: implicazioni nel caso di geosistemi a bassa permeabilità. Idrologia e stabilità dei pendii nei geosistemi a bassa permeabilità e capacità di infiltrazione



Parte I

- **A) Definizione dei *geomateriali* e geosistemi e applicazioni in idrologia e geotecnica**
- **B) Sistemi a bassa Permeabilita', capacita' di infiltrazione e filtrazione**

A) Definizione dei geomateriali e geosistemi e applicazioni in idrologia e geotecnica



Geomateriali

Un **geomateriale** è qualsiasi materiale di origine geologica come rocce e suolo. Questa definizione dovrebbe essere estesa per includere i materiali artificiali ottenuti attraverso il ritrattamento di materiali originali di origine geologica. (esempio: argini e rilevati e materiale sottofondo per la costruzione di strade, ecc.).

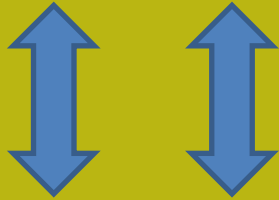
“La Geotecnica è l'applicazione di metodi e principi scientifici di ingegneria all'acquisizione, interpretazione e uso della conoscenza dei materiali della crosta terrestre e della terra per la soluzione di problemi di ingegneria civile e prevenzione dei rischi naturali”.

Quindi la conoscenza delle caratteristiche fisiche e tecniche dei **geomateriali**, dei **processi di interazione di questi con l'acqua** e le azioni esterne (ad esempio i carichi), è fondamentale per raggiungere gli obiettivi **dell'ingegneria geotecnica e idrologica** : il modello corretto del sottosuolo e il contributo alla progettazione adeguata delle opere e alla **prevenzione del rischio idrogeologico e naturale**.

Gruppi di Geomateriali



ROCCE



SUOLO



**Materiale rielaborato
Artificialmente**



Matrice rocciosa e ammassi rocciosi

La definizione di base:

Un ammasso roccioso è la somma della roccia intatta e dei piani di discontinuità

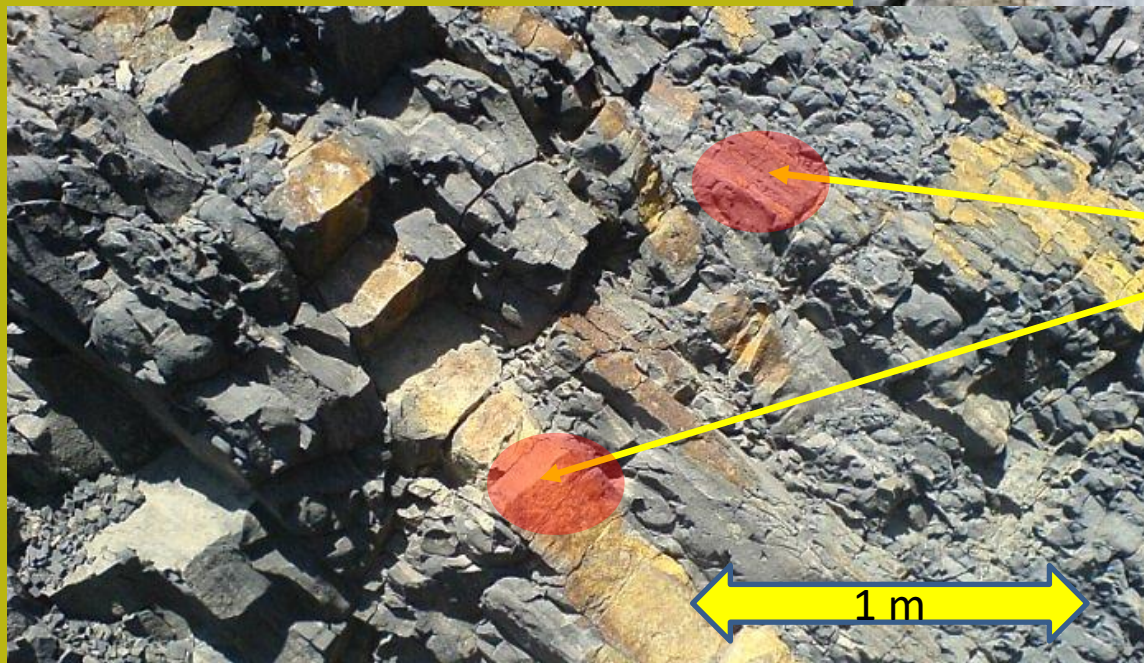
Matrice rocciosa
Roccia intatta



Ammassi rocciosi

Altri esempi:

Esempi di masse rocciose con un alto livello di fratturazione di origine tettonica che si sovrappongono alle discontinuità di origine sedimentaria primaria (separazione di diversi strati o strati di sedimenti)



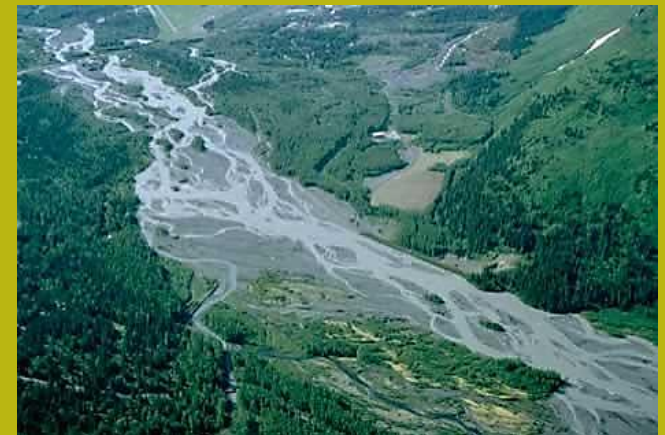
Matrice rocciosa intatta

Tipi di suolo: classificazione sintetica in base alla loro origine

**Rocce, massicci
rocciosi**

**Suoli residuali :
Alterazione in sito della
stessa matrice rocciosa**

**Sedimenti trasportati
dall'acqua, dal vento e dai
ghiacciai ... che dopo la loro
deposizione subiscono un
processo di alterazione**



Deposito sedimentario - ambiente aluvional

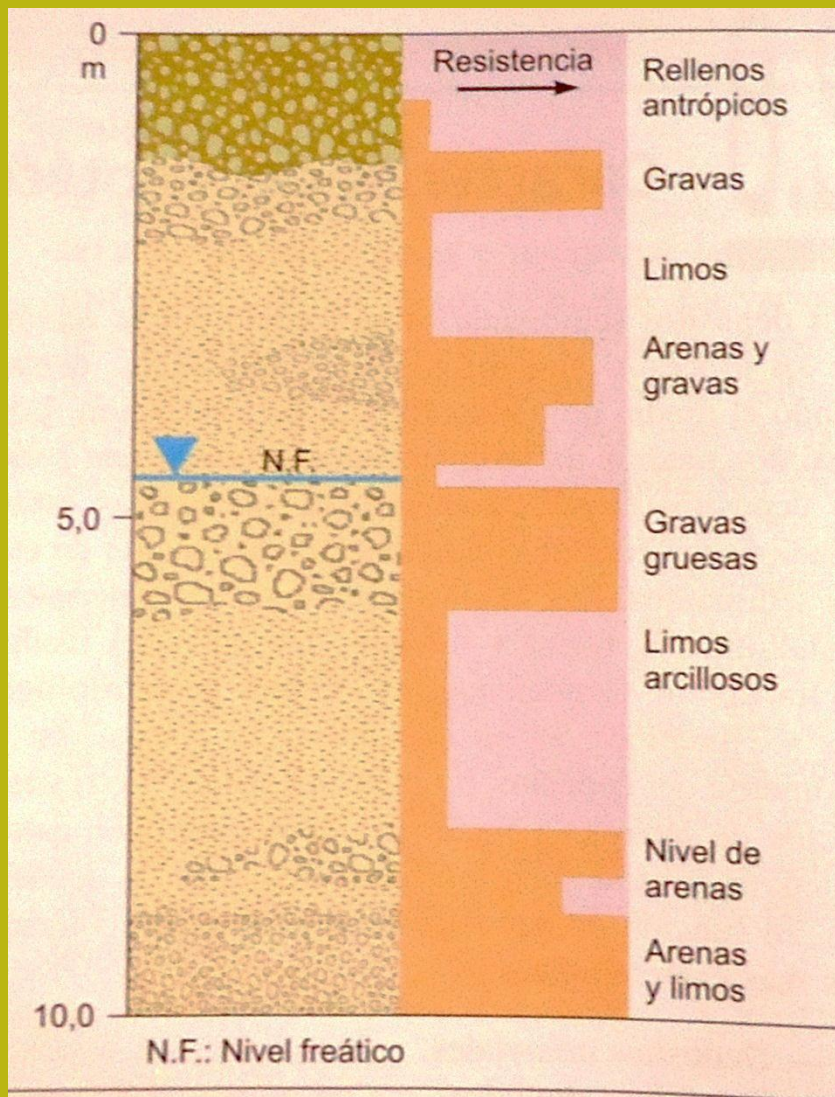


Figura 2.78 Perfil tipo de depósitos aluviales.



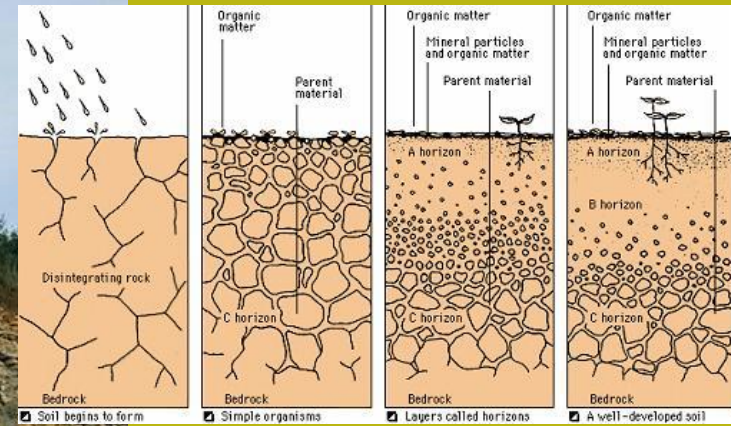
Processo di formazione del suolo che inizia con l'alterazione in sito delle rocce (Suoli residuali)



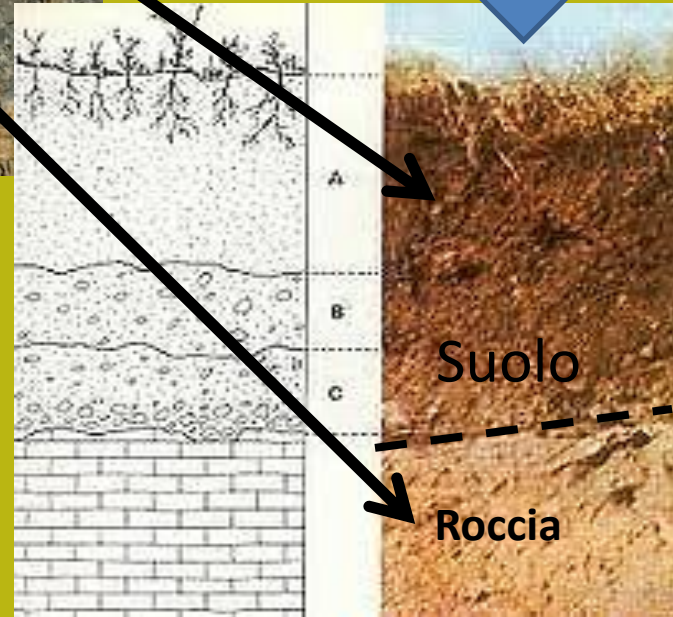
Massiccio roccioso
Più alterato

Massiccio roccioso
Poco disturbato

Suolo e roccia

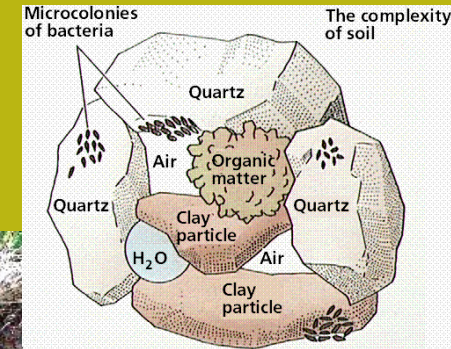


Diversi orizzonti di alterazione e trasformazione nel processo formazione del suolo



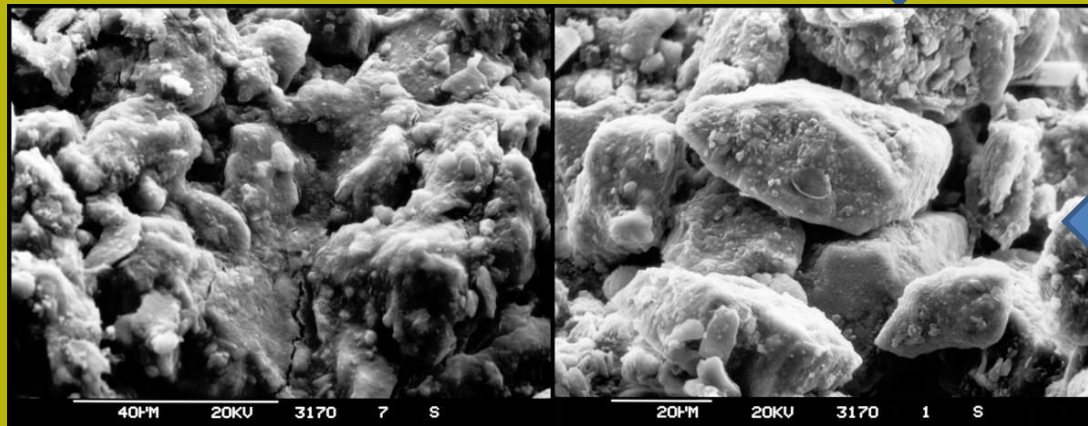
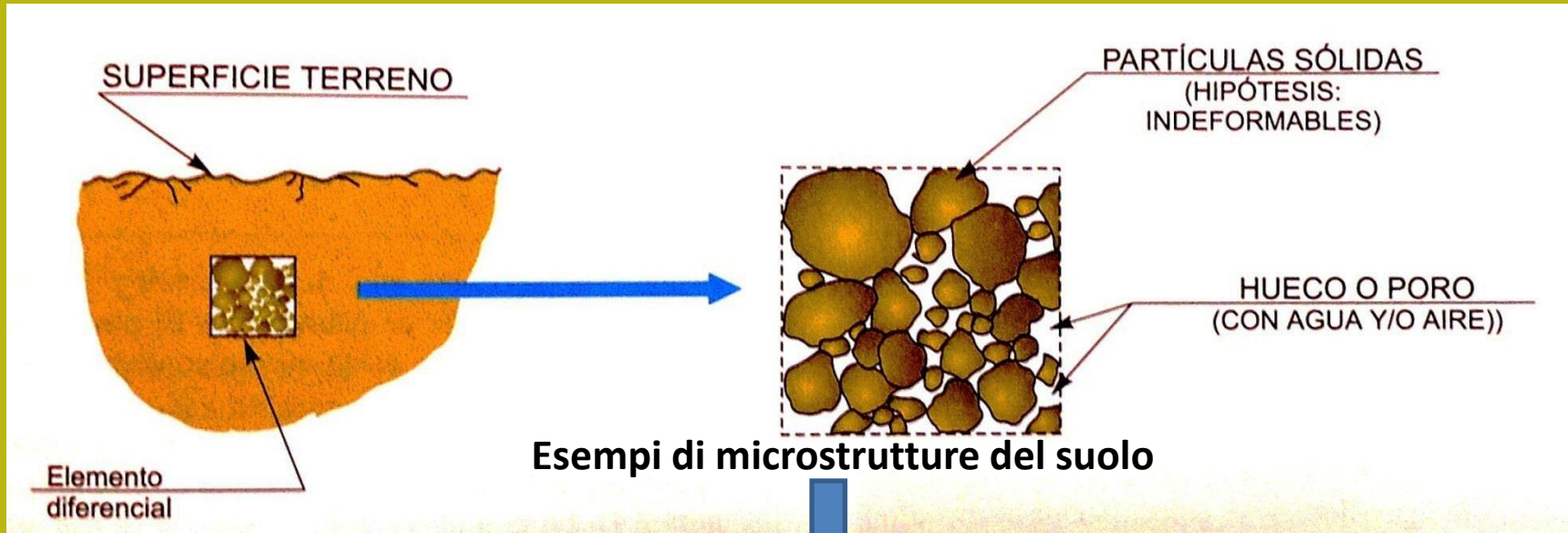
Composizione del suolo:

I terreni sono composti da aggregati di particelle solide (frammenti di roccia e minerali) e, in alcuni casi, di materia organica. In generale hanno un grado variabile di consolidamento: da soffice a molto compatto. I principali componenti minerali sono argilla e altri minerali come quarzo, pirosseni, mica, carbonato di calcio, gesso ..., a seconda del processo di alterazione o trasformazione dei minerali originali delle rocce (esempio: quarzo o calcite), o del processo di formazione di nuovi minerali: come i minerali di argilla .. (caolinite, clorite, illite ...)

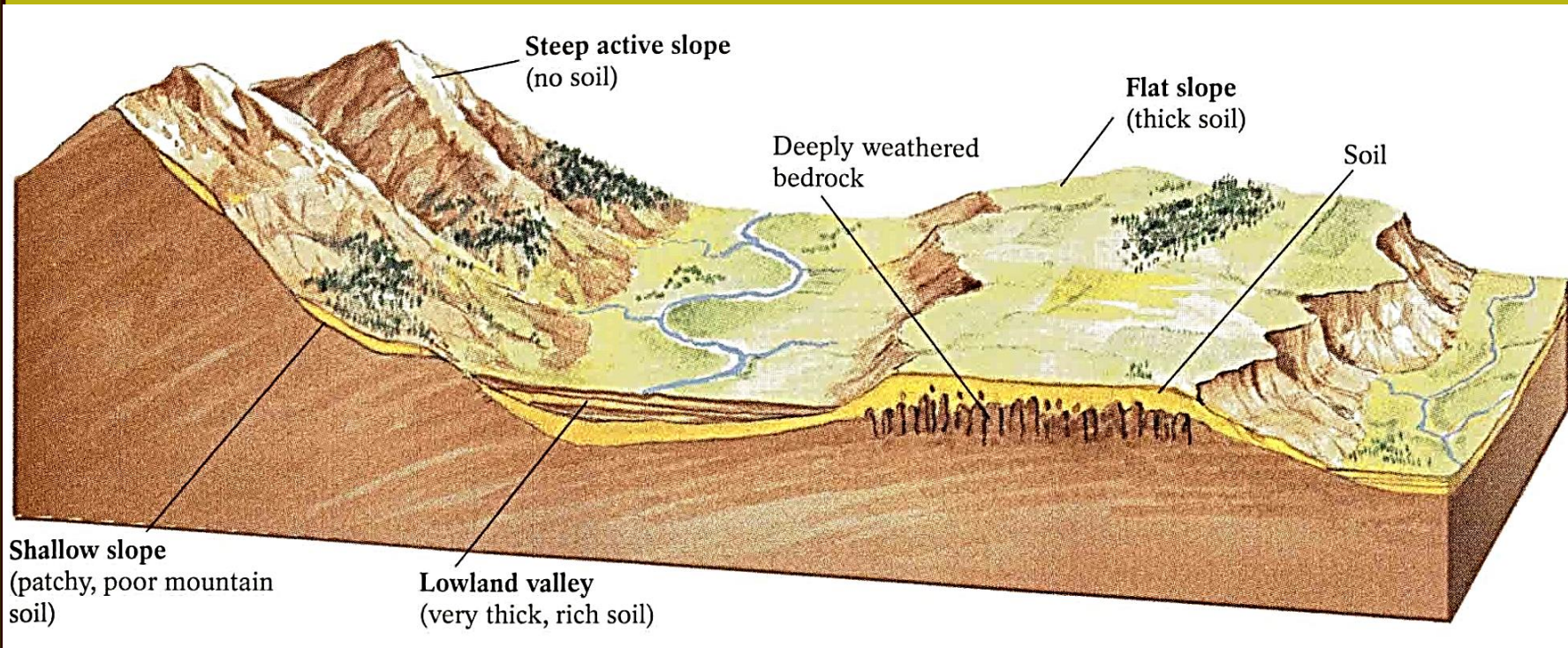


Diversi orizzonti di alterazione e trasformazione nel processo formazione del suolo

Composizione e struttura dei terreni e dei sedimenti (non cementati) -1



Processo di formazione del suolo partendo dall'alterazione delle rocce: spessore e processi secondo la posizione morfologica



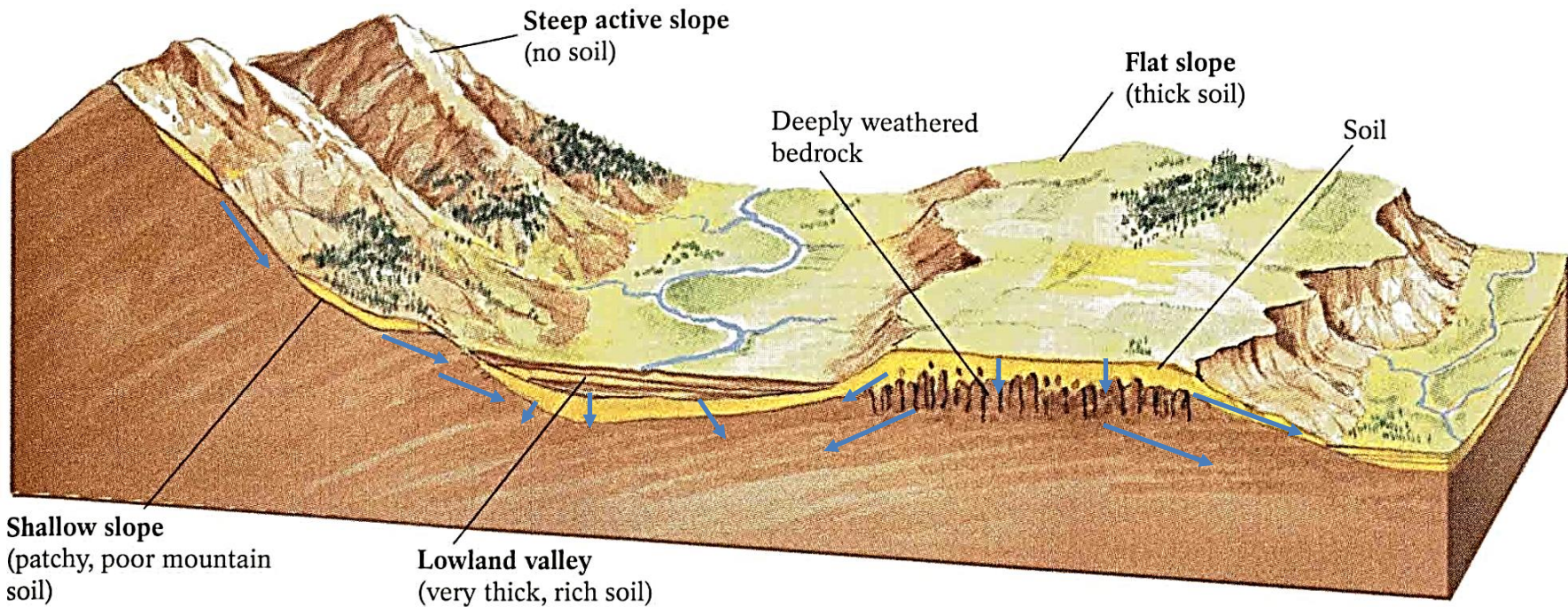
A questa immagine potremmo integrare le interazioni dei flussi idrici e le interazioni antropiche ...

By spot.pcc.edu

Questo immagine e schema grafico è rappresentativo della notevole complessità dei processi che andremo a trattare.

In molti casi questa complessità è ignorata e si prediligono approcci semplificati.

Attualmente abbiamo una serie di strumenti di indagine e modellistici che erano appena allo stato di prototipo solo 30 anni fa.. (es. Indagini geofisiche e processi di inversione geofisica)



By spot.pcc.edu
(Modificato per finalita' didattiche)

**unità di misura
fondamentali nella geotecnica e idrologia**

International System of Units

SI

le **S**ystème **I**nternational d'unités

Unità di base in geotecnica e idrologia (secondo il Sistema Internazionale)

Unita' fondamentali	Nome	Simbolo
Massa [M]	<i>Kilogrammo</i> = $10^3 g$	Kg
	<i>grammo</i>	g
	<i>Mega-grammo</i> = $10^6 g$	Mg
Tempo [T]	<i>secondo</i>	s
Lunghezza [L]	<i>Metro</i>	m
	<i>Centímetro</i> = $10^{-2} m$	cm

https://en.wikipedia.org/wiki/International_System_of_Units

https://it.wikipedia.org/wiki/Sistema_internazionale_di_unit%C3%A0_di_misura

Unità di derivate (secondo il Sistema Internazionale)

Unita' derivate	Nome	Simbolo
Area [L ²]	<i>Metro quadrato</i>	m²
	<i>Centímetro quadrato</i>	cm²
Volume [L ³]	<i>Metro cubico</i>	m³
	<i>Centímetro cubico</i>	cm³
Tempo [T]	<i>*Minuti, ore, anni</i>	Min, h, yr *
	<i>* Specifici fattori di conversione applicati alla unità base (s)</i>	

https://it.wikipedia.org/wiki/Sistema_internazionale_di_unit%C3%A0_di_misura

Unità di derivate in geotecnica (secondo il Sistema Internazionale)

Unita' derivate	Nome	Simbolo
Forza [M L T ⁻²]	<i>Newton</i>	N
	<i>Kilonewton = 10³ N</i>	kN
	<i>Meganewton = 10⁶ N</i>	MN
Pressione	<i>Pascal = 1 N/m²</i>	Pa
	<i>kiloPascal = 10³ Pa</i>	kPa
	<i>Megapascal = 10⁶ Pa</i>	MPa
Densita' [M L ⁻³]	<i>Grammi per centimetro cubico</i>	g/cm³
	<i>Megagrammi per metro cubo</i>	Mg/m³
Peso unitario (forza peso per unita' di volume)	<i>kiloNewton per metro cubo</i>	kN/m³

https://it.wikipedia.org/wiki/Sistema_internazionale_di_unit%C3%A0_di_misura

Unità di derivate in idrologia (secondo il Sistema Internazionale)

Unita' derivate	Nome	Simbolo
Flusso [$L^3 T^{-1}$]	<i>Metri cubi per secondo</i>	m^3/s
	<i>centimetri cubi per secondo</i>	cm^3/s
Velocita' [$L T^{-1}$]	<i>Metri per secondo</i>	m/s
	<i>Centimetri per secondo</i>	cm/s
Densita' di flusso e Infiltrazione [$L T^{-1}$]	<i>Millimetri per ora</i>	mm/h
	<i>Centimetri per ora</i>	cm/h

https://it.wikipedia.org/wiki/Sistema_internazionale_di_unit%C3%A0_di_misura

Unità di base e prefissi

Name	Symbol	Factor
Nano	n	$0.000000001 = 10^{-9}$
Micro	μ	$0.000001 = 10^{-6}$
Milli	m	$0.001 = 10^{-3}$
Centi	c	$0.01 = 10^{-2}$
Deci	d	$0.1 = 10^{-1}$
—	—	1
Deca	da	10
Hecto	h	$100 = 10^2$
Kilo	k	$1,000 = 10^3$
Mega	M	$1,000,000 = 10^6$
Giga	G	$1,000,000,000 = 10^9$

Per esempio è usato molto nella meccanica rocce la pressione espressa in MPa (MegaPascal) ...

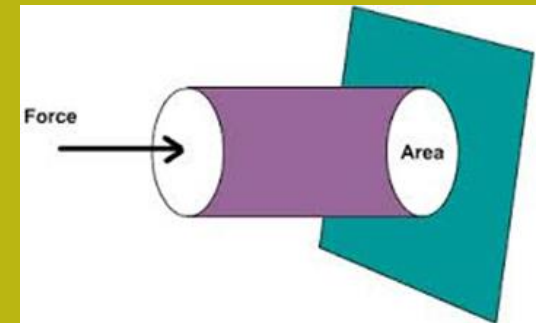
Esempi di unità ibride

Forza e pressione: la pressione è spesso espressa come forza equivalente a una certa massa(kg, Mg o Tonnellate (T)) che e' sopra una superficie. Per esempio 1.5 kg/cm² , ovvero 1.5 kg sopra un centimetro quadrato di superficie.

Ma questo modo di esprimere la pressione non è corretto al 100%. Perché la massa non è una forza ... Ma molte altre forme si trovano nei vecchi testi geotecnici con la forza o la pressione:

Forza : T (tonnellate) , Mg (Megagrammi) nota: [1Mg = 1T]

Pressione : Mg/m² o T/m²



È sempre meglio esprimere le unità in base al sistema internazionale per evitare errori gravi quando si effettuano i calcoli ...

Se vengono trovate unità ibride, è sempre conveniente convertirle in unità SI prima di eseguire i calcoli!!!

Unità base e ibride: conversione

PRESSIONE: se abbiamo una pressione equivalentea 1.5 kg/cm^2 qual è la pressione Equivalente e corretta, in **kPa** (kilopascal)?

$1 \text{ kg/cm}^2 = 98.1 \text{ kPa}$ (questo è il fattore di conversione)

Risposta: $1.5 \text{ kg/cm}^2 = \underline{98.1} \times 1.5 = 147.5 \text{ kPa}$

E l'equivalente in MPa (Megapascal) ?

Risposta: $147.5 \text{ kPa} / 1000 = \mathbf{0.1475 \text{ MPa}}$

DENSITA' : se abbiamo una densità di 1.8 Mg/m^3 ..
Qual è la densità ing/cm^3 e il peso unitario in kN/m^3 ?

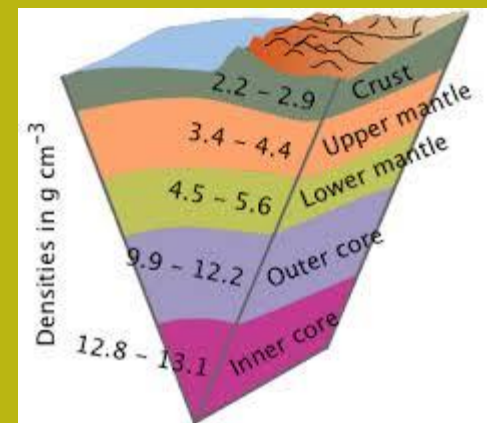
Risposta:

$1.8 \text{ Mg/m}^3 = \underline{1.8} \text{ g/cm}^3$ (densita')

$1.8 \text{ g/cm}^3 = \underline{9.81} * 1.8 = \underline{17.66} \text{ kN/m}^3$ (peso unitario)



Densità dei vari strati della terra



Conversione da Imperial Units to SI Units (in geomeccanica)

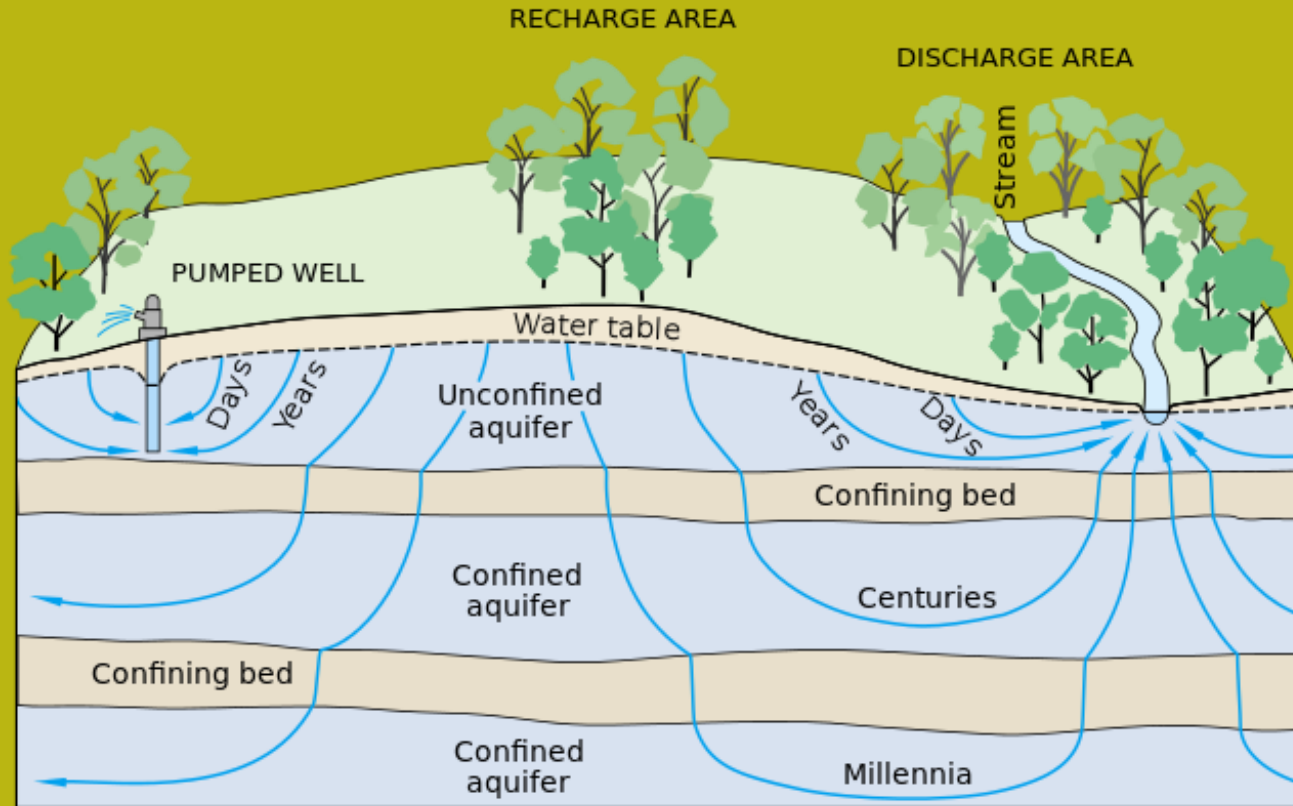
A copy of the SI (Modern Metric) Conversion Factors table may be found at:
<http://www.fhwa.dot.gov/publications/convtabl.cfm>

CONVERSION FACTORS

Approximate Conversions to SI Units			Approximate Conversions from SI Units		
When you know	Multiply by	To find	When you know	Multiply by	To find
(a) Length					
inch	25.4	millimeter	millimeter	0.039	inch
foot	0.305	meter	meter	3.28	foot
yard	0.914	meter	meter	1.09	yard
mile	1.61	kilometer	kilometer	0.621	mile
(b) Area					
square inches	645.2	square millimeters	square millimeters	0.0016	square inches
square feet	0.093	square meters	square meters	10.764	square feet
acres	0.405	hectares	hectares	2.47	acres
square miles	2.59	square kilometers	square kilometers	0.386	square miles
(c) Volume					
fluid ounces	29.57	milliliters	milliliters	0.034	fluid ounces
gallons	3.785	liters	liters	0.264	gallons
cubic feet	0.028	cubic meters	cubic meters	35.32	cubic feet
cubic yards	0.765	cubic meters	cubic meters	1.308	cubic yards
(d) Mass					
ounces	28.35	grams	grams	0.035	ounces
pounds	0.454	kilograms	kilograms	2.205	pounds
short tons (2000 lb)	0.907	megagrams (tonne)	megagrams (tonne)	1.102	short tons (2000 lb)
(e) Force					
pound	4.448	Newton	Newton	0.2248	pound
(f) Pressure, Stress, Modulus of Elasticity					
pounds per square foot	47.88	Pascals	Pascals	0.021	pounds per square foot
pounds per square inch	6.895	kiloPascals	kiloPascals	0.145	pounds per square inch
(g) Density					
pounds per cubic foot	16.019	kilograms per cubic meter	kilograms per cubic meter	0.0624	pounds per cubic foot
(h) Temperature					
Fahrenheit temperature(°F)	5/9(°F- 32)	Celsius temperature(°C)	Celsius temperature(°C)	9/5(°C)+ 32	Fahrenheit temperature(°F)

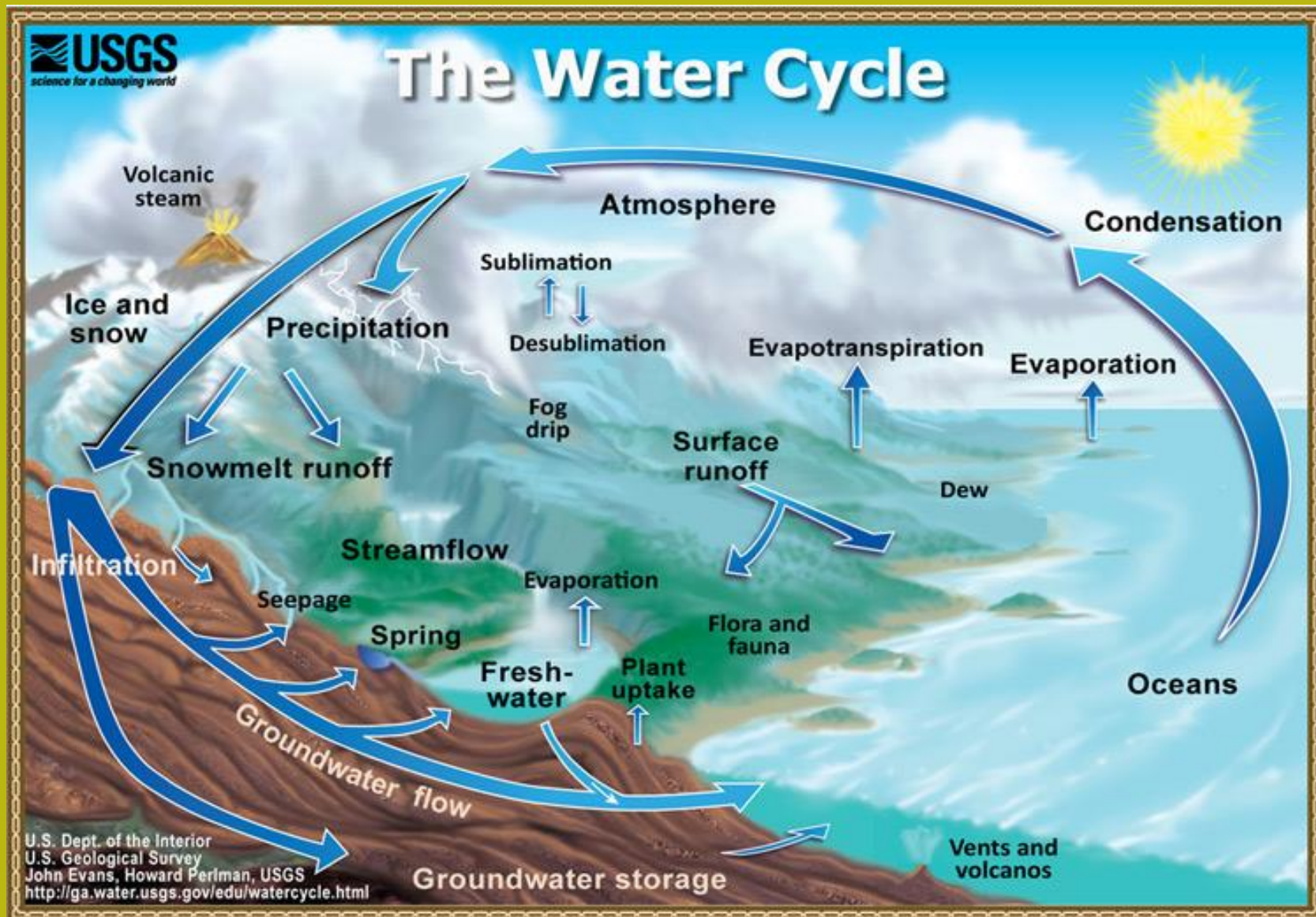
- Notes: 1) The primary metric (SI) units used in civil engineering are meter (m), kilogram (kg), second(s), newton (N) and pascal (Pa=N/m²).
 2) In a "soft" conversion, an English measurement is mathematically converted to its exact metric equivalent.
 3) In a "hard" conversion, a new rounded metric number is created that is convenient to work with and remember.

https://en.wikipedia.org/wiki/International_System_of_Units

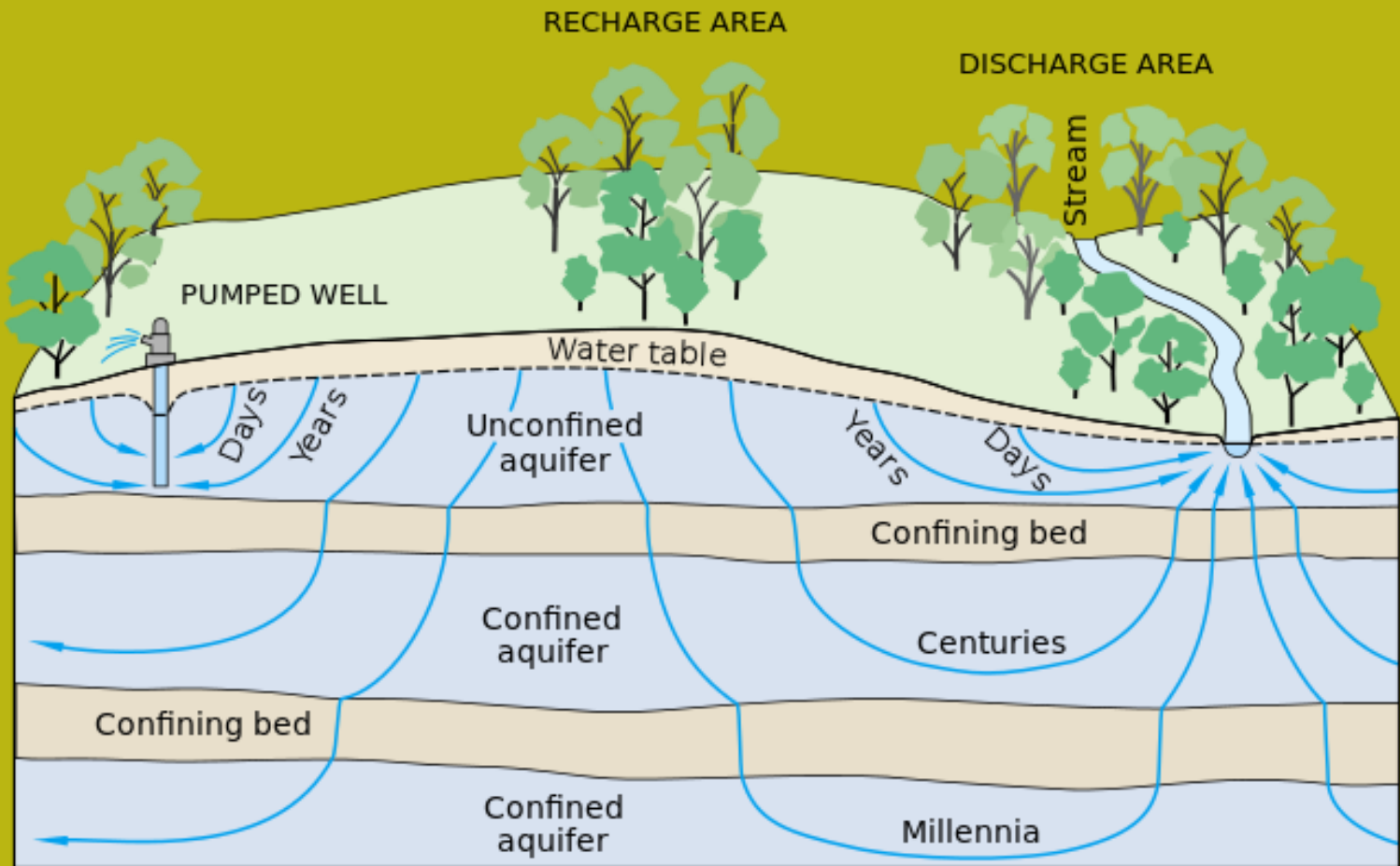


Proprietà idrauliche dei geomateriali

Il ciclo dell'acqua



<http://water.usgs.gov/edu/watercyclesummary.html>



By .C. Winter, J.W. Harvey, O.L. Franke, and W.M. Alley - [Ground Water And Surface Water A Single Resource. U.S. Geological Survey Circular 1139 \(1998\)](#), Figure 3. Ground-water flow paths vary greatly in length, depth, and traveltime from points of recharge to points of discharge in the groundwater system.
<https://en.wikipedia.org/wiki/Groundwater>

L' acqua che si infiltra puoo rimanere nel sottosuolo più o meno tempo, raggiungere diverse profondità e essere soggetta a condizioni molto diverse...

Zona di aerazione o vadosa (insaturo).

Si estende dalla superficie del terreno alla falda freatica. I pori non sono saturi, cioè sono occupati sia dall'acqua che dall'aria in funzione delle condizioni, e l'acqua trattenuta, che può essere l'acqua di idratazione, adesione o capillare, è ad una pressione inferiore alla pressione atmosferica. L'acqua non trattenuta si muoverà grazie alla gravità (acqua gravitazionale), e continuerà a scendere ed eventualmente a occupare i pori, le fessure e le crepe nei materiali (percolazione), fino a raggiungere un livello inferiore che è impermeabile o saturo.



Il livello freatico

È il livello sotto il quale i materiali sono completamente saturi d'acqua.

Zona Saturata

Il suo limite superiore è segnato dalla falda freatica e il limite inferiore dai materiali impermeabili da cui si è accumulata l'acqua.

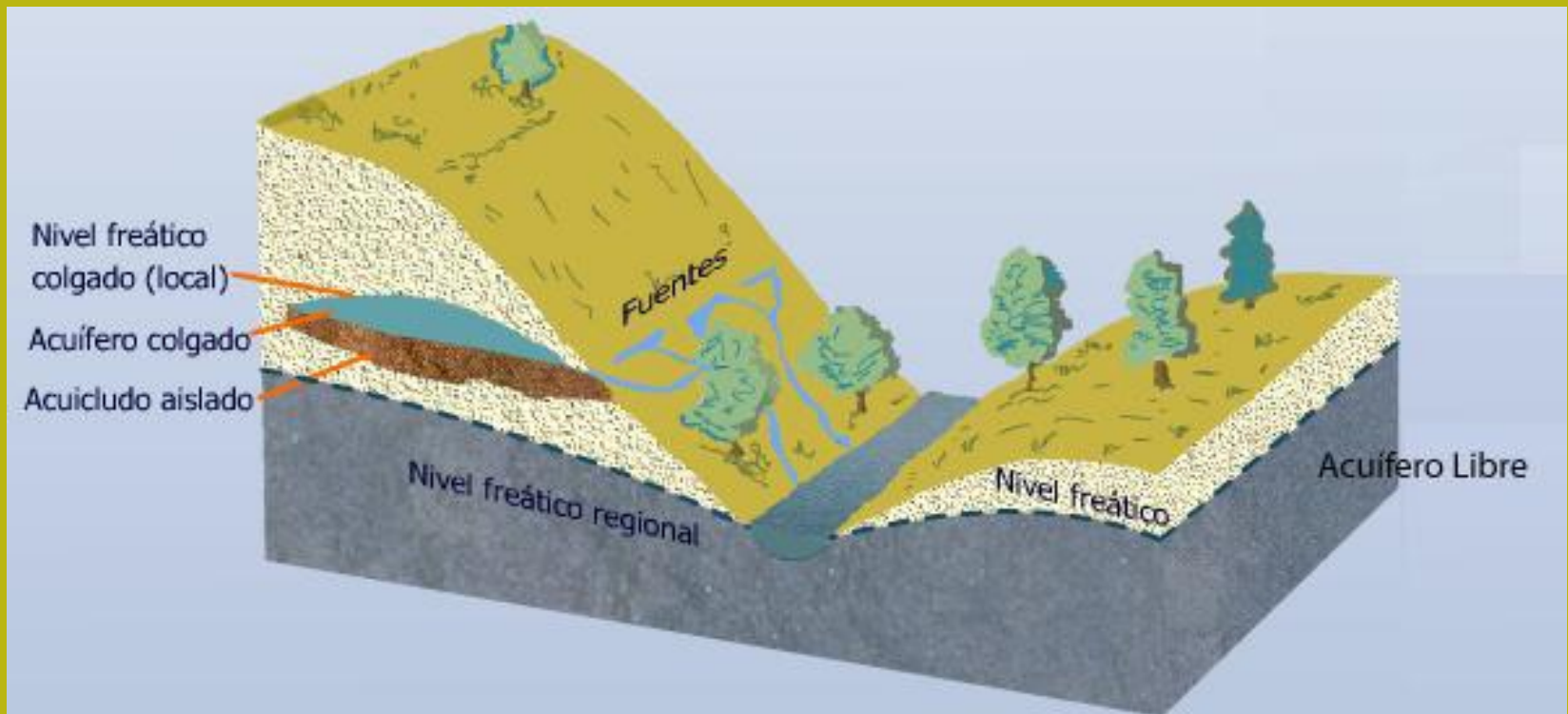
È caratterizzato dal fatto che i pori, le crepe e le fessure delle rocce sono completamente occupati dall'acqua, che è a una pressione variabile: uguale alla pressione atmosferica in corrispondenza del livello freatico, e progressivamente maggiore man mano che si approfondisce.

Le acque di quest'area sono quelle che sono considerate vere falde acquifere. Spesso i termini acqua freatica e sotterranea sono usati per riferirsi all'acqua in questa zona satura e al suo movimento.



Tipo de acquiferi

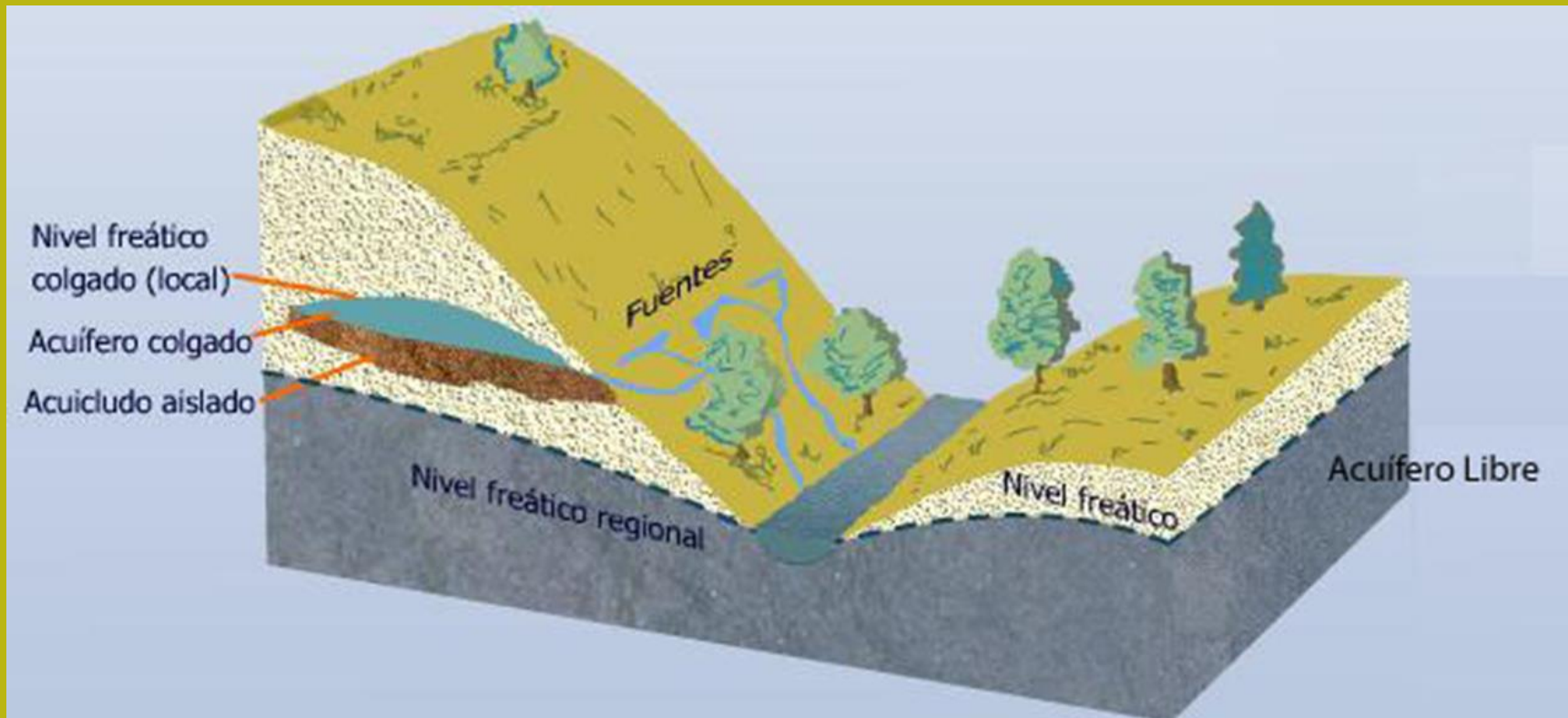
Acquifero: può immagazzinare e trasmettere quantità significative di acqua, che possono essere catturate se necessario per il consumo umano. Queste caratteristiche sono soddisfatte, ad esempio, materiali detritici non consolidati come sabbie e ghiaia, poiché sono materiali altamente permeabili.

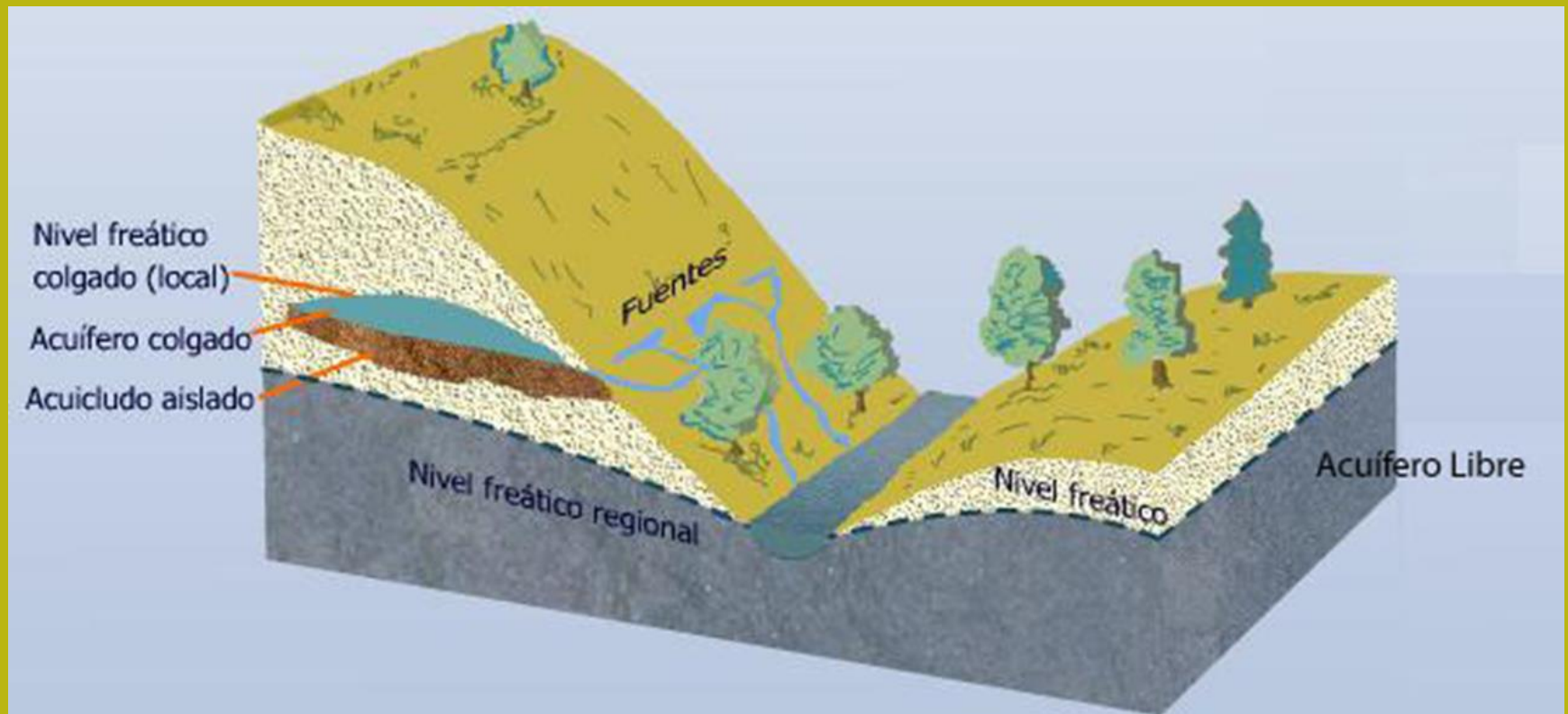


Gli Acquicludi sono formazioni che contengono acqua al loro interno ma non possono trasmetterla. Questo accade ad esempio nelle argille, che sebbene possano contenere grandi quantità di acqua perché sono materiali altamente porosi (fino al 50%), non possono trasmetterla facilmente data la piccola dimensione dei loro pori.

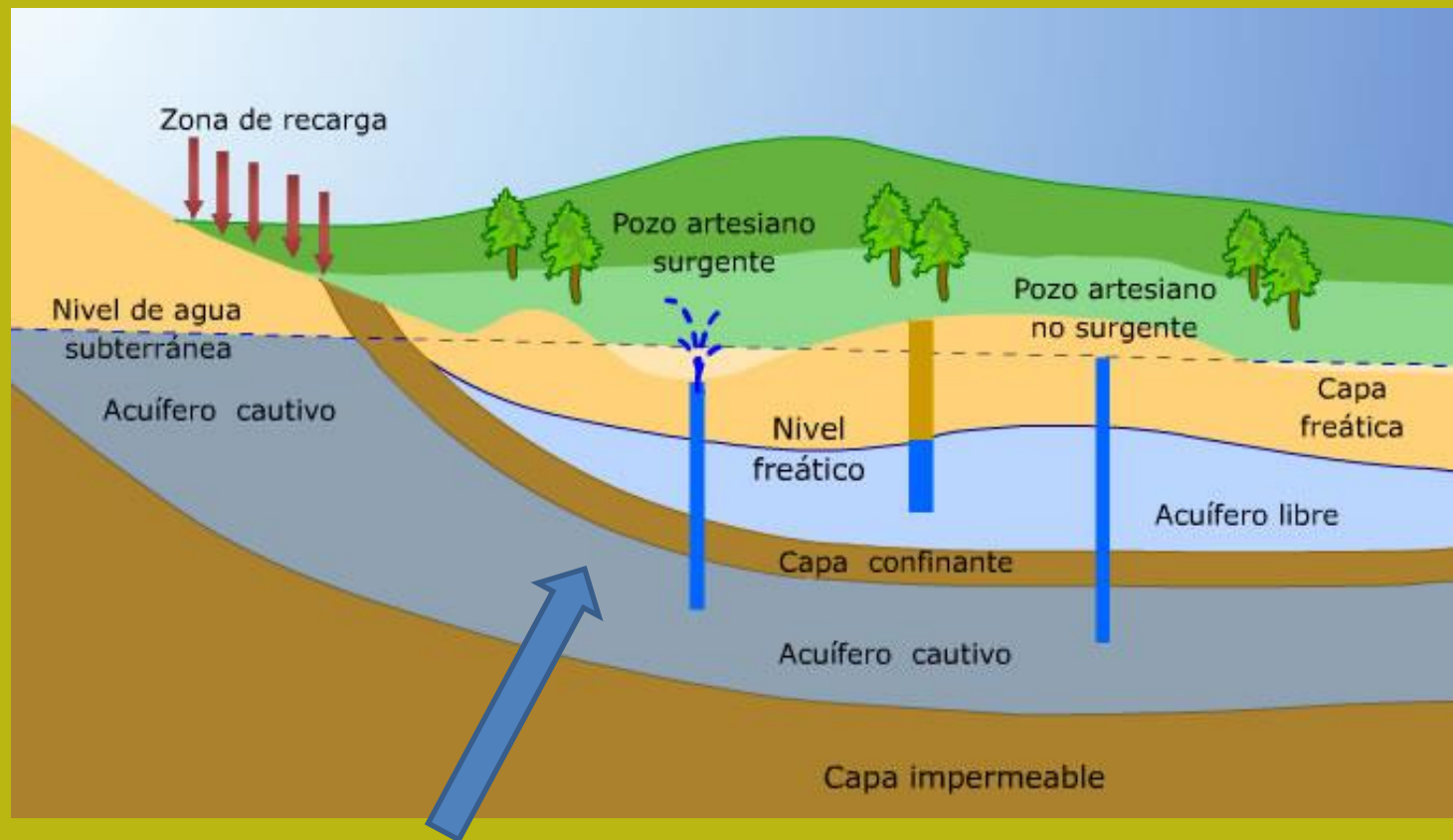
A seconda della pressione dell'acqua all'interno della massa di rocce, le falde acquifere possono essere:

Acquiferi liberi, non confinati: in essi l'acqua del livello superiore o della falda freatica è a pressione atmosferica, poiché è a contatto con l'atmosfera attraverso l'aria dei pori della zona insatura. Essendo separato dalla superficie da materiali permeabili, la ricarica di queste falde acquifere avviene direttamente dalla superficie in verticale nella stagione delle piogge.





Le cosiddette **falde acquifere sospese** si originano quando, al di sopra del livello freatico generale di un'area, si trovano selenio isolati da materiali impermeabili, che localmente raccolgono le acque di infiltrazione che formano un livello sotterraneo sospeso, di carattere locale.



Le falde acquifere sono confinato o sotto pressione: sono limitate superiormente e inferiormente da materiali impermeabili, e l'acqua contenuta in esse è a pressioni al di sopra di quella atmosferica. Quando l'aquifero è perforato, l'acqua tende a salire spontaneamente, fino ad un'altezza alla quale la pressione idrostatica dell'acqua è bilanciata con la pressione atmosferica, che determina il cosiddetto livello piezometrico. Se il livello piezometrico si trova sopra la superficie del terreno, l'acqua dei pozzi può salire fino a diversi metri sopra la superficie.

Basi di fluidodinamica - Principio di Bernoulli

Il principio di Bernoulli, chiamato anche equazione di Bernoulli (Daniel Bernoulli nel suo "Idrodinamico" (1738)), descrive il comportamento di un fluido che si muove lungo una linea di corrente. Ciò significa che in un fluido ideale (senza viscosità o attrito) in un sistema di circolazione attraverso un condotto chiuso, l'energia che il fluido possiede rimane costante lungo il suo percorso. **L'energia di un fluido in qualsiasi momento** è composta da tre componenti:

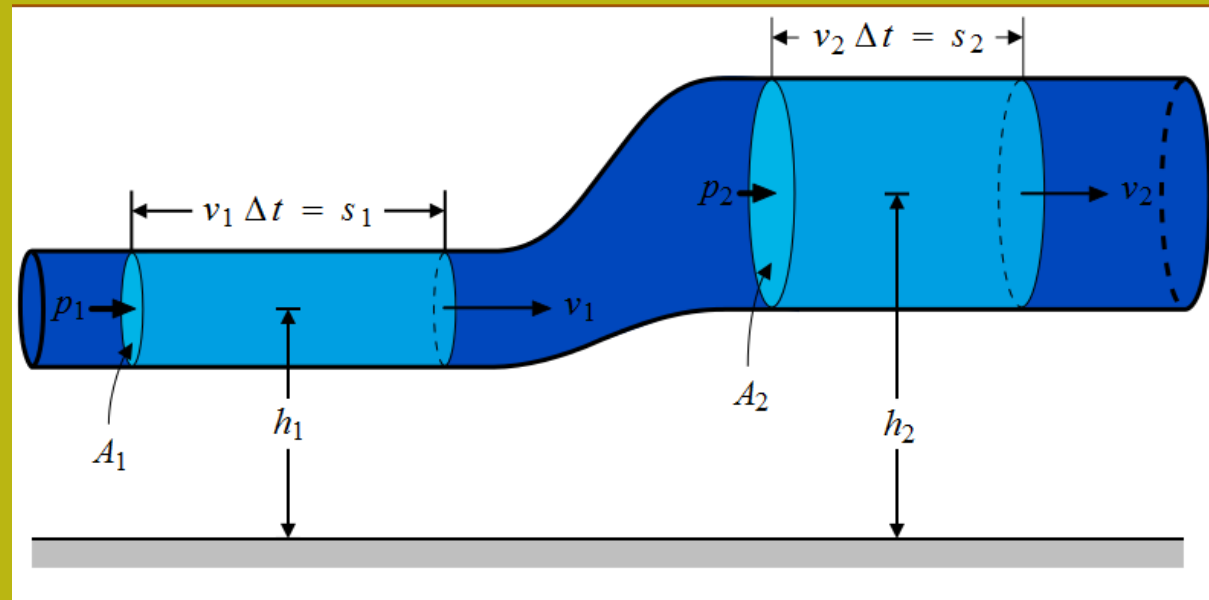
Cinetica: è l'energia dovuta alla velocità del fluido.

Potenziale gravitazionale: è l'energia dovuta all'altitudine che un fluido possiede rispetto ad un dato del livello di riferimento

Flusso di energia: è l'energia che un fluido contiene a causa della pressione che ha.

Quindi **l'energia totale** questa relazione in in qualsiasi momento e posizionare a:

- velocità
- altezza relativa
- pressione



Equazione di BERNOULLI

L'equazione descrive matematicamente l'**effetto Bernoulli**, per cui in un [fluido](#) ideale su cui non viene applicato un [lavoro](#), per ogni incremento della [velocità di deriva](#) si ha simultaneamente una diminuzione della [pressione](#) o un cambiamento nell'[energia potenziale](#) del fluido, non necessariamente [gravitazionale](#). Prende il nome da [Daniel Bernoulli](#), nonostante fosse già noto in precedenza ad altri studiosi, fra cui [Eulero](#). Il campo più generale di validità del teorema di Bernoulli non è in realtà solo quello di fluido inviscido, ma è sufficiente che sia nulla la risultante delle azioni viscosse legate al [rotore](#) della [vorticità](#): quindi basta che il fluido sia incomprimibile, irrotazionale (potenziale) e stazionario (derivata parziale temporale della velocità nulla).

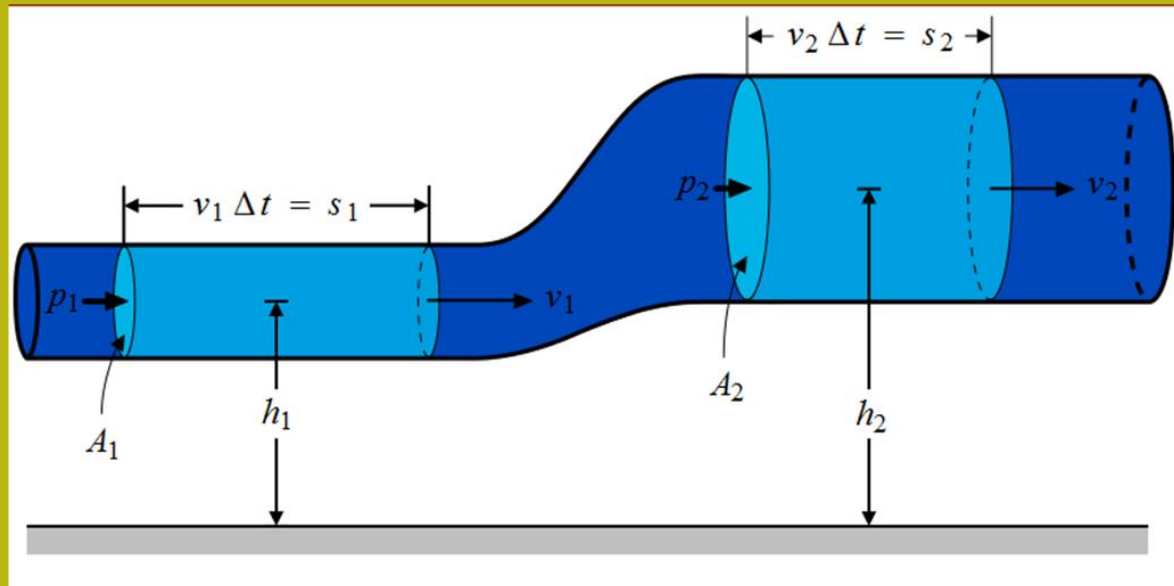
In queste ipotesi, le equazioni di Eulero possono essere integrate lungo una linea di flusso, conducendo all'equazione di Bernoulli, nella forma:

$$p + \rho \frac{u^2}{2} + \rho gh = \text{costante}$$

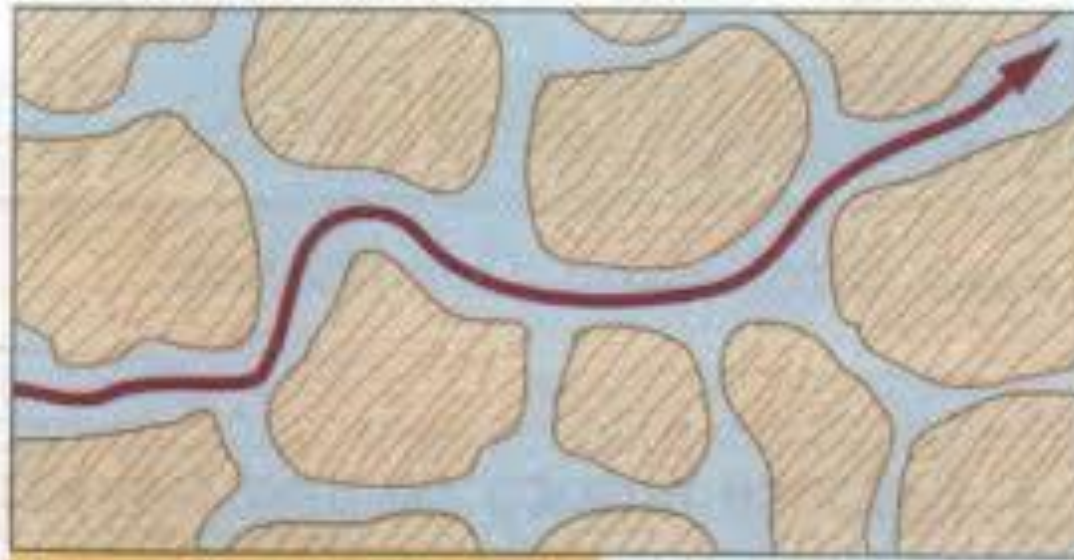
in cui:

- ρ è la [densità](#) del fluido.
- u rappresenta la [velocità di deriva](#) lungo la linea di flusso,
- g è il [campo medio](#), nelle applicazioni più frequenti diventa l'accelerazione di gravità,
- h è la quota potenziale media della sezione,
- p rappresenta la [pressione](#) di tipo statico lungo la linea di flusso,

https://it.wikipedia.org/wiki/Equazione_di_Bernoulli



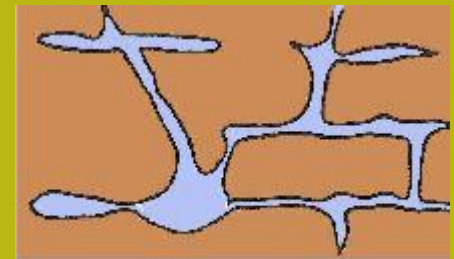
**Relazione tra legge di Bernoulli e flusso d'acqua in diversi tipi di porosità:
Primaria (o intergranulare) e secondaria (per fratture, discontinuità e dissoluzione)**



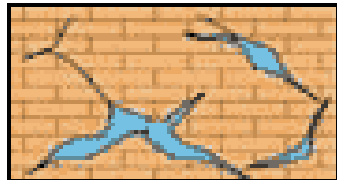
Porosidad intergranular

Porosita' Primaria

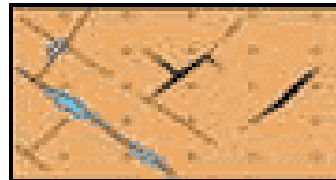
In entrambi i tipi di porosità la sezione del flusso può essere molto variabile (da mm a dm)



Rocas calizas carstificadas

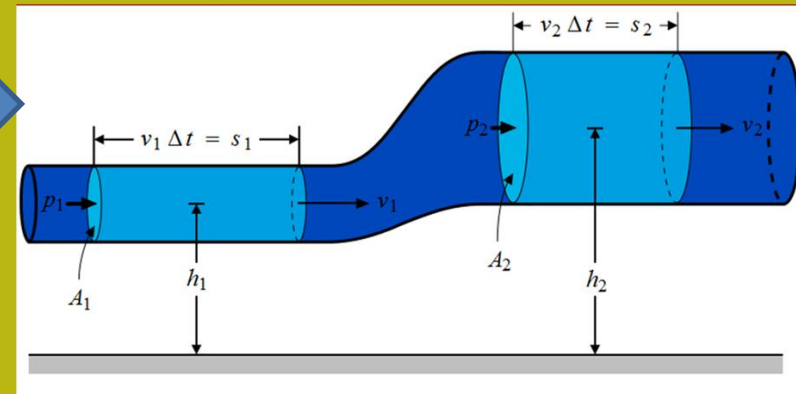


Porosidad secundaria (disolucion)

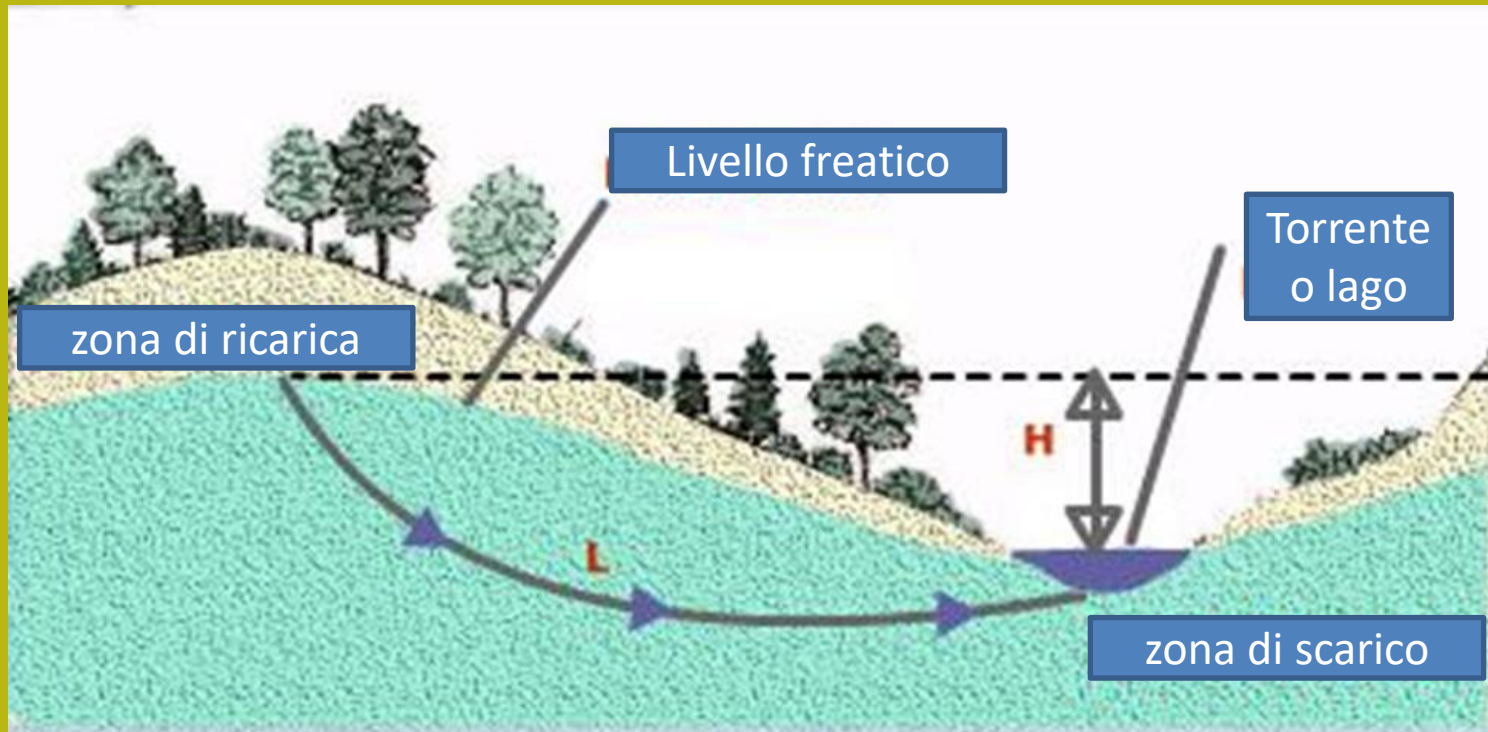


Porosidad secundaria (fractura)

Porosita' secundaria



Potenziale idraulico, gradiente idraulico e portata



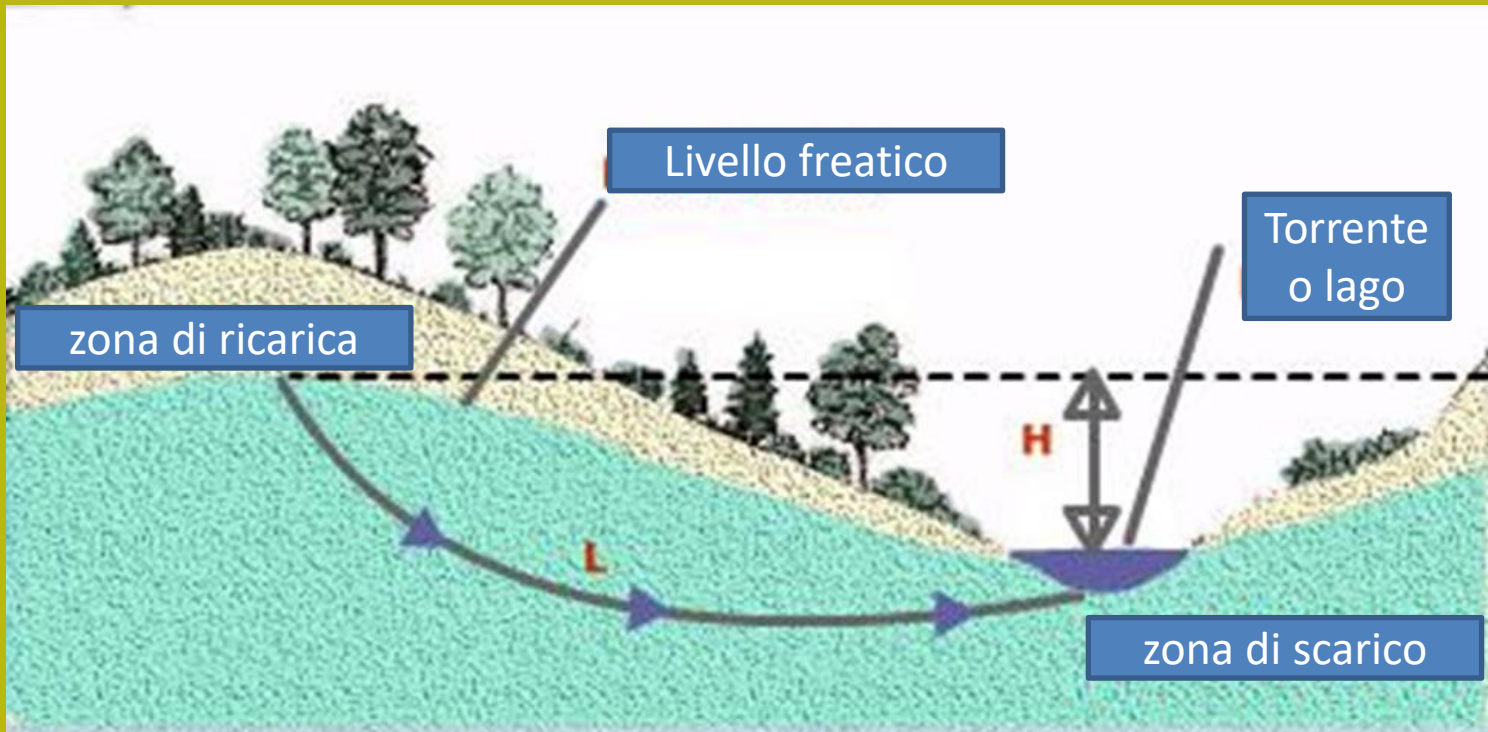
Concetto di gradiente idraulico i

$i = H / L$ (adimensionale)

L = distanza percorsa lungo la linea di flusso [L]

H = differenza di altezza tra il punto di ricarica e di scarico [L]

Legge di Darcy



Legge di Darcy

$$V = K * H/L = K * i$$

V = velocità del flusso [$L T^{-1}$]

i = gradiente idraulico (adimensionale)

K = coefficiente di permeabilità [$L T^{-1}$]

Flusso nel mezzo poroso e perdita di carica o potenziale (applicazione della legge di Bernulli).

Se nella legge di Bernoulli, il flusso in mezzi porosi non è generalmente considerato l'ultimo termine (velocità).

Si definisce:

Gradiente idraulico i

$$i = dh/dl$$

dove i è la perdita di carico Piezometrico per unità della lunghezza del flusso

In condizione di flusso in Mezzo poroso saturato il La velocità può essere calcolata:

$$v \propto i \quad \text{or} \quad v = ki$$

Questa è la legge de Darcy.

$$H = h_z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Equazione di Bernulli

Where h_z = position or elevation head

$\frac{u}{\gamma_w}$ = pressure head due to pore pressure u

$\frac{v^2}{2g}$ = velocity head when the velocity of flow is v

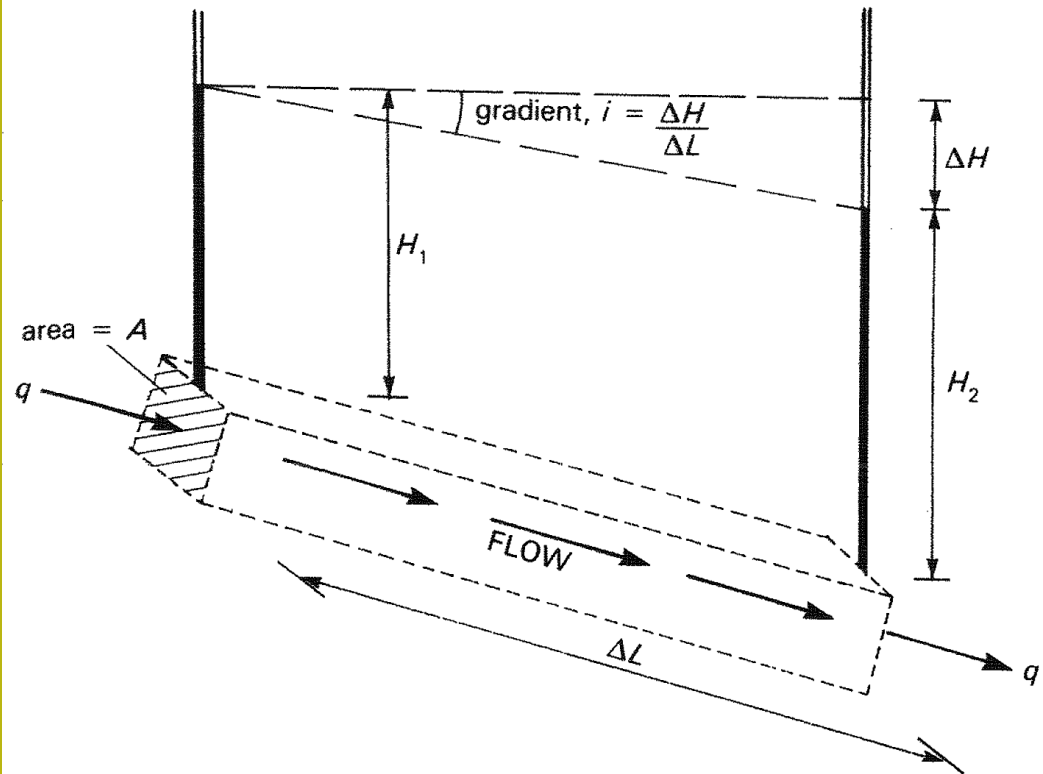


Fig. 5.1 One-dimensional flow in soil

Legge di Darcy

In saturated conditions, one-dimensional flow is governed by Darcy's law, which states that the flow velocity is proportional to the hydraulic gradient:

$$v \propto i \quad \text{or} \quad v = ki \quad [5.2]$$

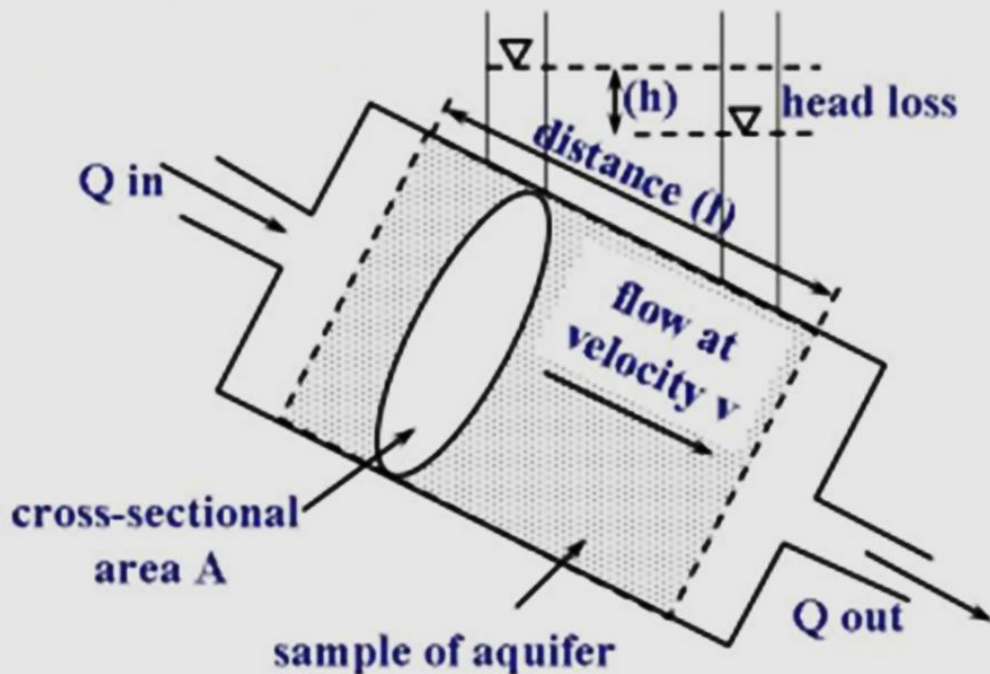
Where v = flow velocity
 k = the flow constant or coefficient of permeability
 i = the hydraulic gradient = $\frac{\Delta H}{\Delta L}$ (Fig. 5.1)

ΔH = difference in pressure head over a flow path length of ΔL

The quantity flowing is therefore given by:

$$q = Av = Aki \quad \text{Where} \quad q = \text{quantity flowing in unit time} \quad [5.3]$$

A = area through which flow is taking place



$$Q = kiA$$

Legge di Darcy

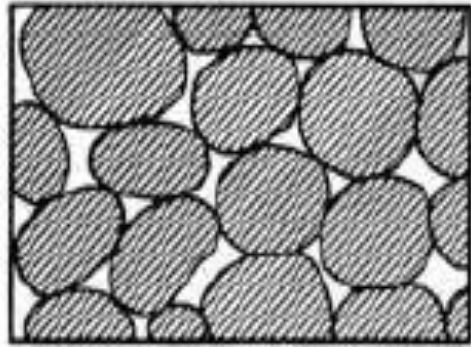
k è il coefficiente di permeabilità che dimensionalmente è una velocità (cm/s , m/s , mm/h ...)

Ma K non è la velocità del flusso.

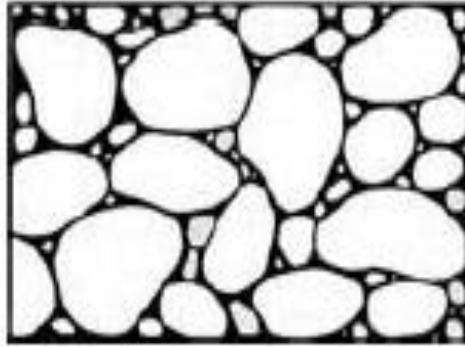
Perché la velocità v del flusso si

Ottiene come :

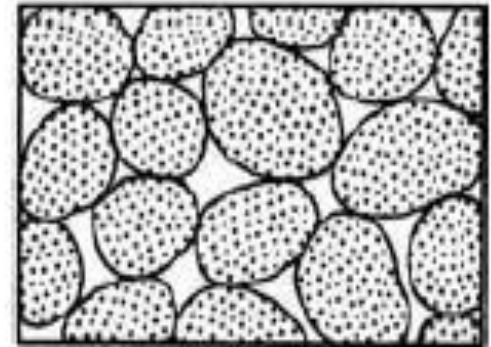
$$v = ki$$



(a)



(b)



(c)



***Il tipo di porosità e la sua
continuità (connettività)
influenzano la
permeabilità finale***



**Porosità (e permeabilità) primaria e
secondaria
nei terreni, nei sedimenti e nelle rocce**

**Figure relative alla porosità primaria: a, b, c,
d (in pori e vuoti tra clasti e grani)**

**Figure relative porosità secondaria: e, f
(tra frattura e discontinuità)**

La permeabilità è una delle proprietà ingegneristiche più importanti dei geomateriali per le implicazioni in una serie di processi e problemi di progettazione. Tra questi abbiamo:

- **Modellazione Cedimenti di fondazioni ed edifici**
- **Infiltrazione in le strutture in geomateriali e in pendii naturali**
- **Filtrazione attraverso le strutture in geomateriali e pendii**
- **Controllo della stabilità di opere idrauliche e di pendii**
- **Progettazione di filtri in strutture idrauliche in geomateriali al fine di prevenire erosione interna**
- **Etc. Etc.**

Table 4.1 TYPICAL PERMEABILITY VALUES FOR SOILS

	10^{-11}	10^{-10}	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1
	m/s											
Coefficient of permeability (log scale)	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	10	100
	cm/s											
	10^{-10}	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	
	ft/s											
Permeability:	Practically impermeable			Very low		Low		Medium		High		
Drainage conditions:	Practically impermeable			Poor			Good					
Typical soil groups: (Under USCS classification)	GC→ GM→			SM		SW→		GW→				
	CH	SC MH MC-CL		SM-SC		SP→		GP→				
Soil types:	Homogeneous clays below the zone of weathering			Silts, fine sands, silty sands, glacial till, stratified clays				Clean sands, sand and gravel mixtures			Clean gravels	
				Fissured and weathered clays and clays modified by the effects of vegetation								

Note: the arrow adjacent to group classes indicates that permeability values can be greater than the typical value shown.

Valori caratteristici del coefficiente di permeabilità a seconda del tipo di terreno e sedimenti

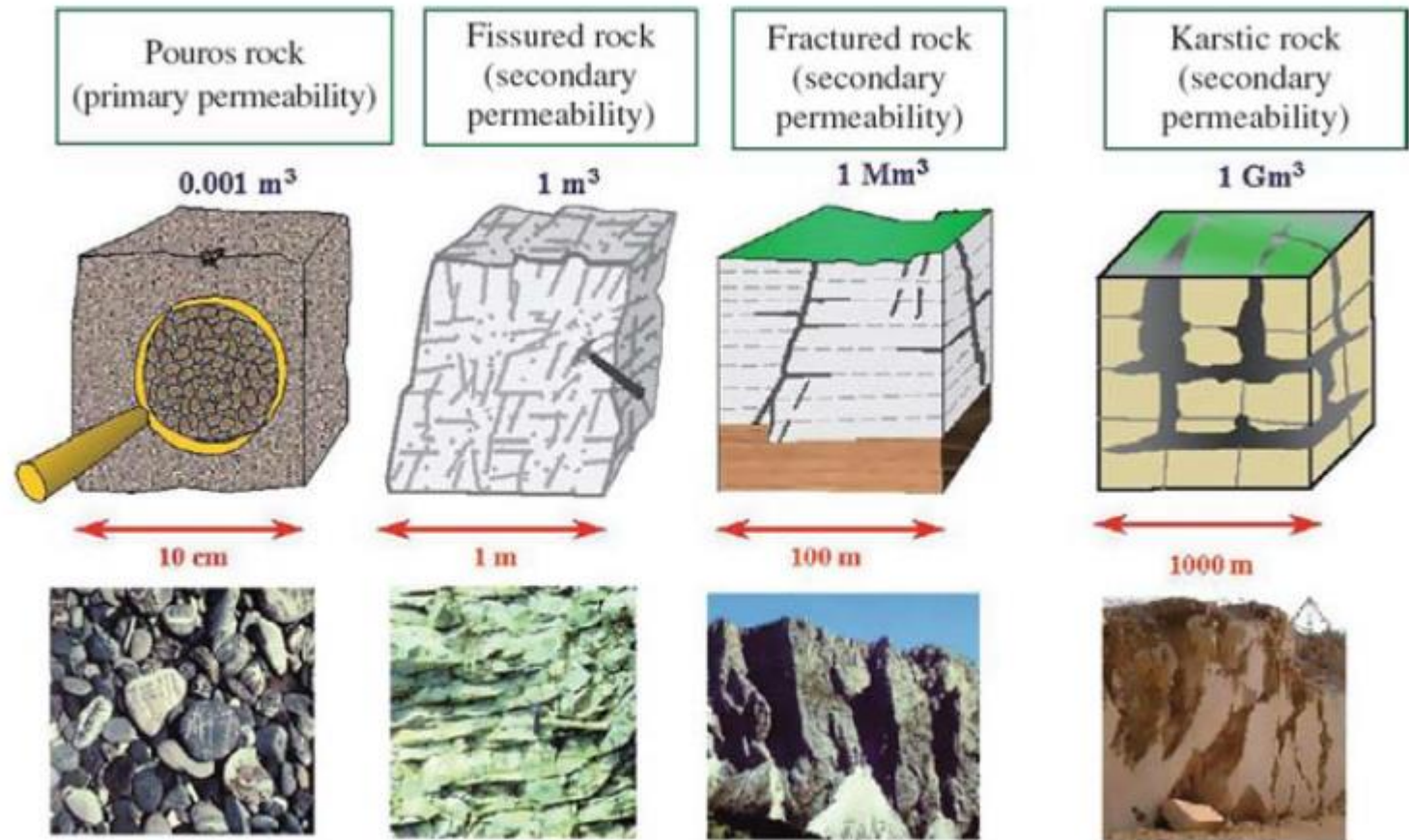


Fig. 1.21 Comparison among the elementary representative volumes (ERV) of different types of rocks (Civita, 2005) da Scesi & Gattinoni (2009)

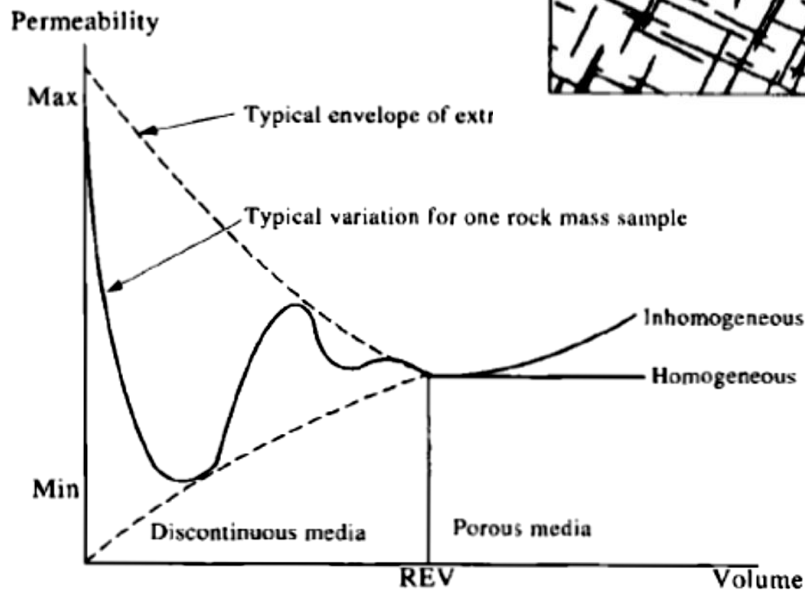
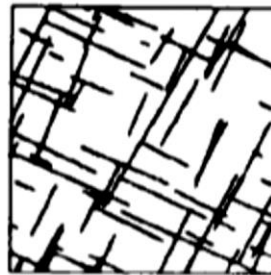
In un massiccio roccioso fratturato la permeabilità dipende dal continuità e apertura del discontinuità in direzione di il flusso



Whole pattern



Connected part of pattern

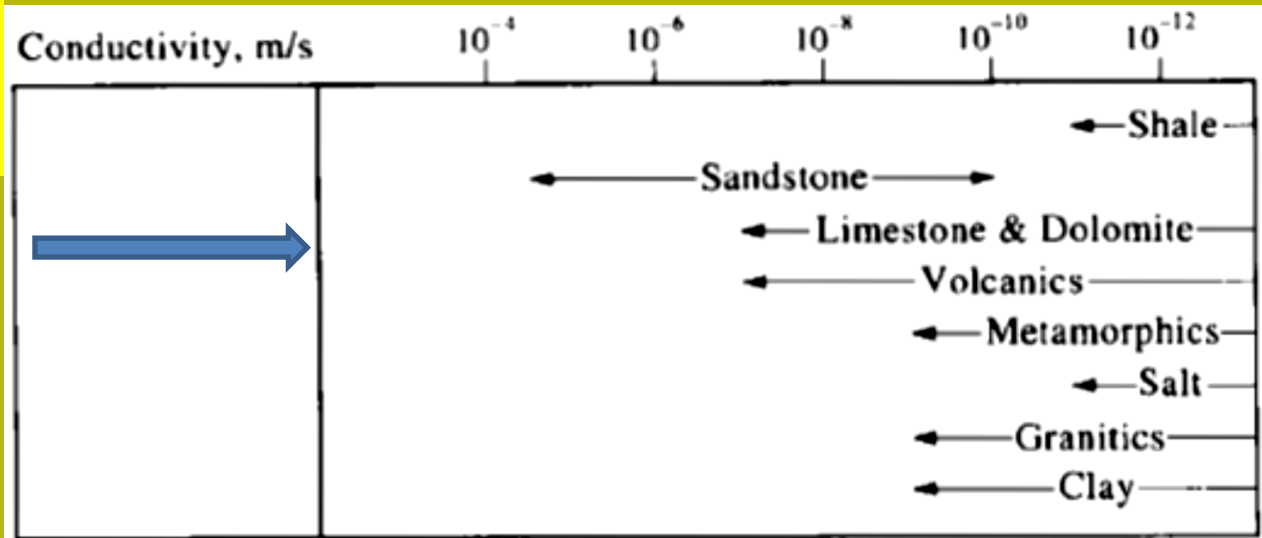


Rappresentazione del Variabilità della permeabilità Con il volume rappresentativo (REV) della massa rocciosa.

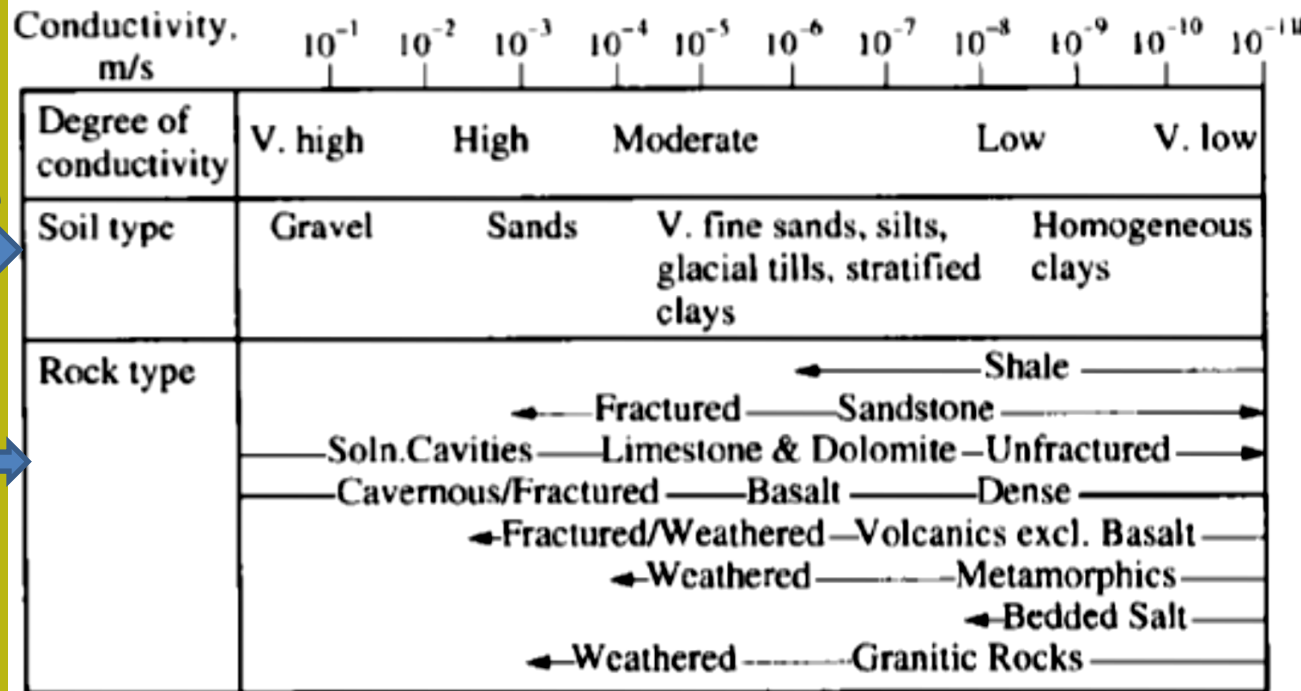
Figure 9.9 The representative elemental volume (REV) for permeability.

Coefficiente di Permeabilità K nelle rocce

Permeabilità primaria o nel sistema poroso
Per Diversi tipi di rocce

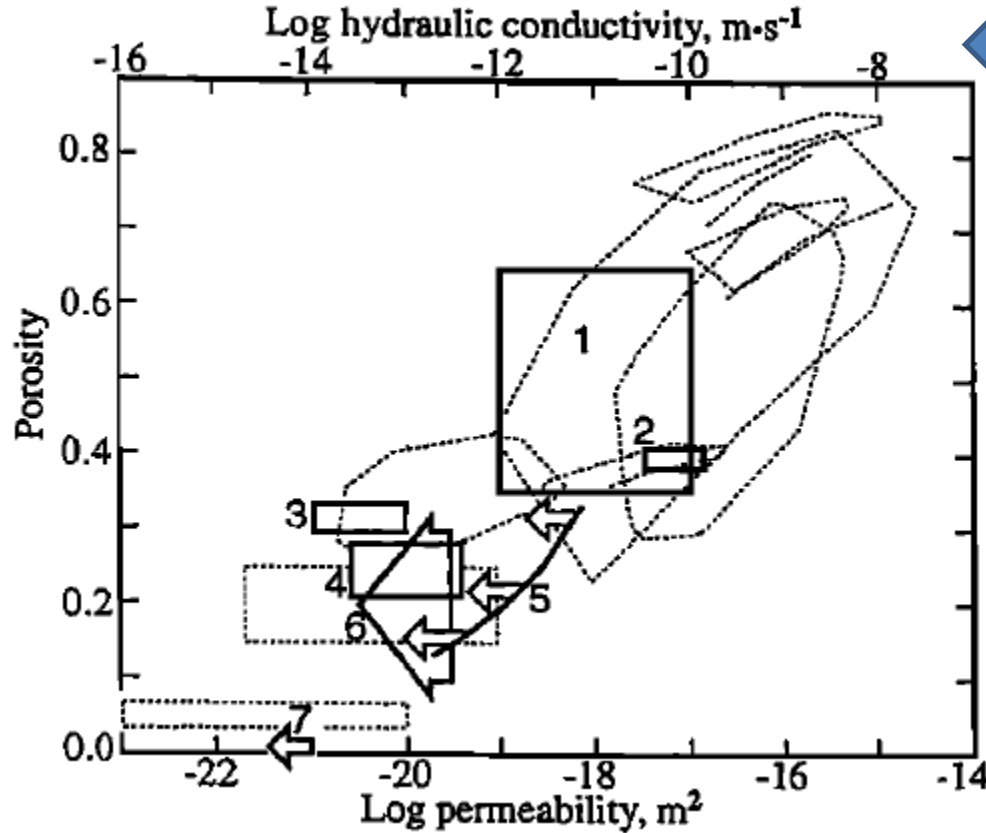


Permeabilità' en suoli e sedimenti
(comparazione)



Permeabilità secondaria
o in sistema di ammassi rocciosi fratturati

La conducibilita' idraulica e' legata alla permeabilita' intrinseca ma dipende dalla viscosita' e dalla densita' del fluido



Conducibilita' idraulica

Permeabilita' e conducibilita' idraulica spesso sono sinonimi .
Ma ufficialmente Non lo sono...

Da Neuzil, 1994

La permeabilita' e' una proprieta' intrinseca dei geomateriali (e' espressa in m^2)

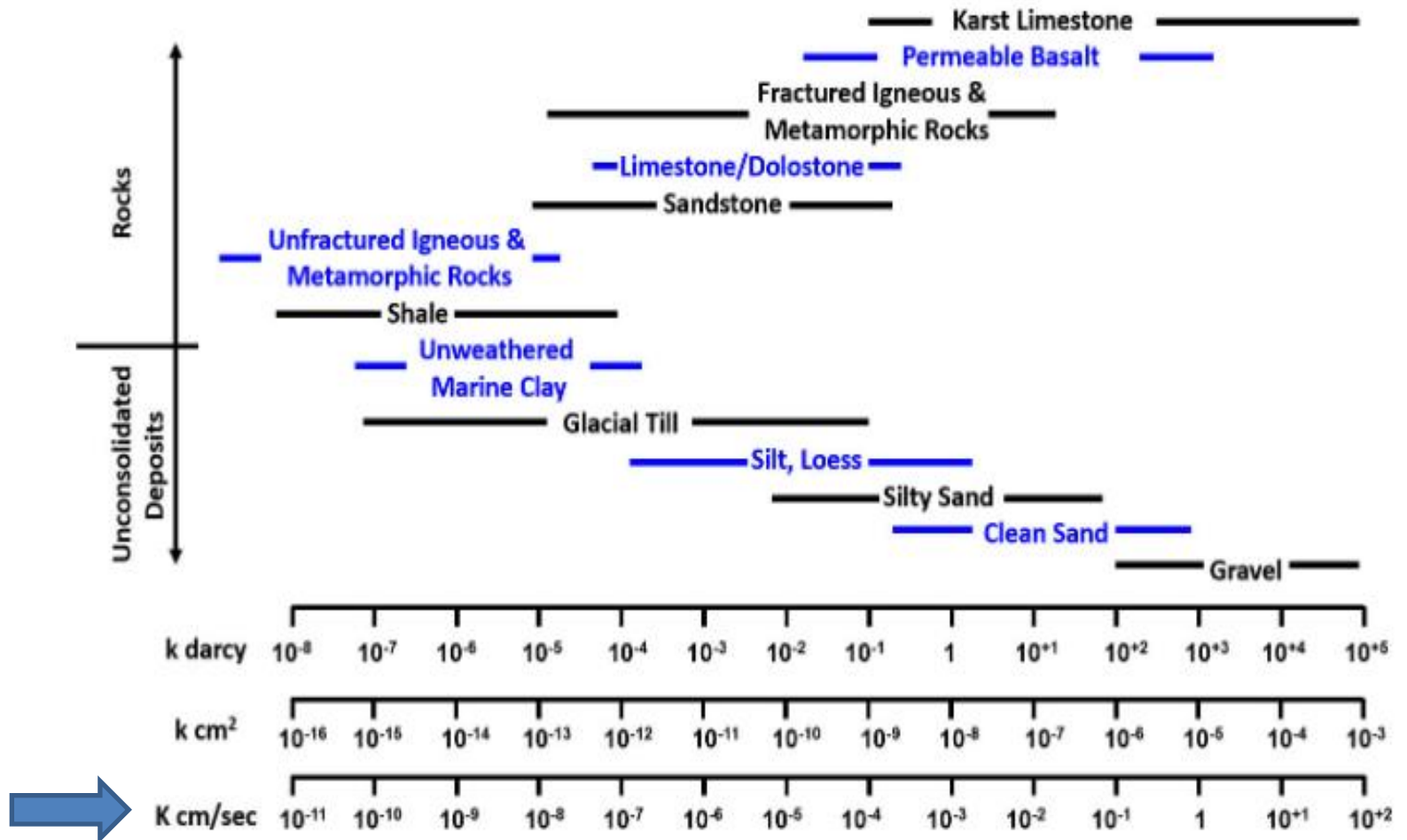
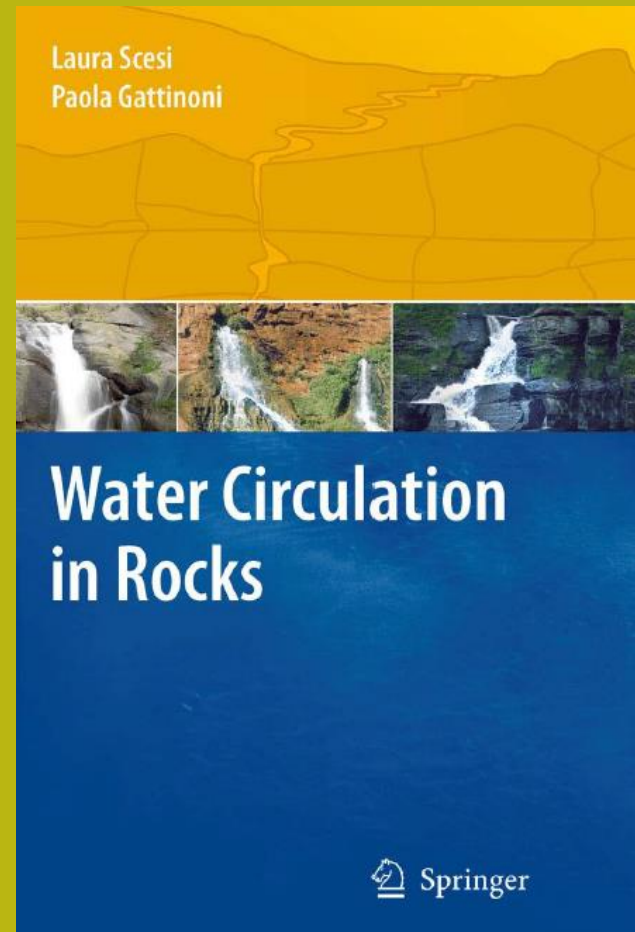


Figure 32 – Ranges of intrinsic permeability, k , and hydraulic conductivity, K , values. The alternating colors are used to make the chart easier to read. For conversion purposes, $1 \text{ cm/s} = 1.02 \times 10^{-5} \text{ cm}^2$ and $1.04 \times 10^3 \text{ darcy}$ (after Freeze and Cherry, 1979).

Misure e stime di coefficiente di permeabilita' In ammassi rocciosi



Lettura consigliata



Scesi, L., & Gattinoni, P. (2009). Water circulation in rocks. Springer Science & Business Media. ISBN 978-90-481-2416-9

$$K_i = \frac{e^3 f i g}{12\nu},$$

Da Snow(1969)

Modello approssimativo calcolato

Conducibilità idraulica K(m/s) da

Massiccio roccioso fratturato:

e = ampiezza media dell'apertura (m)

f= numero discontinuità' per metro lineare (1/m)

g=costante gravitazionale in (m/s²)

ν = viscosità cinematica dell'acqua* (m²/s)

*che dipende anche dalla T(c°) dell'acqua

(per discontinuità lisce e moto laminare , per discontinuità rugose

Abbiamo relazioni diverse (Scesi e Gattinoni ,2010))

Stima permeabilita' in un ammasso roccioso fratturato

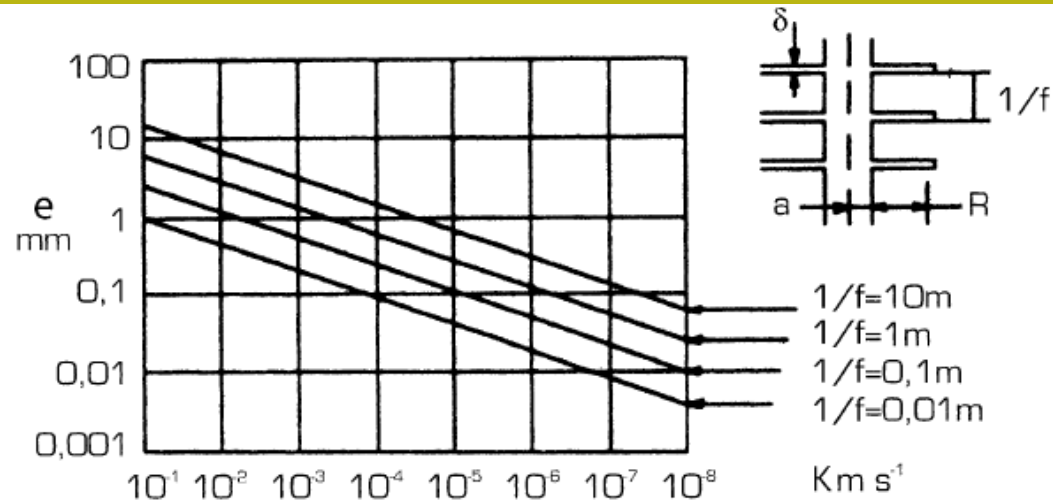


Fig. 2.5 Diagram to determine the hydraulic conductivity starting from aperture and spacing (Snow, 1969, modified)

Table 2.2 Evaluation of the aperture (in mm) of the fractures when spacing and hydraulic conductivity change (Francani, 1997)

$K(\text{ms}^{-1})$	$1/f = 10 \text{ m}$	$1/f = 1 \text{ m}$	$1/f = 0.1 \text{ m}$	$1/f = 10 \text{ mm}$
10^{-1}	11.5	5.3	2.5	1.15
10^{-2}	5.3	2.5	1.15	0.53
10^{-3}	2.5	1.15	0.53	0.25
10^{-4}	1.15	0.53	0.25	0.115
10^{-5}	0.53	0.25	0.115	0.053
10^{-6}	0.25	0.115	0.053	0.025
10^{-7}	0.115	0.053	0.025	0.011
10^{-8}	0.053	0.025	0.011	0.005

da Scesi & Gattinoni (2009)

Stima permeabilità' in un ammasso roccioso fratturato

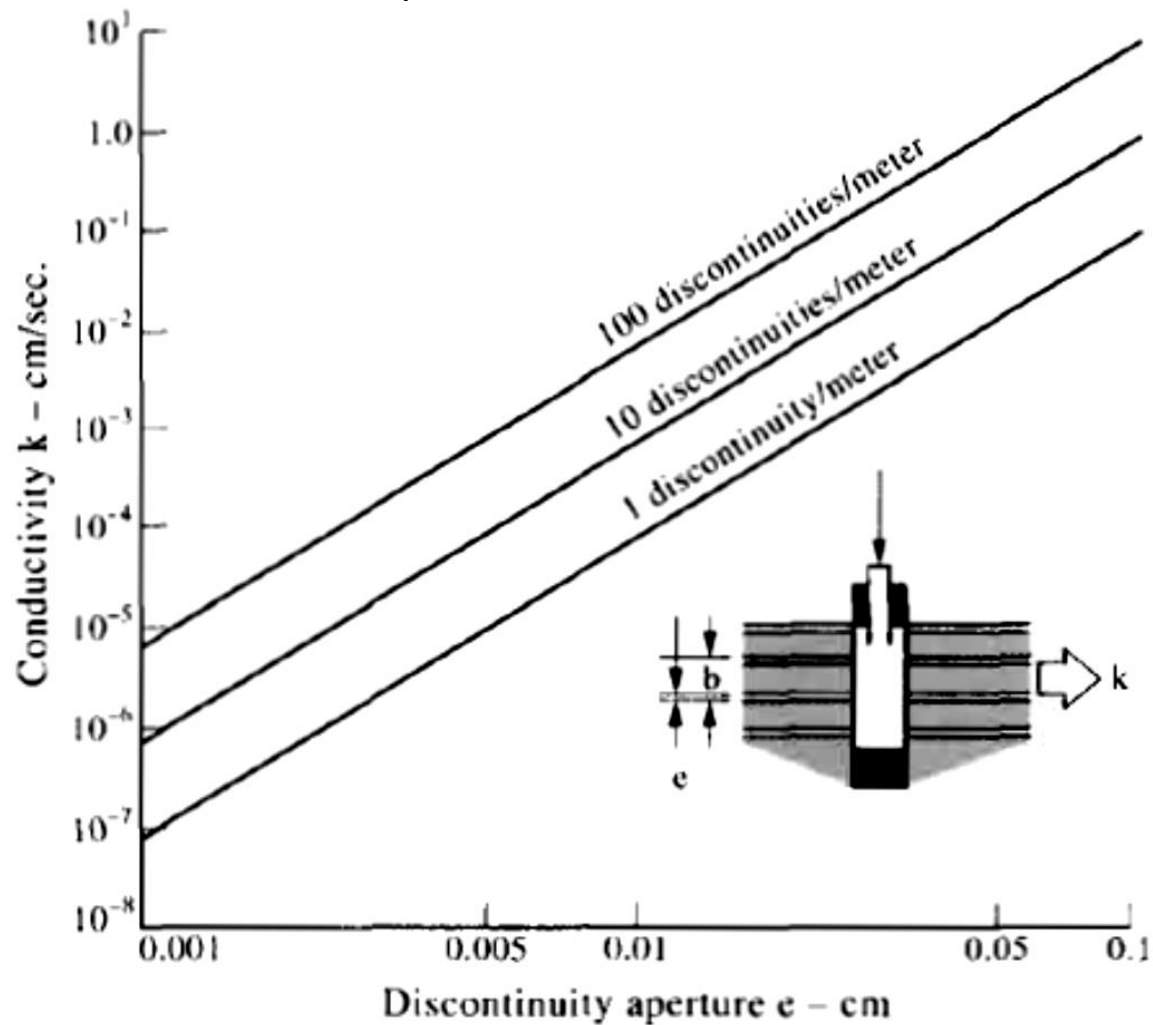


Figure 9.4 Variation of discontinuity set permeability as a function of the aperture and discontinuity frequency (after Hoek and Bray, 1977).

Modello approssimato di Hoek e Bray 1977 - permeabilità K in discontinuità

Circolazione acqua in ammasso roccioso fratturato con discontinuita' orientate

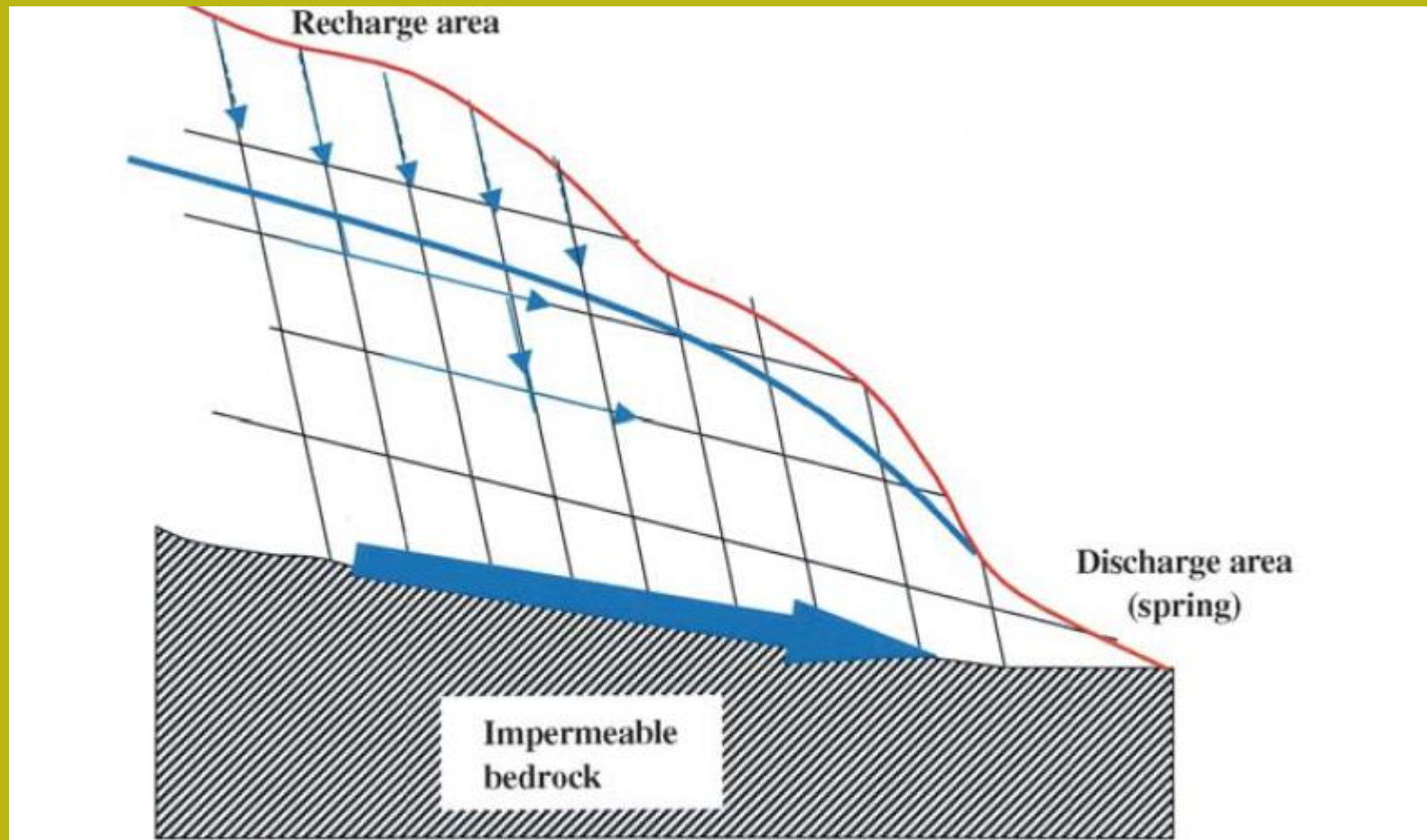


Fig. 4.1 Schematic representation of the flow condition typical of a rock slope with an impermeable bedrock, with indication of the water flow direction within the discontinuity network. The water path is conditioned by the hydraulic gradient and by the discontinuity distribution and orientation

da Scesi & Gattinoni (2009)

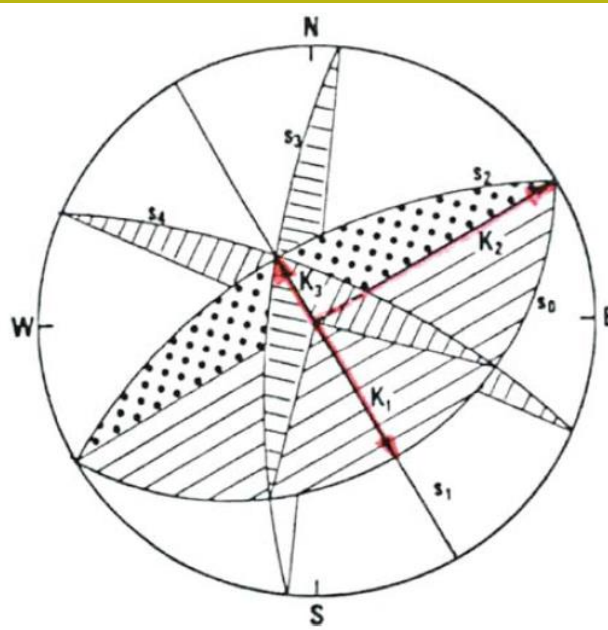


Fig. 2.7 Stereographic representation of discontinuity families (s_0, s_1, s_2, s_3 and s_4), characterized by constant aperture ($e_0 = e = e_2 = e_3 = e_4 = 0.1$ mm) and variable frequency ($f_0 = 4; f_1 = 2; f_2 = 1; f_3 = f_4 = 0.5$) and relevant main hydraulic conductivities, characterized by a module ($K_1 = 5.4 \times 10^{-6}$ m/s; $K_2 = 4.4 \times 10^{-6}$ m/s; $K_3 = 3.3 \times 10^{-6}$ m/s) and a strike in space

$$K_e = (\prod_n K_n)^{1/n}$$

Nel caso di tre famiglie di Fratture (discontinuita')



$$K_e = (K_1 K_2 K_3)^{1/3}$$

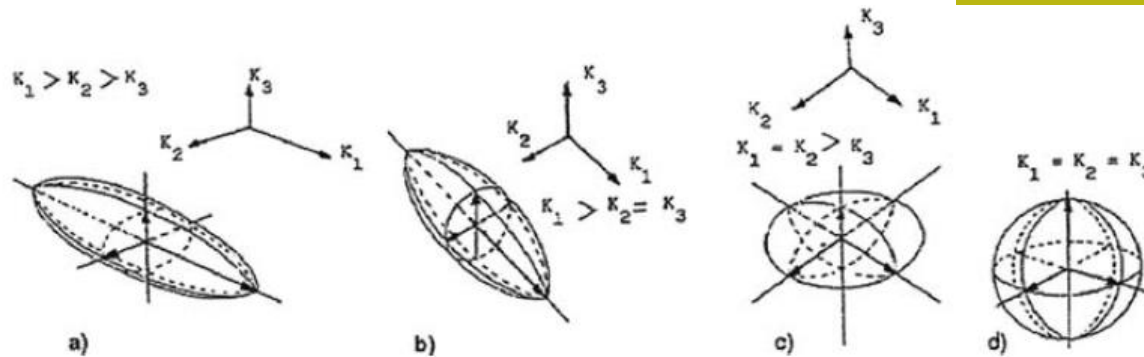


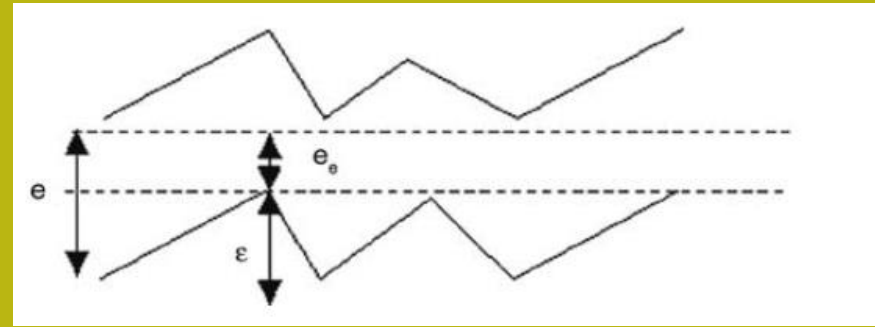
Fig. 2.8 Reference ellipsoid for the hydraulic conductivity tensor for the different anisotropy levels (a, b, c) and for an isotropous mass (d)

$$K_e = (K_1 K_2 K_3)^{1/3}$$

Effetto rugosità' su permabilità'

Si ma le discontinuità' non sono mai lisce....

Appunto allora qual'e' l'effetto della rugosità' delle discontinuità'?



Scesi & Gattinoni (2010)

$$K = \frac{ge^2}{12\nu \left[1 + 8.8 \left(0.5 - \frac{e}{2JRC^{2.5}} \right)^{1.5} \right]}$$

Da Scesi & Gattinoni (2010)

Dove:

K = conducibilità idraulica (m/s)

e = ampiezza media meccanica dell'apertura (m)

e₀ = ampiezza effettiva della apertura

JRC = Coefficiente di rugosità' (Barton&Bandis, (1990)

g=costante gravitazionale in (m/s²)

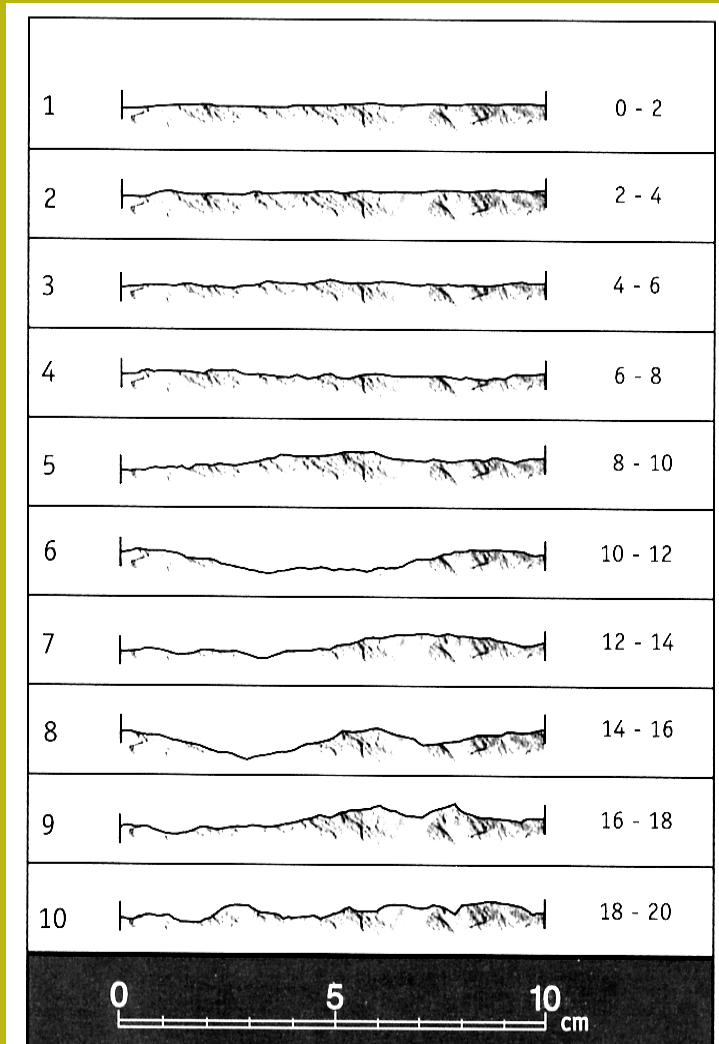
v = viscosità cinematica dell'acqua* (m²/s)

**che dipende anche dalla T(c°) dell'acqua*

E il JCR ??

Caso di discontinuita' ben identificate

Tavola del JCR



Criterio di Barton - Bandis (1990) y Patton (1966) per resistenza al taglio in discontinuita'

JRC = coefficiente di rugosita' (in gradi)

JCS = resistenza compressione uniassiale sulla superficie della discontinuita' (MPa)

σ_n = pressione normale alla superficie della discontinuita'

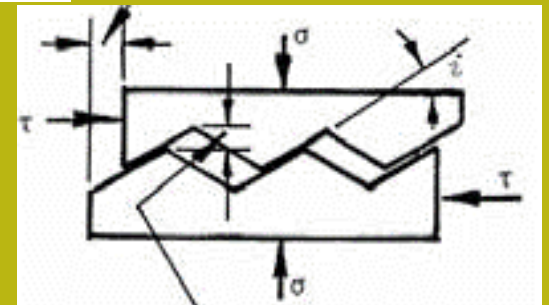
ϕ_r = angolo di frizione residuale (da tilt test)

i = angolo di dilatanza

Barton & Bandis (1990)

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC * \text{Log}_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right]$$

$$\tau = \sigma_n \tan (i + \phi_r) \quad \text{Patton (1966)}$$



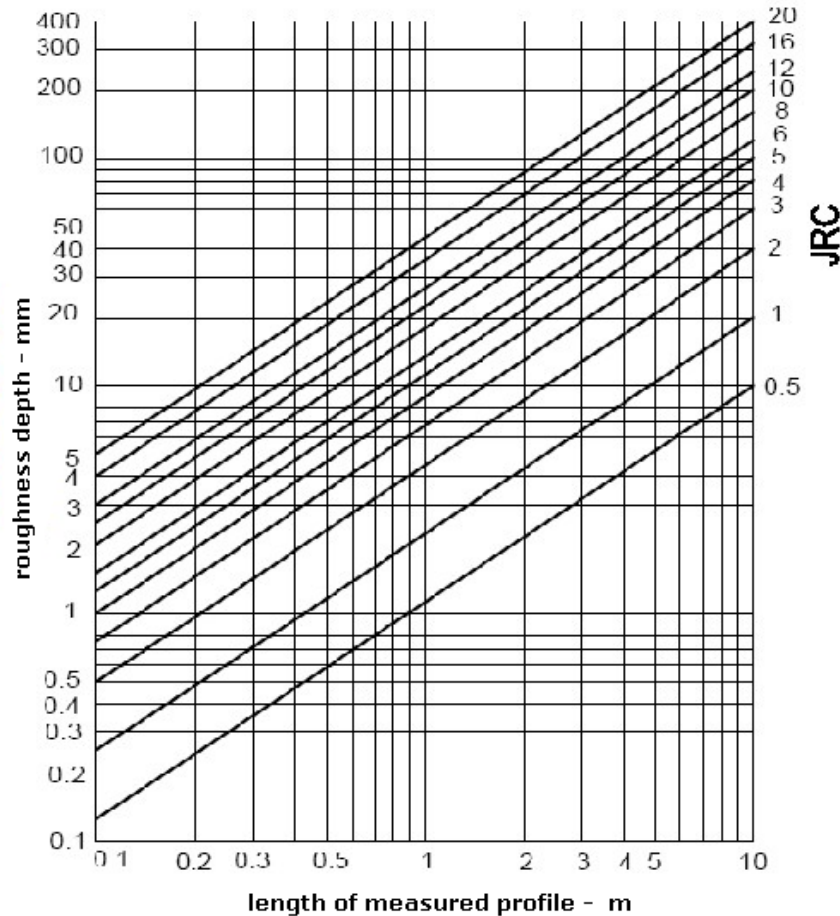
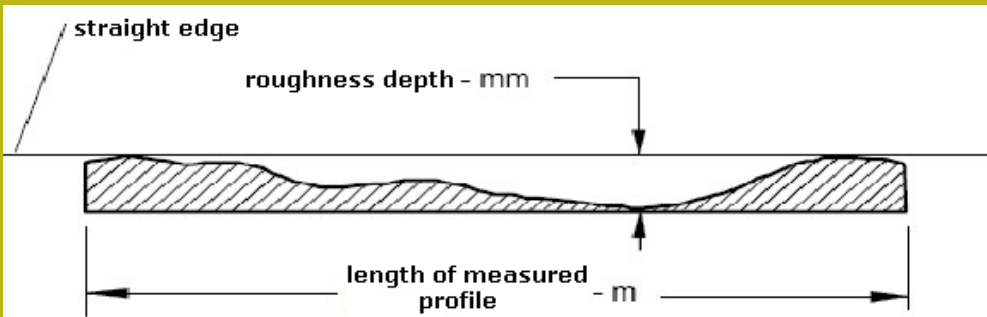


Diagram to determine JRC (after Barton)

Criterion di Barton (1985)
Valutazione del JRC mediante
misurazione della rugosità
Da profilo misurabile

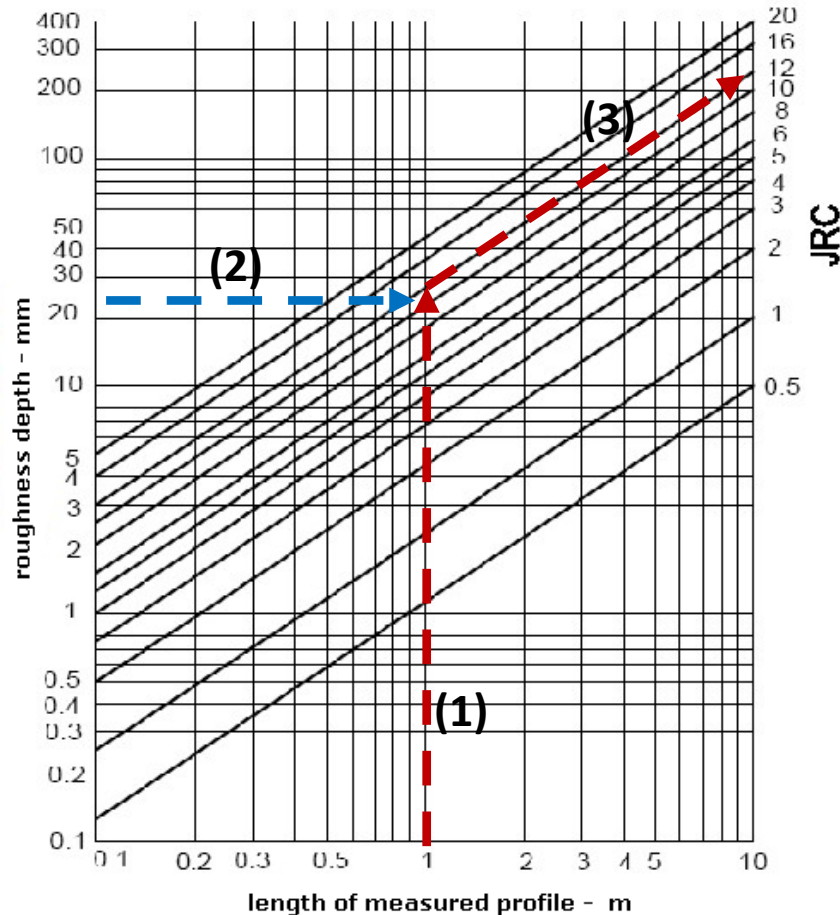
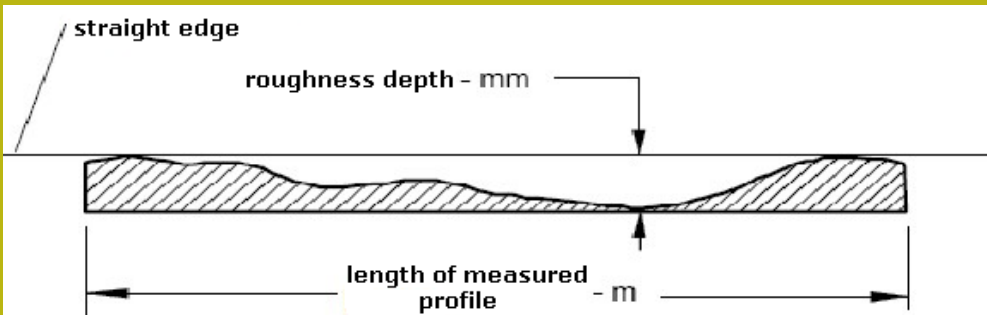


Diagram to determine JRC (after Barton)

Valutazione del JRC mediante misurazione della rugosità

Passi a seguire:

- 1-Misurare con una barra e un calibro il dislivello massimo (MAX-MIN) su un tratto da di discontinuità 30 cm a 200 cm (sulle X)
- 2- Leggere sul grafico lunghezza profilo e dislivello misurato in mm (sulle Y)
- 3-Identificare il JRC corrispondente sulle line inclinate

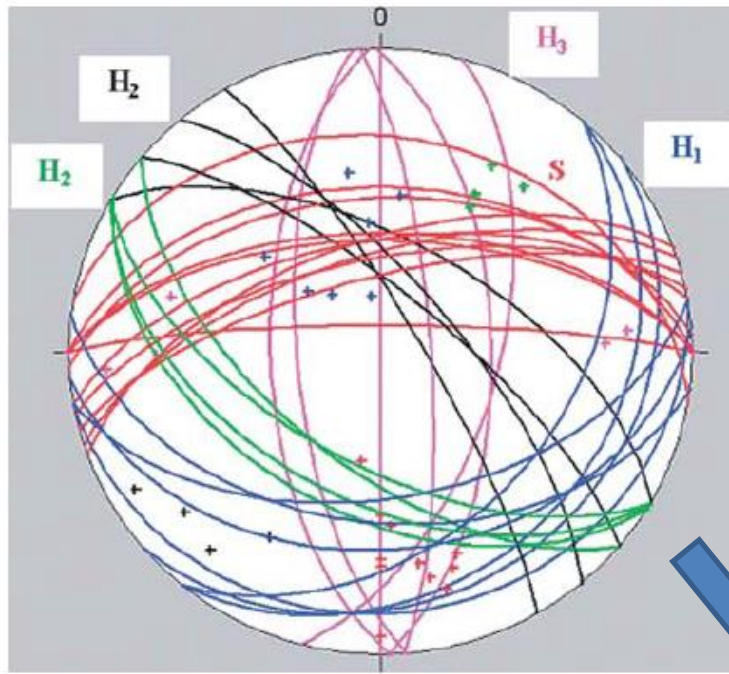


Table 6.7 Examples of hydraulic conductivity values obtained by structural data

Orientation of discontinuity families

H_1	N/45°
H_2	140°/20°
H_3	230°/10°

Hydraulic conductivity of the discontinuity families

K_1 (m/s)	6.54×10^{-3}
K_2 (m/s)	4.18×10^{-4}
K_3 (m/s)	5.23×10^{-5}

Hydraulic conductivity of the rock mass and main direction of the flow

K_{tot} (m/s)	6.42×10^{-3}
Dip direction (°)	3
Dip (°)	48

$$K = \frac{g \cdot e^2}{12\nu \left(1 + 8.8 \left(0.5 - \frac{e}{2JRC^{2.5}} \right)^{1.5} \right)} \quad (\text{rough walls}).$$

Conducibilità equivalente del massiccio roccioso

$$K_e = (K_1 K_2 K_3)^{1/3}$$

Table 6.11 Hydraulic conductivity tensor around saturated zone

Stop	K ₁			K ₂			K ₃		
	m/s	Dip Dir. (°)	Dip (°)	m/s	Dip Dir. (°)	Dip (°)	m/s	Dip Dir. (°)	Dip (°)
1	4.07E-02	9	78	1.40E-04	180	3	1.44E-04	107	36
2	2.36E-05	29	5	2.91E-05	0	69	4.88E-05	120	36
3	7.72E-07	0	61	1.55E-05	0	24	1.62E-05	241	29
4	2.76E-02	360	51	1.69E-01	0	32	1.88E-01	243	38
5	1.04E-02	23	78	3.45E-03	0	7	4.18E-03	241	29
6	4.09E-05	276	84	2.57E-04	180	0	2.85E-04	95	50
7	1.90E-06	218	35	1.34E-04	71	50	1.36E-04	140	21
8	8.98E-06	8	63	1.37E-04	0	24	1.46E-04	254	38
10	8.86E-06	9	63	1.30E-06	0	24	1.39E-06	254	38
11	7.10E-02	346	61	2.24E-01	0	13	2.90E-01	196	26
12	4.50E-06	225	86	2.05E-02	46	4	2.05E-02	0	0
13	2.64E-05	54	72	8.62E-04	42	18	8.75E-04	0	5
14	1.64E-02	318	83	3.26E-01	180	2	3.42E-01	152	8
15	4.65E-04	102	59	4.41E-02	180	21	4.45E-02	151	24
16	6.15E-08	274	52	2.53E-05	148	24	2.54E-05	0	36
17	8.35E-06	0	36	4.66E-03	180	35	4.67E-03	0	89
18	8.65E-07	220	34	9.32E-04	50	56	9.33E-04	133	7
19	4.51E-06	156	75	2.59E-05	0	15	3.04E-05	251	5
20	7.14E-11	20	64	1.36E-05	0	0	1.36E-05	200	27
21	5.85E-06	280	83	4.86E-05	176	2	5.19E-05	0	59
22	3.81E-06	270	77	4.16E-05	180	6	4.54E-05	121	21
23	1.66E-06	19	51	1.88E-05	0	30	2.04E-05	258	63
24	4.99E-07	87	83	3.11E-05	83	7	3.16E-05	0	1
25	3.41E-07	235	85	3.03E-06	0	0	3.35E-06	237	9
26	8.93E-07	79	53	5.47E-06	83	37	6.36E-06	0	2
27	5.35E-06	173	46	4.30E-05	180	10	4.83E-05	153	45
28	1.23E-06	8	73	5.05E-05	0	10	5.12E-05	223	19
29	4.89E-05	84	59	4.95E-04	19	14	5.38E-04	0	49
30	7.46E-03	39	84	1.16E-01	39	6	1.24E-01	0	0
31	2.09E-11	20	50	3.41E-08	17	40	3.41E-08	0	5
33	2.46E-05	2	40	1.28E-04	0	43	1.39E-04	255	54

Esempio
da Scesi & Gattinoni (2010)

$$K = \frac{g \cdot e^2}{12\nu \left(1 + 8.8 \left(0.5 - \frac{e}{2JRC^{2.5}} \right)^{1.5} \right)} \quad (\text{rough walls}).$$

**Ma per misurare in campo realmente
la permeabilita' (conducibilita
idraulica) in roccia ?**

Il test Lugeon

Misura della permeabilità del campo in foro: test LUGEON – in roccia

Prova su rocce fratturate
Con obiettivo la determinazione
dei livelli in sondaggio
con la più alta permeabilità

Un settore del sondaggio è
isolato e l'acqua viene iniettata
sotto pressione
(fino a 1000 kPa (10 atm)).
Il flusso d'acqua assorbito è
misurato

La misura è espressa come
Unità di Lugeon (UL)
corrisponde a

(1 litro / min) x 1 m

della sezione del tratto di
sondaggio isolato.

Le sezioni della tratto isolato
variano generalmente da
0,5 a 5 m

Version 1.0 Last update 15-09-2023

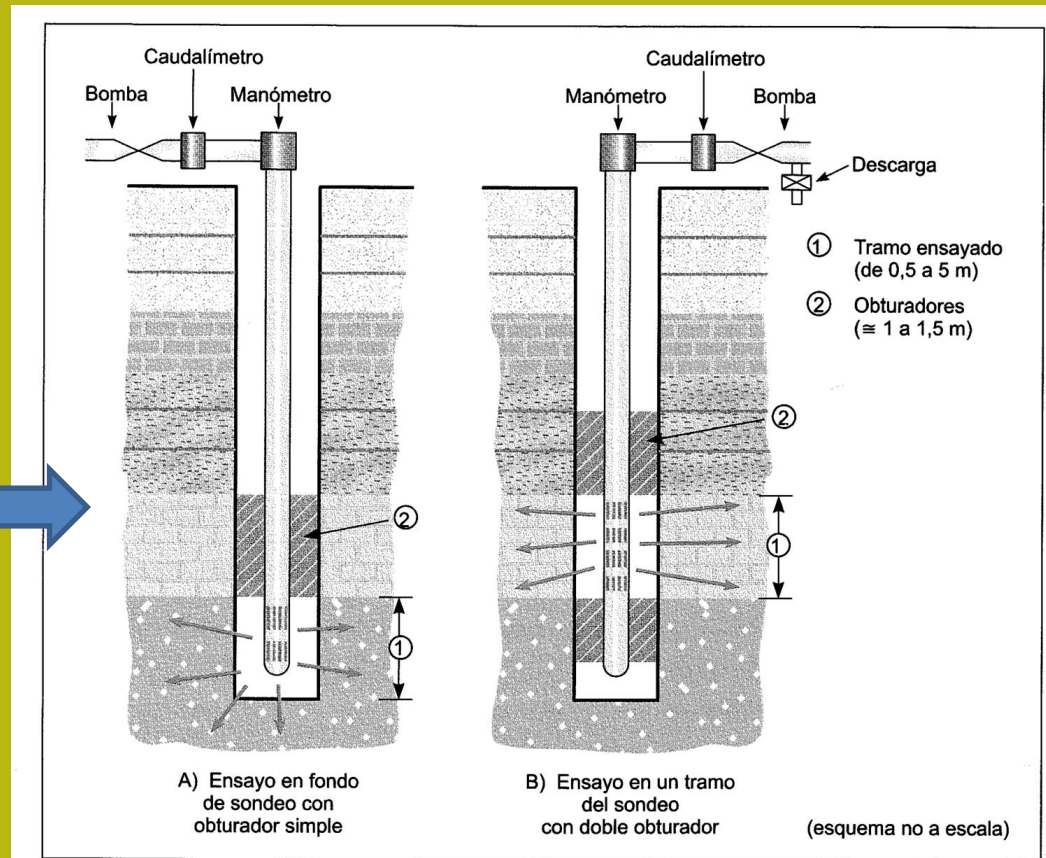


Figura 6.87 Ensayo Lugeon. A): Obturador simple. B): Obturador doble.

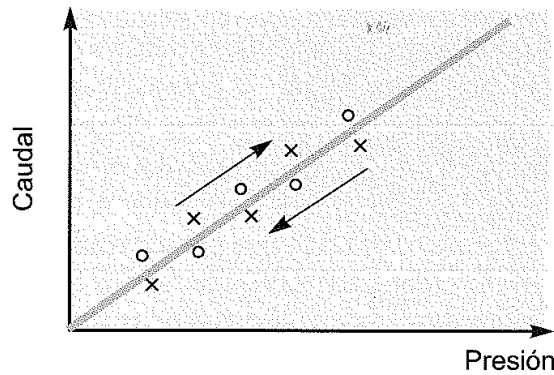
Traduzione:

Bomba = pompa

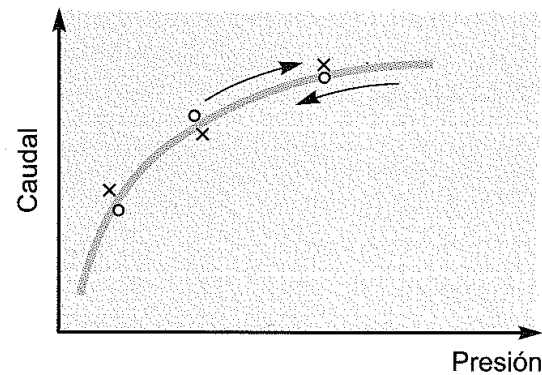
Caudalímetro = misuratore di portata

Obturador = "Packers"

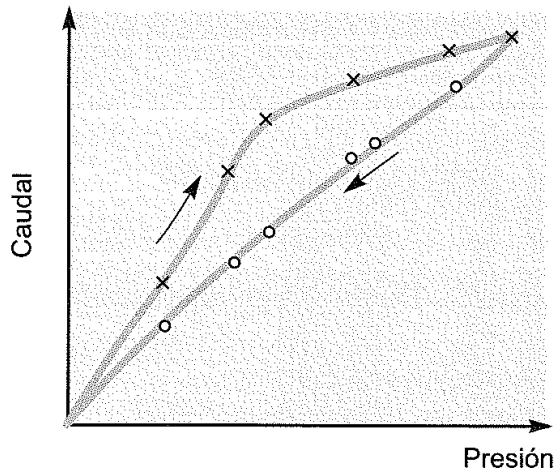
Da Vallejo (2011)



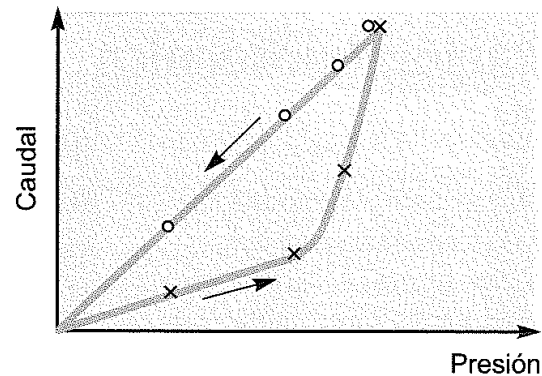
Régimen laminar.



Régimen turbulento. Probablemente una fisura de dimensiones considerables que se abre o cierra según la magnitud de la presión.



Se ha producido una colmatación a elevadas presiones.



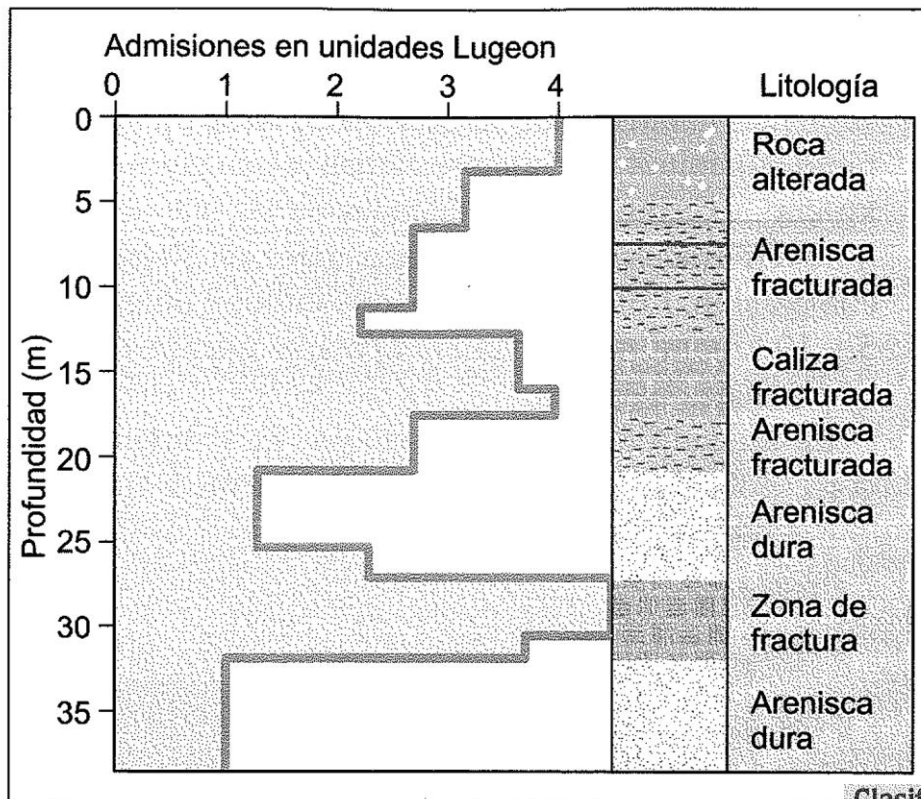
Apertura de fisuras a elevadas presiones o lavado de finos.

Figura 6.90 Relaciones presión-caudal en el ensayo Lugeon (Gómez Laa y Foyo, 1979).

Caudal=Portata
Di immissione

Da Vallejo (2011)

Rapporto pressione-flusso nel test Lugeon (schemi caratteristici)



Esempio di presentazione del Risultati del test Lugeon

Esempio di classificazione di Livelli di permeabilità in Test Lugeon

Figura 6.89 Ejemplo de resultado del ensayo Lugeon.

$$k = \frac{UL}{12 \times 10^6} \ln \frac{L}{r}$$

K= permeabilita' (m/s)
 UL= unita' Lugeon
 L=lunghhezza tratto di test(m)
 r=raggio del sondaggio (m)

Clasificación de macizos rocosos en función de la permeabilidad

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presión (kp/cm ²)
Muy impermeable	0-1	10
Prácticamente impermeable	1-3	10
Permeable	> 3	10
	1,5-6	5
Muy permeable	> 3	10
	> 6	5

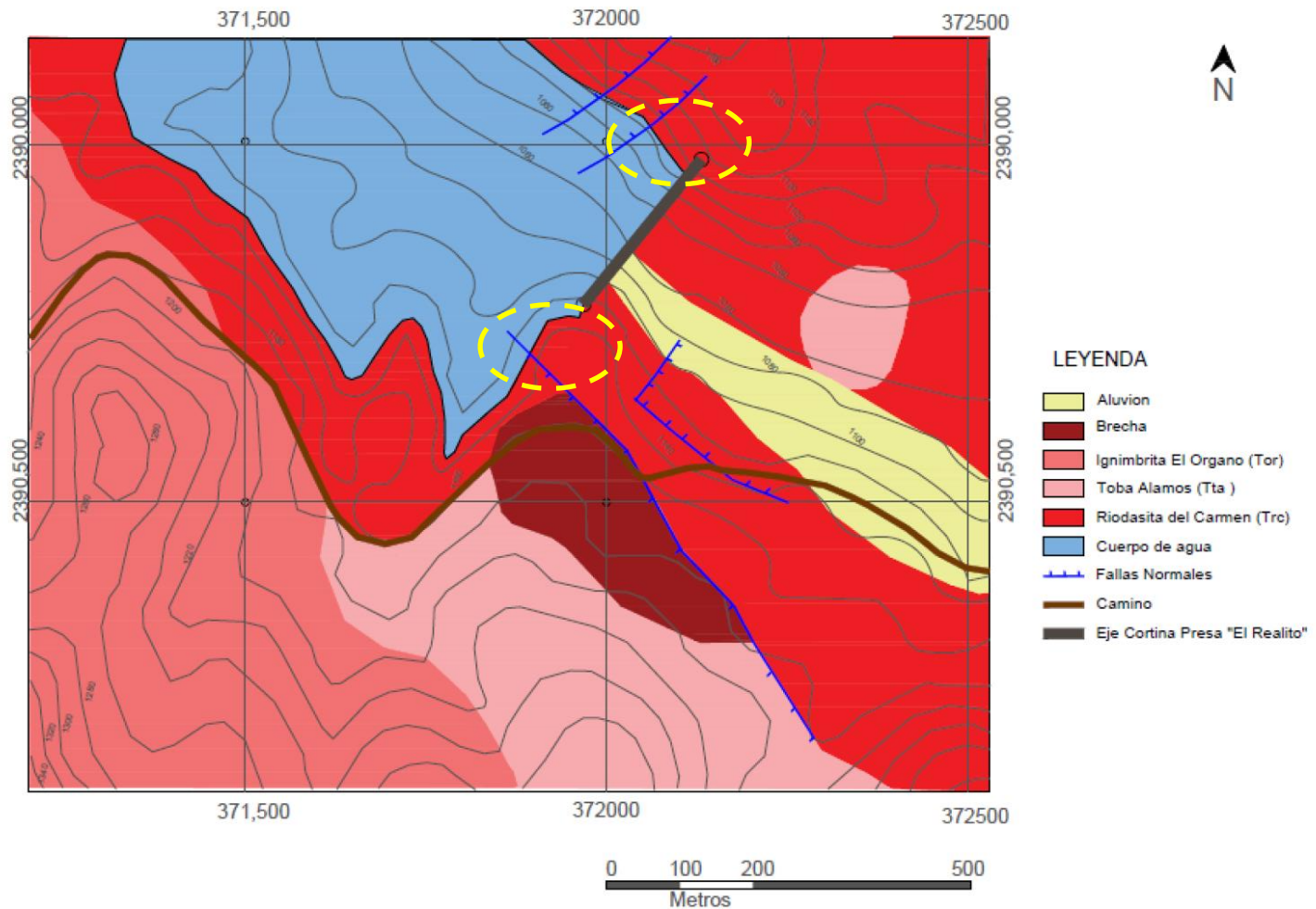
Olalla y Sopena, 1991.



**MEXICO -
Sierra madre
Orientale
Diga "El realito"**

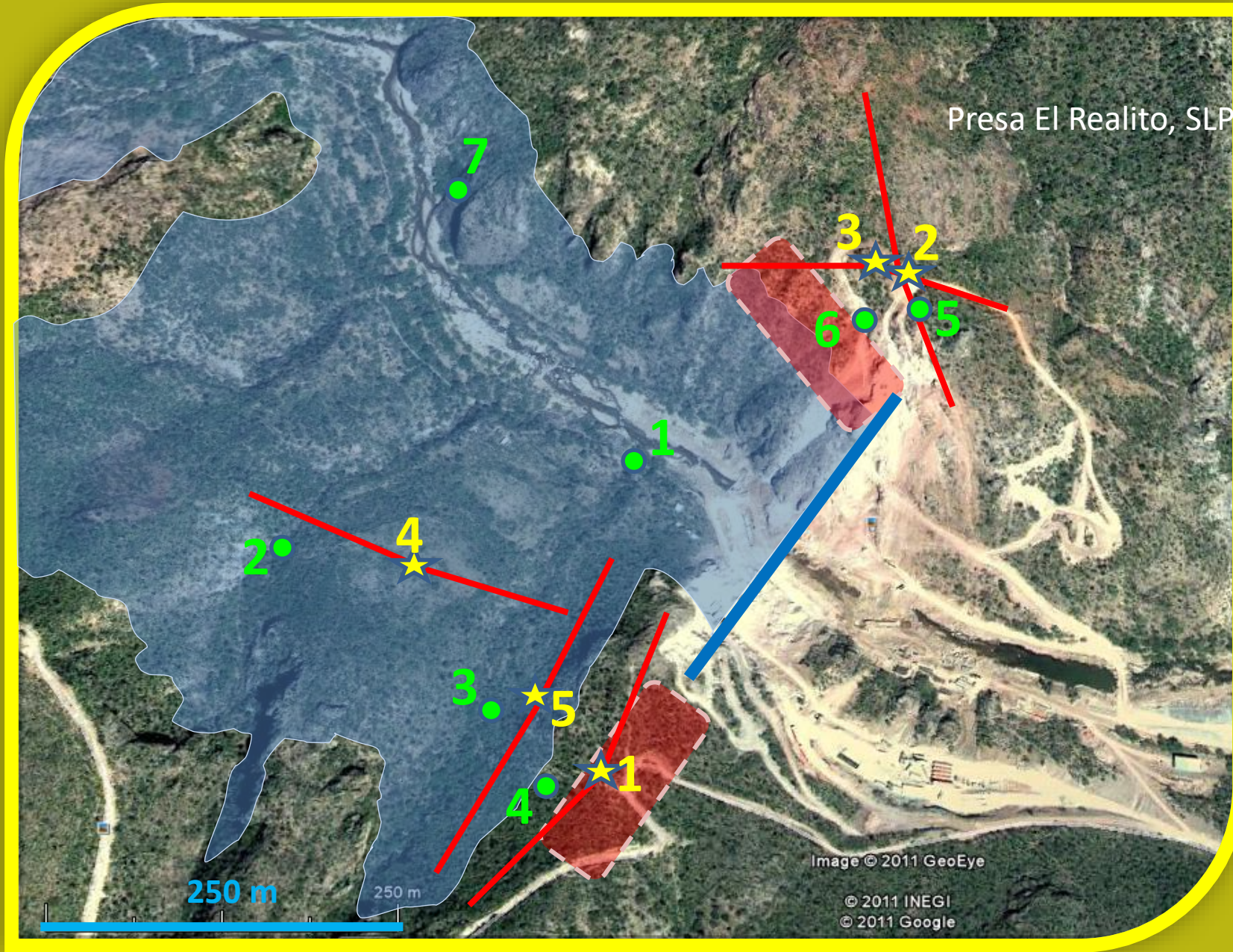
Diga " El Realito" Capacita' di Invaso circa 73 Mm³





Mappa geologica schematica CONAGUA (2011)

Sondaggi e test LUGEON (CFE- INSTITUTO DE GEOLOGIA, UASLP 2011)



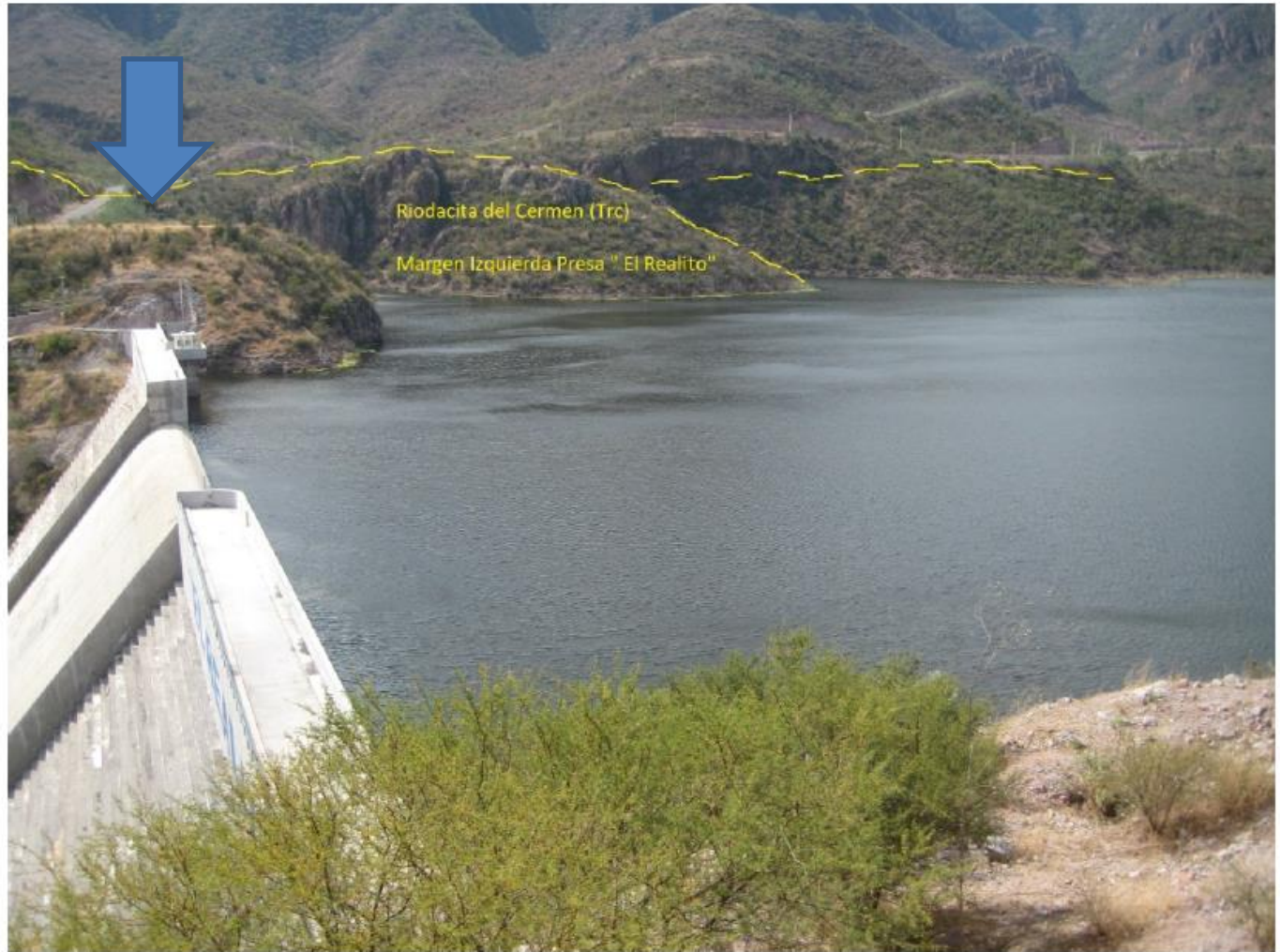


Figura 10. Fotografía de la margen izquierda de la presa El Realito (Enero 2017).



Figura 13. Fotografía Brecha El Realito margen izquierda de la presa El Realito (Julio 2016).

Barreno	Recuperación (%)	RQD (%)	Calidad de ROCA
Barreno 4.	86.27%	56.29%	Regular
Barreno 5.	97.57%	69.52%	Regular
Barreno 6	85.67%	53.20%	Regular

test LUGEON 2011

Presa EL REALITO , SLP

PERMEABILIDADES

B-1

B-2

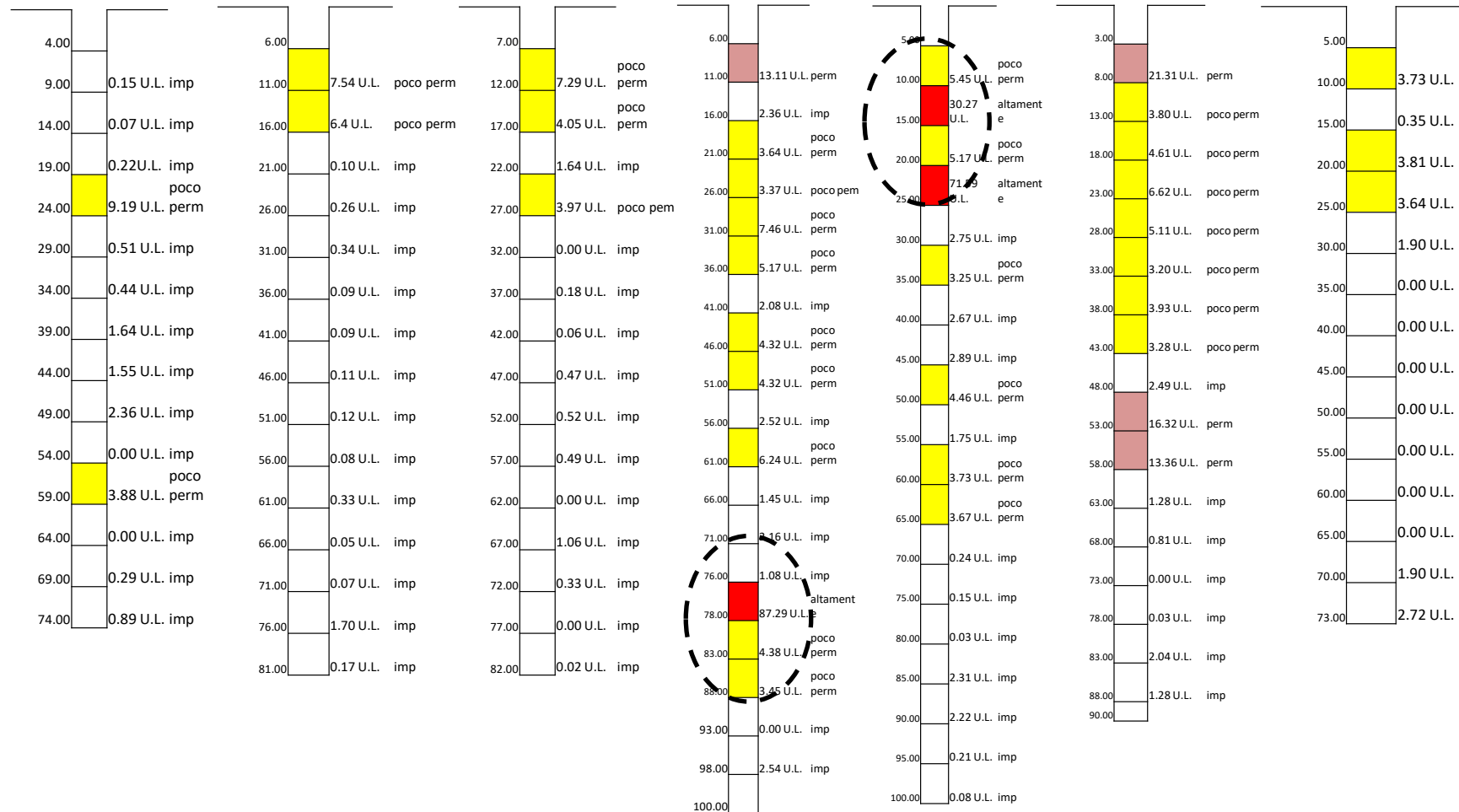
B-3

B-4

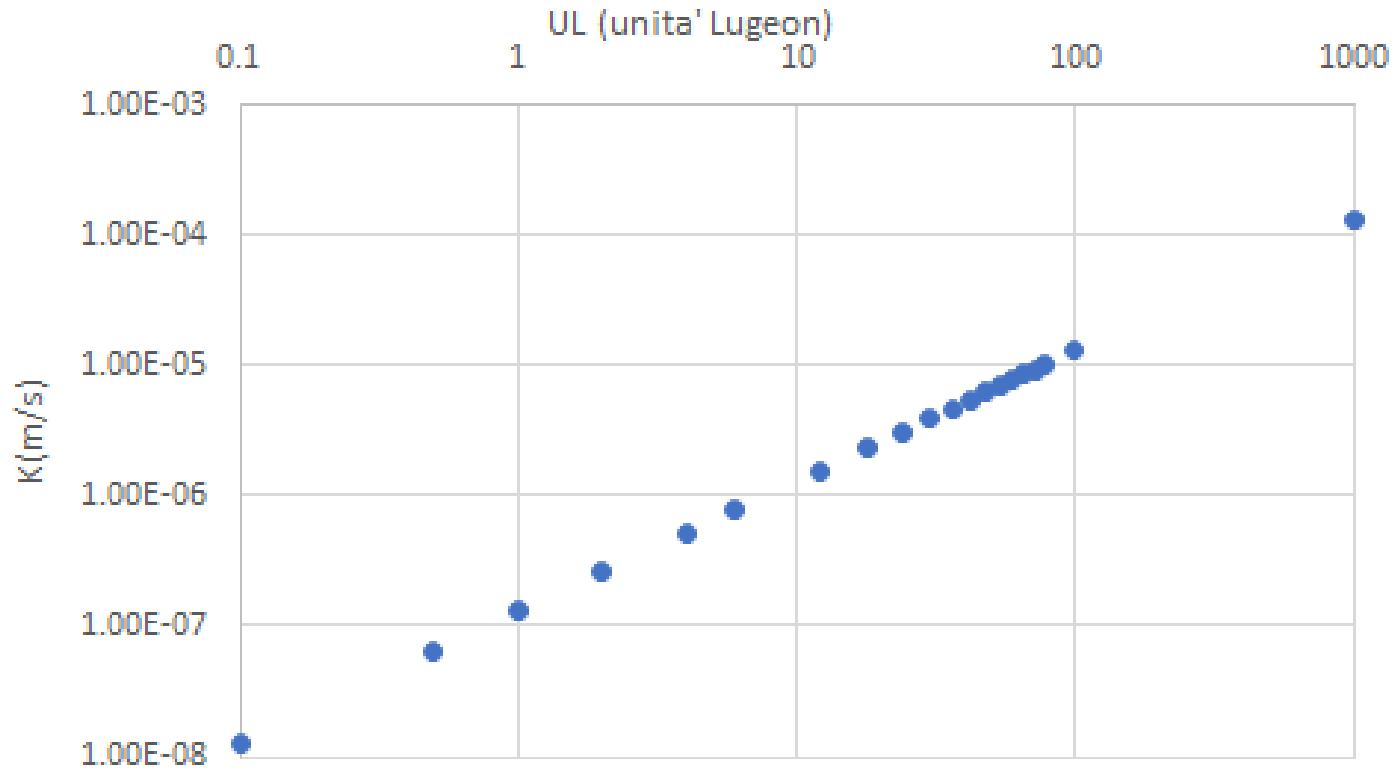
B-5

B-6

B-7



K (m/s) da test Lugeon Standard P(10 atm)



$$K = UL \left(1.3 \times 10^{-7} \right) \text{ (m/s)}$$

**Misure e stime di
coefficiente di
permeabilita'
In suoli e sedimenti**

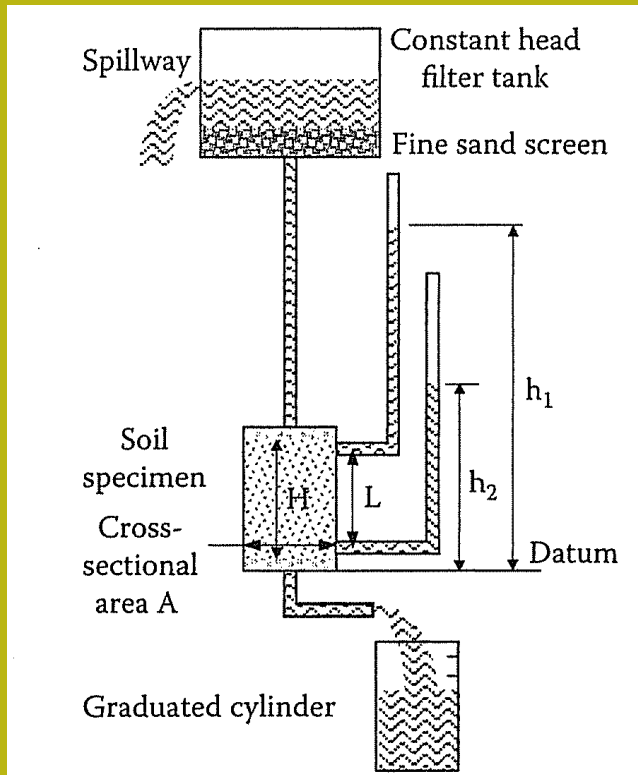
Misure dirette della permeabilità (conducibilità idraulica) in laboratorio

Una dei metodo di stima usati in geotecnica e idrologia è fare ricorso a Misure dirette della conducibilità idraulica in laboratorio e/o in campo

Tutti i metodi di stima semplificata hanno spesso una campo di applicazione specifico

Misurazioni di K (laboratorio) - permeametro a carico costante (flusso verticale)

Modifica la formula di Darcy per misure di laboratorio del coefficiente di permeabilità



$$k = \frac{\Delta V}{\Delta t} * \frac{L}{A} \left(\frac{1}{h_1 - h_2} \right) \quad [\text{m/s}]$$

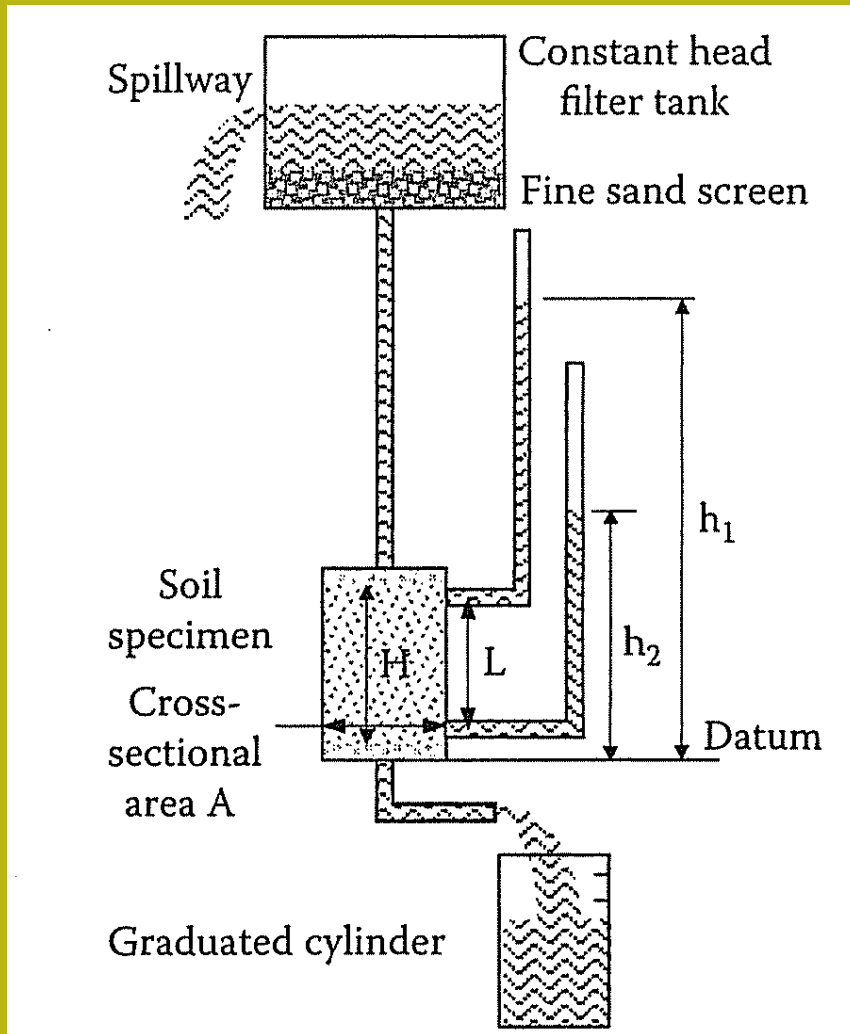
$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = q = \text{portata di uscita del flusso } \text{m}^3/\text{s}$$

Donde:

- **L** = lunghezza del campione (m)
- **A** = sezione del campione (m²)
- **h₁** = carico all'estremo superiore del campione (m)
- **h₂** = carica alla base del campione (m)
- **V** = volume del flusso raccolto (m³)
- **t** = tempo (s)

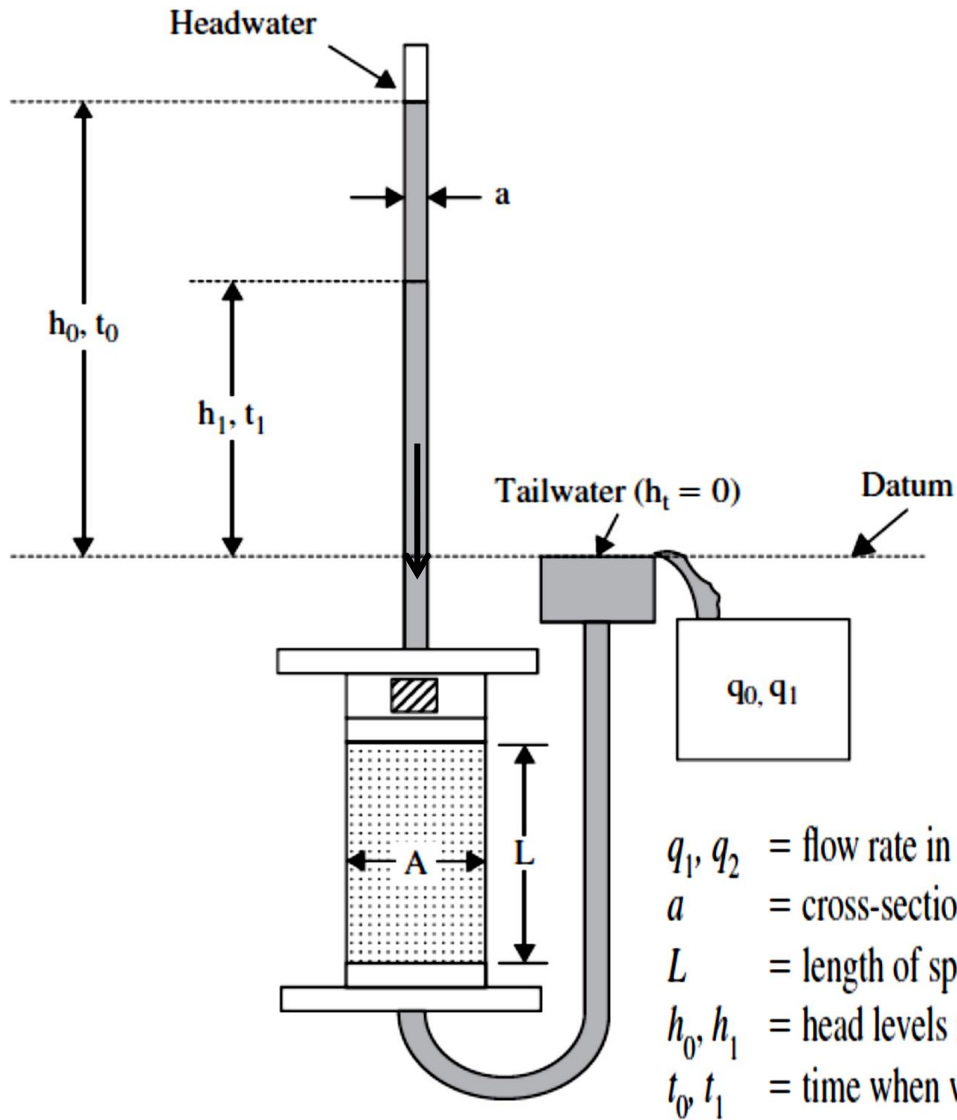
Altre cose importanti:

- Il campione deve essere saturo prima che inizi il flusso;
- Il flusso deve essere costante fino alla rimozione delle eventuali bolle d'aria;
- Ripeti il test con diversi gradienti (da 0,1 a 20) e ripeti ogni misura 5 volte



$$k = \frac{\Delta V}{\Delta t} * \frac{L}{A} \left(\frac{1}{h_1 - h_2} \right)$$

Misure K (laboratorio) - permeametro a carico variabile



misura di laboratorio del coefficiente di permeabilità

Il permeametro del carico variabile utilizza una formula diversa dal permeametro a carico costante:

$$k = \frac{\ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right) aL}{A(t_1 - t_0)}$$

- q_1, q_2 = flow rate in the inflow tube and in the specimen, respectively (m^3/s)
- a = cross-sectional area of the inflow tube (m^2)
- L = length of specimen (m)
- h_0, h_1 = head levels measured in the flow tube (m)
- t_0, t_1 = time when water is at head levels of h_0 and h_1 , respectively (s)

Viene quindi misurato l'abbassamento nel tempo del livello lungo il tubo di carico

Misure da prove Edometriche

Per terreni a bassa conducibilita'

Processo di consolidazione e permeabilita'

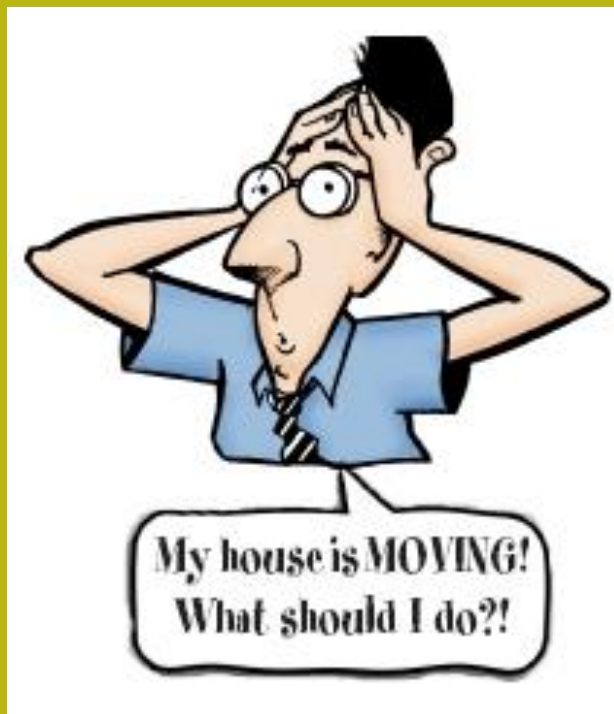


Uno dei problemi più difficili nell'ingegneria geotecnica è sicuramente la previsione degli cedimenti di una fondazione caricata.

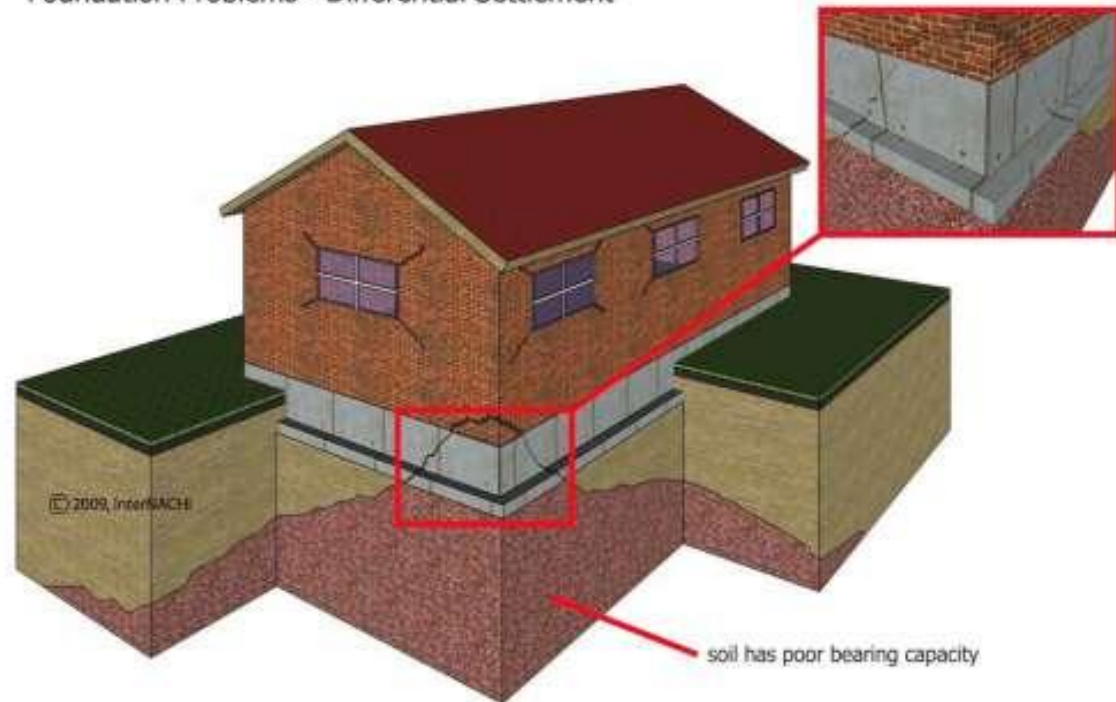
Il problema ha due punti chiave:

- 1) **La valutazione quantitativa dei cedimenti totali**
- 2) **La velocità e il tempo per ottenere questo valore di cedimenti**

Quando il terreno è soggetto a stress a causa di una fondazione caricata ci sono tre tipi di cedimenti: **elastico; consolidamento primario; consolidamento secondario.**



Foundation Problems - Differential Settlement



Fasi di cedimenti di un'area (fondazione) caricata.

Quando il terreno è soggetto a stress a causa di una fondazione caricata ce ne sono tre tipi di cedimenti: elastico; consolidamento primario; consolidamento secondario.

The total settlement of a foundation can then be given as

$$S_T = S_c + S_s + S_e$$

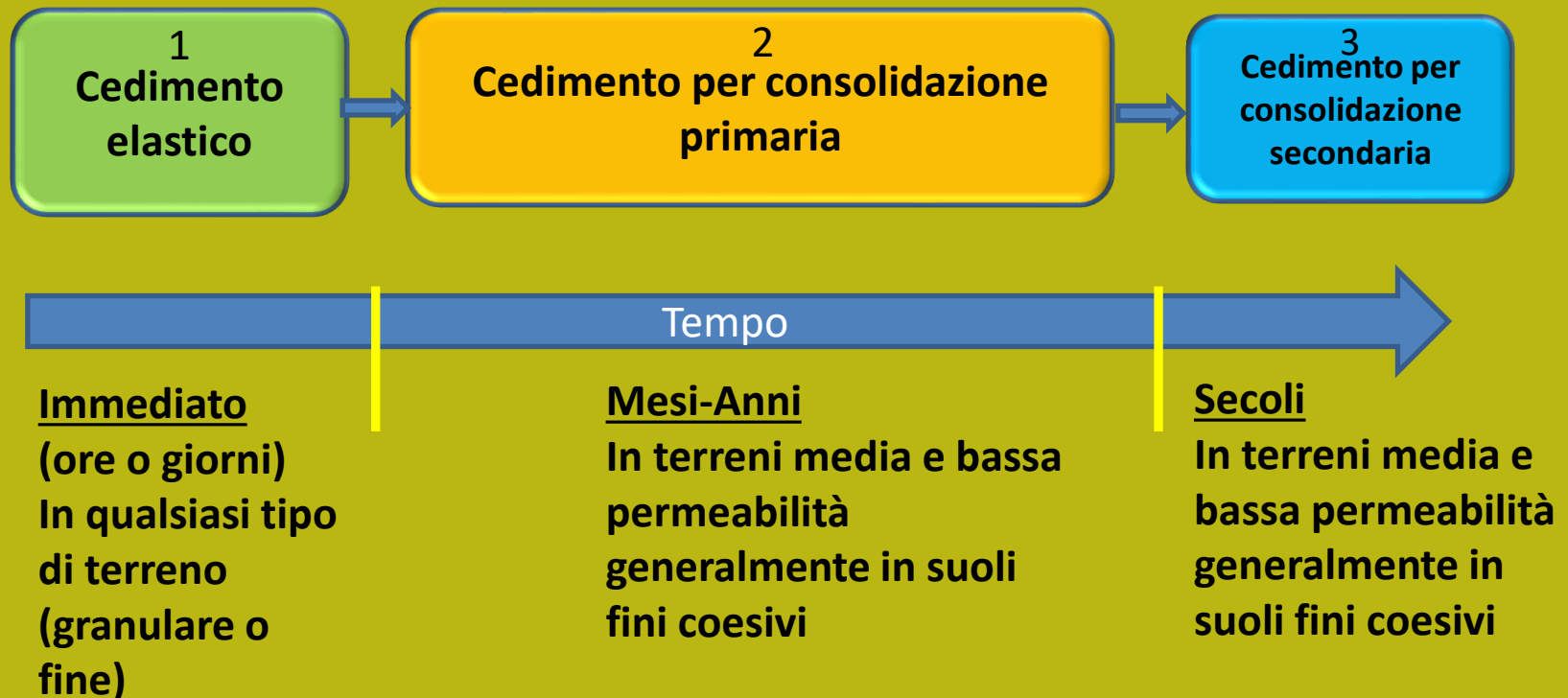
where S_T = total settlement

S_c = primary consolidation settlement

S_s = secondary consolidation settlement

S_e = elastic settlement

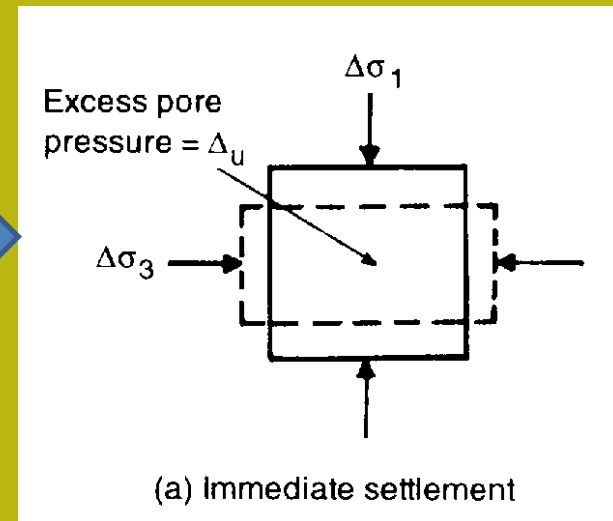
Fasi:



Cedimenti: definizioni.

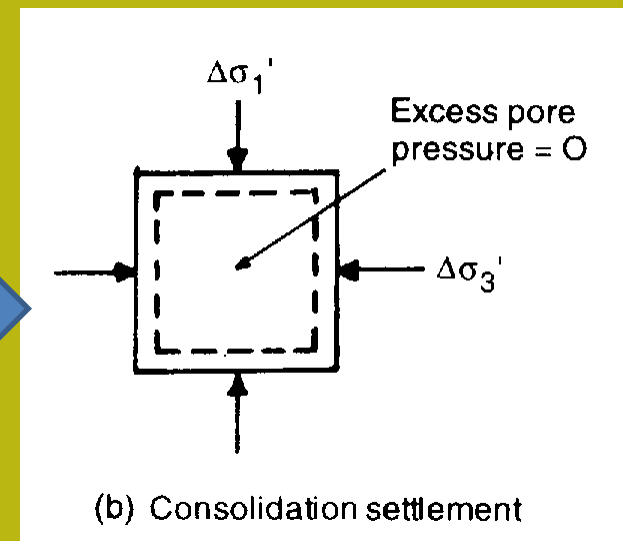
Cedimento elastico o immediato

La compressione si verifica immediatamente dopo l'applicazione del carico. Movimento verticale a causa della deformazione elastica (verticale) del mezzo poroso. In questo tipo di cedimento la deformazione elastica verticale è preminente rispetto altre deformazioni (es. Orizzontale)



Cedimenti per consolidazione primaria (in suoli saturi)

L'aumento del carico, dovuto alla compressione e alla deformazione elastica, crea un aumento di pressione idrostatica nel mezzo poroso. Questa eccessiva pressione dei pori può essere ridotta nel tempo a causa di una graduale espulsione di acqua. L'espulsione dell'acqua produce un cambiamento di volume dipendente dal tempo (Terzaghi theory 1943)



Cedimenti per consolidazione primaria (in suoli saturi)

L'aumento del carico, con compressione e deformazione elastica, crea un aumento della pressione idrostatica nel mezzo poroso.

Questa eccessiva pressione dei pori può essere ridotta nel tempo con una graduale espulsione di acqua. L'espulsione dell'acqua produce un cambiamento di volume dipendente dal tempo. Questo processo richiede talvolta anni per essere completato... (teoría di Terzaghi 1943)

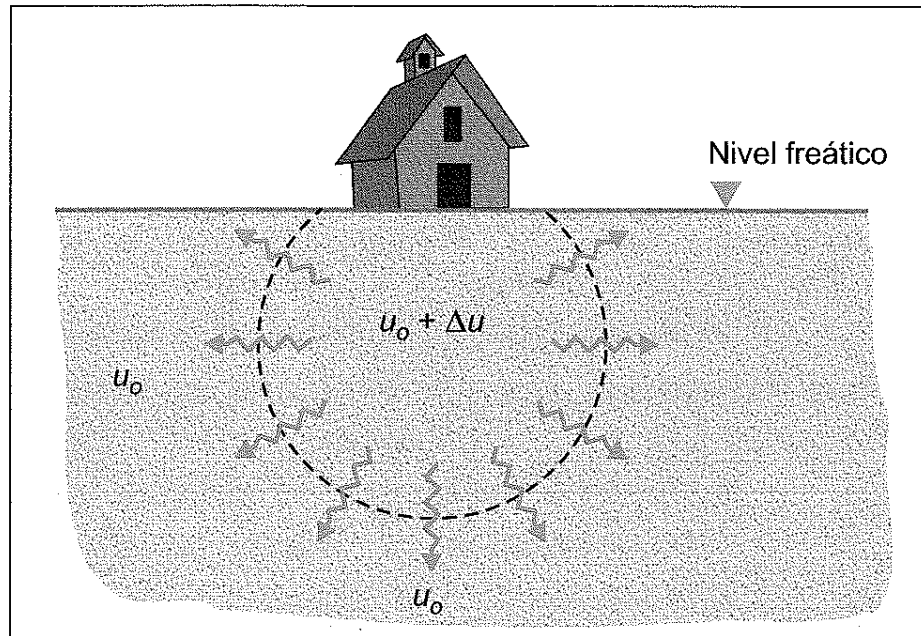


Figura 2.24 Sobrepresión intersticial inducida por la aplicación de una carga en el terreno (Lancellotta, 1991).

— Antes de la carga:

$$\sigma_0 = \sigma'_0 + u_0$$

— Tras la carga:

$$\sigma_0 + \Delta\sigma = (\sigma'_0 + \Delta\sigma') + (u_0 + \Delta u)$$

— Por lo tanto:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

Aumento della pressione dei pori
Dopo l'applicazione del carico

Terzaghi(1943). modello analogico del processo consolidazione

La valvola regola la velocità di espulsione dell'acqua e il trasferimento del carico su un sistema a molle a compressione. Se non c'è l'espulsione dell'acqua il sistema è incompressibile dato che il liquido è praticamente incompressibile..

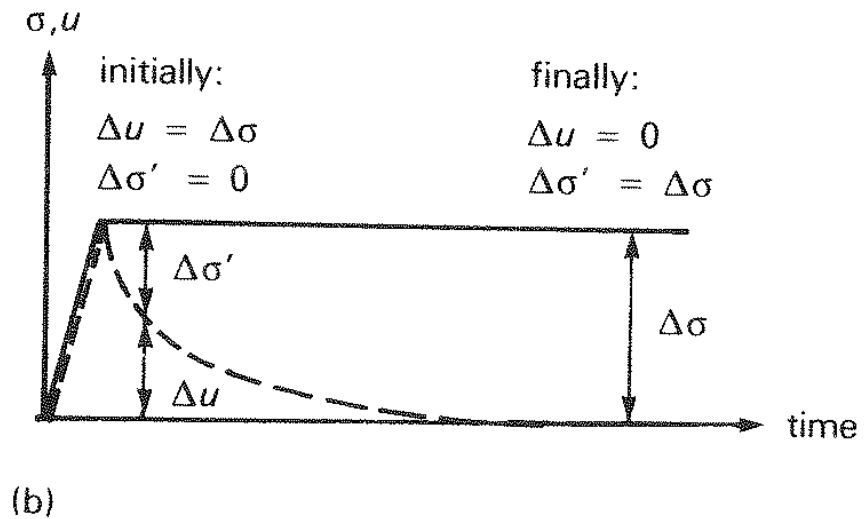
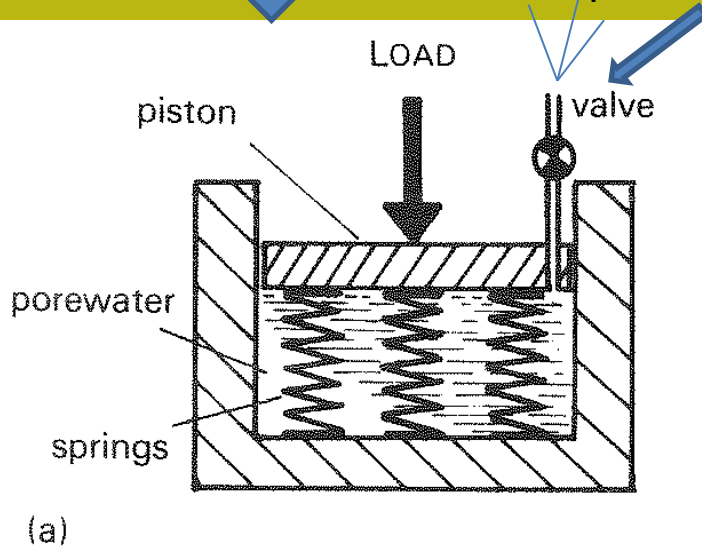
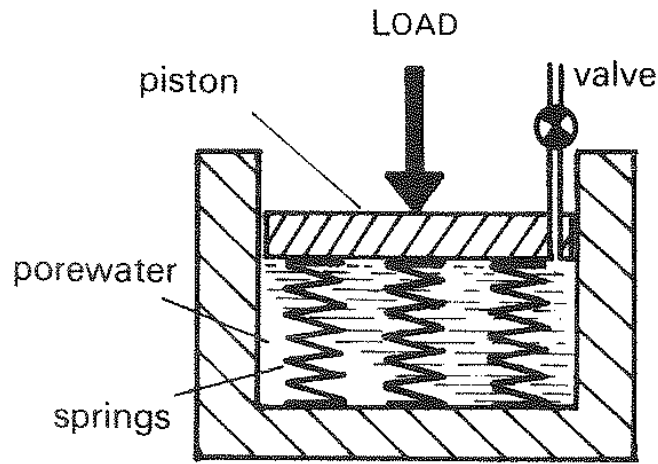


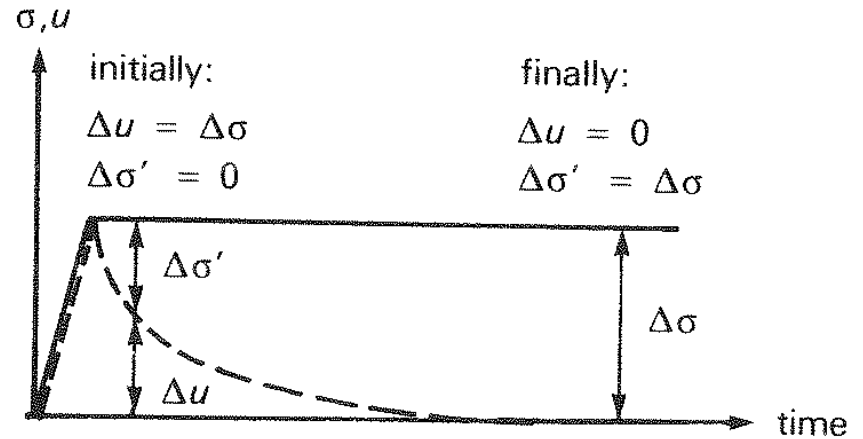
Fig. 10.4 One-dimensional consolidation (a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve

Evoluzione nel tempo della pressione dei pori e trasferimento del carico aggiunto come aumento netto della pressione effettiva

Modello analogico di consolidazione secondo Terzaghi ... piu' in dettggio..



(a)



(b)

Fig. 10.4 One-dimensional consolidation
 (a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve



Nel modello analogico il
 La valvola è uguale al
 coefficiente di permeabilità K
 della legge di Darcy

**Presupposti di base del
 modello
 consolidamento di Terzaghi**



- Il materiale nel campione è uniforme
- Le particelle solide e le molecole d'acqua sono incompressibili
- Flusso e deformazione unidimensionale
- Spazio poroso tutto saturo
- La legge di Darcy è valida
- Permeabilità costante in tutte le direzioni
- Comprimibilità lineare del terreno

Evoluzione nel tempo della pressione interstiziale

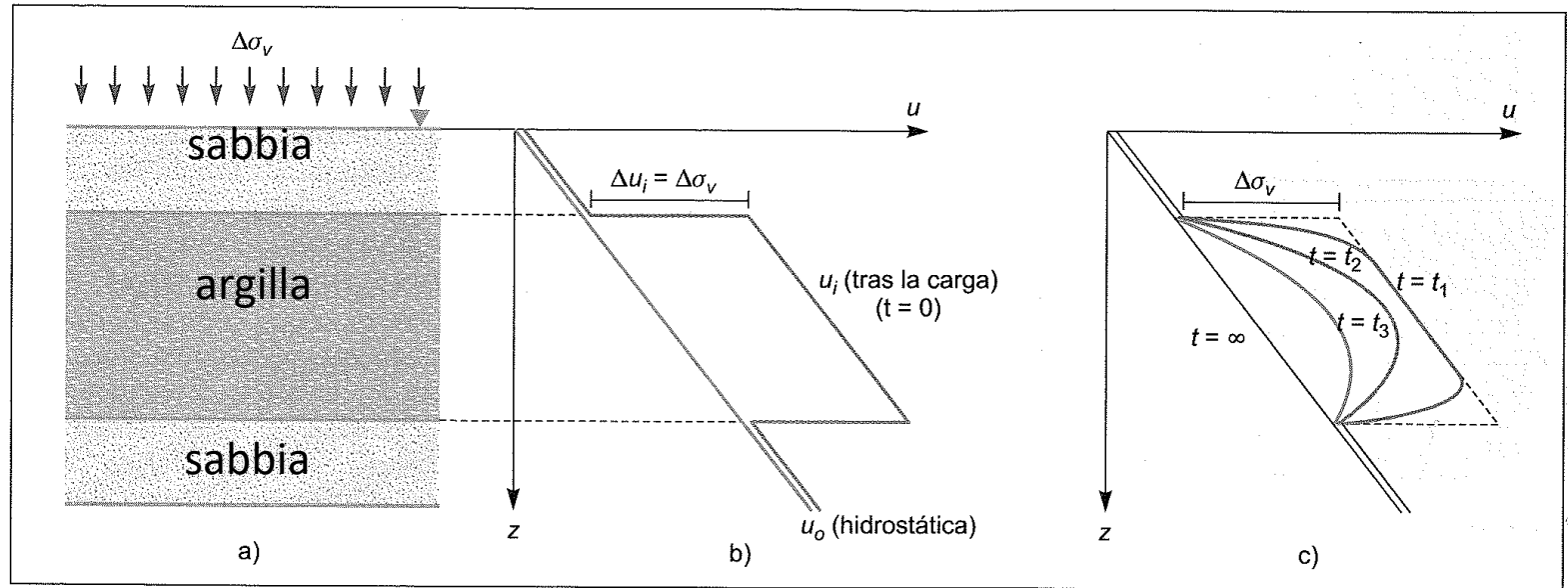
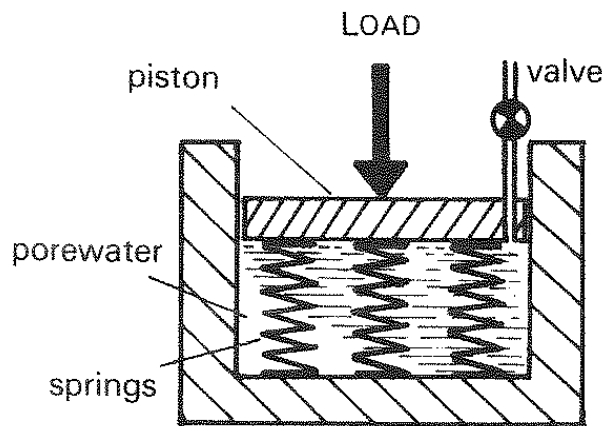
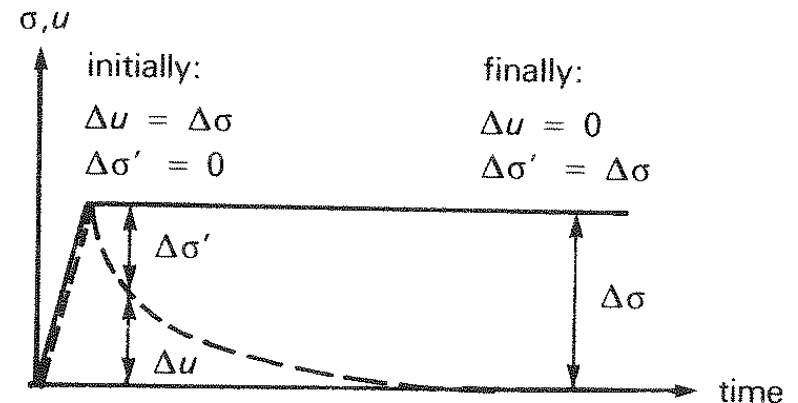


Figura 2.35 Evoluzione della pressione interstiziale in un edometro.



(a)



(b)

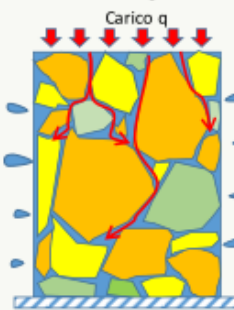
Fig. 10.4 One-dimensional consolidation
(a) Terzaghi's model (b) Stress/time curve

Evoluzione nel tempo della pressione interstiziale

Da manuale SSAP versione 5.0 (Borselli, 2020)

Cedimento elastico

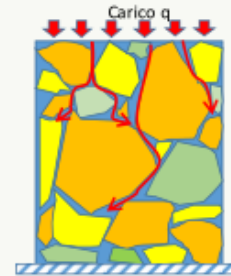
tempo $t_0=0$



$$\Delta u_0 = 0$$

$$\Delta V > 0$$

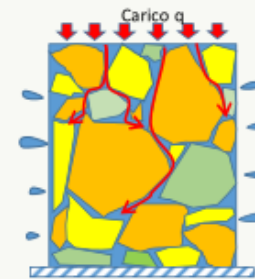
tempo $t_1 > 0$



$$\Delta u_0 = 0$$

$$\Delta V > 0$$

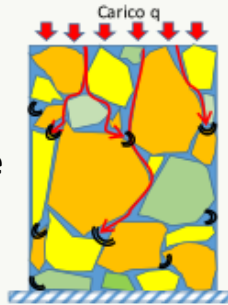
tempo $t = \infty$



$$\Delta u_0 = 0$$

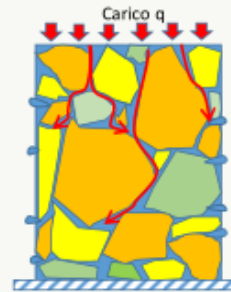
$$\Delta V > 0$$

Cedimento Consolidazione



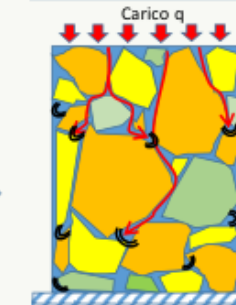
$$\Delta u_0 = \Delta q$$

$$\Delta V = 0$$



$$\Delta u_0 < \Delta q$$

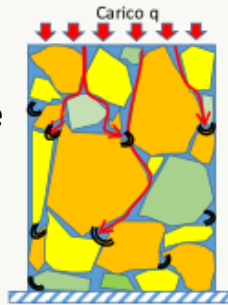
$$\Delta V > 0$$



$$\Delta u_0 = 0$$

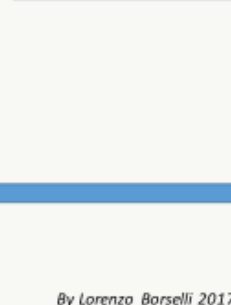
$$\Delta V > 0$$

Cedimento Consolidazione Impedita o lentissima



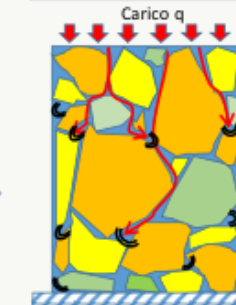
$$\Delta u_0 = \Delta q$$

$$\Delta V = 0$$



$$\Delta u_0 = \Delta q$$

$$\Delta V = 0$$



$$\Delta u_0 = \Delta q$$

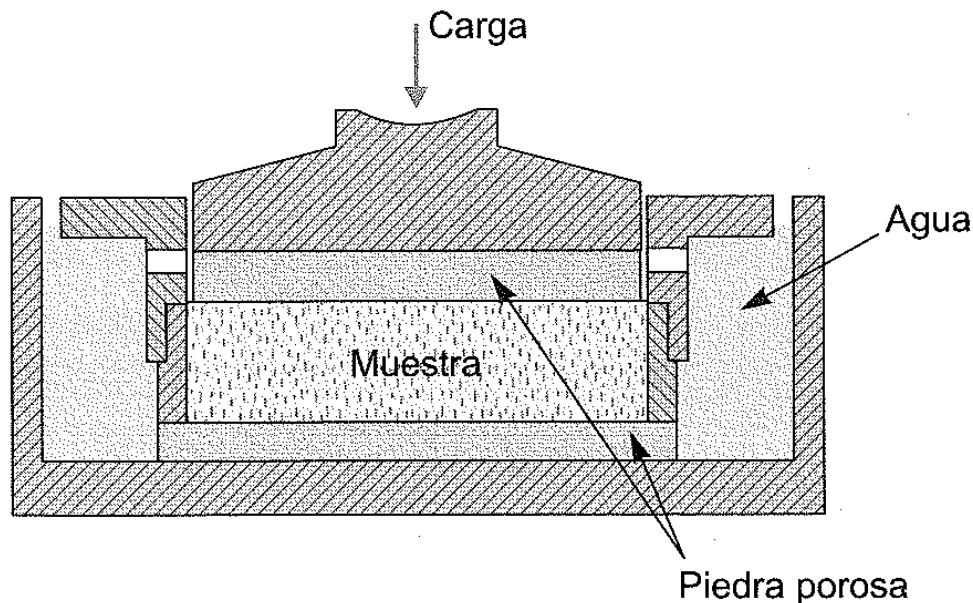
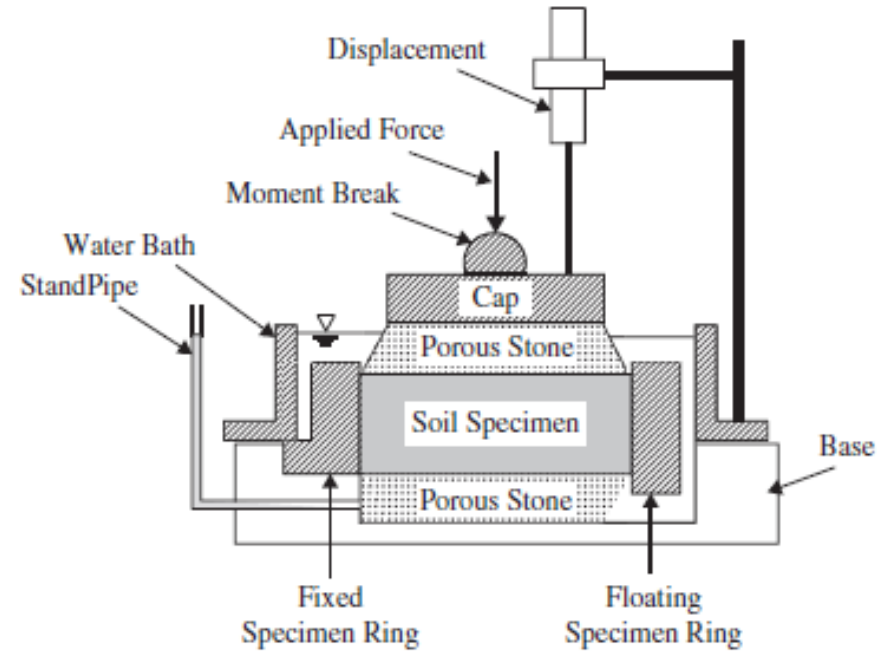
$$\Delta V = 0$$

Δu_0 : Variazione pressione neutra
 ΔV : Variazione volume
 q : Carico applicato
 Δq : Variazione carico locale

By Lorenzo Borselli 2017

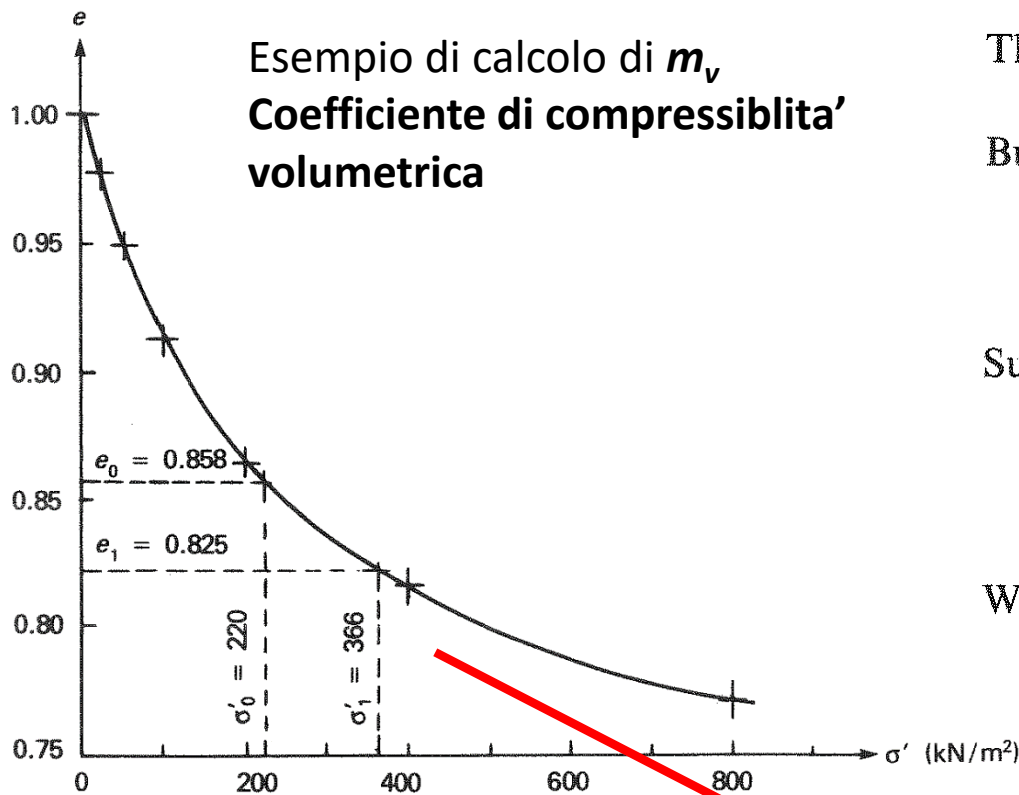
Tests di consolidazione in laboratorio uso e interpretazione.

- 1) Viene posizionato il campione di terreno tra due pietre porose e all'interno di un contenitore pieno d'acqua
- 2) viene applicato un carico costante
- 3) si misura la deformazione verticale del campione



- 4) La deformazione è misurata nel tempo
- 5) I risultati sono tabulati
- 6) Il test è interpretato
- 7) I parametri di consolidazione sono calcolati

Esempio di calcolo di m_v
Coefficiente di compressibilità volumetrica



Tratto di incremento di
 Carico da realizzare

Then $m_v = \frac{\Delta H}{\Delta \sigma' H}$

But from eqn [10.3]:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e_0 - e_1}{1 - e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Substituting

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$$

Where $\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$ = slope of the e/σ' curve

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$$

$$= \frac{(0.858 - 0.825) \times 10^3}{(366 - 220)1.858} = \underline{\underline{0.127 \text{ m}^2/\text{MN}}}$$

Calcolo diretto del cedimento :

The volumetric strain is clearly also a function of the increase in stress, so that the amount of *consolidation settlement* may be obtained from:

$$s_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H_0 \quad [10.2]$$

Effetto risultante non lineare del valore di m_v con la pressione di consolidamento applicata

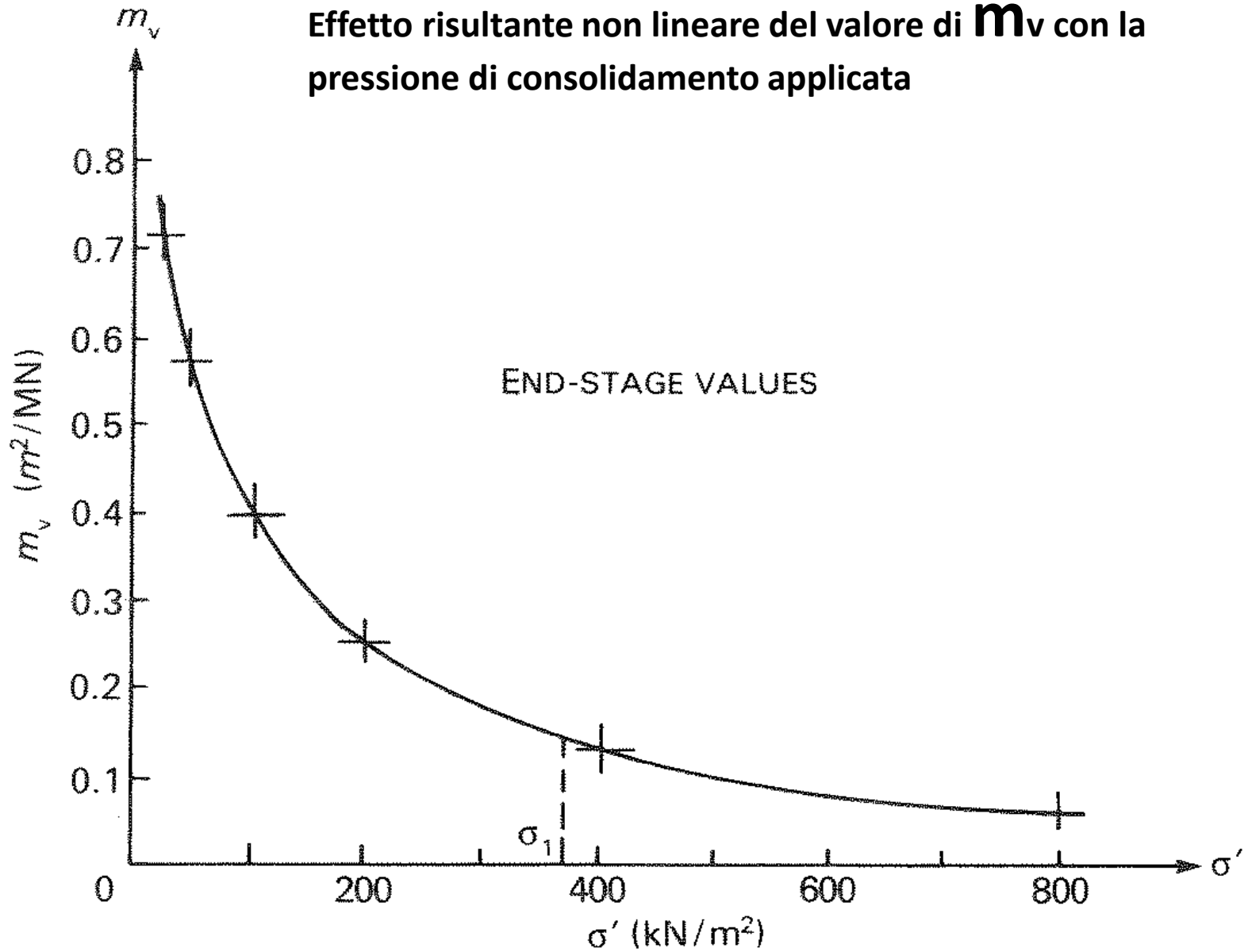


Table 5.1 TYPICAL VALUES OF THE COEFFICIENT OF VOLUME COMPRESSIBILITY AND DESCRIPTIVE TERMS USED (AFTER CARTER 1983)

<i>Type of clay</i>	<i>Descriptive term</i>	<i>Coefficient of volume compressibility, m_v</i> (m^2/kN)
Heavy over-consolidated boulder clays, stiff weathered rocks (e.g. weathered mudstone) and hard clays	Very low compressibility	< 0.00005
Boulder clays, marls, very stiff tropical red clays	Low compressibility	0.00005-0.0001
Firm clays, glacial outwash clays, lake deposits, weathered marls, firm boulder clays, normally consolidated clays at depth and firm tropical red clays	Medium compressibility	0.0001-0.0003
Normally consolidated alluvial clays such as estuarine and delta deposits, and sensitive clays	High compressibility	0.0003-0.0015
Highly organic alluvial clays and peats	Very high compressibility	>0.0015

Compressibilita' crescente




Intervalli di valori m_v per vari tipi di suolo

Uso di m_v per il calcolo cedimenti indotti da consolidazione primaria

Metodo m_v :

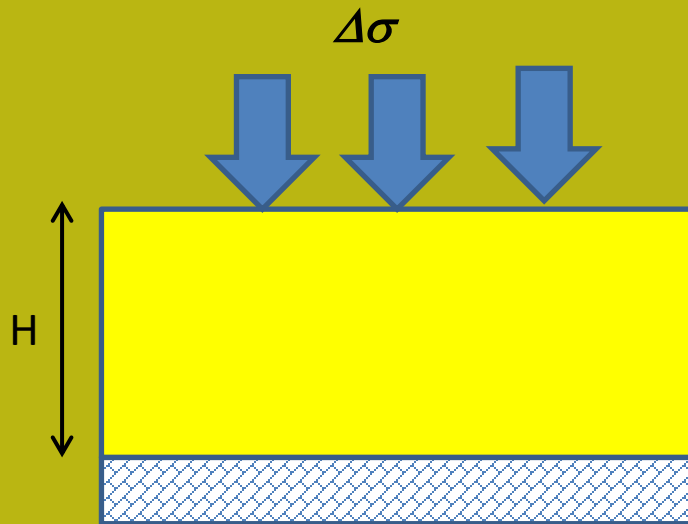
$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

m_v (m^2/kN)

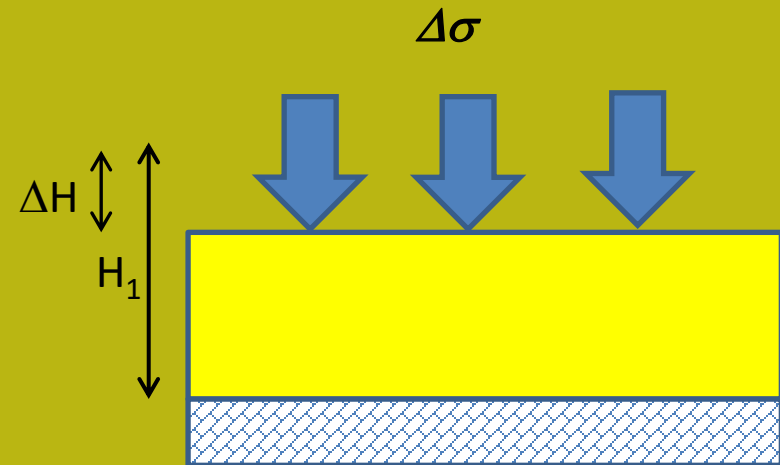
$\Delta \sigma$ (kN/m^2) (*incremento di pressione*)

H (m) (*Spessore originale*)

ΔH (m) = *cedimento totale*



Condizione iniziale



Condizione finale

(note: $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ at the end of consolidation),

Uso di m_v , C_c e C_s nel calcolo dei cedimenti per consolidazione primaria

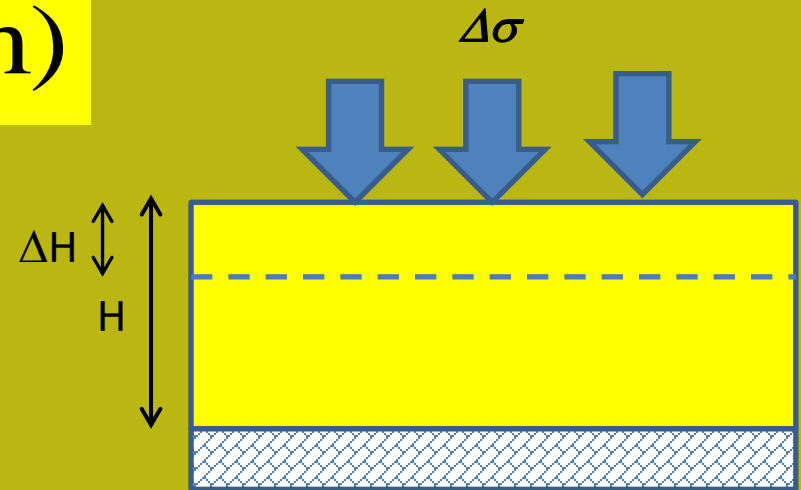
Metodo m_v

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma H \quad (\text{m})$$

m_v (in m^2/kN)

$\Delta \sigma$ (in kN/m^2)


H (in m)

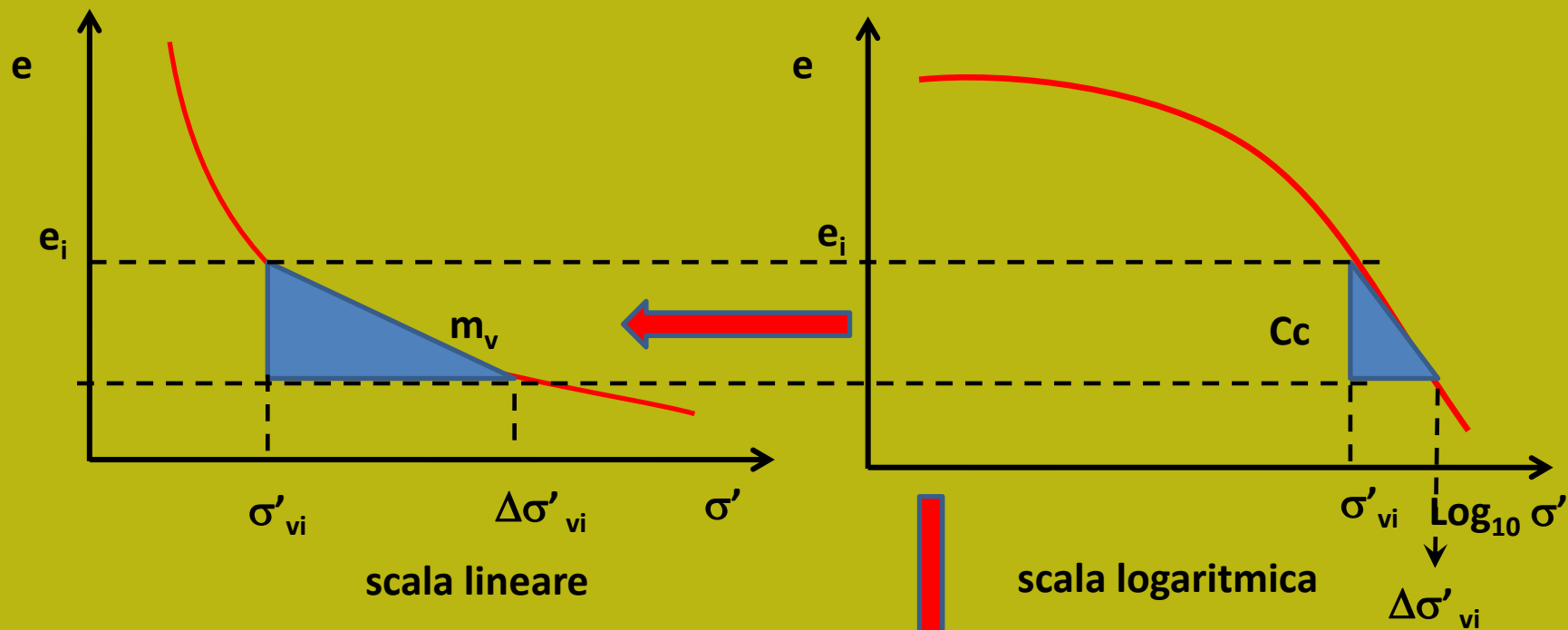


Metodo C_c , C_s

(note: $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ at the end of consolidation),

- 1) valutare OCR
- 2) Per suoli normalmente consolidati ($\text{OCR} < 1.5$)


$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{v_0}} \right)$$



$$m_v = \frac{C_c}{1 + e_i} \frac{\log_{10} \left(\frac{\sigma'_{vi} + \Delta\sigma'_{vi}}{\sigma'_{vi}} \right)}{\sigma'_{vi}}$$

Relazione tra m_v e C_c : curve de consolidazione in forma lineare e semi-logaritmica

Aspetti pratici calcolo cedimenti per consolidazione primaria

- 1) Se viene utilizzato il coefficiente **Mv**, questo deve essere calcolato in un intervallo appropriato della nuova pressione applicata: es.

$$\sigma'_{V_0} + \Delta\sigma'$$

Perche' **Mv** puo' essere molto variabile, in modo non-lineare nella curva *e-sigma*.

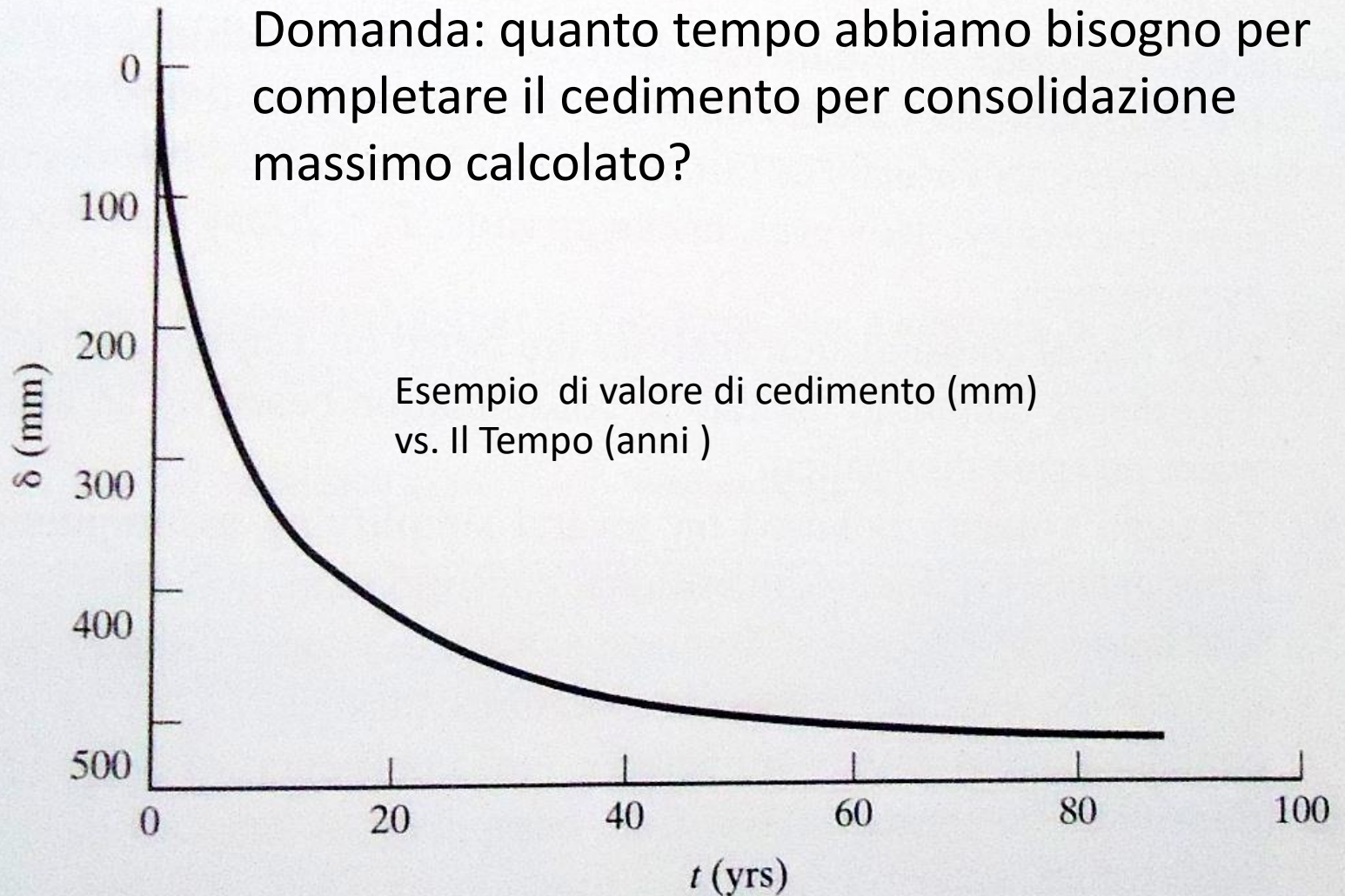
L'uso di **Mv** è più conveniente se non si conoscono i valori dell'indice dei vuoti e del terreno naturale..(**esempio stime da prove CPTu**)

- 2) Se si usa il metodo **Cc, Cs**, Questo può essere più complicato ma è più formalmente corretto soprattutto in presenza di suoli con **alti OCR**

- 3) Prestare sempre attenzione alle **unità di misura e alla loro coerenza**

- 4) I cedimenti calcolati con i due metodi dovrebbero sempre risultre quasi uguali (accettata una tolleranza massima di 10% di differenza)

Tassa di consolidazione nel tempo..



Tassa di consolidazione e il fattore tempo : eccesso della pressine di pori nel tempo

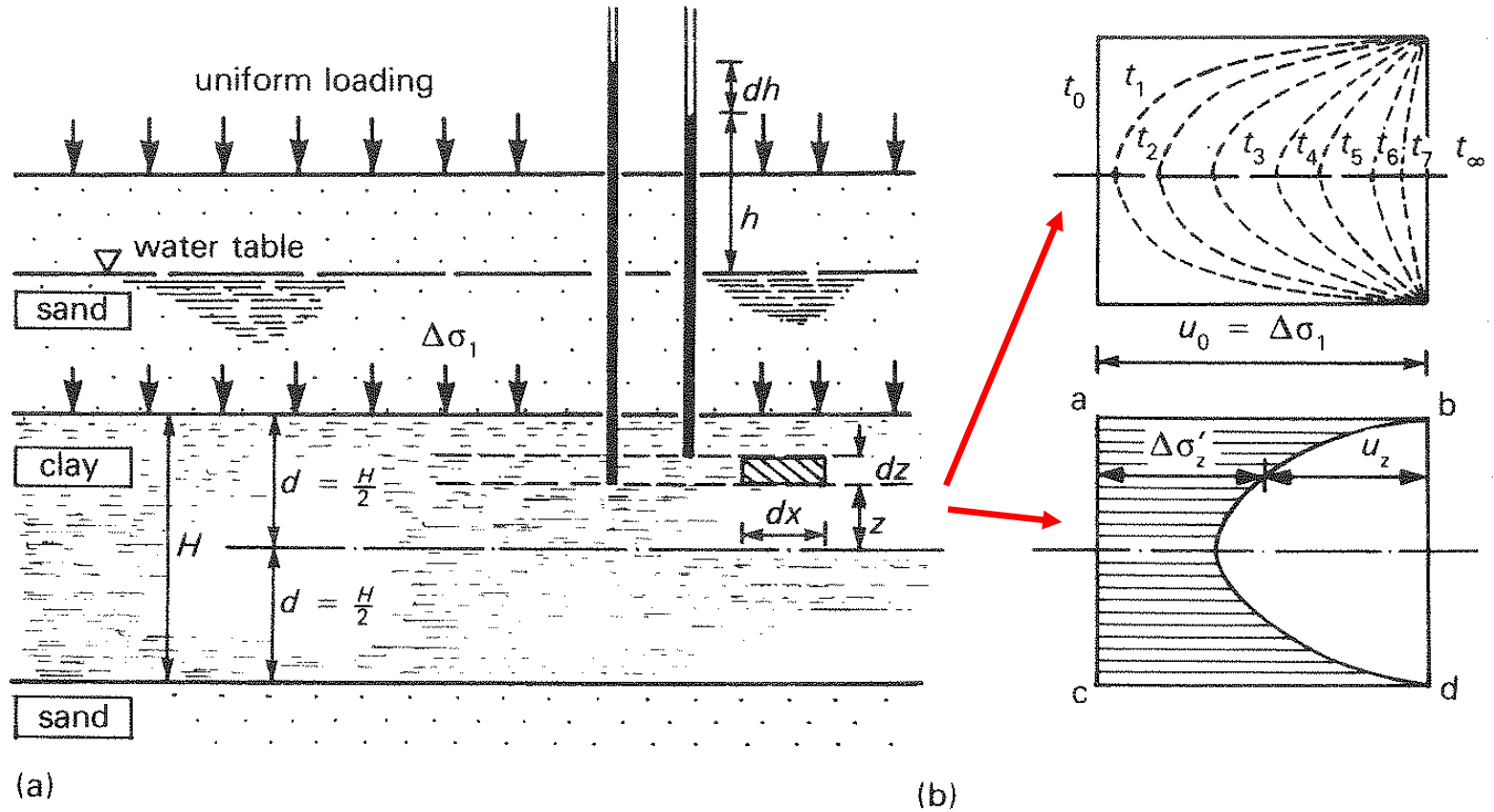


Fig. 10.15 Distribution of excess pore pressure in a clay layer subject to a uniform increase in vertical stress
 (a) Sectional elevation (b) Excess pore pressure distribution

Si ricorda che l'eccesso di pressione totale dovuto al carico diventa gradualmente un incremento di pressione effettiva progressivamente all'abbassamento della stesso quantità di eccesso di pressione dei pori prodotta dal carico.

Presupposti di base del
modello
consolidazione di
Terzaghi



- Il materiale nel campione è uniforme
- Le particelle solide e le molecole d'acqua sono incompressibili
- Flusso e deformazione unidimensionale
- Spazio poroso tutto saturo
- La legge di Darcy è valida
- Permeabilità costante in tutte le direzioni
- Comprimibilità lineare del terreno

$$\frac{\delta u_e}{\delta t} - \frac{\delta \sigma_v}{\delta t} = c_v \frac{\delta^2 u_e}{\delta^2 z}$$

Eqzione differenziale del modello di consolidazione unidimensionale di Terzaghi , dove :

u_e = eccesso pressione dei pori

c_v = coefficiente di consolidazione

t = tempo

σ_v = stress totale

z = profondita'

Coefficiente di consolidazione C_v

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Il coefficiente di consolidazione C_v è correlato inversamente alla compressibilità e direttamente alla permeabilità del mezzo poroso.
Dimensionalmente C_v è espresso come $[m^2/s]$

Funzione calcolo eccesso pressione dei pori in funzione della profondità'

$$u(z) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \sin\left(M \frac{z}{d}\right) e^{-M^2 T_v}$$

Con queste variabili ausiliarie

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

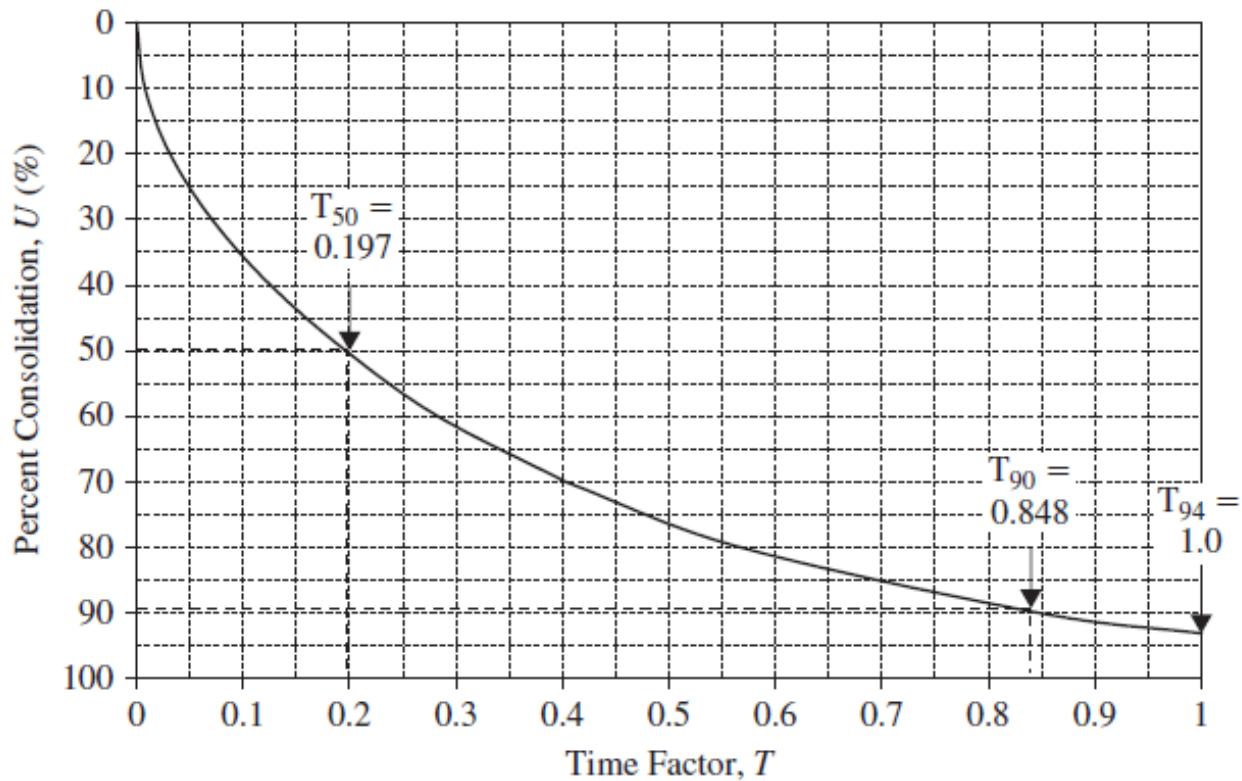
e

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

Fattore tempo
(adimensionale)

Molto importante:

d = e' la distanza minima di drenaggio (o percorso massimo di fuga per l'eccesso della pressione dei pori prodotta). (espresso in m)



Percentuale di consolidazione in base al fattore tempo T_v

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

Fattore tempo
(adimensionale)

T_{v50} e T_{v90} sono valori caratteristici e fondamentali del calcolo della % di cedimento vs. Tempo.

Per esempio T_{v50} corrisponde al fattore tempo associato al 50% del cedimento total

$$t = \frac{T_v d^2}{c_v}$$

Relazione inversa per calcolare il tempo necessario per produrre una certa frazione di del cedimento totale

Tavola U% =f(Tv) e Tv=f(U%)

U(%)	T _v	U(%)	T _v	U(%)	T _v
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.304	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	∞
33	0.0855	67	0.364		

(from Das , 2007)

Questa è una tabella di uso più pratico. Normalmente non viene utilizzato per valori superiori al 99% Perché il consolidamento completo (100%) avviene in un tempo infinito

Relazioni robuste per Tv= f(U%)

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad \text{si } U\% \leq 60\%$$

$$T_v = 1.781 - 0.9331 \log_{10}(100 - U\%) \quad \text{si } U\% > 60\%$$

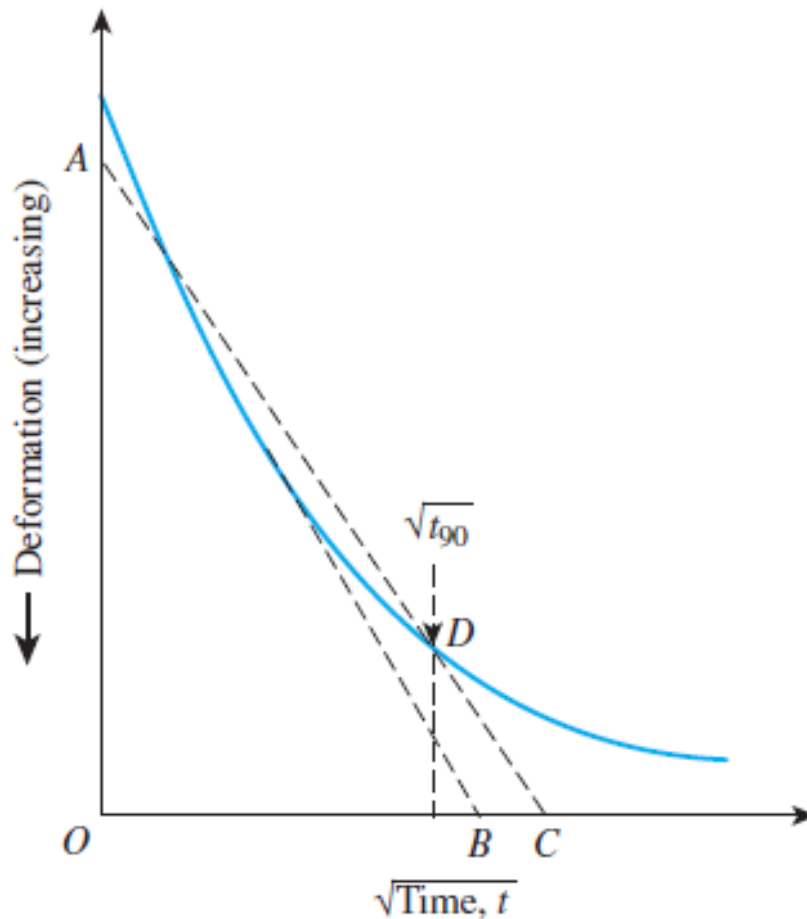
(da Das , 2007)

e le relazioni inverse
U% =f(Tv)

$$U\% = 100 \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \quad \text{si } T_v \leq 0.286$$

$$U\% = 100 - 10^{\left(\frac{1.781 - T_v}{0.933} \right)} \quad \text{si } 0.286 < T_v < 1.781$$

(by L.B. 2016)



Determinazione del CV in laboratorio: metodo radice quadrata del tempo

- 1) Disegna la curva di laboratorio
Strain (settlement) vs. radice quadrato del tempo
- 2) interpolare la curva della porzione iniziale fino a trovare il **punto A**
- 3) Calcolare la pendenza nel ramo con origine in A e disegnare una retta con una pendenza ridotta del 15%. Questa nuova retta identifica il punto D di intersezione con la curva di laboratorio
- 4) nel punto D identifica $U\%=90$ e $Tv_{90}=0.848$ e quindi il $t_{90}^{0.5}$
- 5) Questo permette il calcolo di C_v

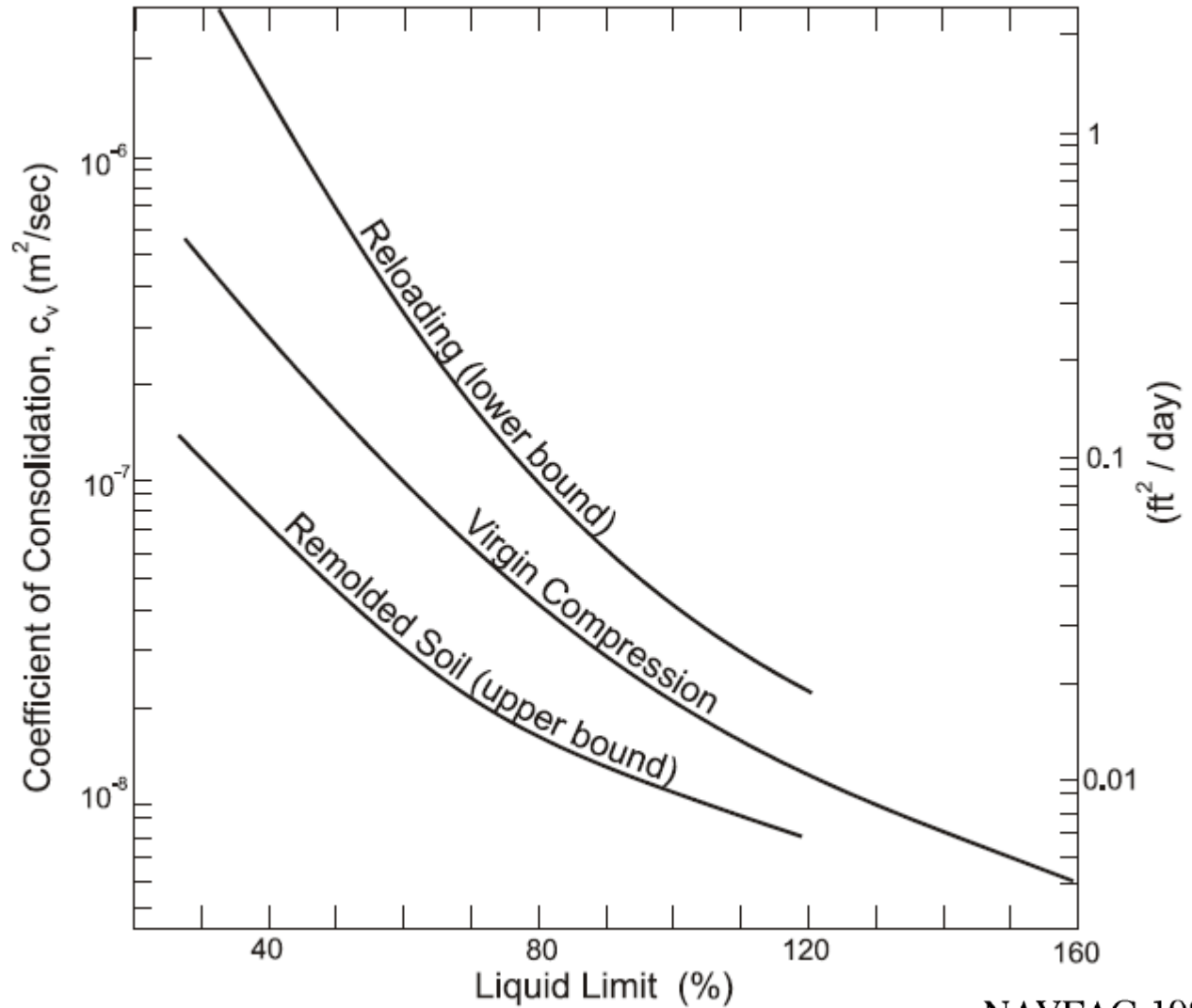
$$C_v = \frac{T_{v_{90}} d^2}{t_{90}}$$

Table 5.6 TYPICAL VALUES OF THE COEFFICIENT OF CONSOLIDATION, c_v

<i>Soil</i>	c_v m ² /s x10-8
Boston blue clay (CL) (Ladd and Luscher, 1965)	40 ± 20
Organic silt (OH) (Lowe, Zaccheo, and Feldman, 1964)	2–10
Glacial lake clays (CL) (Wallace and Otto, 1964)	6.5–8.7
Chicago silty clay (CL) (Terzaghi and Peck, 1967)	8.5
Swedish medium sensitive clays (CL–CH) (Holtz and Broms, 1972)	
1. laboratory	0.4–0.7
2. field	0.7–3.0
San Francisco Bay Mud (CL)	2–4
Mexico City clay (MH) (Leonards and Girault, 1961)	0.9–1.5



Valori tipici di C_v



NAVFAC 1982

Relazione tra C_v e limite liquido LL

Permeabilita' da Coefficiente di consolidazione C_v , e coefficiente di compressibilita' volumetrica m_v

$$K = c_v m_v \gamma_w$$



Dove:

C_v =coefficiente di consolidazione [m^2/s]

m_v =coefficiente di compressibilita' volumetrica [m^2/kN]

γ_w =peso unitario dell'acqua [kN/m^3]=9.81

K =conducibilita' idraulica [m/s]

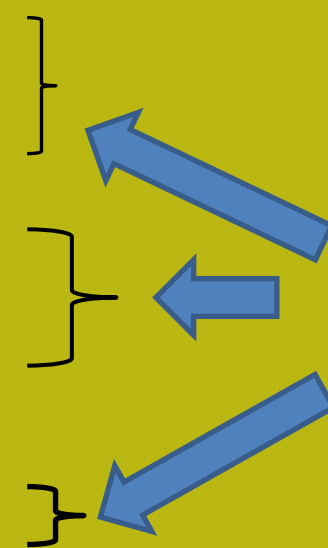
I valori di C_v e M_v devono essere determinati nello stesso gradidino di pressione della prova. Quindi avendo nella prova piu' gradini di pressione avremo un diverso valore di K per ogni gradino.

Vediamo ora alcuni esempi di prove di laboratorio di consolidazione .

CAMPIONE	S1C1	S1C2	S1C3	S1C4	S2C1	S2C2	S2C3	S3C1	S3C2	S3C3	S4C1	S4C2	S4C3	S4C5	S6C1	S6C2	S6C4	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT3C2	CPT4C3	CPT5C4	CPT2C1	
Profondità metri	1.5 - 2.0	3.0 - 3.5	6.5 - 7.0	15.0 - 15.5	1.5 - 2.0	3.2 - 3.7	9.0 - 9.5	10 - 1.3	5.9 - 6.5	9.0 - 9.5	1.5 - 2.0	3.2 - 3.7	6.5 - 7.0	15.6 - 16.1	3.0 - 3.5	7.2 - 7.7	11.8 - 12.2	1.5 - 2.1	1.4 - 1.9	1.4 - 2.0	1.4 - 2.0	1.8 - 2.4	1.4 - 2.0	1.6 - 2.1	1.6 - 2.1	
Limiti di Atterberg																										
Umidità naturale (%)	20.54	22.82	26.10	20.64	21.89	18.01	16.89	16.81	21.46	19.15	16.11	18.90	17.59	16.46	13.75		19.42	20.46	21.76	20.46	19.16	19.89	19.56	15.89	18.90	
Limite liquido (%)	49	49	69	52	56	42	42	45	57	41	30	54	45	37	25		39	38	34	61	38	74	42	N.D.	54	
Limite plastico (%)	19	19	29	24	21	23	19	18	26	21	18	23	20	20	20		23	21	19	28	18	28	20	N.D.	23	
Indice di plasticità (%)	30	30	40	28	35	19	23	27	31	20	12	31	25	17	5		16	17	15	33	20	46	22	N.P.	31	
Indice di consistenza	0.95	0.87	1.07	1.12	0.97	1.26	1.09	1.04	1.15	1.09	1.16	1.13	1.10	1.21	2.25		1.22	1.03	0.82	1.23	0.94	1.18	1.02	N.P.	1.13	
Indice di attività	0.66	--	--	--	0.78	--	--	0.73	--	--	0.75	0.63	-	--	0.40		--	0.46	0.74	0.79	--	--	--	--	--	
Classificaz. Casagrande	CL	CL	CH	CH	CH	CL	CL	CL	CH	CL	CL	CH	CL	CL	ML-CL		CL	CL	CL	CH	CL	CH	CL	CL	--	CH
Granulometria																										
Ghiaia (%)	0.3				0.3			0.0			0.2	0.1			0.7				0.6	2.4	0.6				0.4	
Sabbia (%)	21.9				11.0			17.9			58.0	9.1			69.1				37.6	59.7	12.3				68.5	
Limo (%)	33.5				44.5			45.6			26.0	42.2			19.0				27.9	20.8	45.9				22.4	
Argilla (%)	44.3				44.1			36.5			15.9	48.6			11.1				33.9	17.1	41.2				8.8	
Classificazione UNI 10006																										
Gruppo	A7-6				A7-6			A7-6			A6	A7-6			A2-4				A6	A6	A7-6				A2-4	
Indice di gruppo	18				19			16			2	19			0				8	2	20				0	
Parametri fisici																20.3										
Peso volume naturale (kN/m³)	20.4	20.6	19.2	19.0	19.8	19.4	19.8	20.3	19.0	20.0	17.6	19.9	20.7	19.7	17.4	17.1	21.1	20.1	18.91	19.6	19.3	19.4	20.3	19.2	20.3	
Peso volume secco (kN/m³)	16.5	17.5	15.3	15.3	16.2	16.3	16.6	17.4	15.8	16.8	15.2	16.6	17.6	17.7	14.4	18.75	17.9	16.8	15.01	15.7	16.0	16.2	17.1	16.6	17.3	
Prova di Compressione E.L.L.																				0						
Coesione non drenata, C _u (kPa)	44.4	128.6	83.7	145.8	111.6	140.0	257.9	128.2	149.6	172.3	46.5	360.6	297.1	228.4		15.1	303.6	61.3	10.5	178.6		221.6	120.7		360.6	
Modulo elastico tangente iniziale, E ₁₁ (kPa)	2087	11515	27853	21697	14212	12577	26210	20313	25025	24165	3660	24407	42241	18121		293	24835	7769	397	40477		93477	14699		24407	
Prova triassiale consolidata drenata																										
Coesione, C (kPa)	12.9	27.7	9.2	19.9	12.5		20.0	17.5			20.5	5.6						13.5	7.2	12.4		2.8	16.8		22.1	
Angolo di resistenza al taglio, ϕ (°)	24.0	22.0	23.2	19.5	22.5		24.5	27.2			18.0	32.3						24.7	26.0	19.5		24.9	24.5		24.2	
Prova edometrica																										
Rapporto di ricompressione, R _r					0.02889													0.01390	0.01461	0.04218		0.03280				
Rapporto di compressione, R _c					0.10542													0.09713	0.09653	0.11547		0.12420				
Rapporto di rigonfiamento, R _s					0.04316													0.02436	0.01881	0.04660		0.04799				
Pressione di preconsolidazione, σ' _{max} (kPa)					451													132	56	489		770				
C _v (cm²/sec)					4.12E-04													2.03E-04	2.92E-04	5.00E-04		1.940E-03				
K (cm/sec)					1.74E-09													2.86E-09	1.270E-08	1.60E-09		3.72E-09				
C _v (cm²/sec)					2.92E-04													1.72E-04	3.09E-04	2.04E-04		7.94E-04				
K (cm/sec)					1.17E-09													2.50E-09	1.060E-08	8.0E-10		1.50E-09				
Prova di taglio diretto																										
Coesione, C' (kPa)						16.9			26.3		4.4				5.7							10.2			0.3	
Angolo di resistenza al taglio, ϕ' (°)						25.0			18.3		34.6				30.5							40.1			36.2	

Primo esempio

CAMPIONE	S1C1	S1C2	S1C3	S1C4	S2C1
Profondità metri	1.5 - 2.0	3.0 - 3.5	6.5 - 7.0	15.0 - 15.5	1.5 - 2.0
Limiti di Atterberg					
Umidità naturale (%)	20.54	22.82	26.10	20.64	21.89
Limite liquido (%)	49	49	69	52	56
Limite plastico (%)	19	19	29	24	21
Indice di plasticità (%)	30	30	40	28	35
Indice di consistenza	0.95	0.87	1.07	1.12	0.97
Indice di attività	0.66	--	--	--	0.78
Classificaz. Casagrande	CL	CL	CH	CH	CH
Granulometria					
Ghiaia (%)	0.3				0.3
Sabbia (%)	21.9				11.0
Limo (%)	33.5				44.5
Argilla (%)	44.3				44.1
Classificazione UNI 10006					
Gruppo	A7-6				A7-6
Indice di gruppo	18				19
Parametri fisici					
Peso volume naturale (kN/m ³)	20.4	20.6	19.2	19.0	19.8
Peso volume secco (kN/m ³)	16.5	17.5	15.3	15.3	16.2
Prova di Compressione E.L.L.					
Coesione non drenata, C _u (kPa)	44.4	128.6	83.7	145.8	111.6
Modulo elastico tangente iniziale, E _{ti} (kPa)	2087	11515	27853	21697	14212
Prova triassiale consolidata drenata					
Coesione, C (kPa)	12.9	27.7	9.2	19.9	12.5
Angolo di resistenza al taglio, φ (°)	24.0	22.0	23.2	19.5	22.5
Prova edometrica					
Rapporto di ricomprensione, R _r					0.02889
Rapporto di compressione, R _c					0.10542
Rapporto di rigonfiamento, R _s					0.04316
Pressione di preconsolidazione, σ _{vmax} (kPa)					451
C _v (cm ² /sec)					4.12E-04
K (cm/sec)					1.74E-09
C _v (cm ² /sec)					2.92E-04
K (cm/sec)					1.17E-09
Prova di taglio diretto					
Coesione, C' (kPa)					
Angolo di resistenza al taglio, φ' (°)					



Parameteri di utilita' per stima Approssimata di K

Risultati K da prova edometrica

Analizziamo i dati di questa prova..

Prova edometrica a gradini di carico costante

(UNI CEN ISO/TS 17892-5) CAMPIONE S2C1 profondità 1.5 - 2.0 m

	Iniziale	Finale
Altezza (mm)	19.581	19.101
Volume (cmc)	39.172	38.211
Peso di volume naturale (kN/m ³)	20.2	20.7
Peso di volume secco (kN/m ³)	16.7	17.1
Contenuto d'acqua (%)	20.78	21.00

N.B. Non e' indicato il método di calcolo di Cv (anche se sono riportati i graficie del cedimento nel tempo) non e' riportato il diagramma di evoluzione dell'indice dei vuoti. Pero' sono riportati 2 coppie di valori di Cv e K

Pressione (kPa)	Cedimento (%)	Mv (m ² /kN)
24.5	0.000	--
49.0	0.000	0.0000000
98.0	0.000	0.0000000
171.6	0.019	0.0000026
196.1	0.062	0.0000175
392.2	1.010	0.0000484
784.4	2.792	0.0000454
1568.7	5.575	0.0000355
3137.5	9.139	0.0000227
784.4	7.651	0.0000063
196.1	5.135	0.0000428
49.0	2.454	0.0001823

Cedimento in funzione del tempo

carico da 196.1 a 392.2 kPa

carico da 392.2 a 784.4 kPa

tempo (minuti)	Cedimento (10 ⁻³ mm)	tempo (minuti)	Cedimento (10 ⁻³ mm)
0.10	248.75	0.10	502.75
0.17	253.75	0.17	509.70
0.25	257.50	0.25	514.00
0.50	266.00	0.50	525.65
1.00	277.50	1.00	540.80
2.00	288.35	2.00	561.75
4.00	303.90	4.00	590.85
8.00	321.25	8.00	626.70
15.00	341.85	15.00	668.50
30.00	367.00	30.00	729.15
60.00	388.75	60.00	763.50
120.00	401.25	120.00	790.20
248.00	409.90	251.00	806.90
517.00	417.00	528.00	818.90
1436.00	424.85	1468.00	827.75

Prova edometrica	
Rapporto di ricompressione, Rr	0.02889
Rapporto di compressione, Rc	0.10542
Rapporto di rigonfiamento, Rs	0.04316
Pressione di preconsolidazione, $\sigma'_{vm\max}$ (kPa)	451
Cv (cm ² /sec)	4.12E-04
K (cm/sec)	1.74E-09
Cv (cm ² /sec)	2.92E-04
K (cm/sec)	1.17E-09

CAMPIONE S2C1 profondità 1.5 - 2.0 m

Parameteri di
utilita' per stima
Approssimata di K

Risultati K
da prova edometrica

CAMPIONE	S2C1
Profondità metri	1.5 - 2.0
Limiti di Atterberg	
Umidità naturale (%)	21.89
Limite liquido (%)	56
Limite plastico (%)	21
Indice di plasticità (%)	35
Indice di consistenza	0.97
Indice di attività	0.78
Classificaz. Casagrande	CH
Granulometria	
Ghiaia (%)	0.3
Sabbia (%)	11.0
Limo (%)	44.5
Argilla (%)	44.1
Classificazione UNI 10006	
Gruppo	A7-6
Indice di gruppo	19
Parametri fisici	
Peso volume naturale (kN/m ³)	19.8
Peso volume secco (kN/m ³)	16.2
Prova di Compressione E.L.L.	
Coesione non drenata, C _u (kPa)	111.6
Modulo elastico tangente iniziale, E _T (kPa)	14212
Prova triassiale consolidata drenata	
Coesione, C (kPa)	12.5
Angolo di resistenza al taglio, ϕ (°)	22.5
Prova edometrica	
Rapporto di ricomprensione, R _r	0.02889
Rapporto di compressione, R _c	0.10542
Rapporto di rigonfiamento, R _s	0.04316
Pressione di preconsolidazione, σ'_{vmax} (kPa)	451
C _v (cm ² /sec)	4.12E-04
K (cm/sec)	1.74E-09
C _v (cm ² /sec)	2.92E-04
K (cm/sec)	1.17E-09

CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	25,4	%
Peso di volume	19,3	kN/m ³
Peso di volume secco	15,4	kN/m ³
Peso di volume saturo	19,5	kN/m ³
Peso specifico	26,5	kN/m ³
Indice dei vuoti	0,718	
Porosità	41,8	%
Grado di saturazione	95,5	%
Limite di liquidità	46,6	%
Limite di plasticità	23,9	%
Indice di plasticità	22,7	%
Indice di consistenza	0,93	
Passante al set. n° 42	SI	
Limite di ritiro		%
UNI 11531/14		

ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia	%
Sabbia	%
Limo	%
Argilla	%
D 10	mm
D 50	mm
D 60	mm
D 90	mm
Passante set. 10	%
Passante set. 42	%
Passante set. 230	%

PERMEABILITA'

Coefficiente k	cm/sec
----------------	--------

COMPRESSIONE

σ	221	kPa
c_u	110	kPa
σ_{Rim}		kPa
c_u_{Rim}		kPa

TAGLIO DIRETTO

Prova consolidata-lenta		
c'	8,8	kPa
ϕ'	25,0	°
c'_{Res}		kPa
ϕ'_{Res}		°

Secondo caso

COMPRESSIONE TRIASSIALE

C.D.	C_d	kPa	ϕ_d	°
C.U.	C'_{cu}	kPa	ϕ'_{cu}	°
	C_{cu}	kPa	ϕ_{cu}	°
U.U.	C_u	kPa	ϕ_u	°

PROVA EDOMETRICA

σ kPa	E kPa	C_v cm ² /sec	k cm/sec
24,6 ÷ 49,2	19680	0,000154	7,68E-10
49,2 ÷ 98,4	18222	0,000105	5,65E-10
98,4 ÷ 196,8	12779	0,000215	1,65E-09
196,8 ÷ 393,6	12821	0,000370	2,83E-09
393,6 ÷ 787,2	14108	0,000372	2,59E-09
787,2 ÷ 1574,4	17282	0,000340	1,93E-09

K e C_v FOTOGRAFIA

N.B: Esistono i valori di K calcolati
E sono possibili stime di K da parametri fisici
Ma mancano dati granulometrici

Tipo di campione: Cilindrico

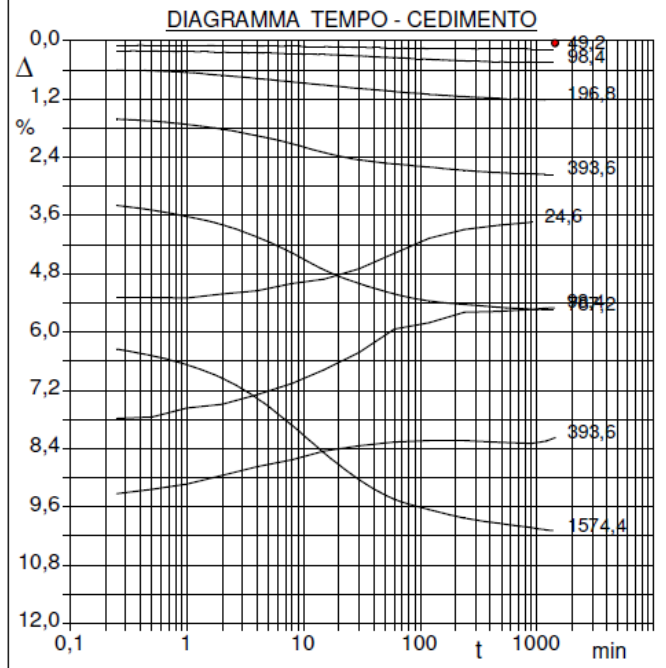
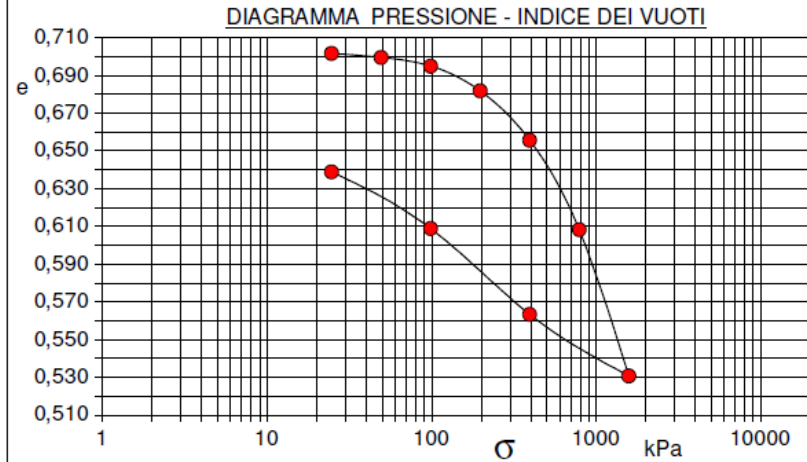
Qualità del campione: Q 5

PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-11

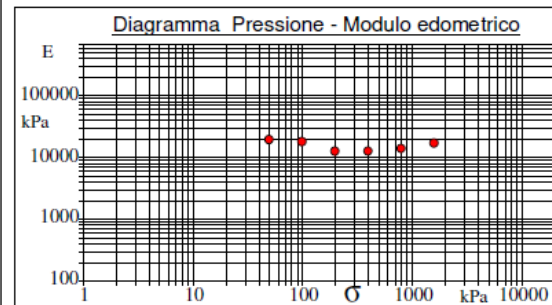
Caratteristiche del campione

Peso di volume (kN/m ³)	19,53
Umidità (%)	25,6
Peso specifico (kN/m ³)	26,47
Altezza provino (cm)	2,00
Diametro provino (cm)	5,02
Sezione provino (cm ²)	19,77
Volume provino (cm ³)	39,53
Volume dei vuoti (cm ³)	16,31
Indice dei vuoti	0,70
Porosità (%)	41,27
Saturazione (%)	98,4



Pressione kPa	Cedim. mm/100	Indice Vuoti	Cc	Modulo kPa	Cv cm ² /sec	k cm ² /sec
24,6	1,0	0,702				
49,2	3,5	0,700	0,007	19680	0,000154	7,68E-10
98,4	8,9	0,695	0,015	18222	0,000105	5,65E-10
196,8	24,3	0,682	0,044	12779	0,000215	1,65E-09
393,6	55,0	0,656	0,087	12821	0,000370	2,83E-09
787,2	110,8	0,608	0,158	14108	0,000372	2,59E-09
1574,4	201,9	0,531	0,258	17282	0,000340	1,93E-09
393,6	163,5	0,563				
98,4	110,0	0,609				
24,6	74,8	0,639				

$$D=1/mv$$



K e Cv

PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-11

LETTURE INTERMEDIE - TABELLE RIASSUNTIVE

Pressione 49,2 kPa				Pressione 98,4 kPa				Pressione 196,8 kPa				Pressione 393,6 kPa			
Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100
0,02	1,0			0,02	3,5			0,02	8,9			0,02	24,3		
0,25	1,9			0,25	4,1			0,25	12,2			0,25	32,3		
0,50	2,0			0,50	4,3			0,50	12,4			0,50	33,1		
1,00	2,0			1,00	4,5			1,00	13,1			1,00	34,5		
2,00	2,1			2,00	4,7			2,00	14,3			2,00	36,4		
4,00	2,2			4,00	5,0			4,00	15,6			4,00	39,2		
8,00	2,3			8,00	5,4			8,00	17,0			8,00	42,5		
15,00	2,5			15,00	5,8			15,00	18,3			15,00	46,1		
30,00	2,8			30,00	6,3			30,00	19,7			30,00	49,1		
60,00	3,1			60,00	7,0			60,00	20,9			60,00	50,8		
120,00	3,2			120,00	7,7			120,00	22,1			120,00	52,1		
240,00	3,4			240,00	8,3			240,00	23,1			240,00	53,4		
480,00	3,4			480,00	8,7			480,00	23,8			480,00	54,4		
900,00	3,5			900,00	8,9			900,00	24,2			900,00	54,9		
1200,00	3,5			1200,00	8,9			1200,00	24,3			1200,00	55,0		
1440,00	3,5			1440,00	8,9			1425,32	24,3			1440,00	55,0		

Pressione 787,2 kPa				Pressione 1574,4 kPa				Pressione 393,6 kPa				Pressione 98,4 kPa			
Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100
0,02	55,0			0,02	110,8			0,02	201,9			0,02	163,5		
0,25	67,8			0,25	127,0			0,25	186,6			0,25	155,6		
0,50	69,8			0,50	129,7			0,50	184,8			0,50	155,0		
1,00	72,4			1,00	133,5			1,00	182,6			1,00	151,3		
2,00	75,8			2,00	139,0			2,00	179,0			2,00	149,7		
4,00	80,9			4,00	147,3			4,00	175,5			4,00	145,8		
8,02	87,5			7,98	158,5			8,00	172,6			8,00	141,1		
15,02	94,4			14,98	169,7			15,00	169,0			15,00	135,5		
30,02	100,0			29,98	180,8			30,00	166,8			30,00	128,3		
60,02	104,3			59,98	188,8			60,00	165,3			60,00	118,8		
120,02	107,2			119,98	193,1			120,00	164,7			120,00	116,1		
240,02	108,7			239,98	196,6			240,00	164,7			240,00	111,8		
480,02	109,8			479,98	198,8			480,00	165,4			480,00	111,5		
900,02	110,6			899,98	200,6			900,00	165,9			900,00	110,6		
1200,02	110,8			1199,98	201,4			1200,00	164,9			1200,00	110,2		
1440,02	110,8			1439,98	201,9			1440,00	163,5			1417,90	110,0		

Pressione 24,6 kPa				Pressione -- kPa				Pressione -- kPa				Pressione -- kPa			
Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100	Tempo min	Cedim. mm/100
0,02	110,0														
0,25	105,7														
0,50	105,7														
1,00	106,0														
2,00	104,3														
4,00	103,0														
8,00	100,0														
15,00	98,2														
30,00	93,9														
60,00	87,6														
120,00	81,4														
240,00	77,7														
480,00	76,0														
900,00	74,8														
914,02	74,8														

Letture tempo-cedimenti per ogni gradino di carico Utili per il calcolo dei valori di C_v , secondo i vari metodi utilizzabili

Considerazioni su K stimato da prove edometriche

- Sono da preferire certificati di prova che forniscono tutti i dati intermedi in modo da poter essere utilizzati anche per un calcolo indipendente;
- Dovrebbero essere presenti tutti i dati di ogni gradino di pressione in modo da avere tutti i dati di K per ogni gradino di pressione (e anche valori di m_v e c_v);
- Sono utili prove dove tutti i parametri fisici come: %Argilla, %Limo, IP, LP, e (*indice dei vuoti*), densità, siano presenti (Questi dati sono utili per usare dei modelli di stima di K semplificati da usare in comparazione con i valori di K stimati da prove edometriche).

Misure da prove LEFRANC in foro di sondaggio o pozzo

Misura della permeabilità di campo in foro: test LEFRANC a carico costante

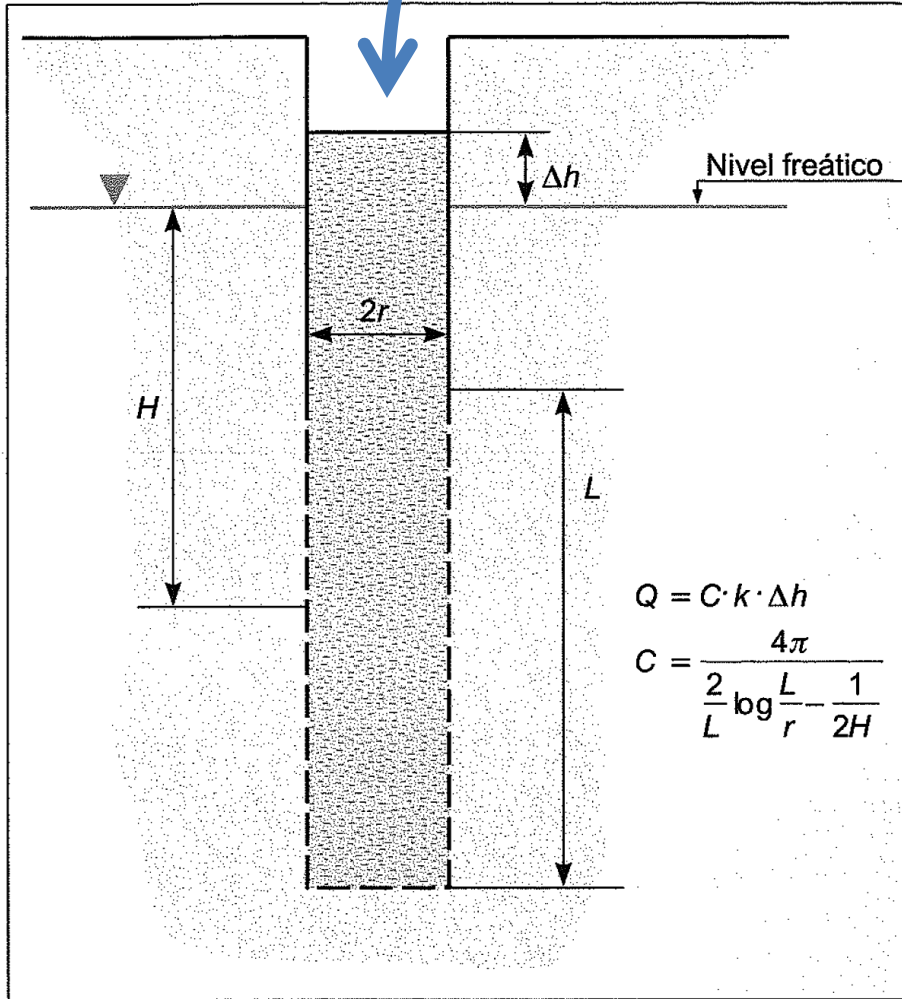


Figura 6.84 Ensayo Lefranc a nivel constante. Hipótesis de cilindro alargado (en Olalla y Sopeña, 1991).

In un in foro o in una fossa
Si riversa un flusso costante Q
d'acqua finché non rimane
Costante un livello piezometrico
sopra originale (pre – prova)

La permeabilità' del acquifero
si calcola con:

$$k = Q / (C \Delta h)$$

Dove:

K =permeabilità' (m/s)

Q =portata costante immessa (m³/s)

Δh =differenza di altezza raggiunto sopra il
livello freatico originale (m)

C = coefficiente di forma del foro, ottenuto con:

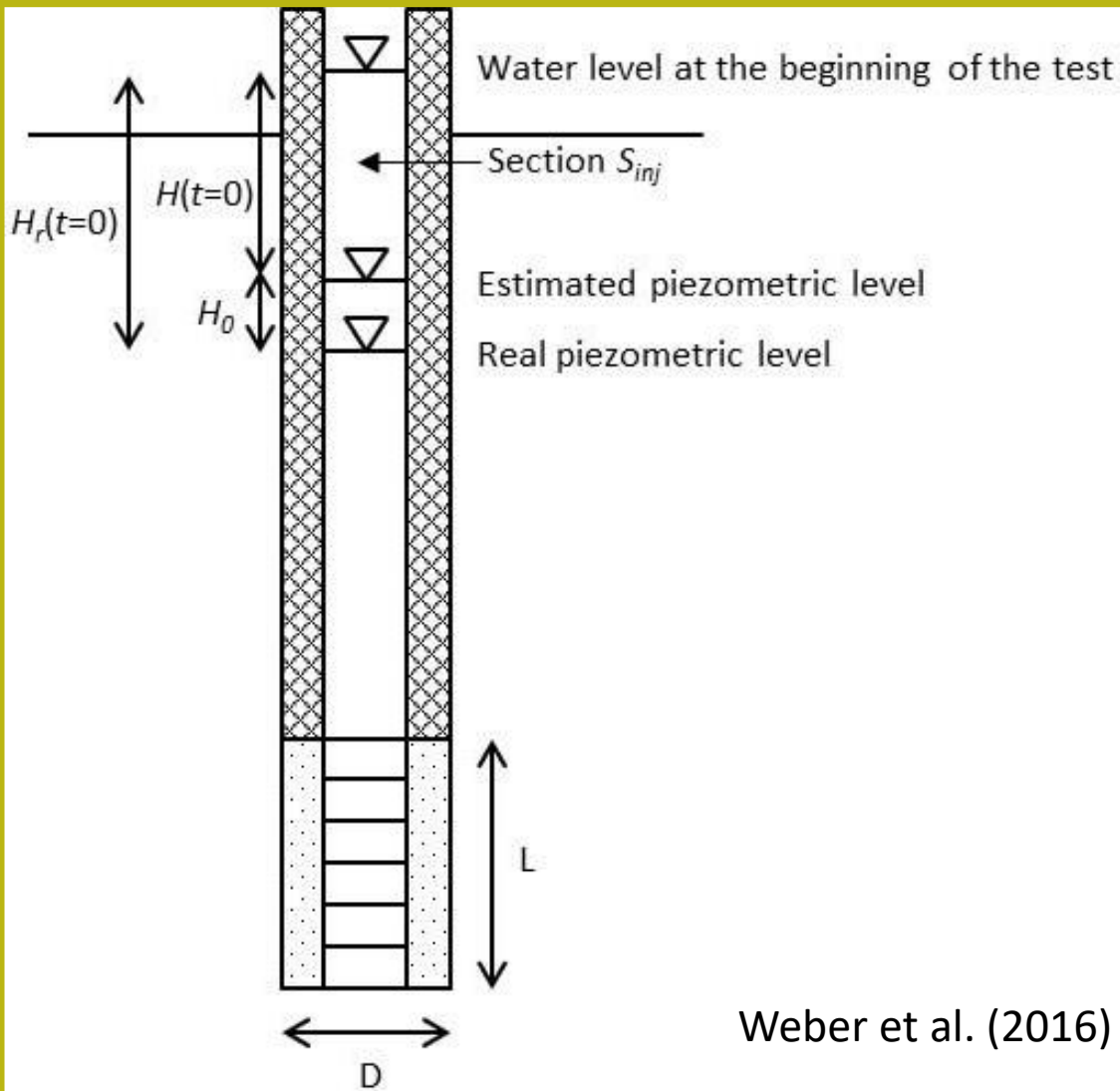
$$C = 4\pi / [(2/L) \log(L/r) - (1/2H)]$$

Dove:

L =lunghezza del tratto soggetto a test (m)

r =raggio del foro (m)

H =distanza media tra il tratto di test e il livello freatico
(m)



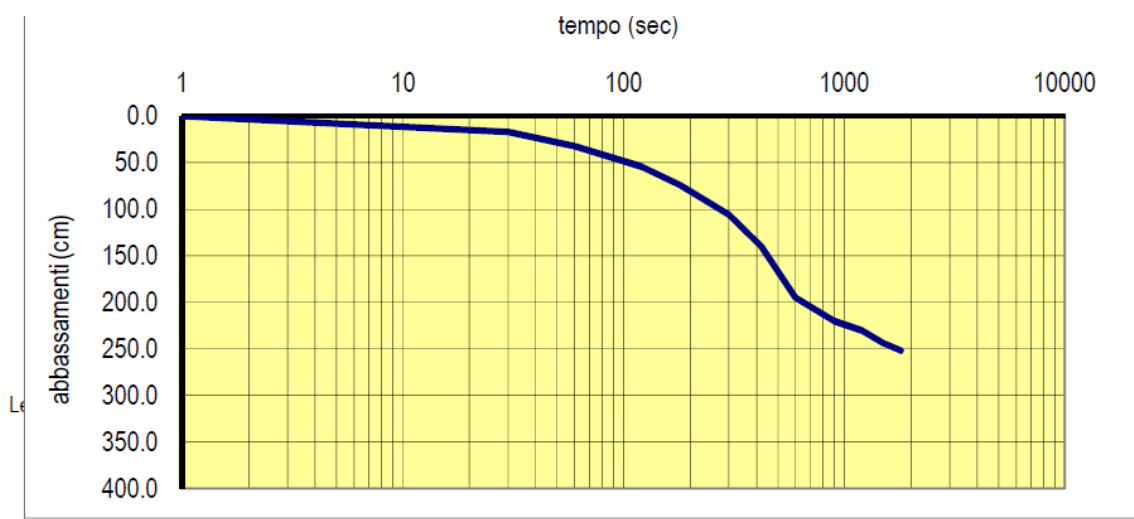
Weber et al. (2016)

Nella prova Lefranc
 A carico variabile
 l'acqua viene
 immessa
 Solo una volta e si
 misurano gli
 abbassamenti nel
 tempo

	(cm)
Quota superiore del filtro dal p.c.	295
Quota inferiore del filtro dal p.c.	500
Lunghezza del tratto di prova	205
Quota falda dal p.c.	400
Diametro medio foro	10.5
Quota del boccaforo sul p.c.	155

Tempo (sec)	Abbassamenti (cm)
1	0.1
30	17.0
60	32.0
120	54.0
180	74.0
300	106.0
420	140.0
600	195.0
900	220.0
1200	230.0
1500	244.0
1800	252.0

PROVA DI PERMEABILITA' TIPO LEFRANC A CARICO VARIABILE



$$C = \frac{c}{S_{inj}} = \frac{8D}{d^2} \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}}$$

The velocity (Chapuis) method

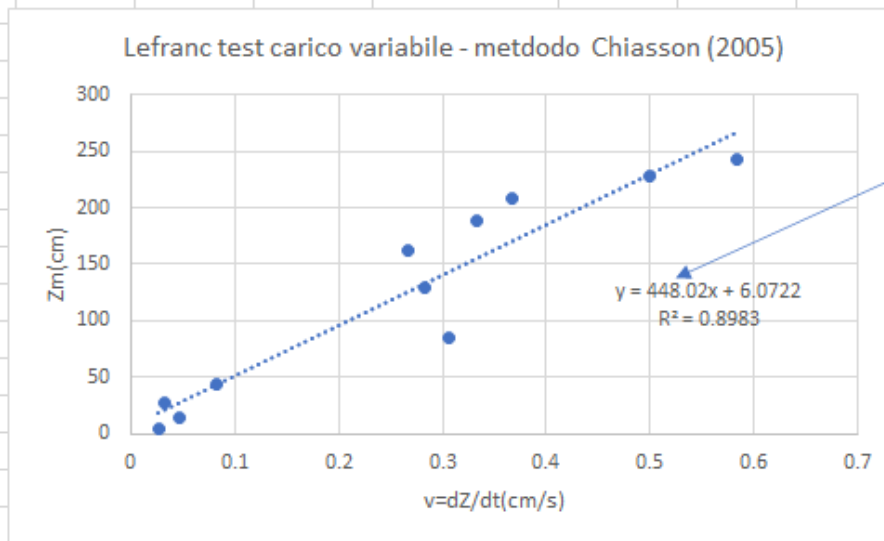


In Chiasson (2005)



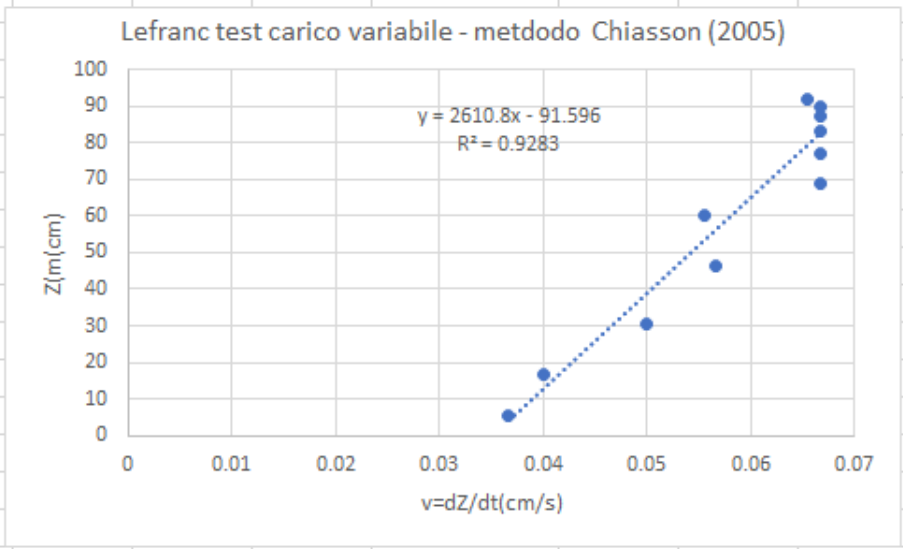
t(s)	h(cm)	Z	v=dZ/dT(cm/s)	Zm(cm)
0	0	252		
1	0.1	251.9	0.1	251.95
30	17	235	0.582758621	243.45
60	32	220	0.5	227.5
120	54	198	0.366666667	209
180	74	178	0.333333333	188
300	106	146	0.266666667	162
420	140	112	0.283333333	129
600	195	57	0.305555556	84.5
900	220	32	0.083333333	44.5
1200	230	22	0.033333333	27
1500	244	8	0.046666667	15
1800	252	0	0.026666667	4

$$C = \frac{c}{S_{inj}} = \frac{8D}{d^2} \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}}$$



Chiasson (2005)	
alpha	448.02
B	10.5
L	205
d	10.1
C	3.661691161
k(cm/s)	6.10E-04
k(m/s)	6.09566E-06

t(s)	h(cm)	Z	v=dZ/dT(cm/s)	Zm(cm)
0	0	93		
1	0.1	92.9		
30	2	91	0.065517241	91.95
60	4	89	0.066666667	90
120	8	85	0.066666667	87
180	12	81	0.066666667	83
300	20	73	0.066666667	77
420	28	65	0.066666667	69
600	38	55	0.055555556	60
900	55	38	0.056666667	46.5
1200	70	23	0.05	30.5
1500	82	11	0.04	17
1800	93	0	0.036666667	5.5



Chiasson (2005)	
alpha	2610.8
B	10.5
L	145
d	10.1
C	3.087605773
k(cm/s)	1.24E-04
k(m/s)	1.24052E-06

Misure da prove di pompaggio in pozzo (solo due semplici esempi)

Misura della permeabilità del campo

Pozzo in falda acquifera libera

In pozzi: test emungimento a portata costante

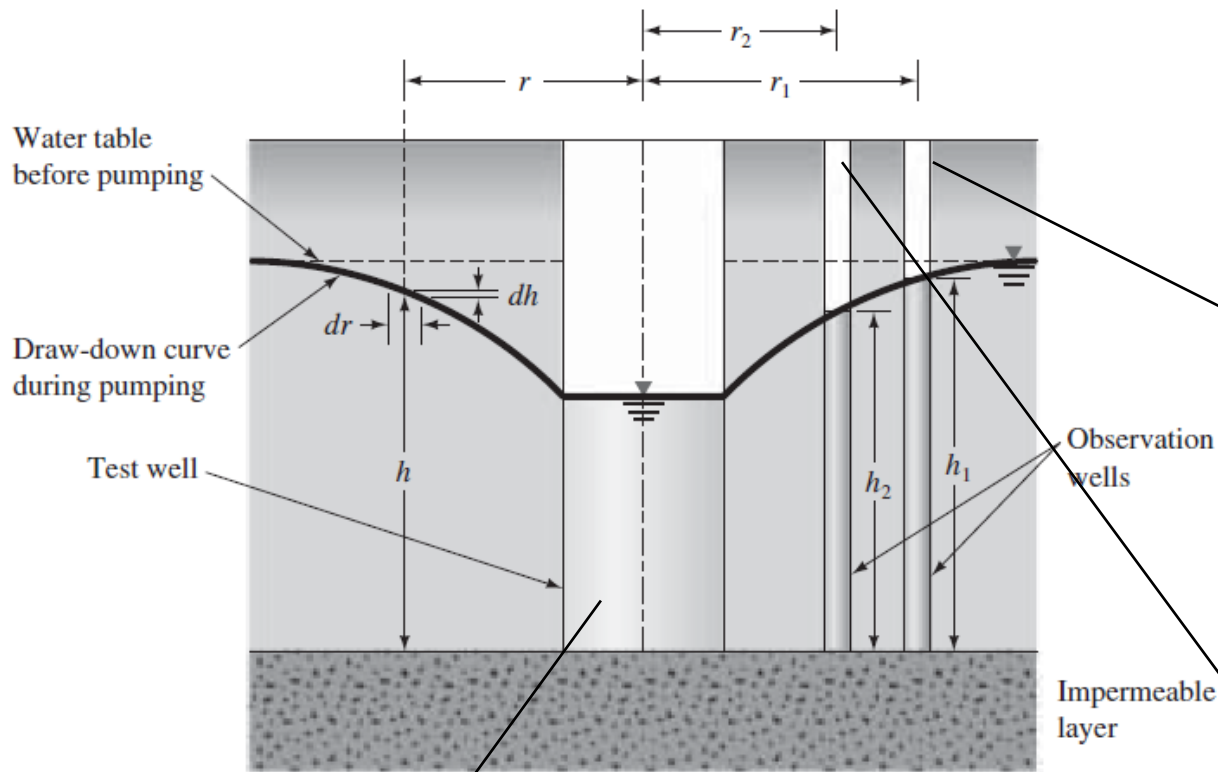


Figure 5.13 Pumping test from a well in an unconfined permeable layer underlain by an impermeable stratum

**Pozzo principale
pompano acqua
con flusso costante q**

$$k = \frac{2.303 q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi (h_1^2 - h_2^2)}$$

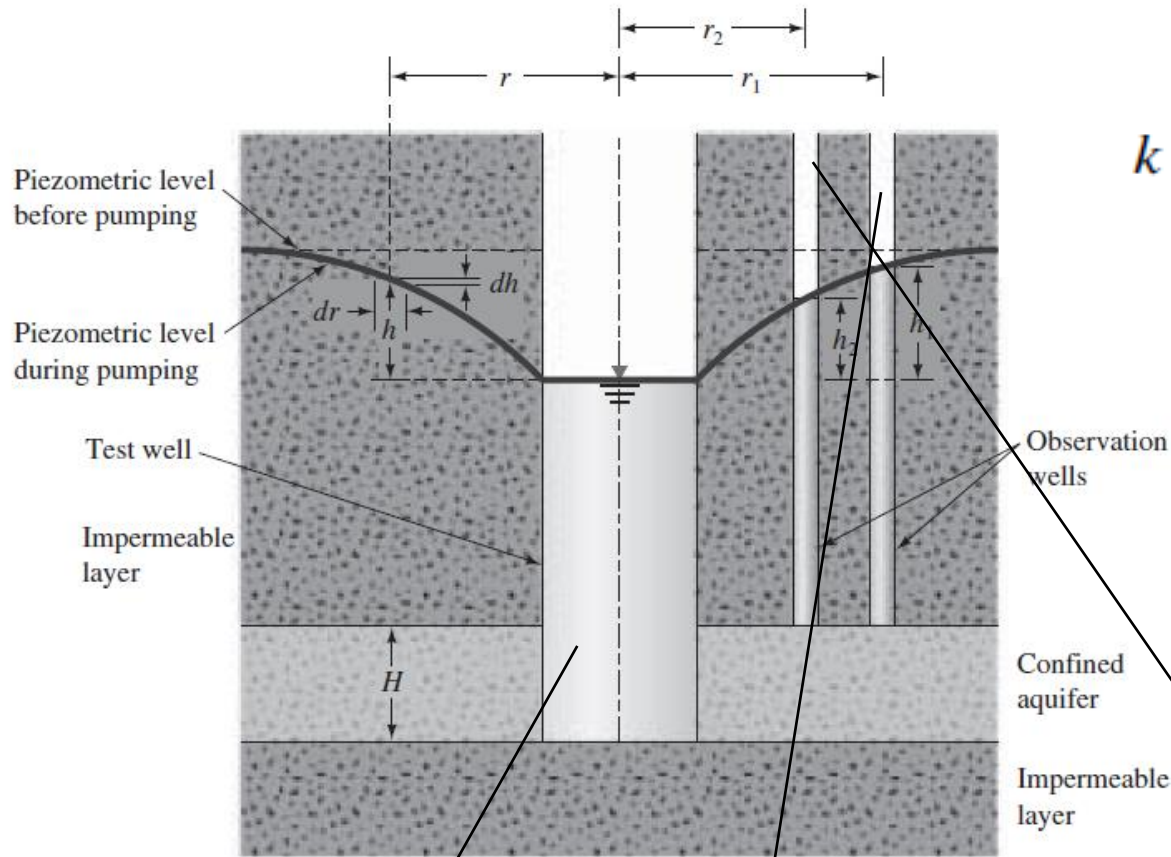
**Pozzo di
osservazione 1**

**Pozzo di
osservazione 2**

Misura della permeabilità del campo

In pozzi: test emungimento a portata costante

Pozzo in acquifero confinato



$$k = \frac{q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{2.727 H (h_1 - h_2)}$$

Figure 5.14 Pumping test from a well penetrating the full depth in a confined aquifer

**Pozzo principale
pompano acqua
con flusso costante q**

**Pozzo di
osservazione 1**

**Pozzo di
osservazione 2**

PARTE II

Stime semplificate della permeabilità (conducibilità idraulica)

Uno dei metodi di stima usati in geotecnica e idrologia è fare ricorso a stime con modelli semplificati. Ne esistono varie decine..

Ne vedremo alcuni.

Tuttavia è necessario considerare che:

Tutti i metodi di stima semplificata hanno spesso una validità ridotta perché basati su modelli di stima fondati su modelli di correlazione statistica tra parametri fisici semplici e misure di permeabilità in laboratorio o campo.

Abbiamo infatti il sommarsi di incertezze come su misure dei parametri fisici di base (es. Percentuale o frazione di argilla, LL, densità, ecc.) rispetto alle Misure in laboratorio dirette (permeometri, prove di consolidazione ecc.). Queste incertezze possono essere causate dal modello di correlazione assunto o dalla scarsità di dati.

Ma questo approccio non vale per Terreni e sedimenti a bassa conducibilita' !!

Table 3.3 Values for C in Hazen's formula

Grain-size	Values of C
Very fine sand – poorly sorted	350–700
Fine sand with fines	350–700
Medium sand – well sorted	700–1000
Coarse sand – poorly sorted	700–1000
Coarse sand – clean and well sorted	1000–1300

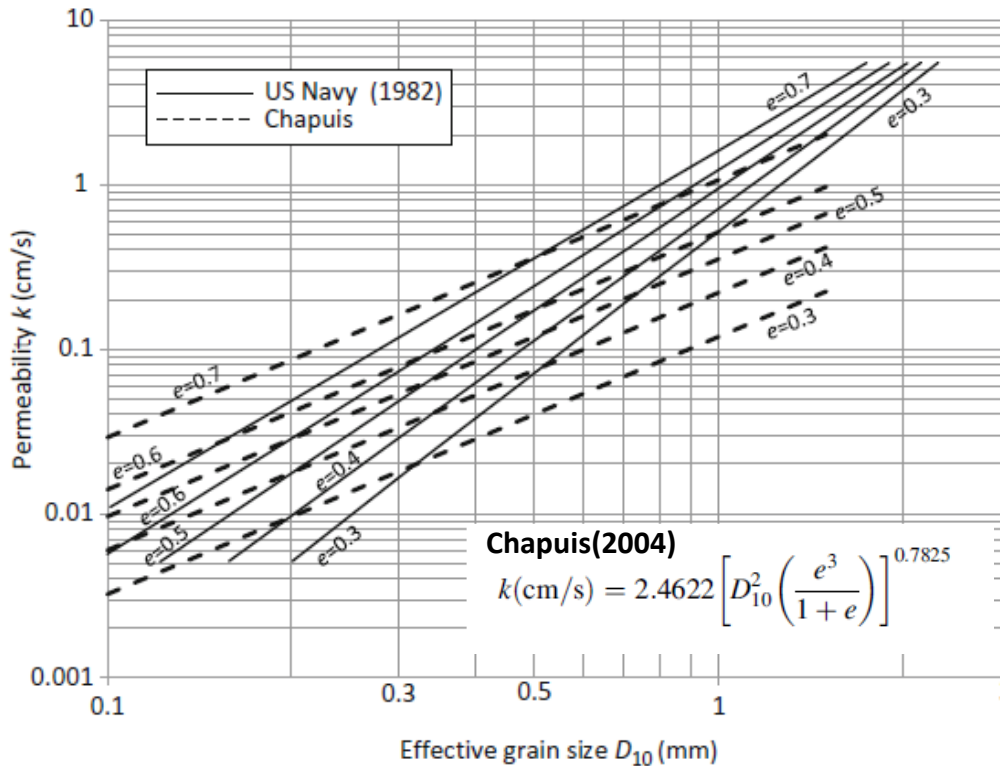
NB: The values given only apply when K is in m d⁻¹ and D₁₀ in mm.

Per sabbia e ghiaia, a volte, è usato per una stima preliminare, La formula di Hazen

$$k = C_1 D_{10}^2$$

Il coefficiente C₁ dipende dal livello dell'indice dei vuoti e dal grado di classificazione del sedimento (coefficienti C_u, C_c). Generalmente C₁ varia tra 0,01 e 0,02 (per sabbia e ghiaia).

Tuttavia, ci sono alcune relazioni in cui K dipende anche dall'indice dei vuoti e del sedimento.



From US Navy (1982) and Chapuis(2004)

Stime di K per
Terreni e sedimenti
a bassa conducibilita' !!

Primo gruppo di fusioni di trasferimento per la stima di K in ambito geotecnico
Per terreni a bassa conducibilita' espressa in (m/s)

$$K = \frac{[4.66 \times 10^{-3} \exp(-0.1975C)]}{100} \quad \text{Puckett (1985)}$$

$$K = \frac{\exp(9.59 - 0.81 \ln Si - 1.09 \ln C - 4.64 \rho)}{100} \quad \text{Jabro (1992)}$$

$$K = \frac{6.31 \times 10^{-7}}{(IP - 0.0874C)^{3.03}} \exp[2.66(IP - 0.0874C)^{0.234}] \quad \text{Dolinar (2009)}$$

Dove:

K = conducibilita' idraulica [m/s]

C = Frazione di argilla in peso [%]

Si = Frazione di limo in peso [%]

ρ = densita' [g/cm³]

IP = Indice di Plasticita' [%]

N.B.: le precedenti equazioni sono state trasformate rispetto alle originali in modo da facilitare il calcolo di K partendo da un insieme omogeneo di parametri

Secondo gruppo di fuzioni di trasferimento per la stima di K in ámbito geotecnico

$$K = \frac{0.074 \left[\frac{e - 0.027 (LP - 0.242IP)^{4.29}}{IP} \right]}{1 + e} \quad \text{Carrier \& Beckman 1984}$$

$$K = 1.48 \times 10^{-6} IP^{-2.93561} \quad \text{Kozlowski, T., \& Ludynia, A. (2019)}$$

Dove:

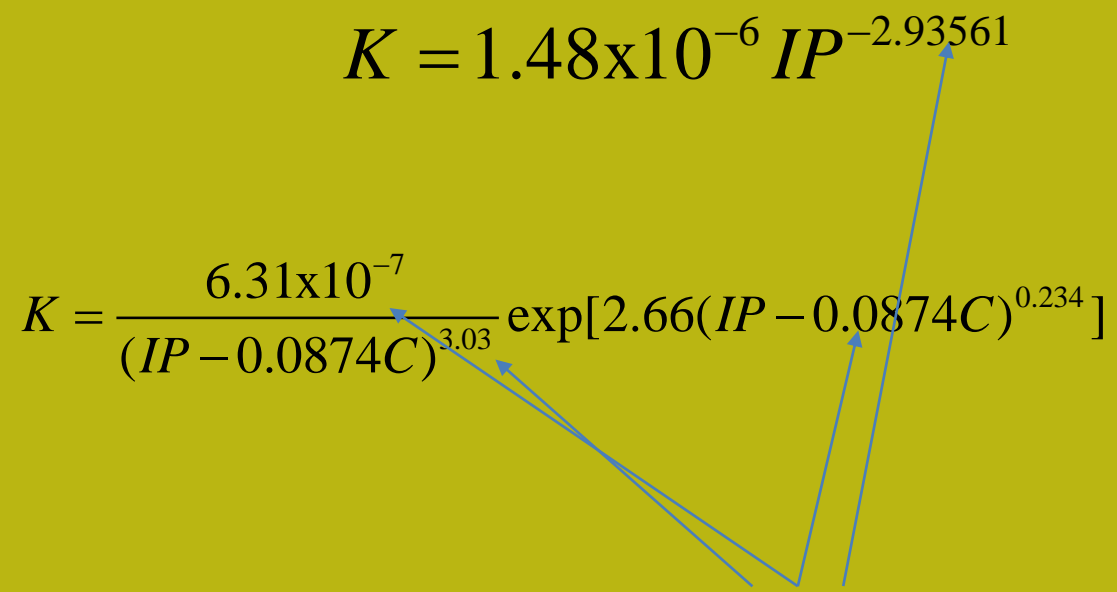
K = conducibilita' idraulica [m/s]

IP =Indice di Plasticita' [%]

e =Indice dei vuoti [-]

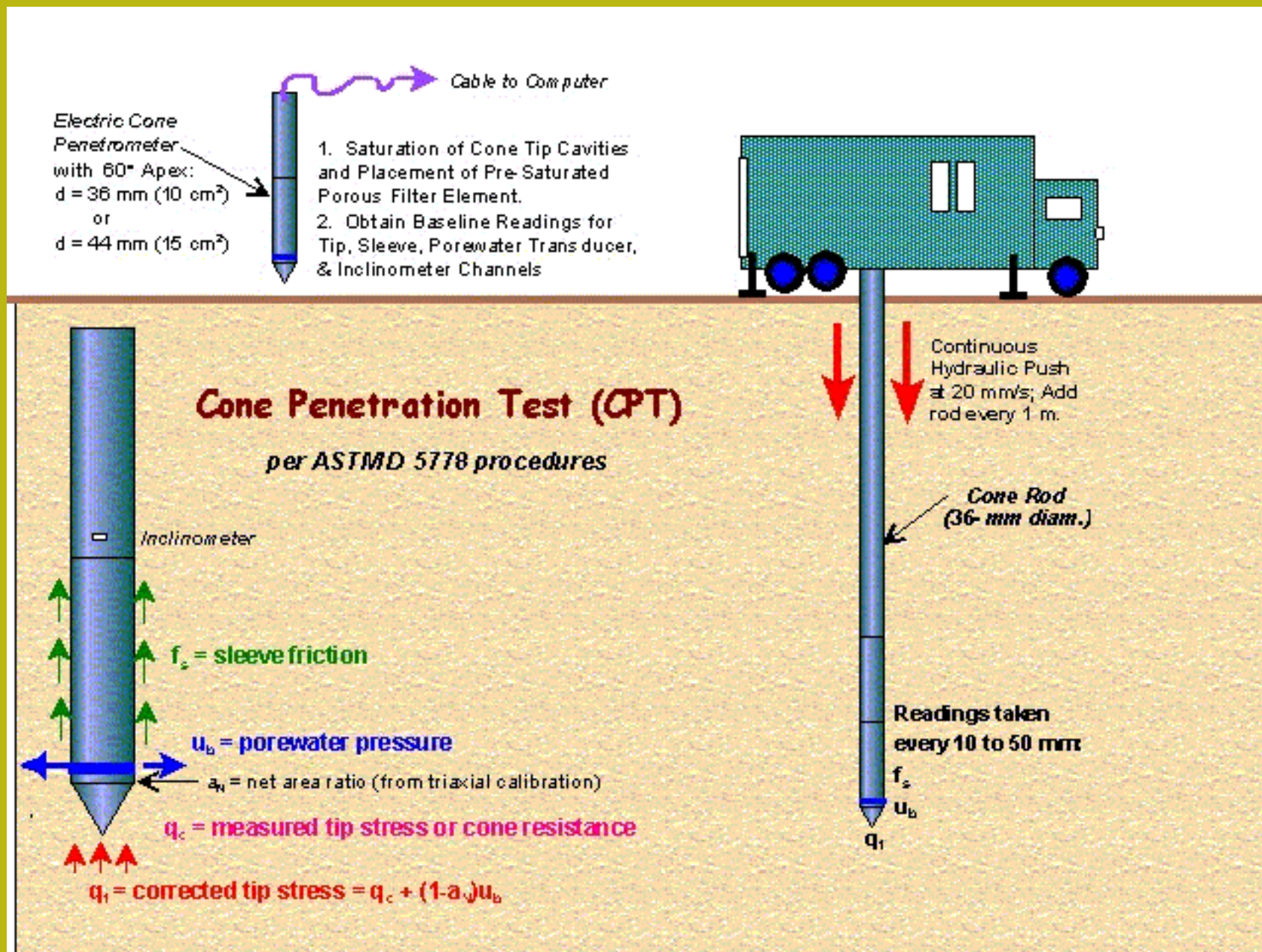
Line guida per l'uso di questi modelli semplificati di stima di K

$$K = 1.48 \times 10^{-6} IP^{-2.93561}$$

$$K = \frac{6.31 \times 10^{-7}}{(IP - 0.0874C)^{3.03}} \exp[2.66(IP - 0.0874C)^{0.234}]$$


- Fare attenzione a usare esattamente tutte le cifre decimali nei coefficienti e esponenti . Evitare arrotondamenti dei coefficienti ed esponenti, per ridurre il rischio di comportamenti anomali e valori fuori controllo di K nella fase di calcolo.
- Verificare il comportamento anomalo di K , testando valori agli estremi del campo di validità fisica dei parametri coinvolti (es: $C\%$, IP , e , etc..).
- Nel dubbio verificare la pubblicazione originale e il campo di validità di ogni equazione utilizzata.
- Verificare sempre (anche 2 o 3 volte) la equazione immessa nel sistema di calcolo (es. Codice Pyton, formule in foglio EXCEL.. Etc..).
- Esistono decine di equazioni di questo tipo. Preferire quelle ottenute da una base di dati la più ampia possibile e se possibile validata in altre pubblicazioni successive.

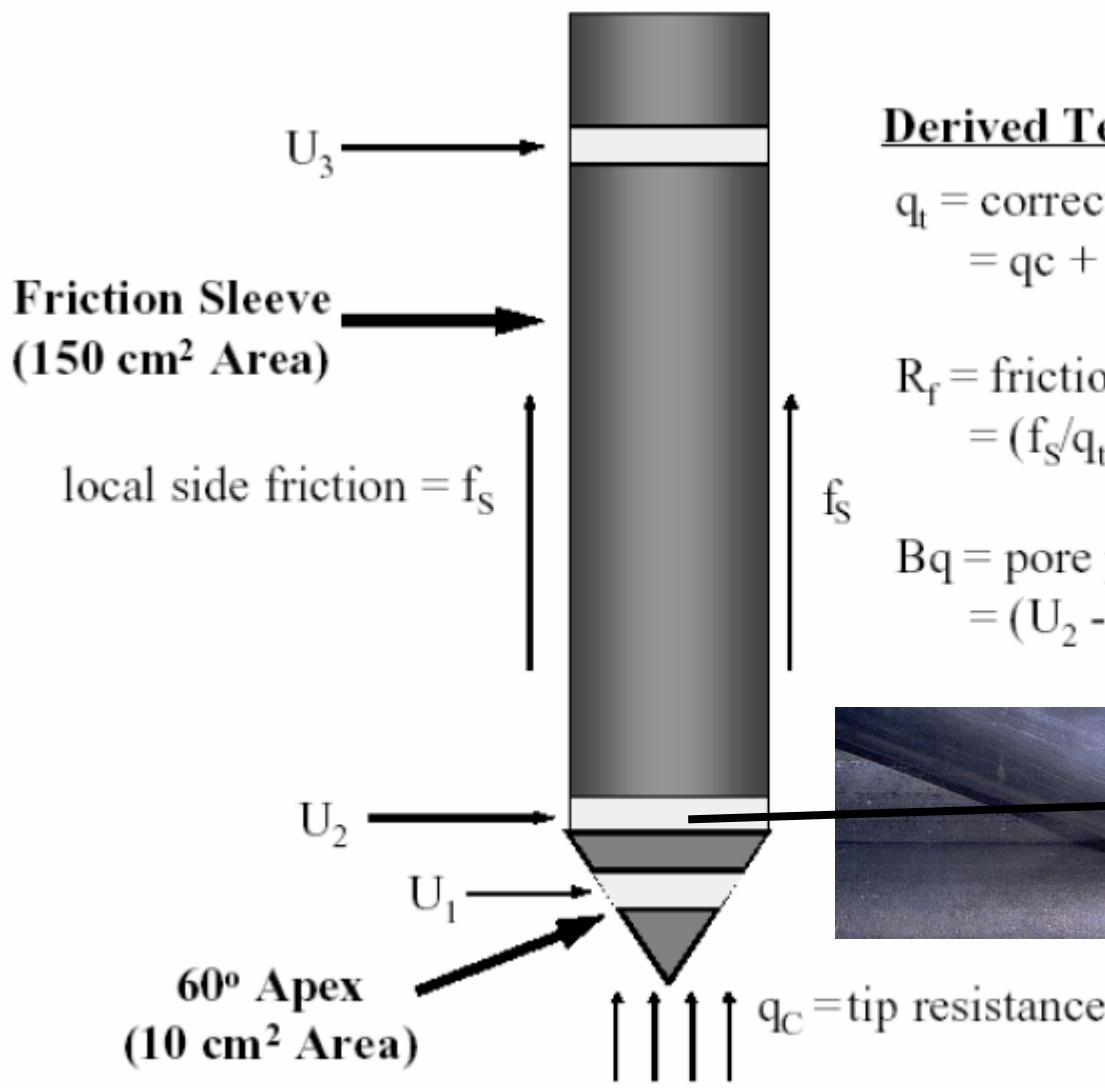
Stime di K da prove penetrometriche CPTu



Cone penetration test CPT-CPTU

CPTU con punta elettrica





Derived Test Parameters

$q_t = \text{corrected tip resistance}$
 $= q_c + U_2(1 - a)$

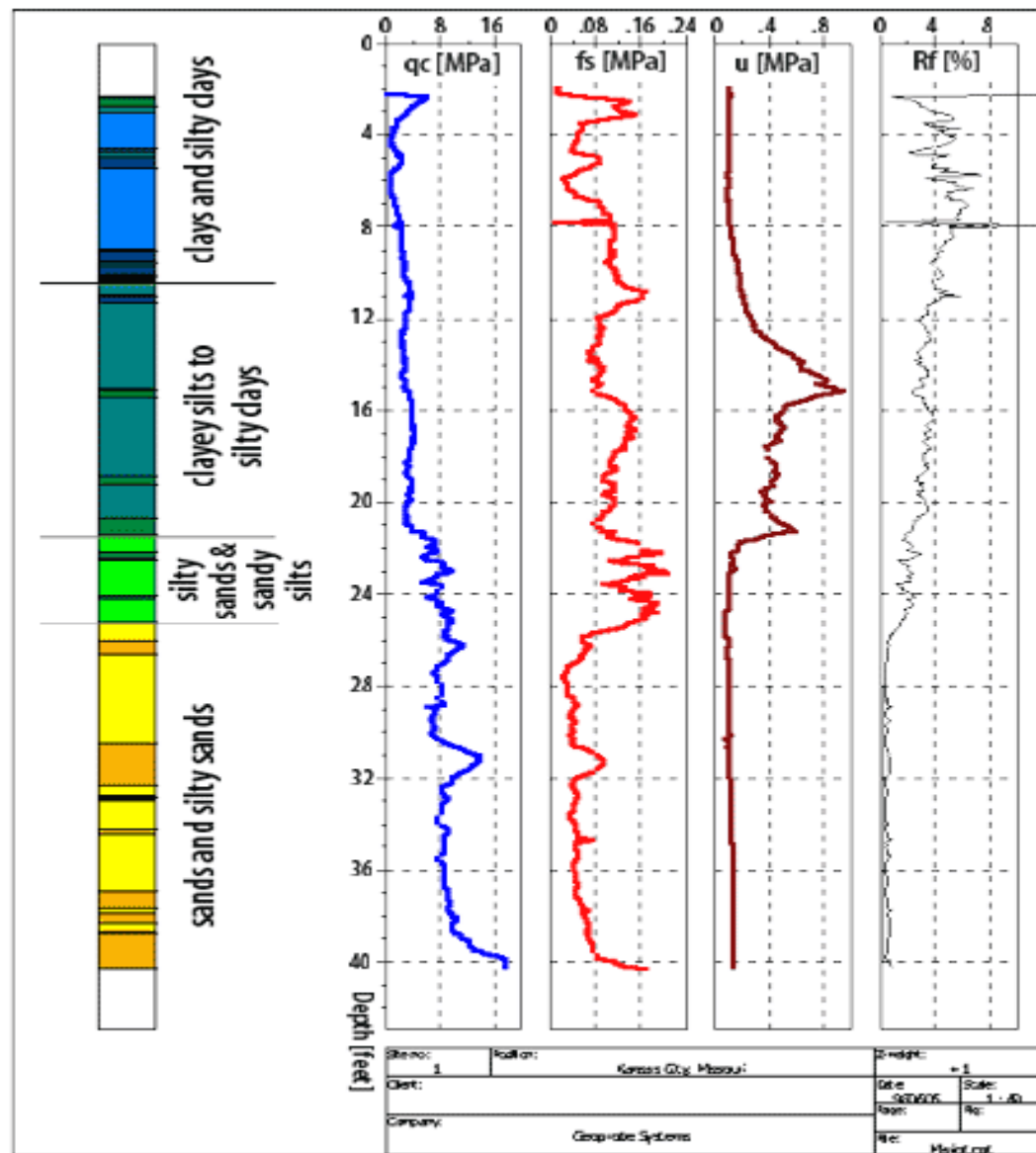
$R_f = \text{friction ratio}$
 $= (f_s/q_t) \times 100$

$Bq = \text{pore pressure ratio}$
 $= (U_2 - U_0)/(q_t - \sigma_{vo})$



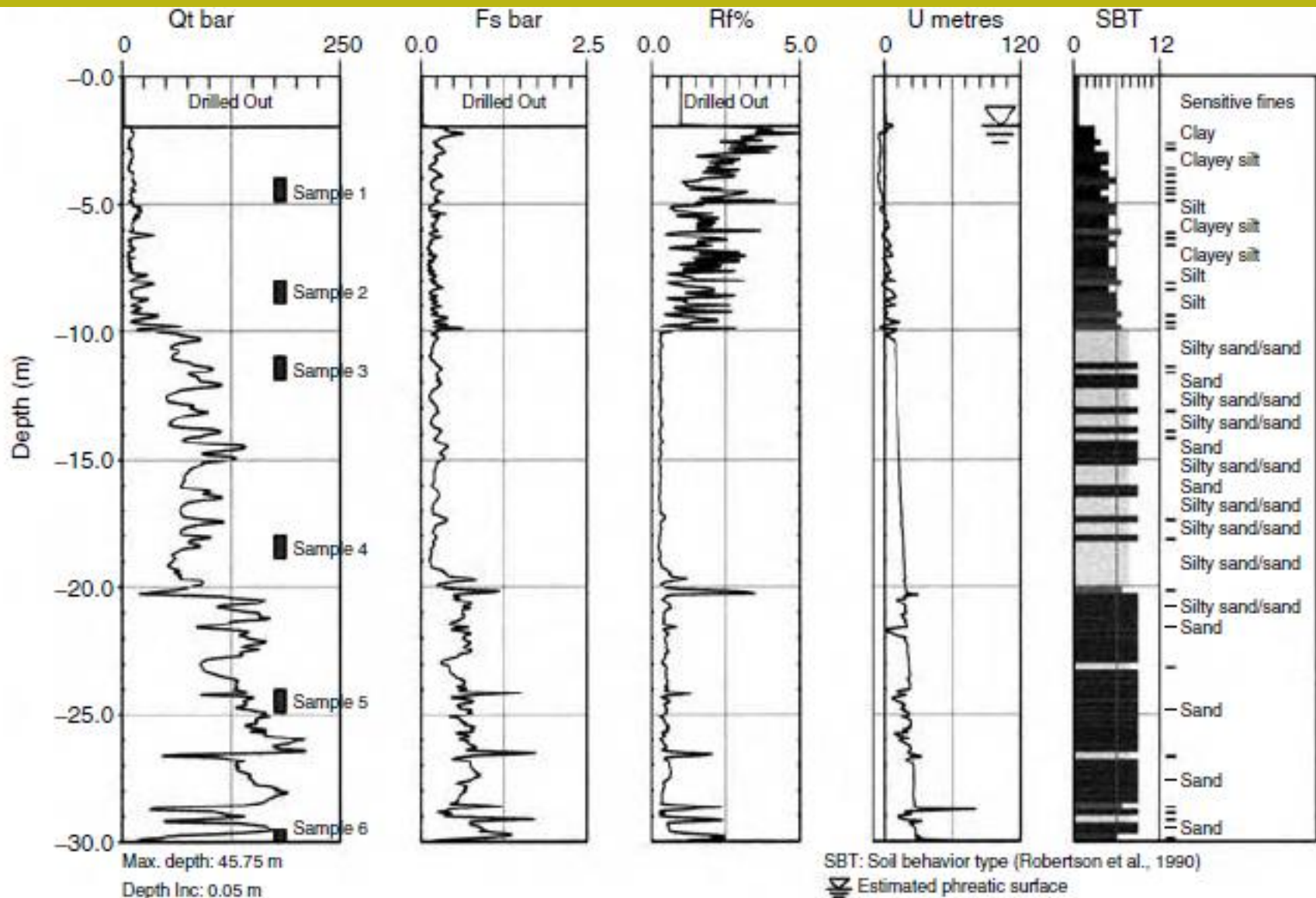
CPTU punta eléctrica

Animazione prova CPTU
<http://geosystems.ce.gatech.edu/Faculty/Mayne/Research/misc/CPTu%20Animation.pps>



DESIGNED BY SOFTWARE CPT-PRO

CPTU punta elettrica (diagramma di prova)



CPTU punta elettrica (diagrammi di prova e interpretazione finale)

Guida di riferimento per la interpretazione delle
prove Penetrometriche a Punta Elettrica con
Piezocono (CPTU).

Lorenzo Borselli*

*Universidad Autonoma de San Luis Potosi
Facultad de Ingenieria /Instituto de Geologia
San Luis Potosi, Mexico
lborselli@gmail.com
www.lorenzo-borselli.eu

(Versione 0.5-19 settembre 2021)

terza edizione

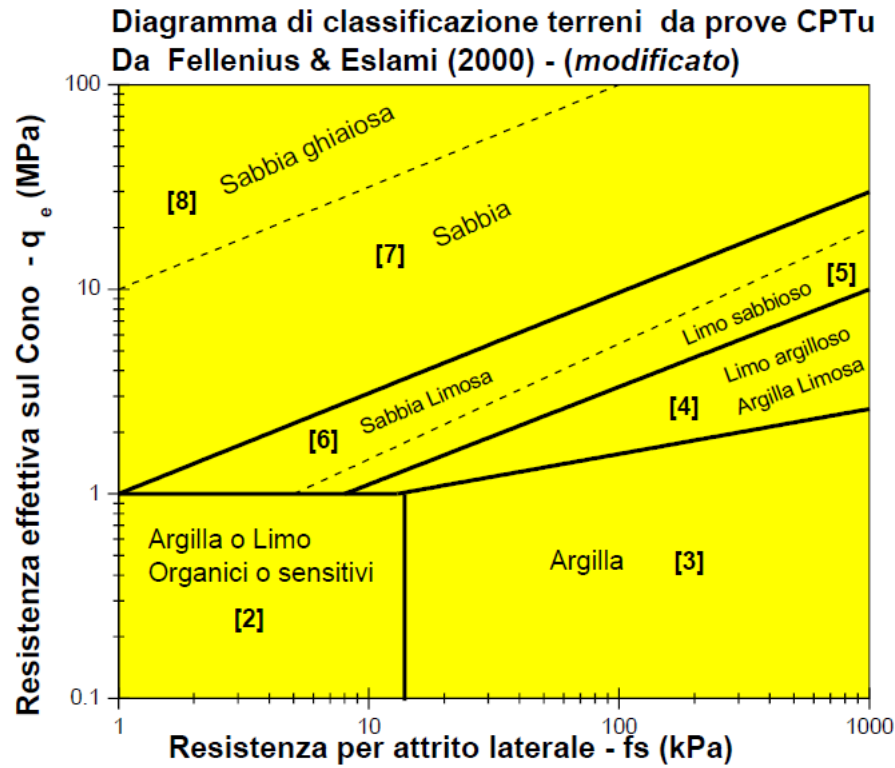
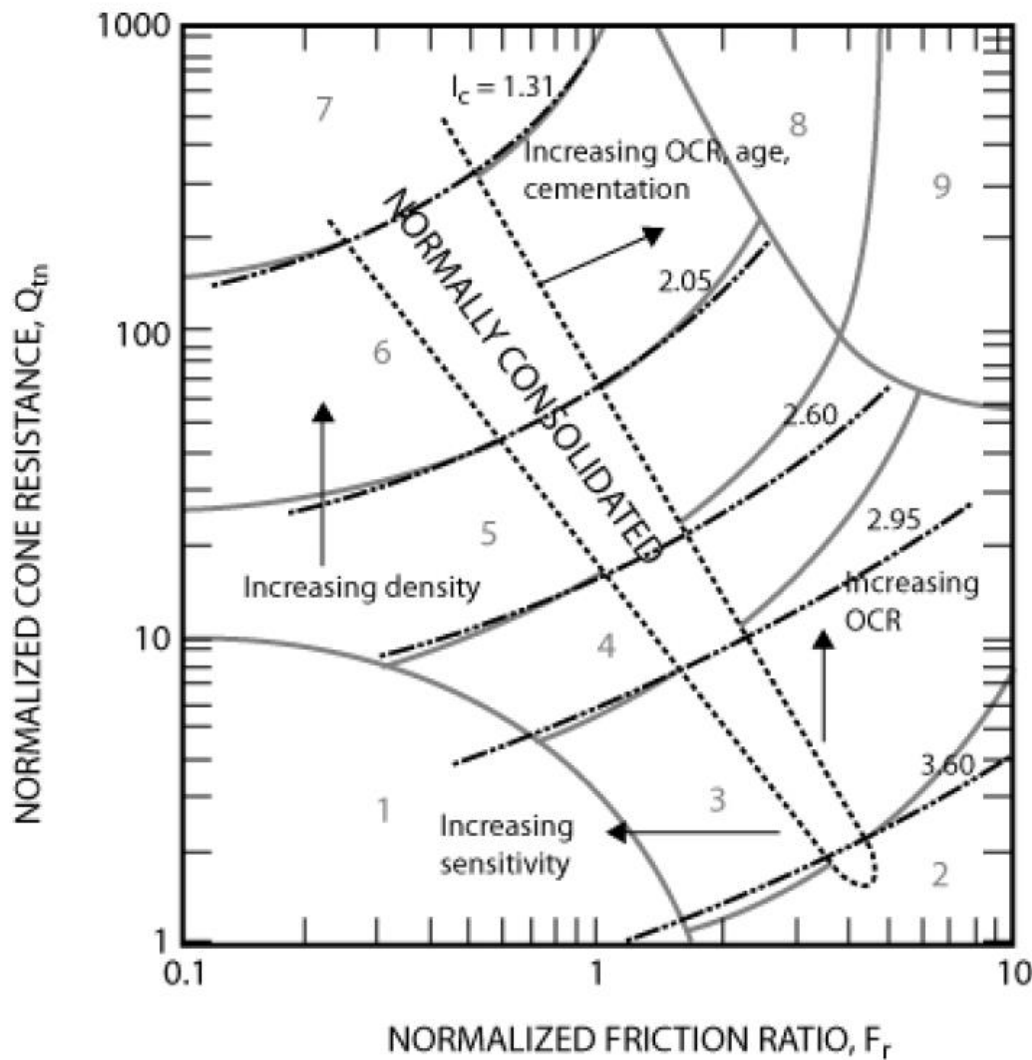


Fig. 2. Diagramma per la classificazione dei terreni ,da prove CPTu, basato sugli studi di Eslami (1997) e Eslami e Fellenius (2000)(modificato con estensioni dell'autore del presente manuale)

Da manuale freeCPTU (Borselli 2021)



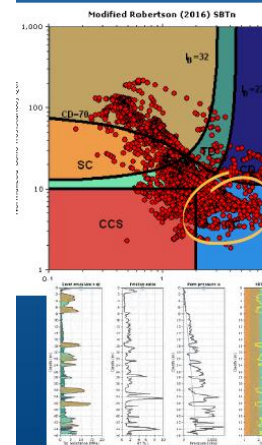
CPTU punta elettrica



Guide to

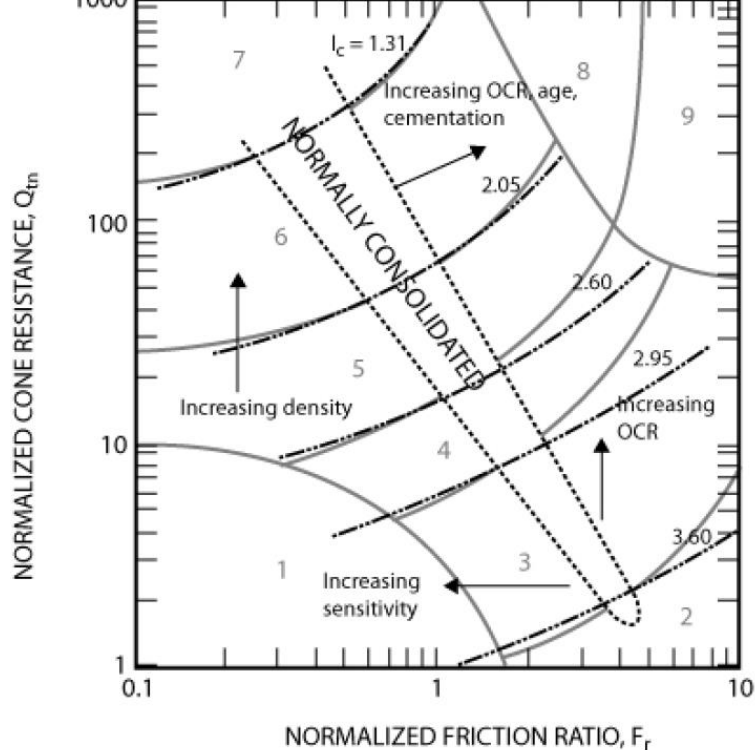
CONE PENETRATION TESTING

P. K. Robertson & K. Cabal



7th Edition

Classificazione del tipo di terreno da parametri prove CPTu
Da Robertson (2022)



Classificazione terreni
(Robertson 2010,2022)

Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils - clay	> 3.6
3	Clays - silty clay to clay	2.95 - 3.6
4	Silt mixtures - clayey silt to silty clay	2.60 - 2.95
5	Sand mixtures - silty sand to sandy silt	2.05 - 2.6
6	Sands - clean sand to silty sand	1.31 - 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

* Heavily overconsolidated or cemented

Relazione classi SBT e I_c da
granulometria depositi
**Versione (Robertson
2010,2022)**

Figure 23. Normalized CPT Soil Behavior Type (SBT_n) chart, $Q_t - F_r$ that include contours of SBT_n Index, I_c (Modified from Robertson, 1990 and Robertson, 2009).

Stima K da Soil Behavior Type Index (I_c) = indice di classificazione del suolo per penetrometria CPTu

Metodo di Robertson (2010)

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5}$$

where

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{vo})/p_a] (p_a/\sigma'_{vo})^n,$$

$$F_r = [f_s/(q_t - \sigma_{vo})] 100\%,$$

q_t = CPT corrected cone resistance,

f_s = CPT sleeve friction,

σ_{vo} = in situ total vertical stress,

σ'_{vo} = in situ effective vertical stress,

$n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{vo}/p_a) - 0.15$, where $n \leq 1.0$,

p_a = atmospheric pressure in same units as q_t , σ_{vo} and σ'_{vo} .

$$q_t = q_c + u_2 (1 - a)$$

1) Calcolo valore I_c da misure locali del test CPTU

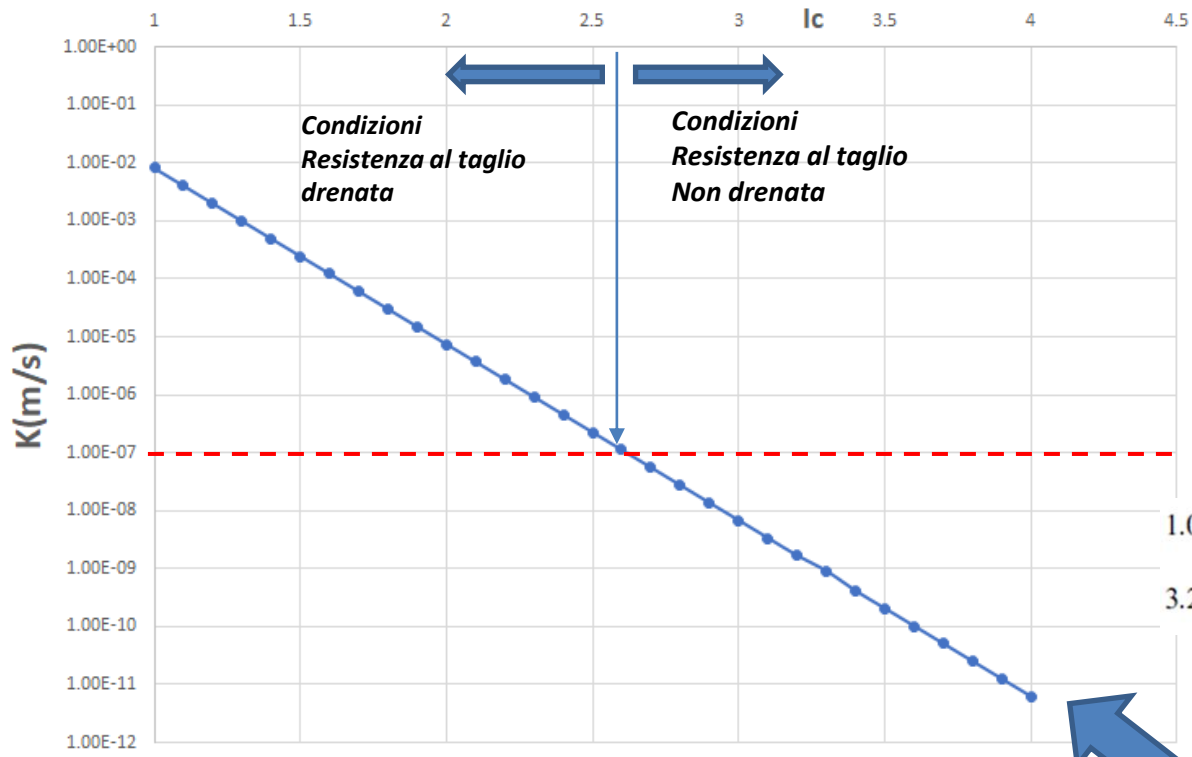
NB: procedura iterativa calcolo valore di I_c

$$\text{For } 1.0 < I_c \leq 3.27, \quad k \text{ (m/s)} = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)}$$

$$\text{For } 3.27 < I_c < 4.0, \quad k \text{ (m/s)} = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)}$$

2) Calcolo K da valore IC (IC cresce con un maggior contenuto di fini)

Stima K da Robertson (2010)



Un accettato método di stima di K (Robertson 2010,2022)

$$1.0 < I_c \leq 3.27, \quad k \text{ (m/s)} = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)}$$

$$3.27 < I_c < 4.0, \quad k \text{ (m/s)} = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)}$$

dipendenza delle classi SBT (I_c) da granulometria depositi
Da Robertson and Wride 1998, Robertson 2010,2022)



SBT Zone	SBT	Range of k (m/s)	SBT _n I_c
1	Sensitive fine-grained	3×10^{-10} to 3×10^{-8}	NA
2	Organic soils - clay	1×10^{-10} to 1×10^{-8}	$I_c > 3.60$
3	Clay	1×10^{-10} to 1×10^{-9}	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Silt mixture	3×10^{-9} to 1×10^{-7}	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Sand mixture	1×10^{-7} to 1×10^{-5}	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Sand	1×10^{-5} to 1×10^{-3}	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Dense sand to gravelly sand	1×10^{-3} to 1	$I_c < 1.31$
8	*Very dense/ stiff soil	1×10^{-8} to 1×10^{-3}	NA
9	*Very stiff fine-grained soil	1×10^{-9} to 1×10^{-7}	NA

*Overconsolidated and/or cemented

Prova a dissipazione durante il test CPTu

«Durante una pausa nella penetrazione, l'eventuale pressione eccessiva dei pori si genera intorno al cono inizierà a dissiparsi.

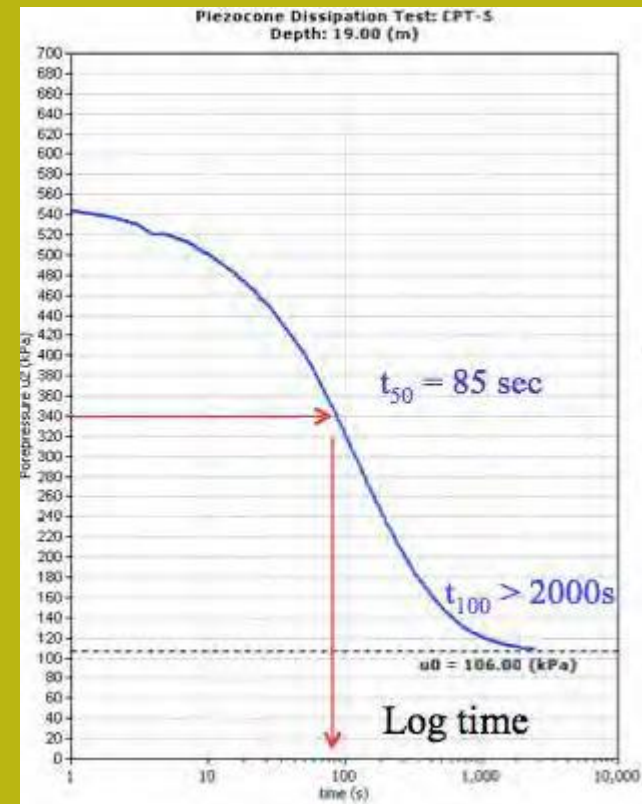
La velocità di dissipazione dipende dal coefficiente di consolidamento, che a sua volta dipende dalla comprimibilità e **permeabilità del suolo**.

La velocità di dissipazione dipende anche dal diametro della sonda.

Il test di dissipazione può essere eseguito a qualsiasi profondità arrestando la penetrazione e misurare la variazione della pressione interstiziale nel tempo.

È comune registrare il tempo per raggiungere il 50% di dissipazione (t_{50})» (Robertson, 2022)

(Robertson, 2022)



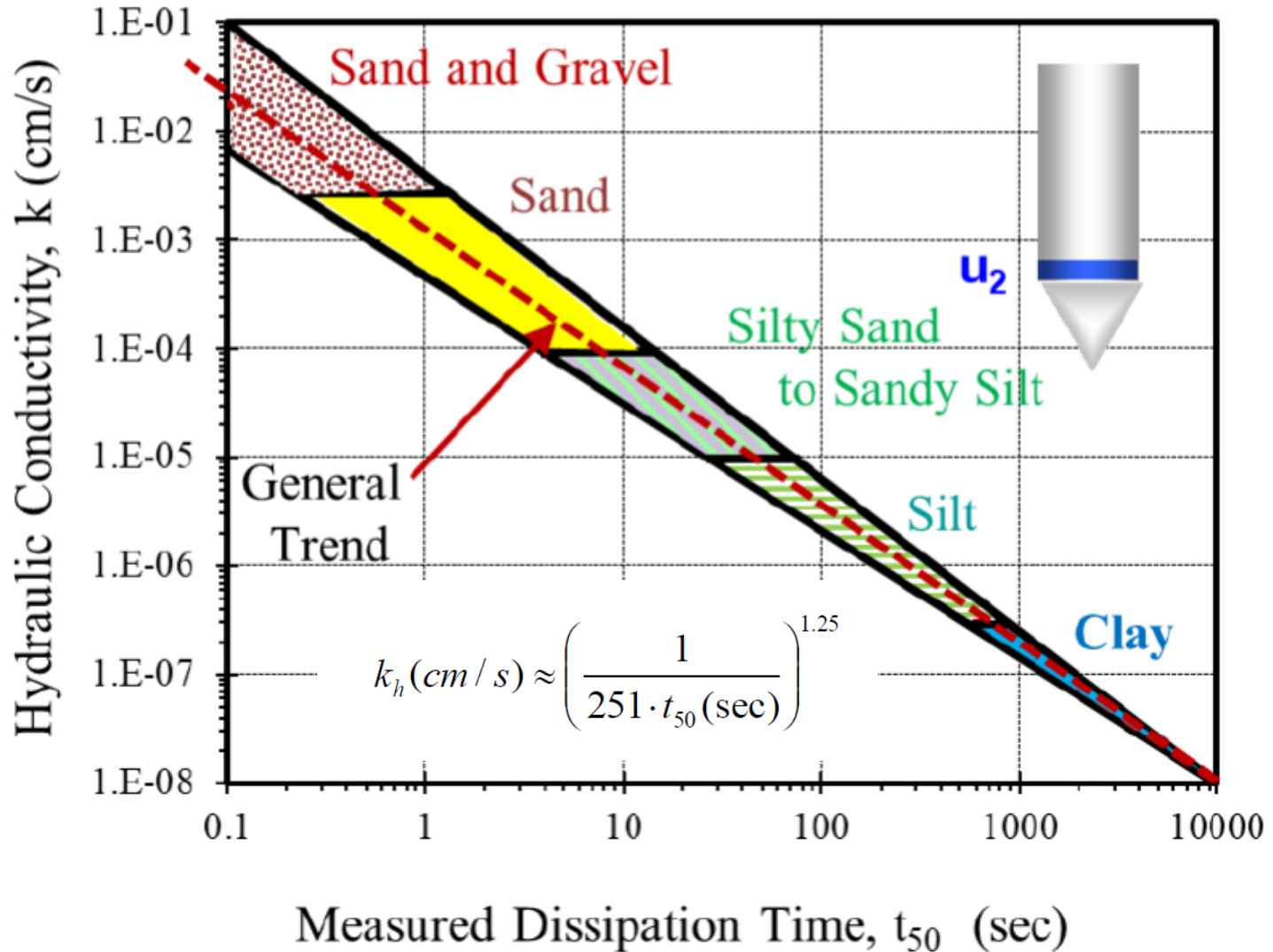
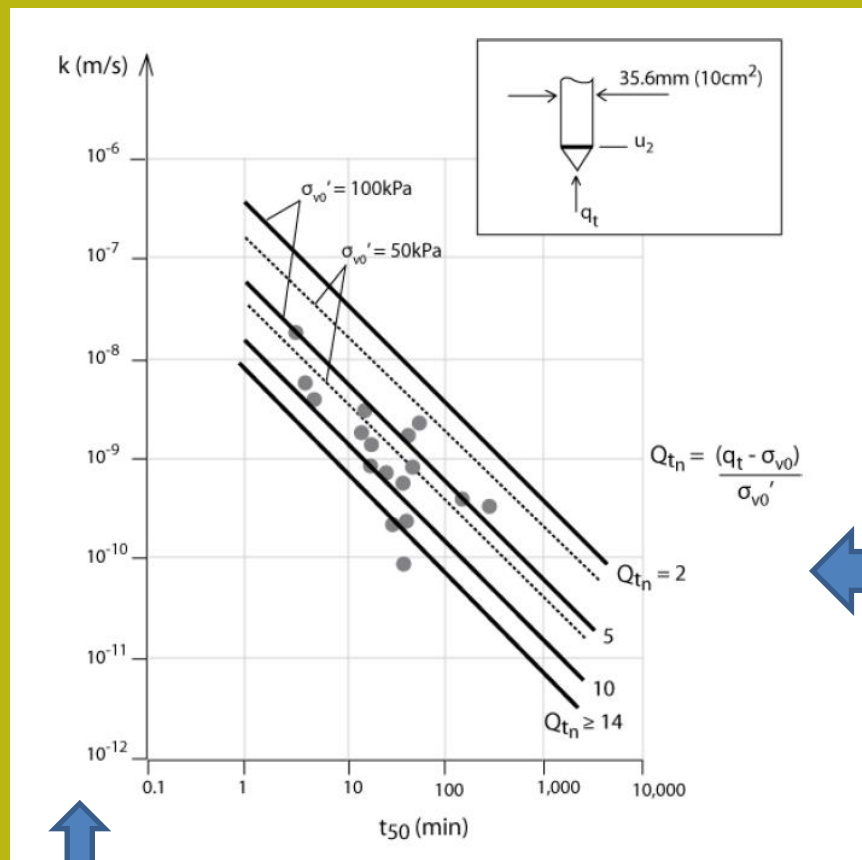


Figure 8. k vs. dissipation time for 50% consolidation (Mayne 2017).



Nature of clay	k_h/k_v
No macrofabric, or only slightly developed macrofabric, essentially homogeneous deposits	1 to 1.5
From fairly well- to well-developed macrofabric, e.g. sedimentary clays with discontinuous lenses and layers of more permeable material	2 to 4
Varved clays and other deposits containing embedded and more or less continuous permeable layers	3 to 10

Table 7 Range of possible field values of k_h/k_v for soft clays
(Modified from Jamiolkowski et al., 1985)

$$\left(\frac{k_v}{k_h} \right)$$

→ 0.75-1.0
→ 0.25-0.5
→ 0.1-0.33

(Metodo di Robertson, 2010, 2022)

N.B:
Questo e'
il K_h

$$K_v = c_v m_v \gamma_w$$

Dove:
 c_v = coefficiente di consolidazione [m²/s]
 m_v = coefficiente di compressibilita' volumetrica [m²/kN] = 1/M
 M = Modulo edometrico [kN/m²]
 γ_w = peso unitario dell'acqua [kN/m³] = 9.81
 K_v = conducibilita' idraulica verticale [m/s]

$$c = \left(\frac{T_{50}}{t_{50}} \right) r_0^2 (I_r)^{0.5}$$

Coefficiente di consolidazione orizzontale C_h , da stime locali parametri da CPTU e prova a dissipazione.

$$c_v = c_h \left(\frac{k_v}{k_h} \right)$$

Coefficiente di consolidazione Verticale In funzione di C_h e del rapporto K_v/k_h

Da CPTu un Metodo alternativo..

Da Zang e Tong, 2021

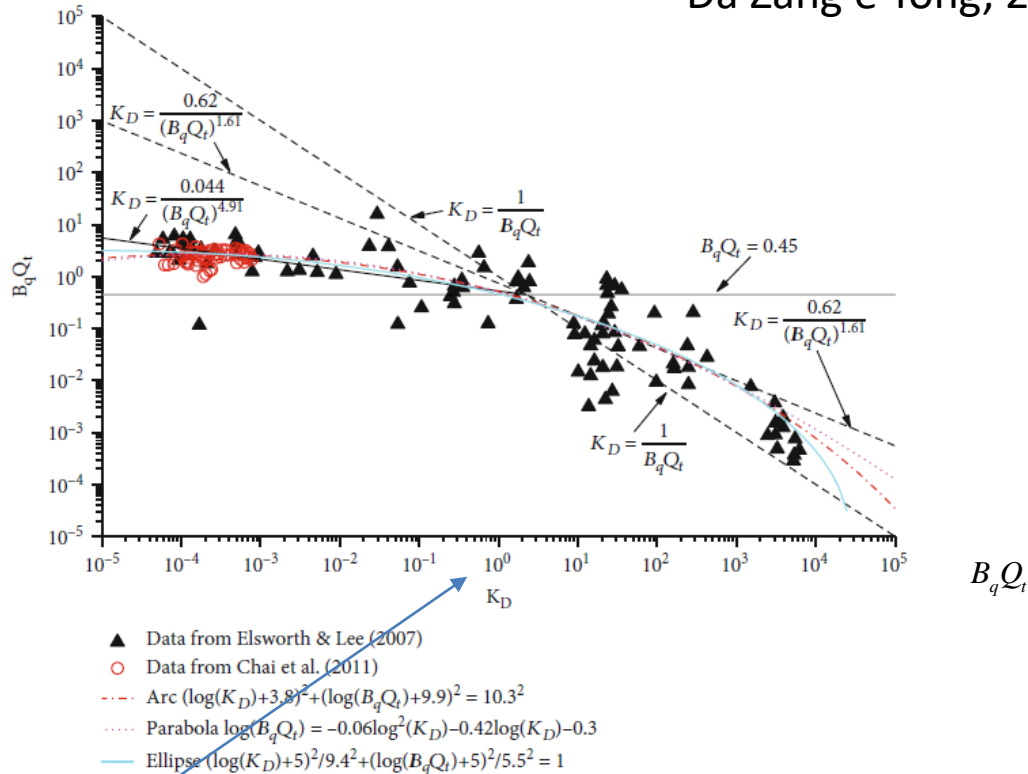


FIGURE 1: Relationship between measured nondimensional hydraulic conductivity K_D and $B_q Q_t$ from piezocone test (data from Chai et al. (2011)).

Da CPTu

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

Coefficienti
adimensionali
associati alla
resistenza della
punta corretta q_t

Conoscendo i valori locali, ottenuti dal profilo CPTu, del prodotto $B_q Q_t$, possiamo stimare K_D ovvero il fattore adimensionale di permeabilità (Wang et al. 2013, Zang & Tong 2021)

$$K = \frac{K_D U \alpha \gamma_w}{4 \sigma'_{v0}}$$

Dove:
$$K_D = \frac{\beta}{(B_q Q_t)^\lambda}$$

Dove:

K = conducibilità idraulica [m/s]

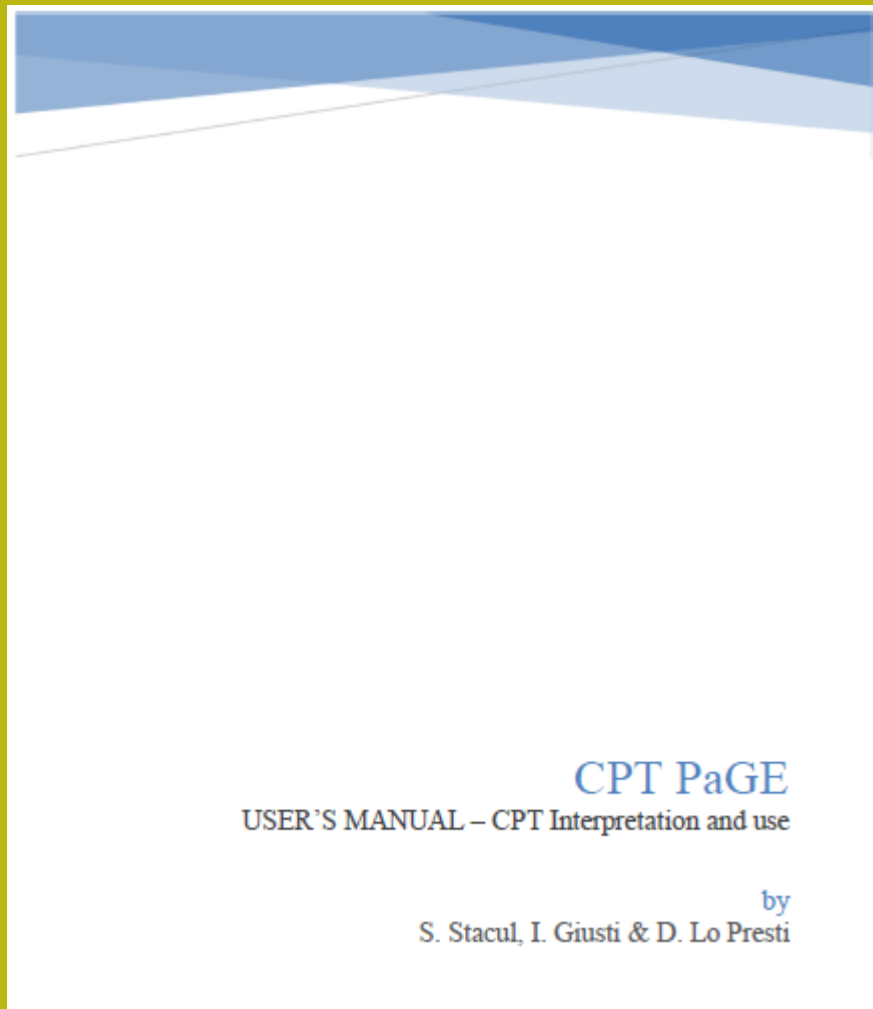
K_D = Fattore adimensionale permeabilità [-]

U = Velocità penetrazione (0.02) [m/s]

α = raggio del cono (0.0178) [m]

β, λ = coefficienti [-]

σ'_{v0} = previosbe verticale efficace [kN/m²]



Software Sugerito...

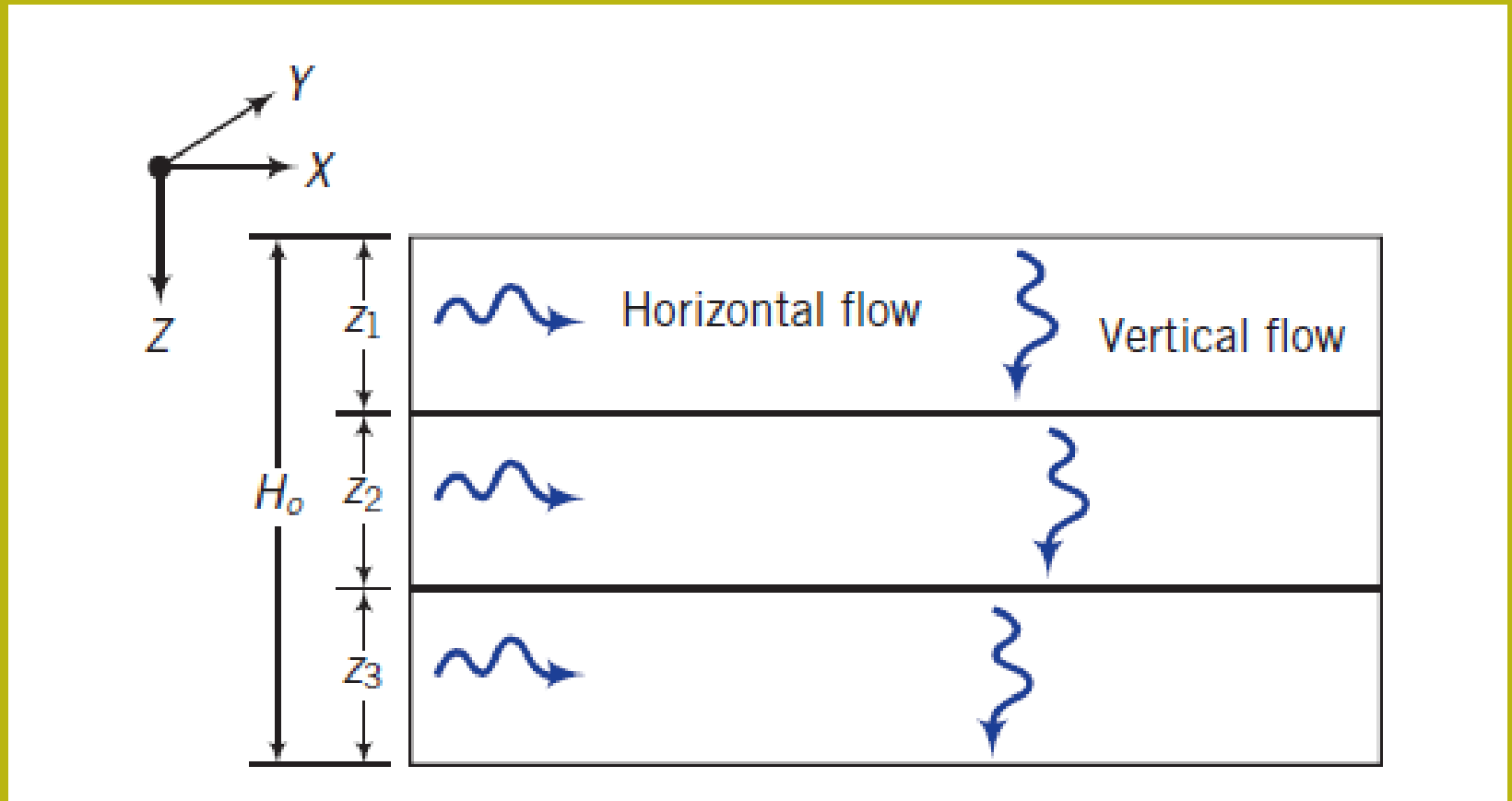
CPTPaGe versione 2.1
Software Freeware ,
Universita' di Pisa

***Stima Ic e intepretazione
prove a dissipazione
oltre a intepretazione completa
prove CPTu e analisi liquefazione***

<http://geotecnica.unipi.it/ricerca/software/cpt-page/>

Stacul, S.; Giusti, I; Lo Presti, D. (2017). CPT PaGE: User Manual - Interpretation and Use. DOI: 10.13140/RG.2.2.27360.17929/1

Flusso in mezzo poroso stratificato in condizioni statiche



In un mezzo poroso i valori di permeabilità possono essere variabili nella direzione K_x orizzontale e K_z verticale e inserendo i valori $K_x(eq)$ e $K_z(eq)$ ottenuti considerando i diversi strati presenti Otteniamo la permeabilità finale equivalente che è:

$$k_{eq} = \sqrt{k_{x(eq)}k_{z(eq)}}$$

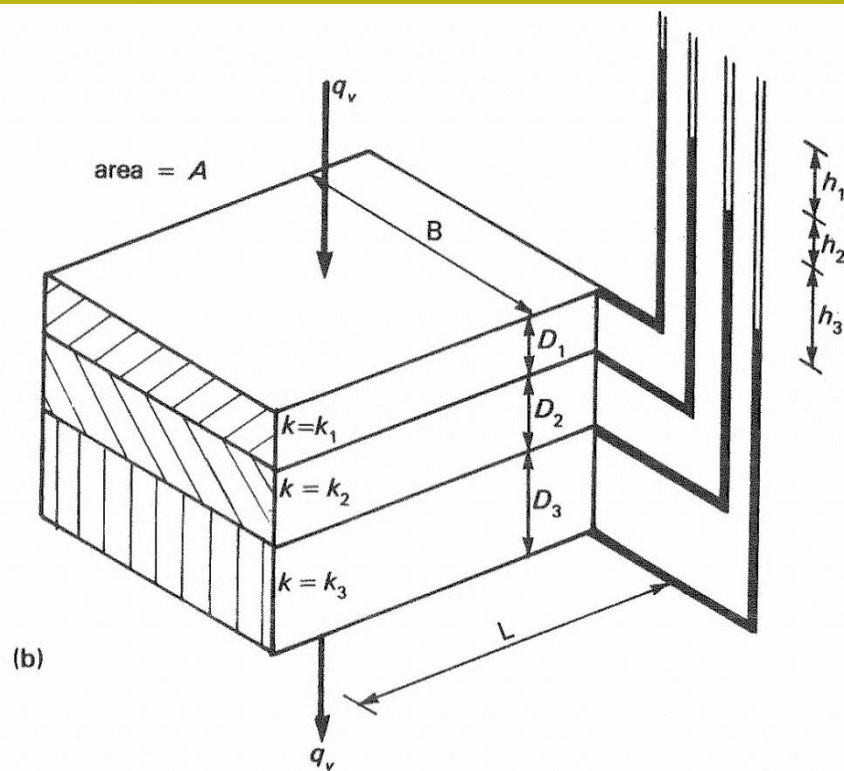
Flusso in mezzo anisotropo reale

Variazione del valore di permeabilità verticale con la profondità

$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = q_v$$

$$i_1 = h_1/D_1 \quad i_2 = h_2/D_2 \quad i_3 = h_3/D_3$$

$$h_1 = \frac{qD_1}{Ak_1}, \text{ etc.}$$



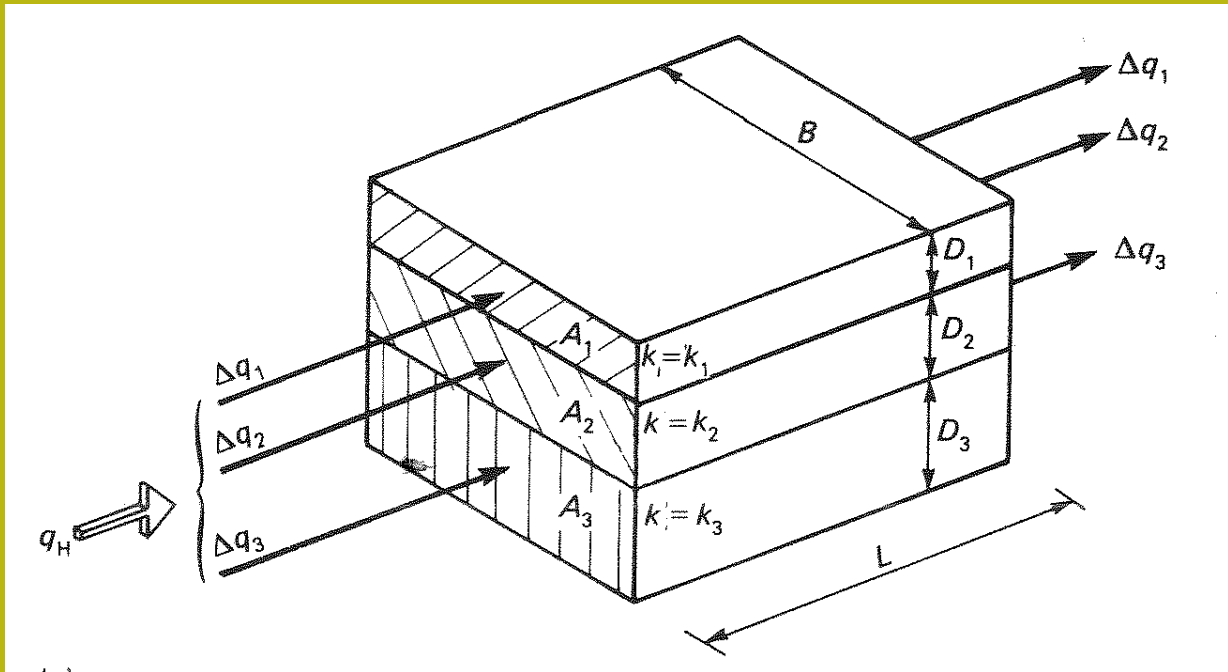
total head lost, $\bar{h} = h_1 + h_2 + h_3$ and $L = D_1 + D_2 + D_3$

$$q_v = k_v \bar{A} i = k_v A \frac{\bar{h}}{L}$$

Permeabilità media verticale equivalente
 $k_v = K_z(\text{eq})$

$$q_v = \frac{k_v A \left(\frac{qD_1}{Ak_1} + \frac{qD_2}{Ak_2} + \frac{qD_3}{Ak_3} \right)}{D_1 + D_2 + D_3}$$

$$k_v = \frac{D_1 + D_2 + D_3}{D_1/k_1 + D_2/k_2 + D_3/k_3}$$



Variazione di valore di permeabilità orizzontale con la profondità

$$h_1 = h_2 = h_3 = h$$

$$i_1 = i_2 = i_3 = i$$

$$\Delta q_1 = A_1 k_1 i_1 \quad \Delta q_2 = A_2 k_2 i_2 \quad \Delta q_3 = A_3 k_3 i_3$$

$$\bar{A} = B(D_1 + D_2 + D_3)$$

$$q_H = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = \bar{A} k_H i$$

permeabilità
orizzontale
Media eqivalente
 $K_h = K_x(e_q)$



$$k_H = \frac{D_1 k_1 + D_2 k_2 + D_3 k_3}{D_1 + D_2 + D_3}$$

k_H = average horizontal coefficient of permeability

Esempio di calcolo medio della permeabilità orizzontale e verticale

Worked example 5.11 A stratified soil consists approximately of alternating layers of sand and silt. The sand layers are generally 150 mm in thickness and have a permeability of $k = 6.5 \times 10^{-1}$ mm/s, the silt layers are 1.80 m thick and have a $k = 2.5 \times 10^{-4}$ mm/s. Assuming that within each layer flow conditions are isotropic, determine the ratio of the horizontal permeability to that of the vertical.

One strata 'cycle' will consist of a layer of sand (1) and a layer of silt (2).

$$\text{Then } k_1 = 6.5 \times 10^{-1} \text{ mm/s} \quad k_2 = 2.5 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$$
$$D_1 = 150 \text{ mm} \quad D_2 = 1800 \text{ mm}$$

From eqn [5.28]: $k_H = \frac{D_1 k_1 + D_2 k_2}{D_1 + D_2}$ ← **Permeabilità orizzontale**

$$= \frac{150 \times 6500 + 1800 \times 2.5}{150 + 1800} \times 10^{-4}$$

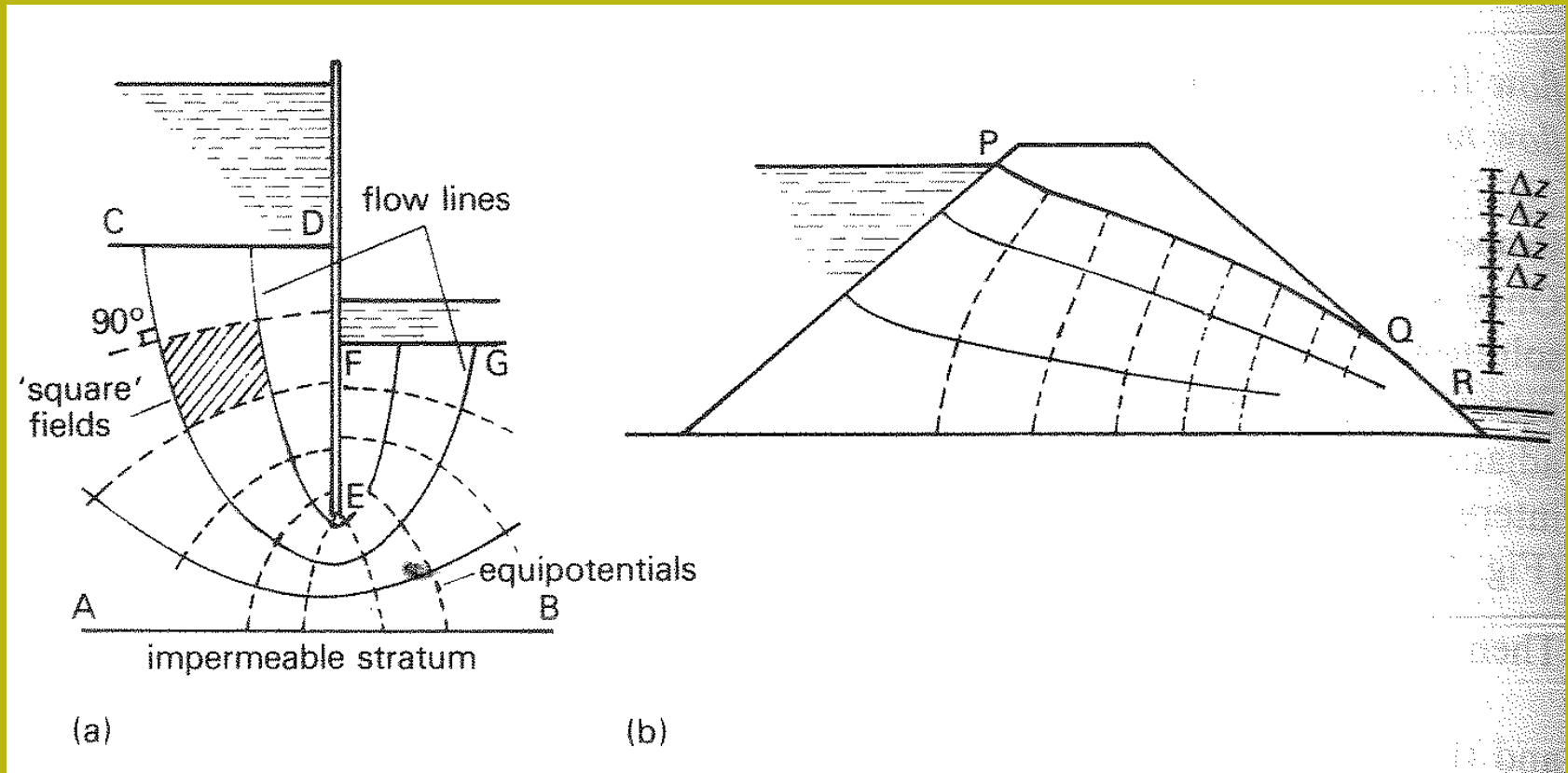
and from eqn [5.29]: $k_v = \frac{D_1 + D_2}{D_1/k_1 + D_2/k_2}$ ← **Permeabilità verticale**

$$= \frac{150 + 1800}{150/6500 + 1800/2.5} \times 10^{-4}$$

Hence ratio $\frac{k_H}{k_v} = \frac{(150 \times 6500 + 1800 \times 2.5)(150/6500 + 1800/2.5)}{(150 + 1800)^2} = \underline{186}$

Flow nets (retes di flusso)

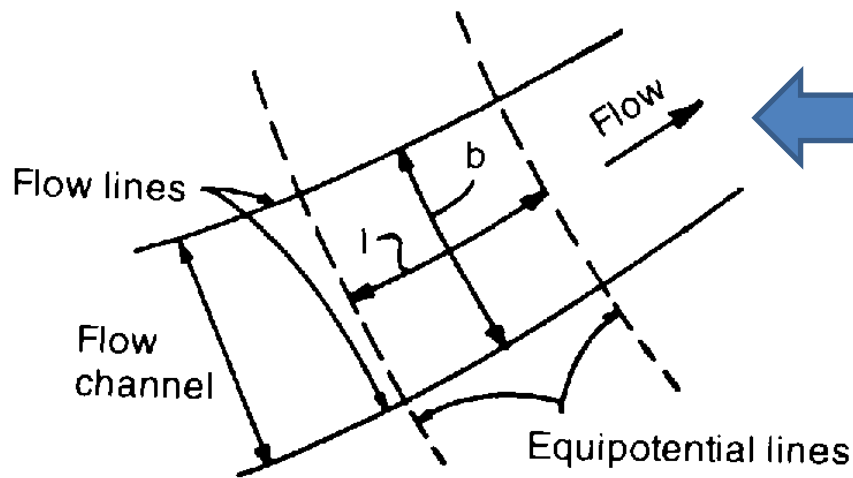
In un mezzo poroso è possibile disegnare un insieme ideale di linee di flusso (linee ideali dove si muove il flusso) e linee equipotenziali (linee che uniscono tutti i punti che hanno lo stesso valore di carico idraulico o piezometrico). Nell'immagine qui sotto con linee continue sono tracciate linee di flusso e con linee discontinue le linee equipotenziali.



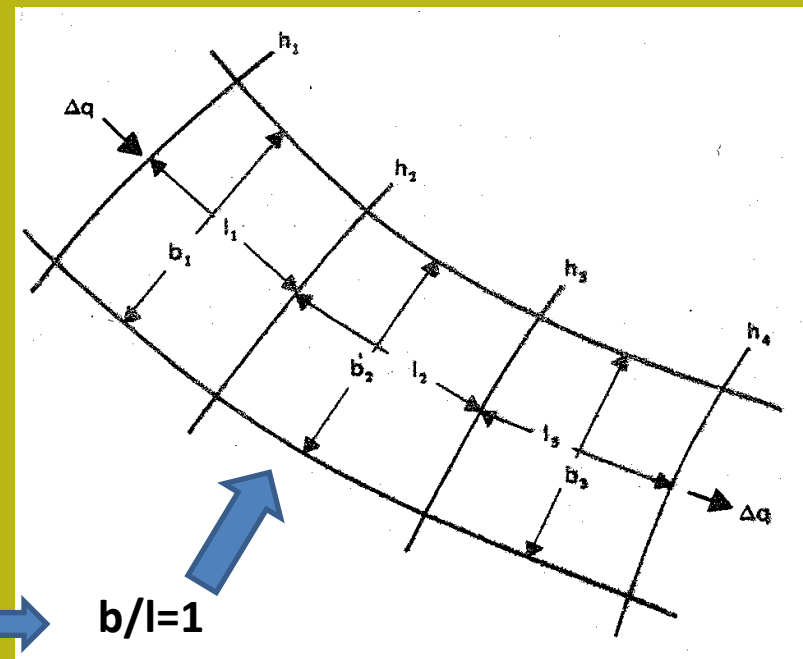
Definizioni ...

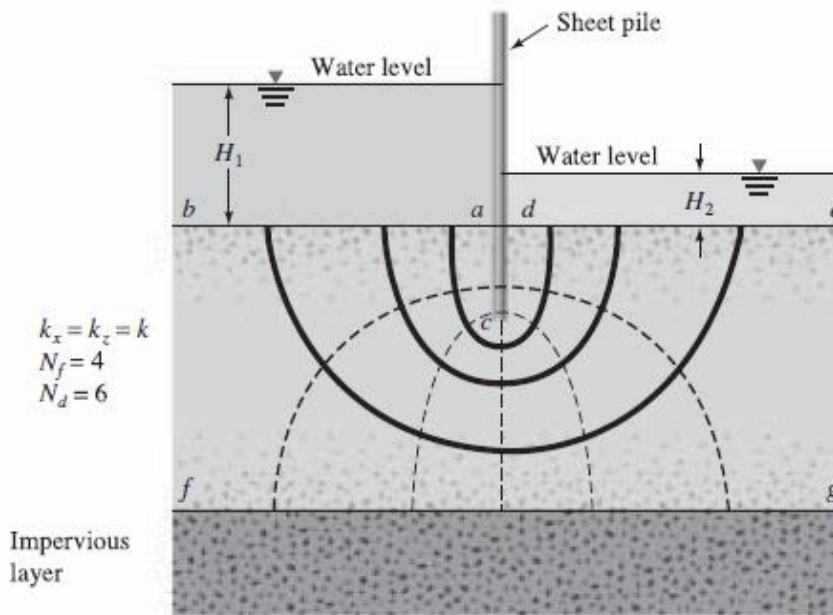
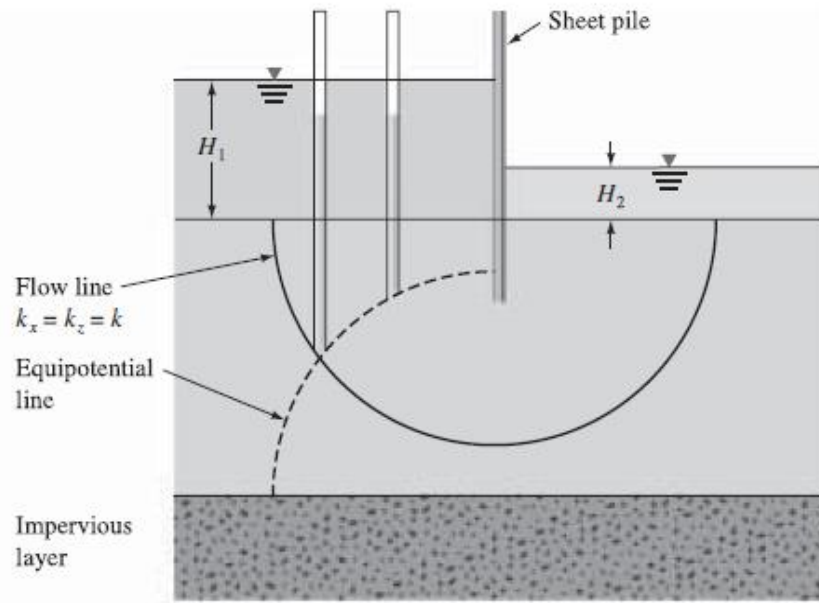
Lo spazio tra due linee di flusso è chiamato canale di flusso

Le linee che intersecano le linee di flusso con angoli retti sono chiamate linee equipotenziali

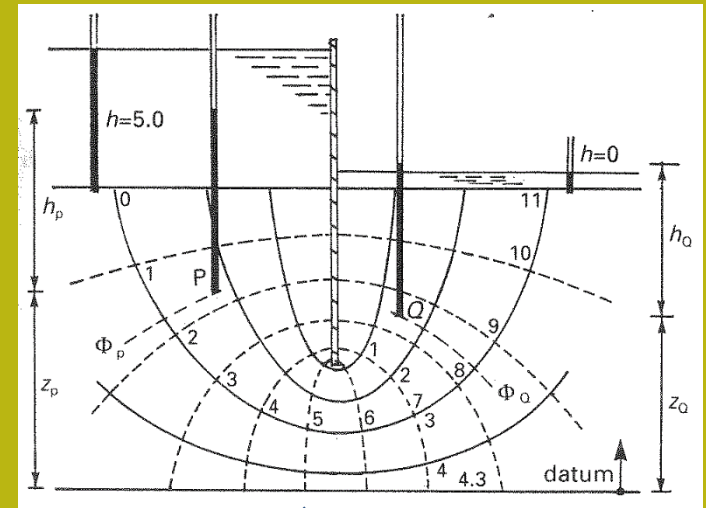


- Le linee di flusso e le linee equipotenziali si intersecano sempre con un angolo retto (o quasi dritto)
- In un mezzo poroso isotropo con un coefficiente di permeabilità uguale in tutte le direzioni $K_v = K_h$ (permeabilità in direzione verticale = permeabilità in direzione orizzontale). Gli elementi del reticolo hanno forme quadricolari

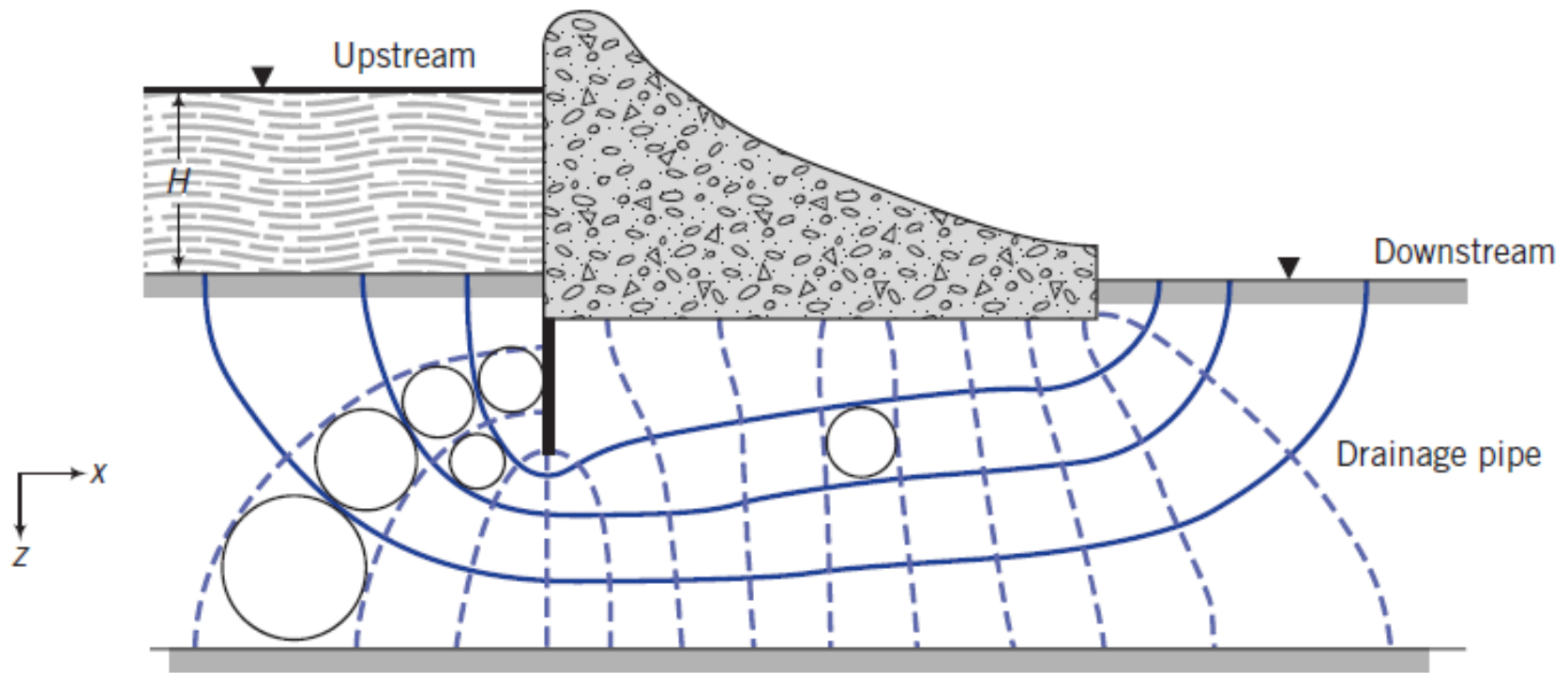




Esempio di barriera impermeabile che separa due parti di un serbatoio con acqua sopra uno strato permeabile di sabbia e che è sopra un altro strato impermeabile



Semplice esempio di costruzione del reticolo di flusso
I livelli dell'acqua sono diversi su entrambi i lati della barriera
Vi è una perdita progressiva di carico piezometrico nello strato permeabile

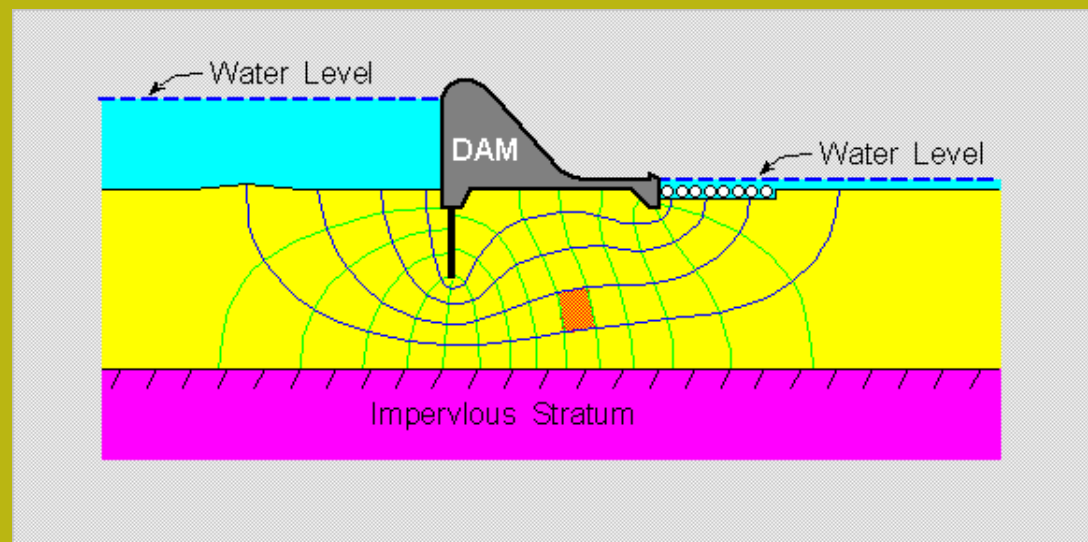


Esempio concreto di costruzione della rete di flusso sotto uno struttura idraulica in calcestruzzo sopra uno strato permeabile.

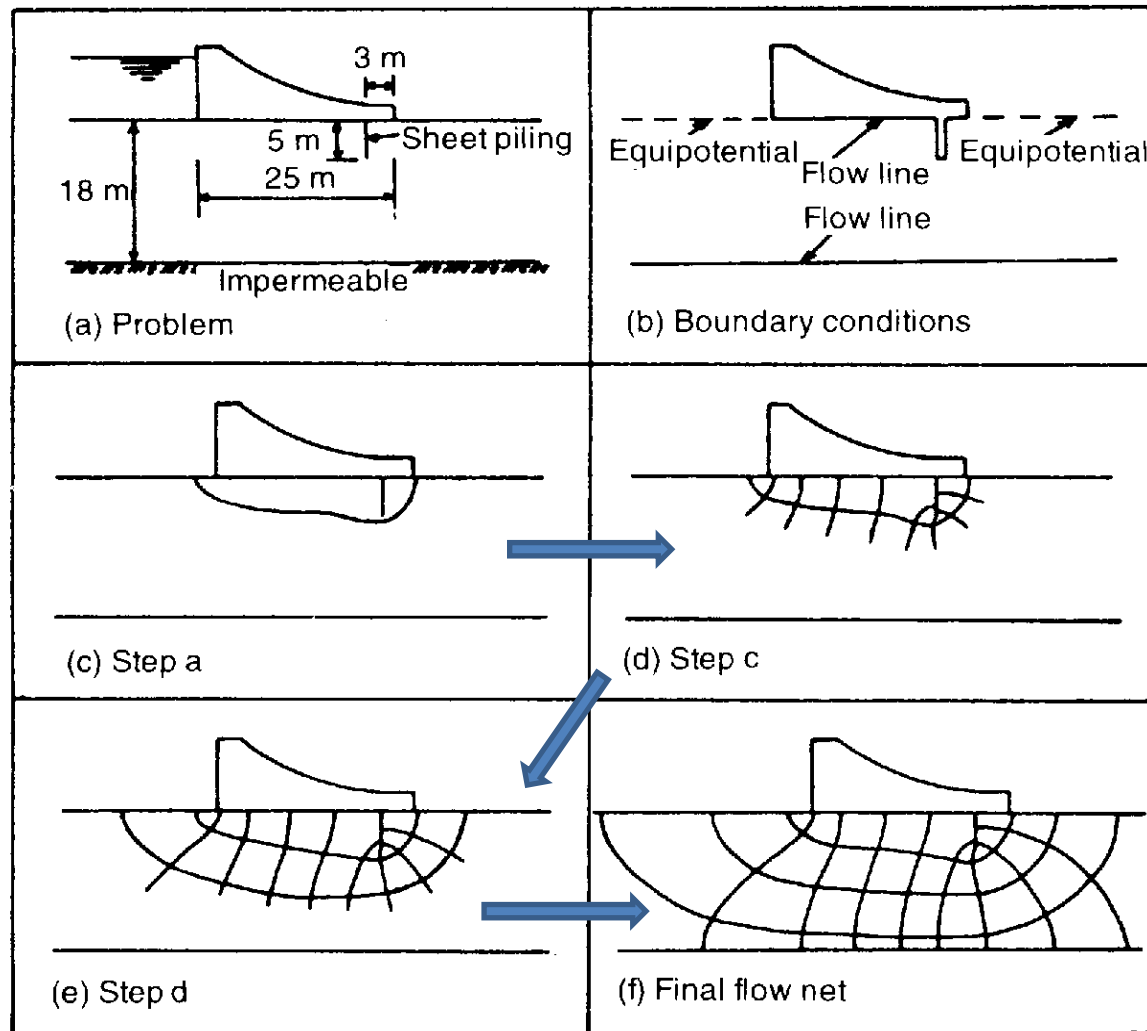
Vediamo ora quali sono le regole di base per la costruzione grafica della rete di flusso

Regole di Disegno delle reti fi flusso (flow nets)

1. Le basi di una struttura o barriera impermeabile, o delle superfici di uno strato impermeabile, sono linee di flusso e non possono essere attraversate da altre linee di flusso.
2. Le linee orizzontali del terreno, su entrambi i lati di una struttura, sono linee equipotenziali
3. Le linee di flusso e le linee equipotenziali si intersecano sempre con un angolo retto
4. Le linee equipotenziali incrociano con angolo retto tutte le superfici impermeabili
5. Sotto le strutture, le linee di flusso sono parallele alle superfici impermeabili.



Disegno delle reti di flusso: passi fondamentali (esempio)

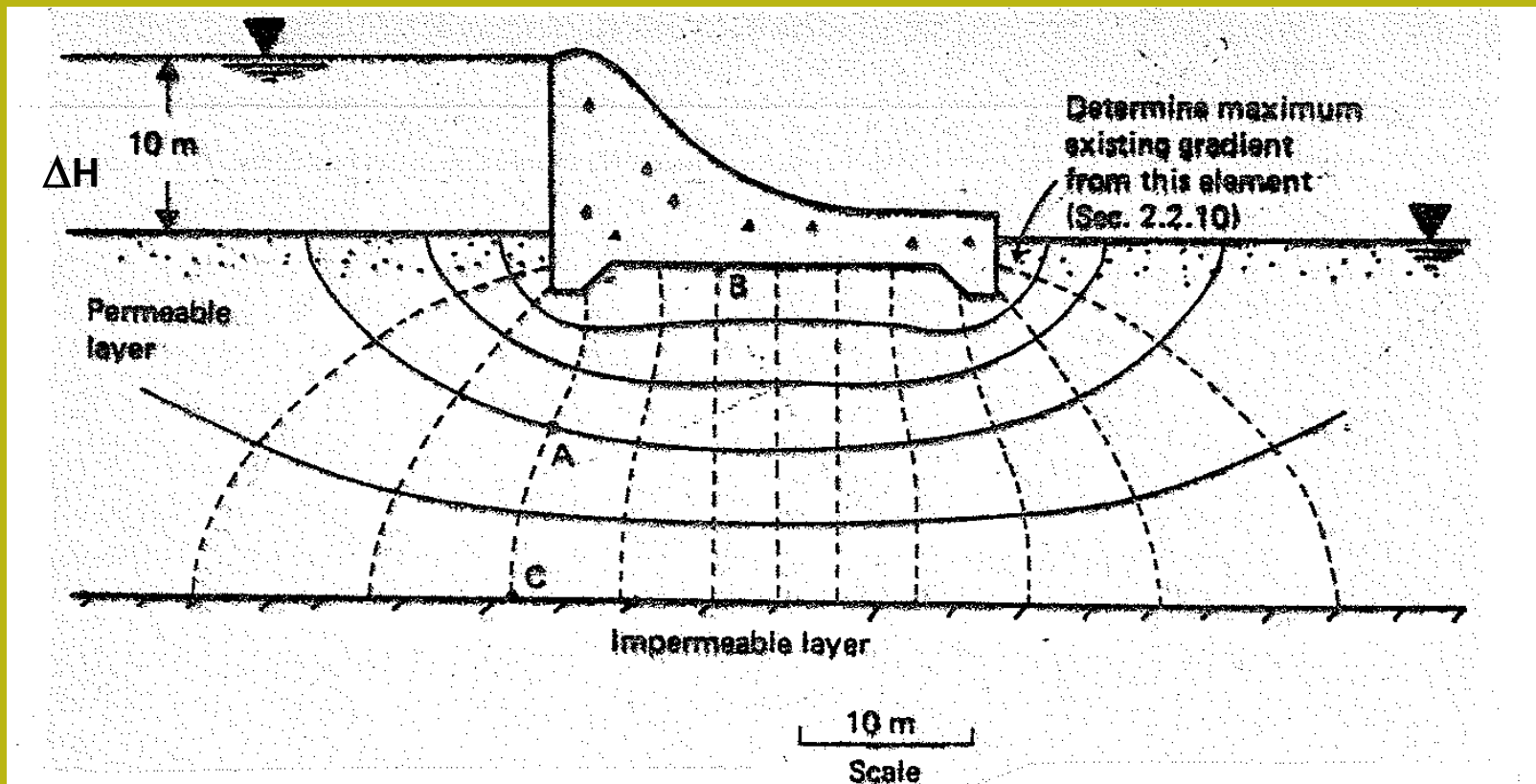


Video sulla costruzione pratica di un Flow net:

<https://www.youtube.com/watch?v=dtIr0Cfc98E>

(consiglio attivare sottotitoli in inglese..)

Proprietà delle reti di flusso - esempio di applicazione

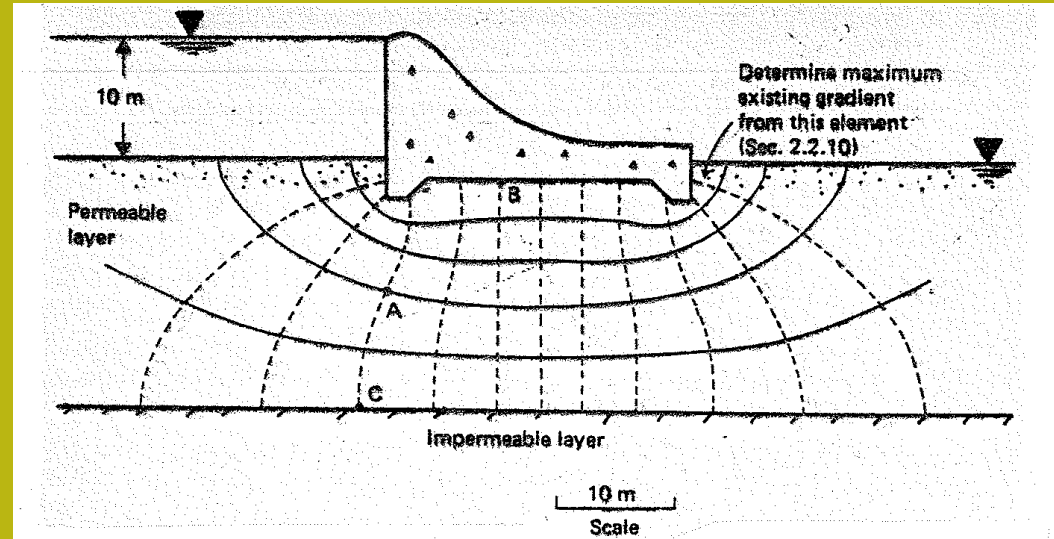
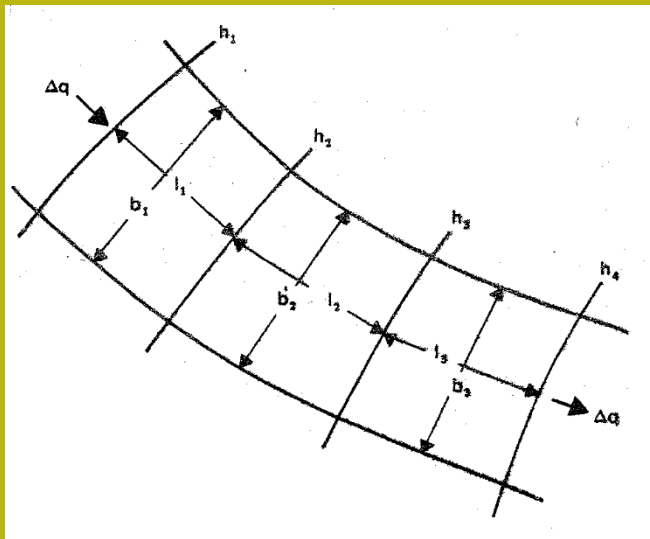


Nell'esempio della figura sopra abbiamo n. 5 canali di flusso ($N_f = 5$) e 12 Linee equipotenziali ($N_d = 12$). allora:

$N_f = 5$, $N_d = 12$ (questo include la superficie del terreno a destra), la perdita di carico totale dovuta alla struttura è $DH = 10 \text{ m}$

Per ogni struttura, una volta che la rete di flusso è stata disegnata correttamente, verrà sempre ottenuto un valore costante della seguente frazione:

$$\rightarrow \frac{N_f}{N_d} = \text{costante di forma}$$



Con l'applicazione della legge di Darcy può essere calcolato il flusso unitario q (in m^3 / s) di tutti i canali di flusso per un volume di 1 m di larghezza (nella direzione ortogonale al disegno).

$$q = k \Delta H \frac{N_f}{N_d}$$

k = permeabilità (m/s)

ΔH = perdita di carica totale (m)

N_d = numero di linee equipotenziali

N_f = numero di canali di flusso

Se si assume una permeabilità dello strato $k = 3 \times 10^{-6}$ m/s si ottiene:

$$q = 0.000003 \times 10 \times \frac{5}{12} = 0.0000123 \text{ m}^3/\text{s} = 1.062 \text{ m}^3/\text{day}$$

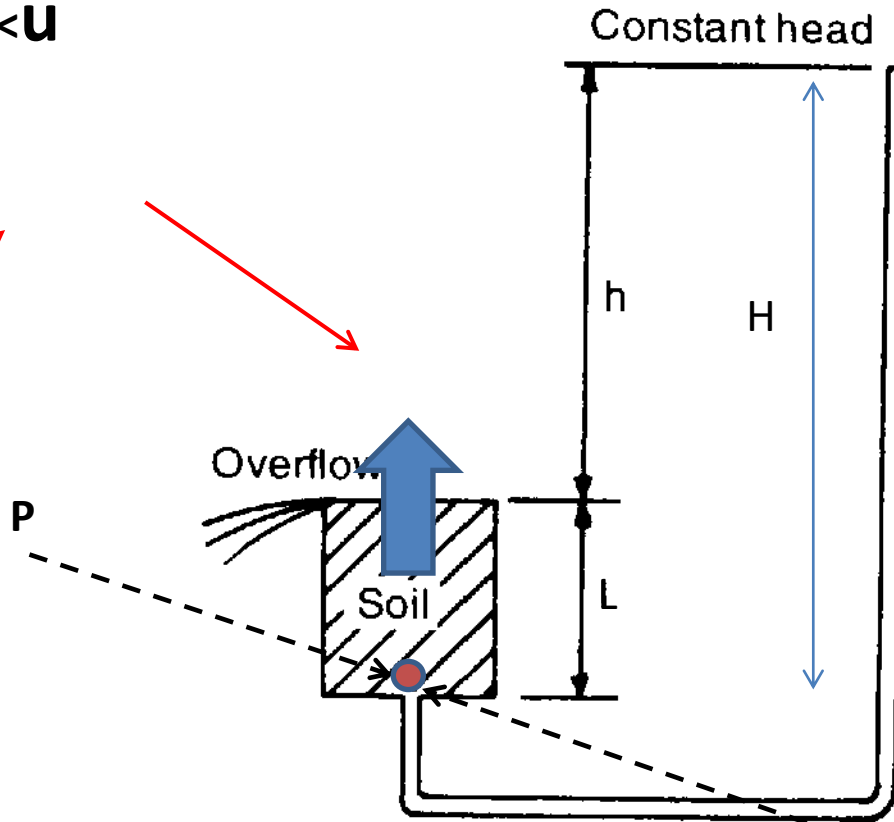
Se la struttura era larga 20 m, la portata totale sotto la struttura è:

$$Q = q \times 20 = 1.062 \times 20 = 21.25 \text{ m}^3/\text{day}$$

Seepage flow (filtrazione) y seepage force (forza di filtrazione) -1

Le condizioni che si possono verificare:

$$\sigma_v < u$$



Upward flow through a soil sample.

Cosa succede se questo accade?

Considera un campione di terreno saturo in un secchio come in figura a lato.

Alla base, al punto P la pressione di due tratti di colonne d'acqua di altezza h e L.

C'è un carico d'acqua L nel campione e il peso proprio del campione saturi. Anche nel Punto P Agisce come una pressione Equivalente idrostatico $\gamma_w H$.

Pressione totale verticale
 $\gamma_{sat} L = \sigma_v$

$$\gamma_w H = u$$

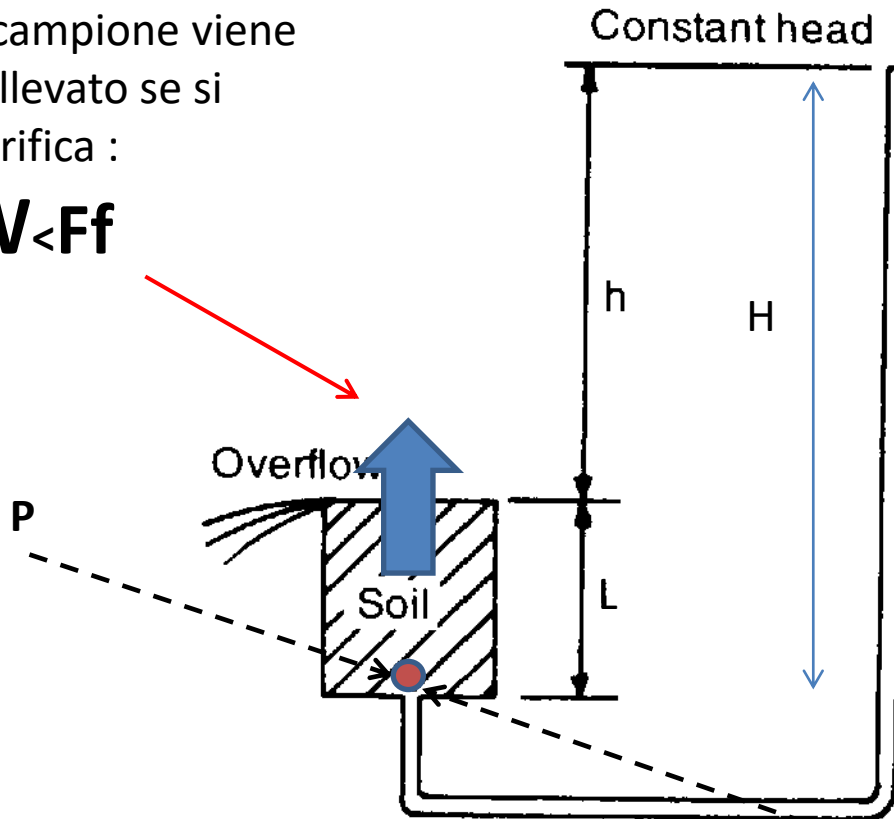
pressione idrostatico



Seepage flow (filtrazione) y seepage force (forza di filtrazione) -2

Il campione viene sollevato se si verifica :

$$W < F_f$$



Upward flow through a soil sample.

Il problema può essere considerato in termini di **Forza di filtrazione F_f**

$$F_f = \gamma_w H A$$

Dove A è l'Area in cui la pressione di filtrazione agisce

Peso della forza campione

$$W = \gamma_{sat} L A$$

Seepage force
(Forza di filtrazione)

$$F_f = \gamma_w H A$$



Seepage flow (filtrazione) y seepage force (forza di filtrazione) -3

Ogni volta che c'è un flusso in un mezzo poroso, viene trasmessa una forza.

Nell'esempio precedente con il carico piezometrico in eccesso h genera a spinta dell'acqua per una lunghezza L attraverso i pori del campione.

La perdita di carico del flusso (passando nel campione) si riduce per l'attrito e la perdita di energia potenziale diventa una forza di spinta (e di sollevamento) delle particelle del campione.

Si può considerare la forza che si verifica con la filtrazione nel caso del terreno distribuito uniformemente nel campione e quindi se si considera a volume unitario del terreno:

$$\frac{\text{Seepage force}}{\text{Unit volume of soil}} = \frac{h\gamma_w A}{A L} = i\gamma_w$$

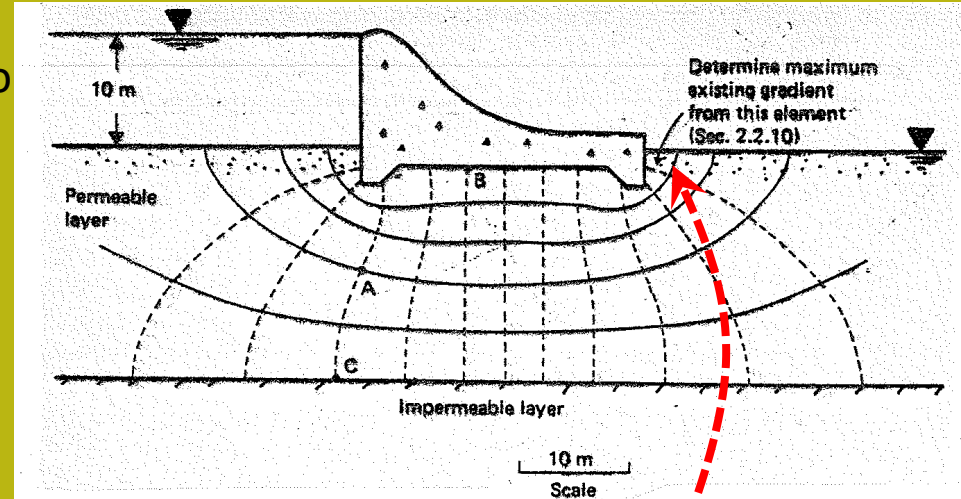
Dove $i = h/L$ gradiente idraulico locale e $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$ e' peso unitario dell'acqua

Forza di infiltrazione e le sue conseguenze: erosione sotterranea (piping) e sollevamento (upflit) della struttura

Piping

Sì in qualsiasi punto della rete di flusso condizioni sono si verifica che:

$$i > i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{Gs - 1}{1 + e}$$



Esiste il rischio di liquefazione del terreno.
o rischio di erosione interna (piping)
Per ridurre questo rischio, è necessario che
Il gradiente massimo al punto di uscita sia
molto più piccolo del gradiente critico che
dipende dal tipo di terreno:



$$i_{exit} < \frac{i_{cr}}{3}$$

Calcola la pressione di filtrazione dell'acqua in qualsiasi momento

È possibile calcolare la pressione di filtrazione (seepage) in qualsiasi punto della nostra rete di flusso utilizzando le seguenti equazioni:



$$\left\{ \begin{aligned} dh &= \frac{\Delta H}{N_d} && \text{Perdita di carico (m) tra due linee equipotenziali (costante della rete di flusso)} \\ h_{p_j} \text{ (m)} &= \Delta H - N_{d_j} dh + h_z \\ u_j \text{ (kPa)} &= h_{p_j} \gamma_w \end{aligned} \right.$$

Donde:

u_j Pressione idraulica (kPa) di filtrazione nel punto considerato

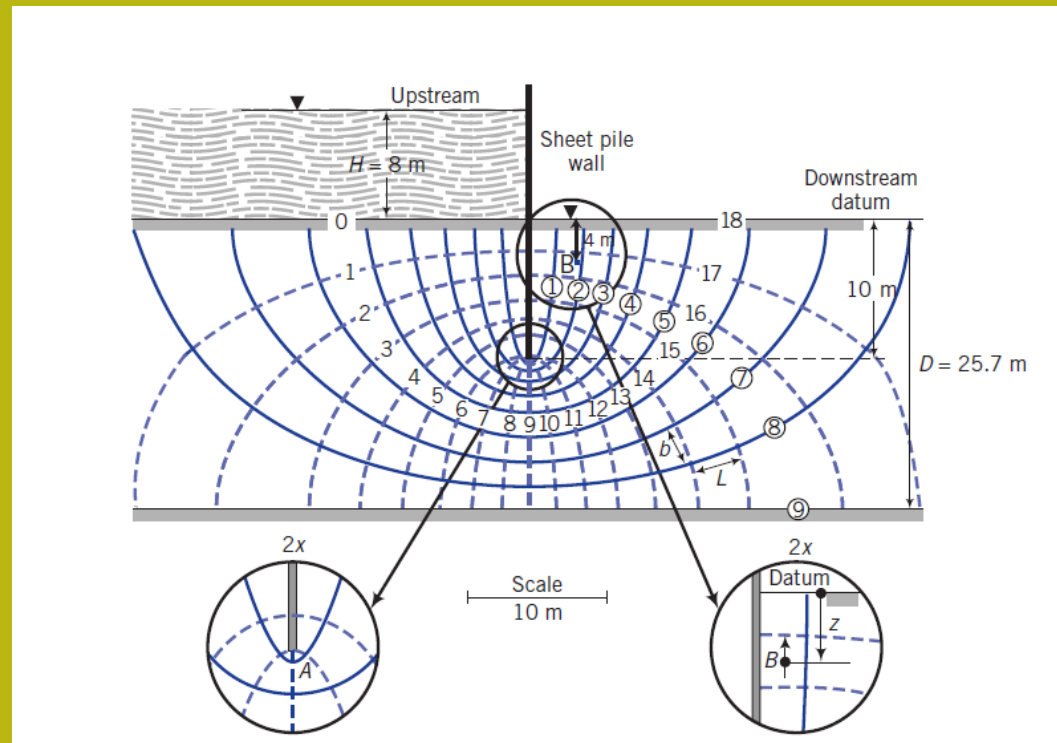
h_{p_j} Carico idraulico netto (m) nel punto considerato

γ_w Peso unitario acqua (kN/m³)

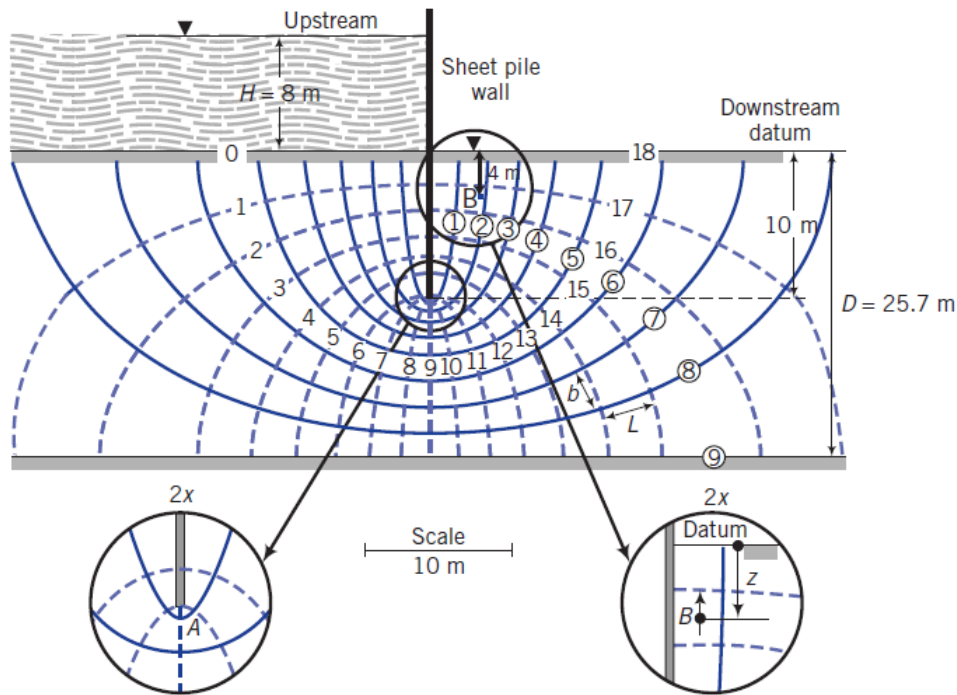
ΔH Perdita di carico idraulico (m) prodotta dalla struttura

N_{d_j} N. delle divisioni equipotenziali fino al punto seguendo le linee di flusso

h_z Altezza (m) della colonna del suolo saturata fino alla superficie



Calcolare la pressione di filtrazione dell'acqua in qualsiasi punto: esempio di calcolo



**Calcolo al punto B
dove abbiamo:**

$$\gamma_w = 9.81(kN / m^3)$$

$$\Delta H = 8m$$

$$N_{d_j} = 16.5$$

$$h_z = 4m$$

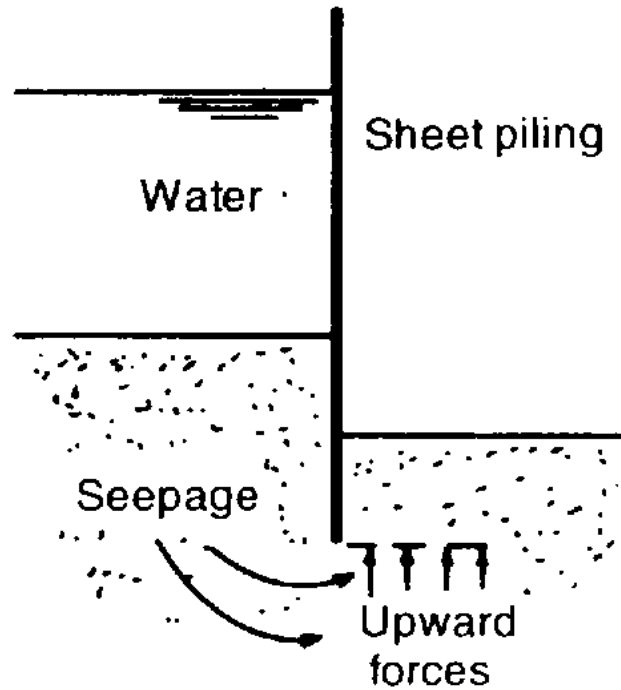
$$dh = \frac{\Delta H}{N_d} = \frac{8}{18} = 0.44m$$

$$h_{p_j} (m) = \Delta H - N_{d_j} dh + h_z = 8 - 16.4 * 0.44 + 4 = 4.67m$$

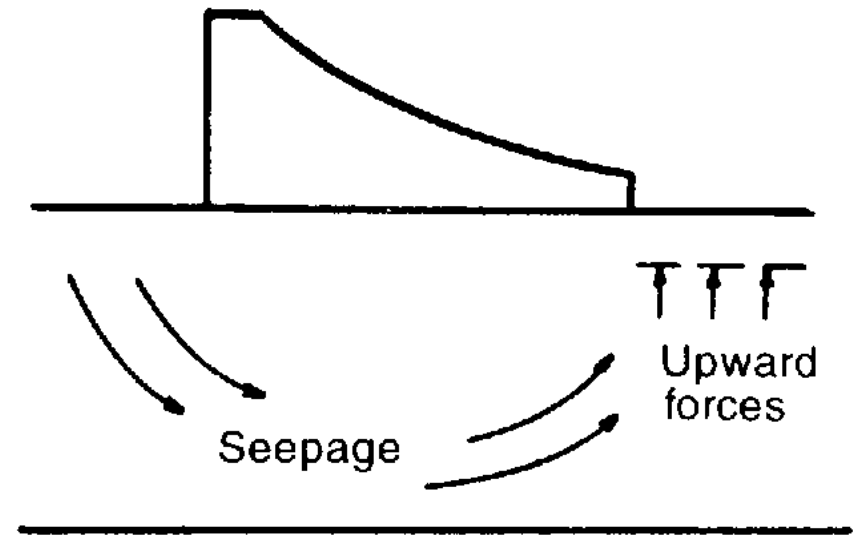
$$u_j = h_{p_j} \gamma_w = 4.67 * 9.81 = 45.8 (kPa)$$

Come esercizio, calcola anche la pressione idraulica al punto A.

Esempi di dove il rischio di tubazioni è maggiore o sollevato



(a) Cofferdam



(b) Downstream end of a dam

Fig. 2.11 Examples where piping can occur.

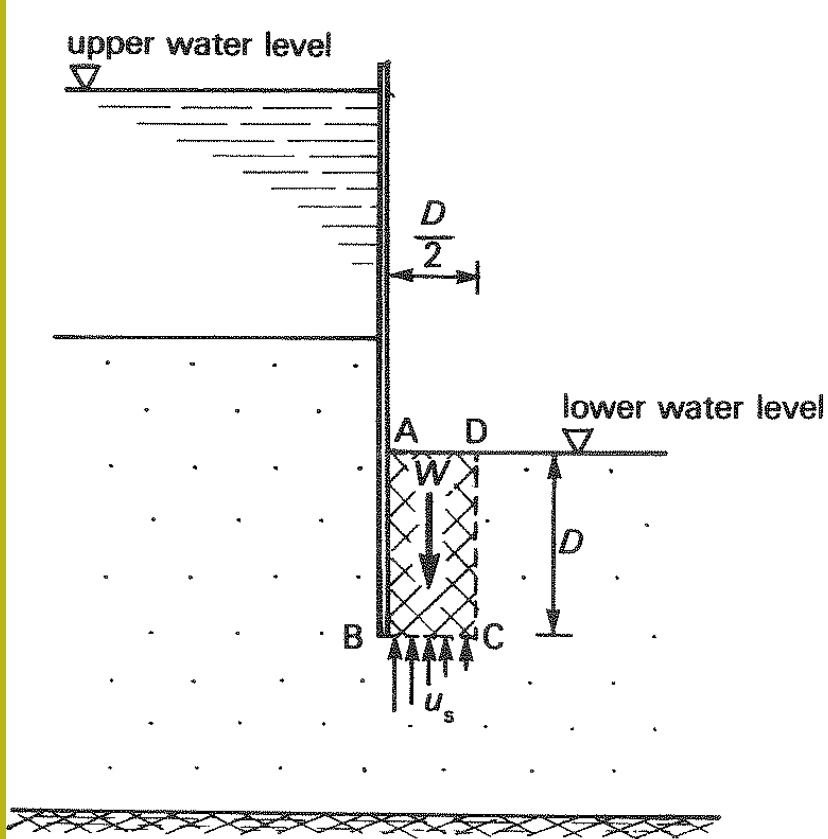


Fig. 5.27 Factor of safety against piping

Valutazione del rischio di *piping* e *upflit*

Un modo è considerare un volume di suolo profondo D (profondità della parte sinistra della struttura E nello strato poroso) e la larghezza $D/2$, dividendo la forza peso unitaria W di questo volume per la forza di filtraggio unitaria P_w verticale alla base di questo elemento (si possono vedere le equazioni in basso a sinistra).

Un fattore di sicurezza $F_s > 4.0$ è sufficiente per la sicurezza. ovvero:



$$F_s = \frac{W}{P_w} > 4.0$$

$$\left[\begin{array}{l} W = \gamma_s D \left(\frac{D}{2} \right) \text{ (kN/m)} \\ P_w = u_s \frac{D}{2} \text{ (kN/m)} \\ u_s \text{ (kPa)} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Forza peso unitaria del terreno alla base} \\ \text{del volume considerato} \\ \text{Forza di filtrazione unitaria alla} \\ \text{base del volume considerato} \\ \text{Pressione media di filtrazione alla} \\ \text{base del volume considerato} \end{array}$$

Migliorare la sicurezza delle strutture idrauliche

Alcuni modi per migliorare la sicurezza delle strutture è quello di allungare le linee di flusso di uscita sotto le strutture.

Ciò produce una riduzione del gradiente di uscita idraulico nell'area più critica satura ...

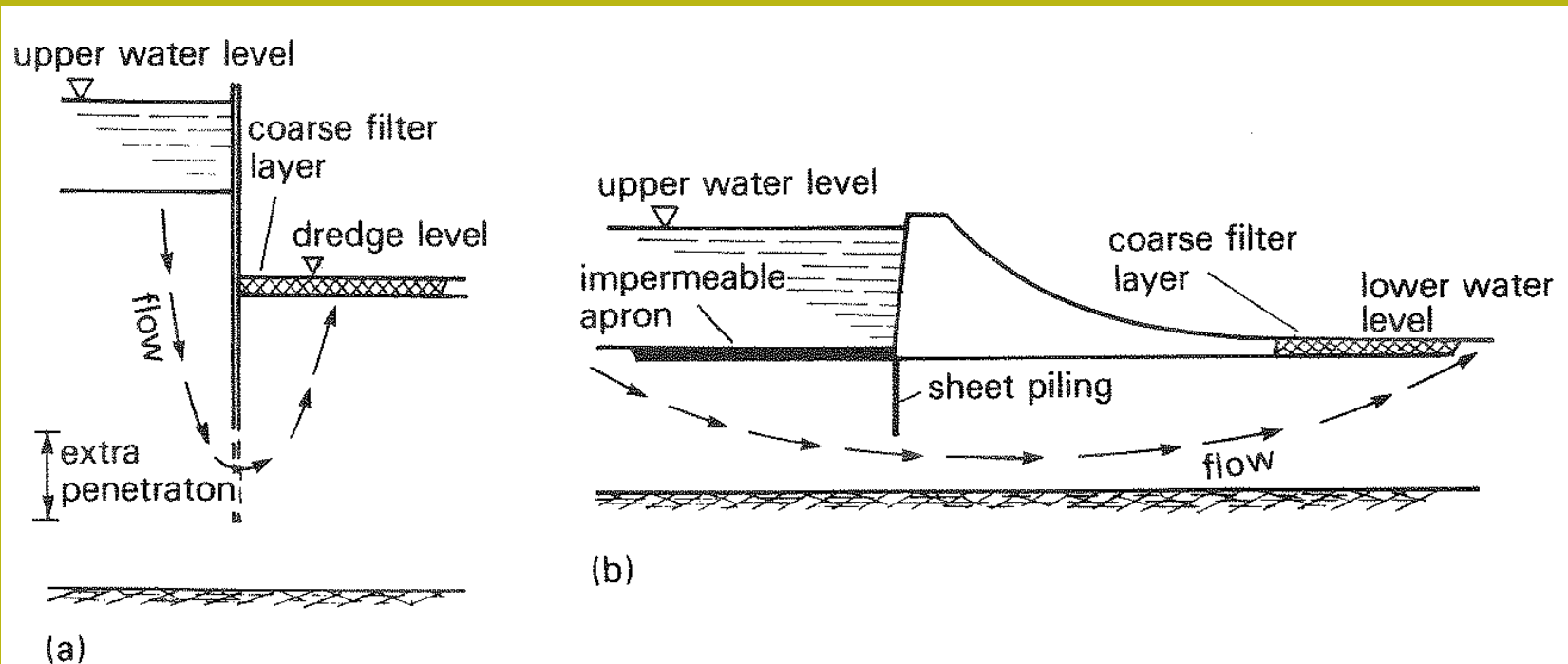


Fig. 5.28 Methods of improving seepage conditions
(a) Cofferdam (b) Concrete or masonry dam

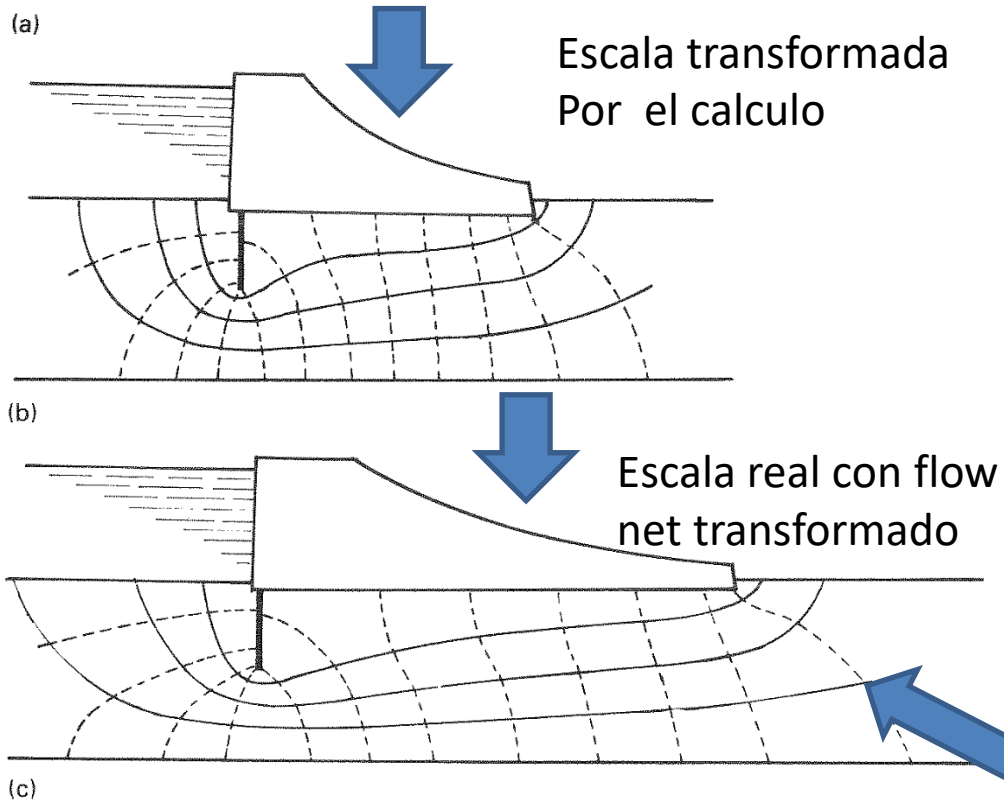
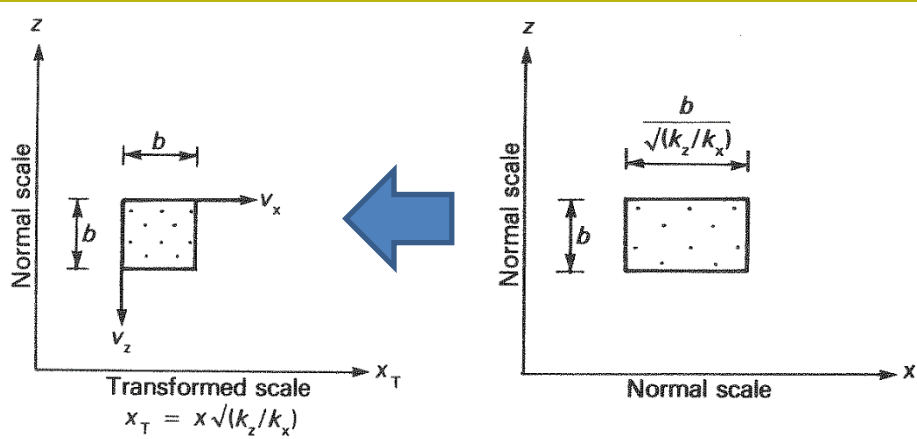


Fig. 5.25 Flow net construction for anisotropic soil
 (a) Transformation of flow element (b) Flow net drawn to transformed cells
 (c) Flow net re-drawn to normal scale

Disegno Flow net con

$$k_h \neq k_v$$

- 1) Calcolare calcolato Un coefficiente di permeabilità risultante: k_f

$$k_f = \sqrt{k_h k_v}$$

- 2) Disegna una nuova rete di flusso con coordinate X trasformate

$$X_T = x \sqrt{\frac{k_h}{k_v}}$$

- 3) Il tasso di filtrazione è calcola con questo nuovo valore nel disegno trasformato:

$$q = \Delta H \frac{N_f}{N_d} k_f = \Delta H \frac{N_f}{N_d} \sqrt{k_h k_v}$$

- 4) Alla fine il disegno contro-trasformato e si ottiene il disegno della rete di flusso vero

Esempi di calcolo della portata di filtrazione sotto la struttura

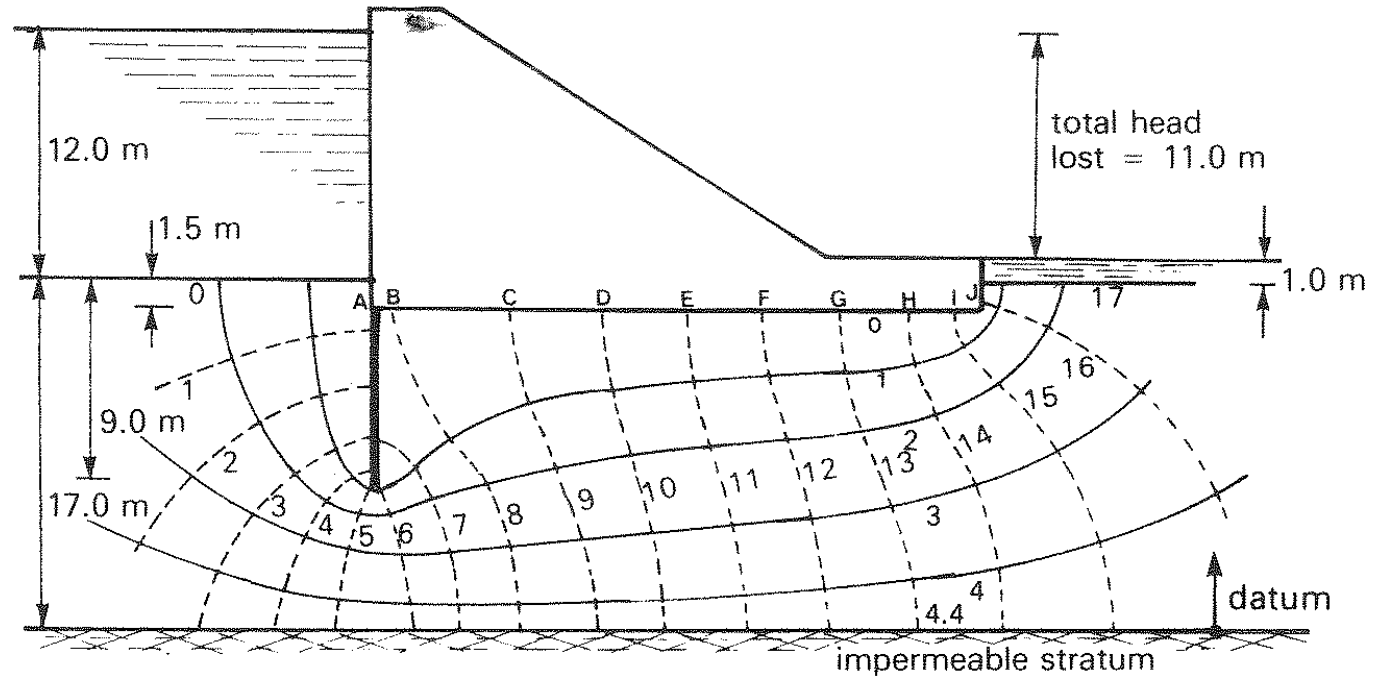


Fig. 5.19

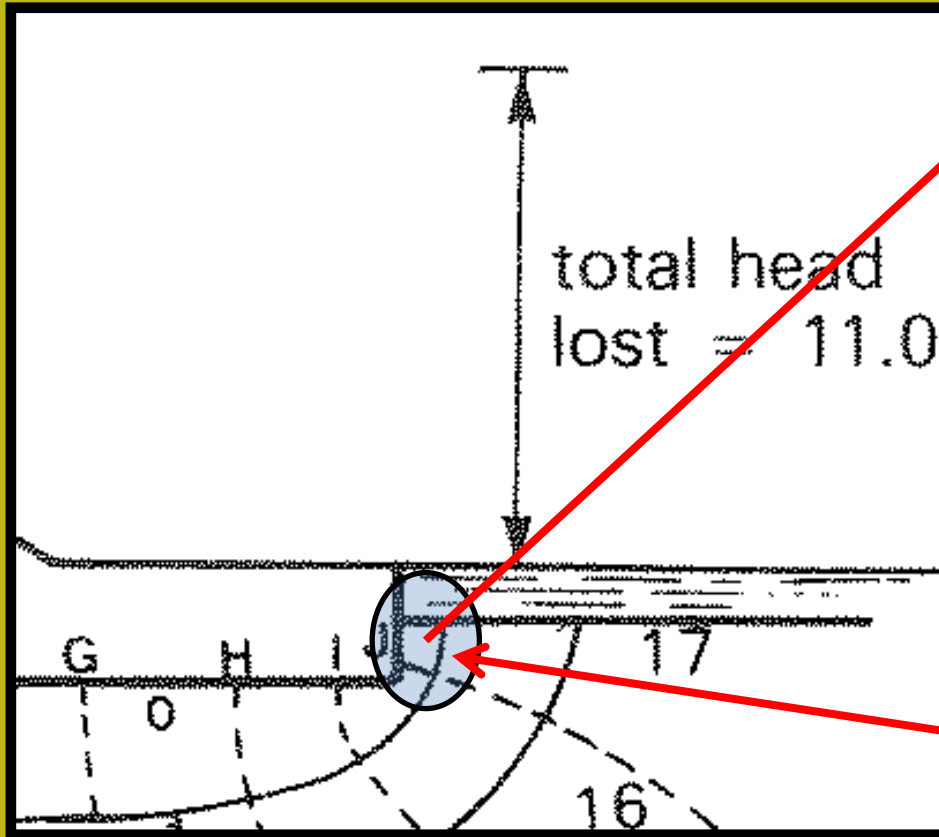
(a) The seepage quantity will, therefore, be:

$$q = kH \frac{N_f}{N_e} \quad K = 5.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$= 5.2 \times 10^{-5} \times 11 \times \frac{4.4}{17} = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s per m}$$

$$\text{or } q = 0.533 \text{ m}^3/\text{hr per m}$$

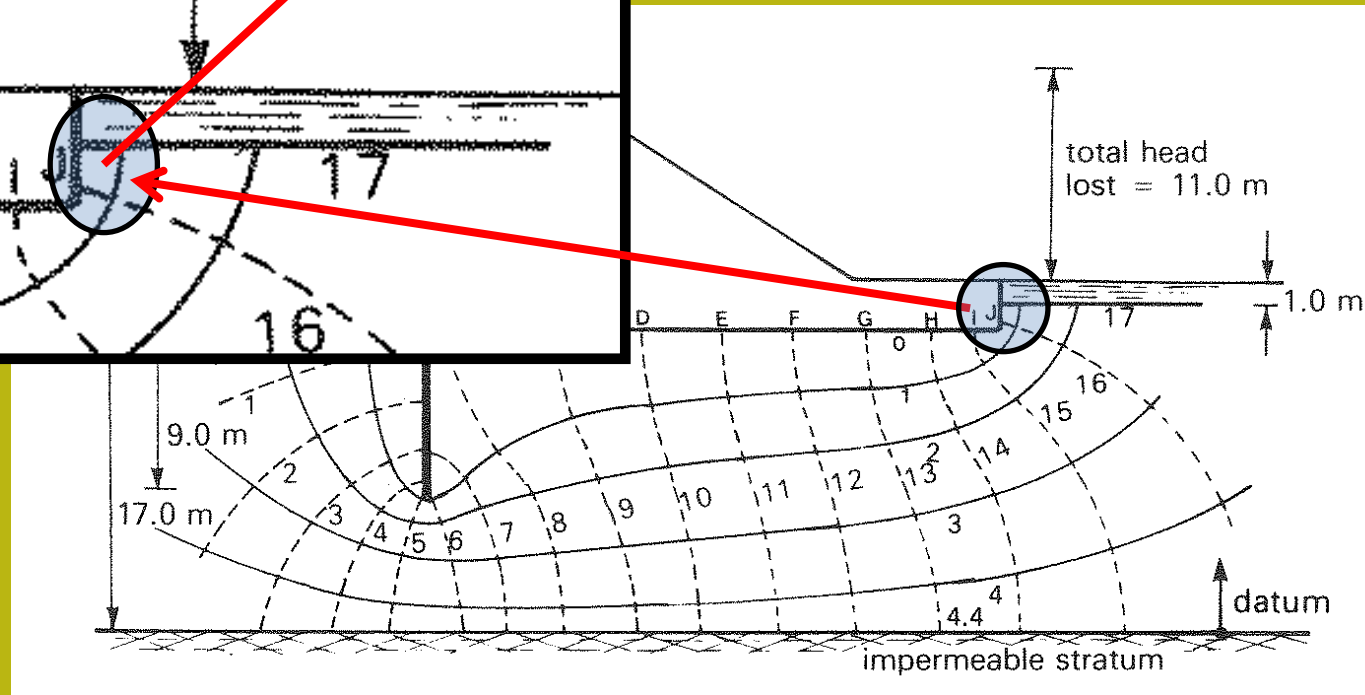
Nell'esempio precedente calcola il gradiente di output i_{exit} ...

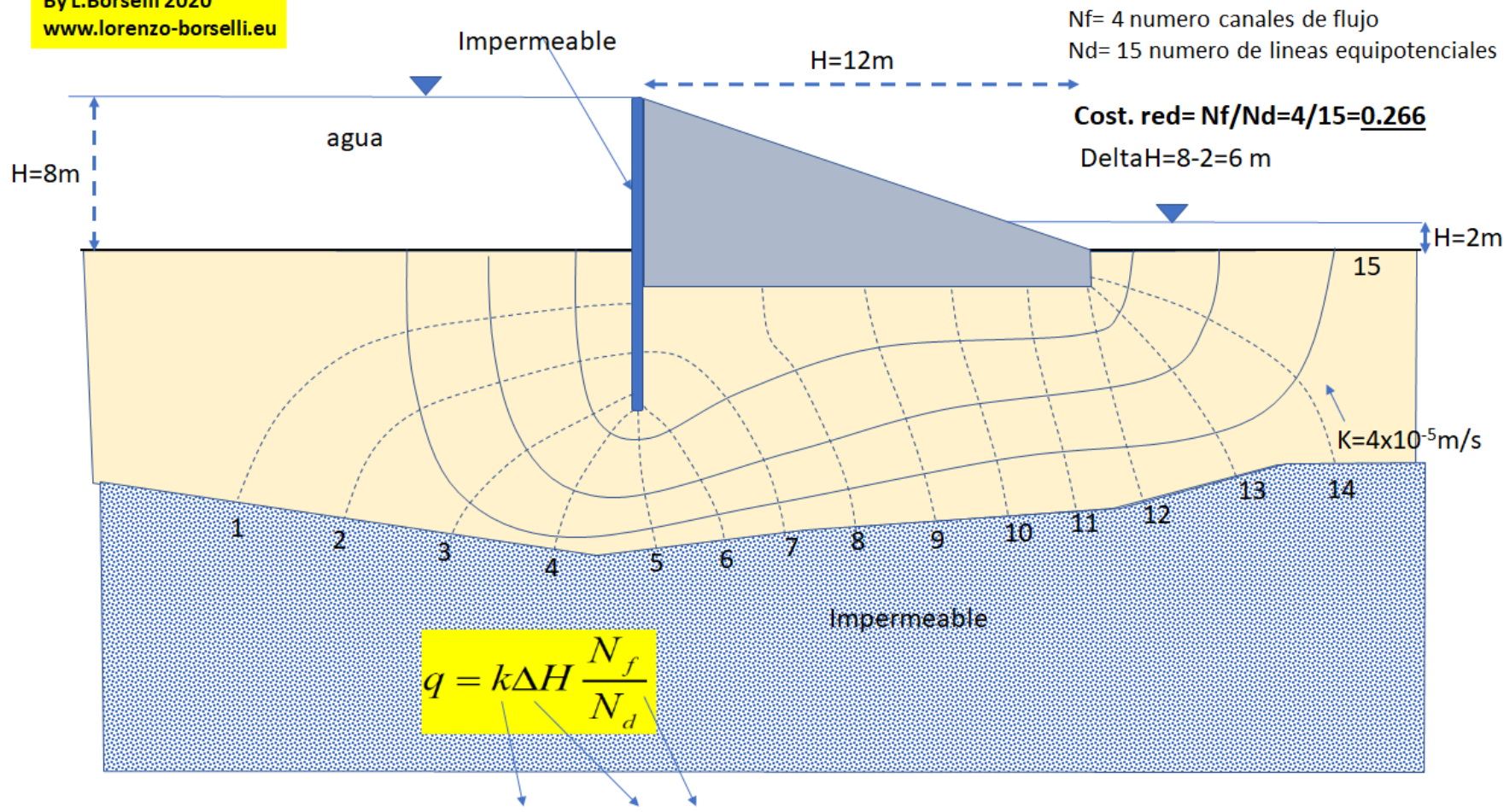


$$i_{exit} = \frac{\Delta H}{N_d dl_{exit}} = \frac{11}{17 \times 0.8} = \frac{dh_{exit}}{dl_{exit}} = \frac{0.647}{0.8} = 0.81$$



$$i_{exit} = 0.81$$





Esempio disegno manuale di rete di flusso (by - L.B.)

$$dh = \Delta H / Nd = 6 / 15 = 0.4 \text{ m}$$

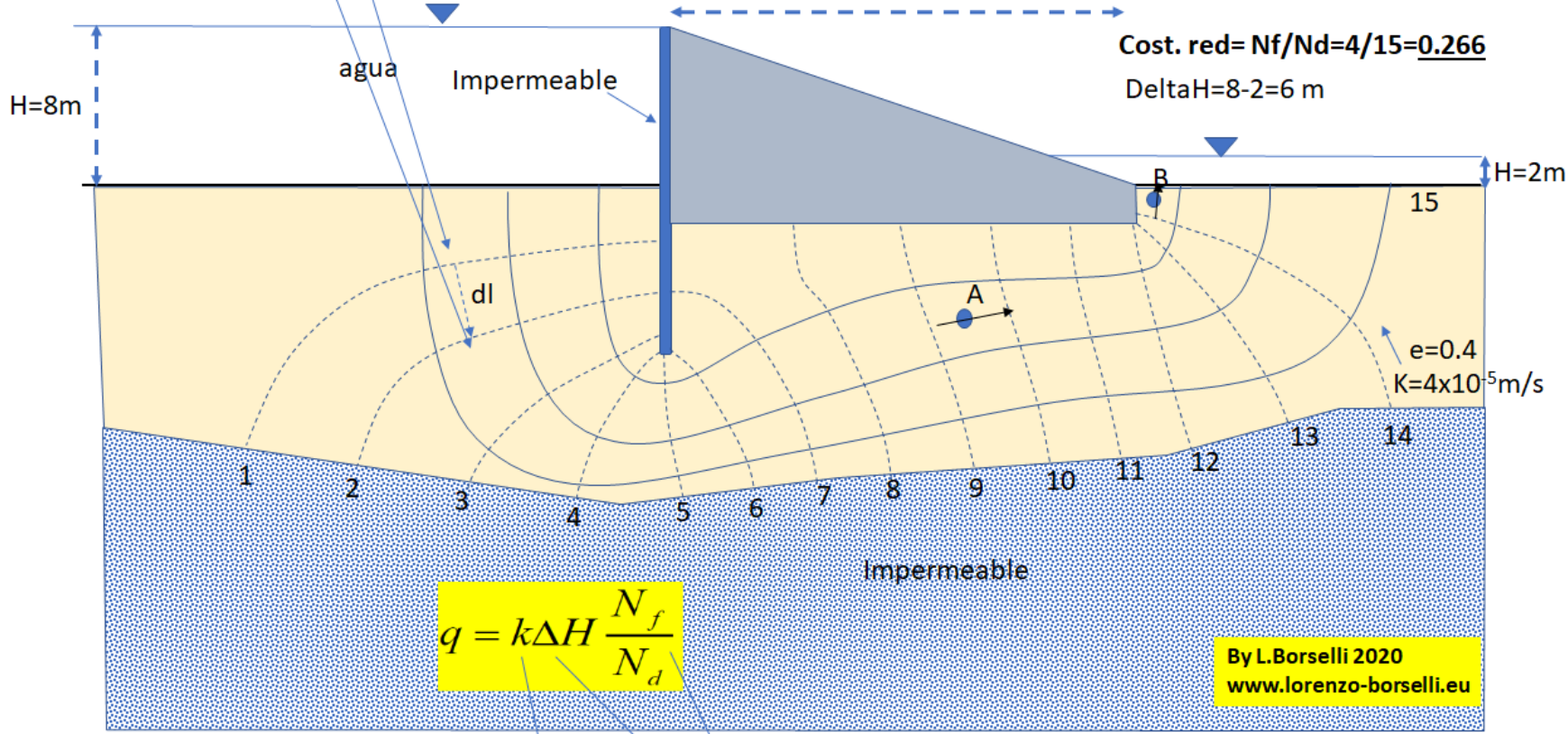
$$I_{cr} = (2.65 - 1) / (1 + e) = 1.65 / 1.4 = 1.18$$

$$i = dh/dl \begin{cases} iA = 0.4/3 = 0.13 \\ iB = 0.4/2 = 0.2 \text{ (exit)} \end{cases}$$

Nf = 4 numero canales de flujo
Nd = 15 numero de lineas equipotenciales

$$\text{Cost. red} = Nf / Nd = 4 / 15 = 0.266$$

$$\Delta H = 8 - 2 = 6 \text{ m}$$



$$q = k \Delta H \frac{N_f}{N_d}$$

By L.Borselli 2020
www.lorenzo-borselli.eu

V=Ki

$$q = 4 \times 10^{-5} \times 6 \times 0.266 = 6.38 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 5.51 \text{ m}^3/\text{day}$$

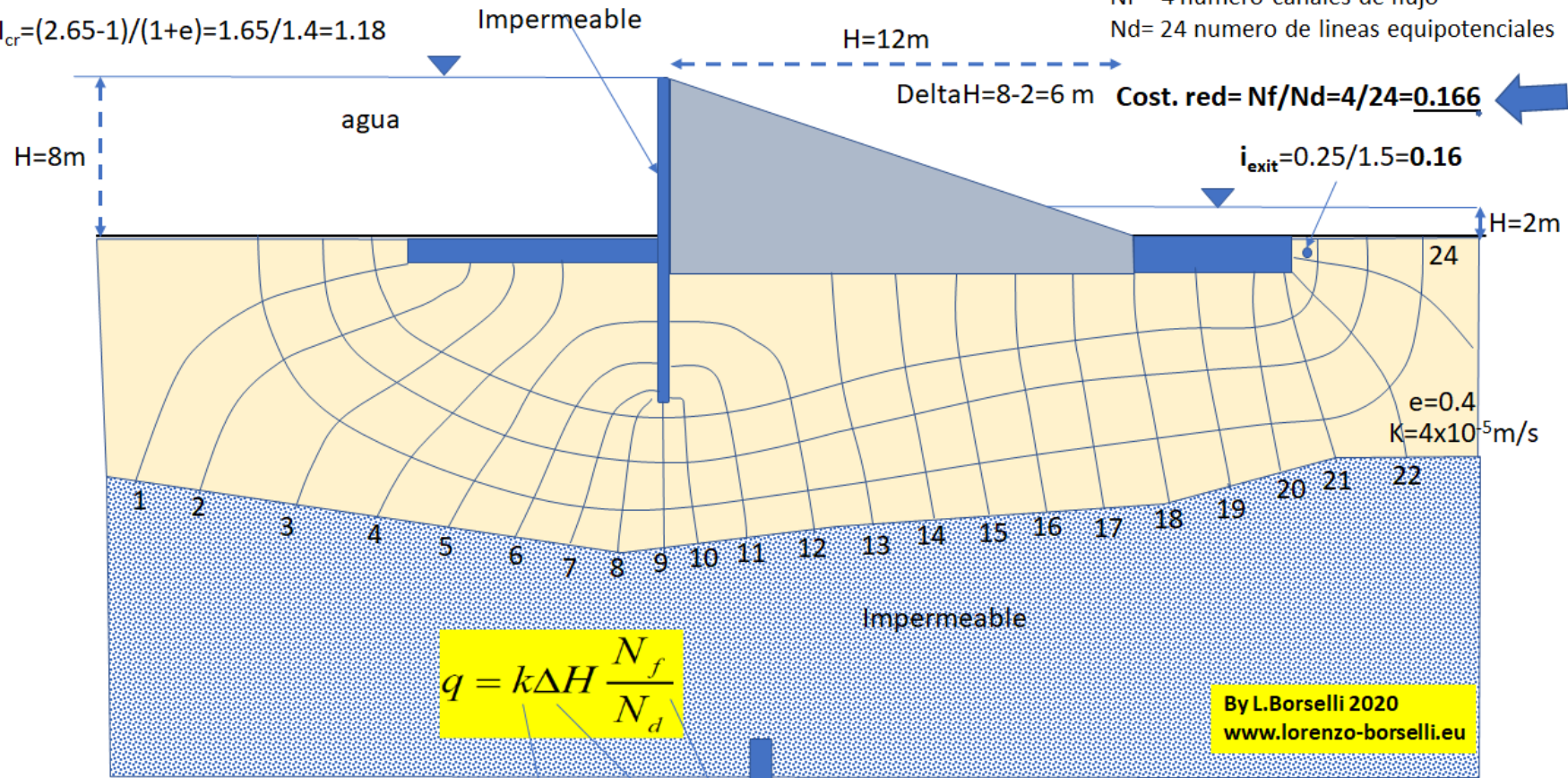
Segundos en un dia 86400

Esempio calcolo gradiente critico, gradiente di uscita e portata unitaria di filtrazione (by - L.B.)

$$dh = \Delta H / Nd = 6 / 24 = \underline{0.25\text{m}}$$

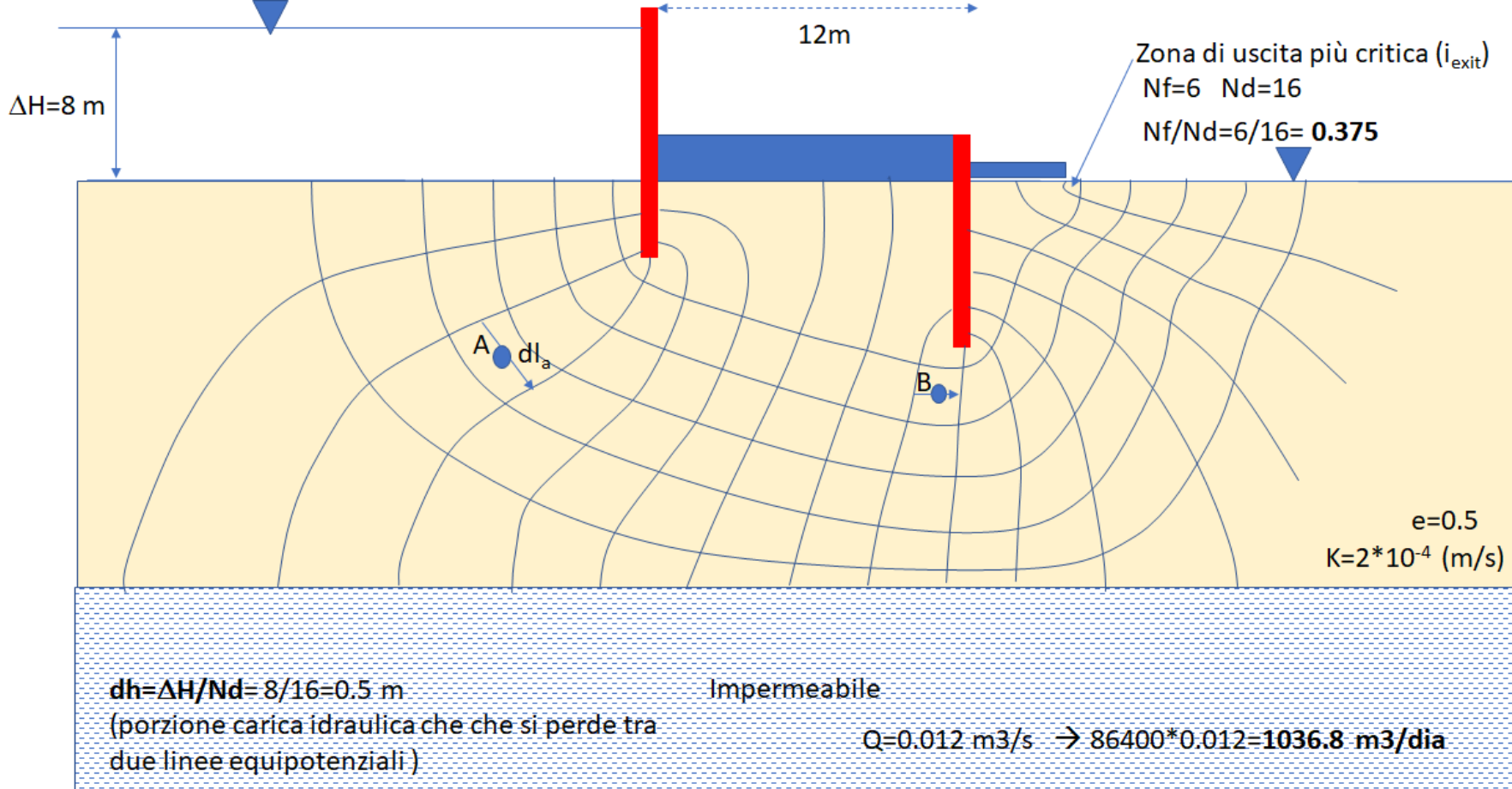
$$I_{cr} = (2.65 - 1) / (1 + e) = 1.65 / 1.4 = 1.18$$

Nf = 4 numero canales de flujo
Nd = 24 numero de lineas equipotenciales



$$q = 4 \times 10^{-5} \times 6 \times \underline{0.166} = 3.97 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 3.43 \text{ m}^3/\text{day} \quad \text{Segundos en un dia 86400}$$

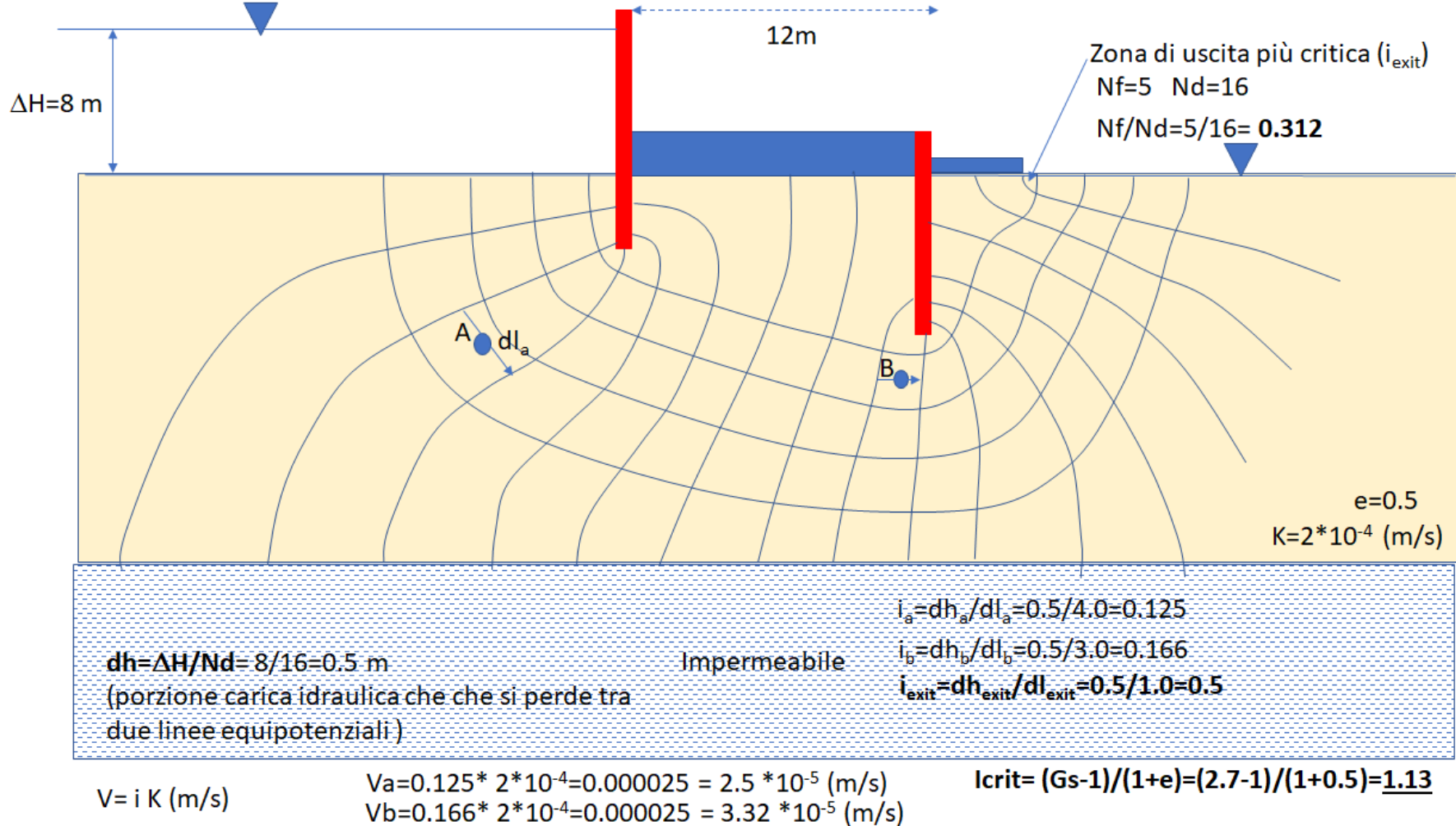
Esempio calcolo gradiente critico, gradiente di uscita e portata unitaria di filtrazione successiva a inserimento a paratie orizzontali impermeabili (by - L.B.)



$q = K \cdot \Delta H \cdot (N_f/N_d) = (2 \cdot 10^{-4}) \times 8.0 \times 0.375 = 0.0006 \text{ m}^3/\text{s}$
 Portata di filtrazione unitaria (per metro di larghezza)....

Con una struttura con 20 m di larghezza:
 $Q = q \cdot 20 = 0.012 \text{ m}^3/\text{s} = 12 \text{ litri/s}$

Esempio calcolo portata unitaria di filtrazione (by - L.B.)
 (contiene qualche errore di disegno)

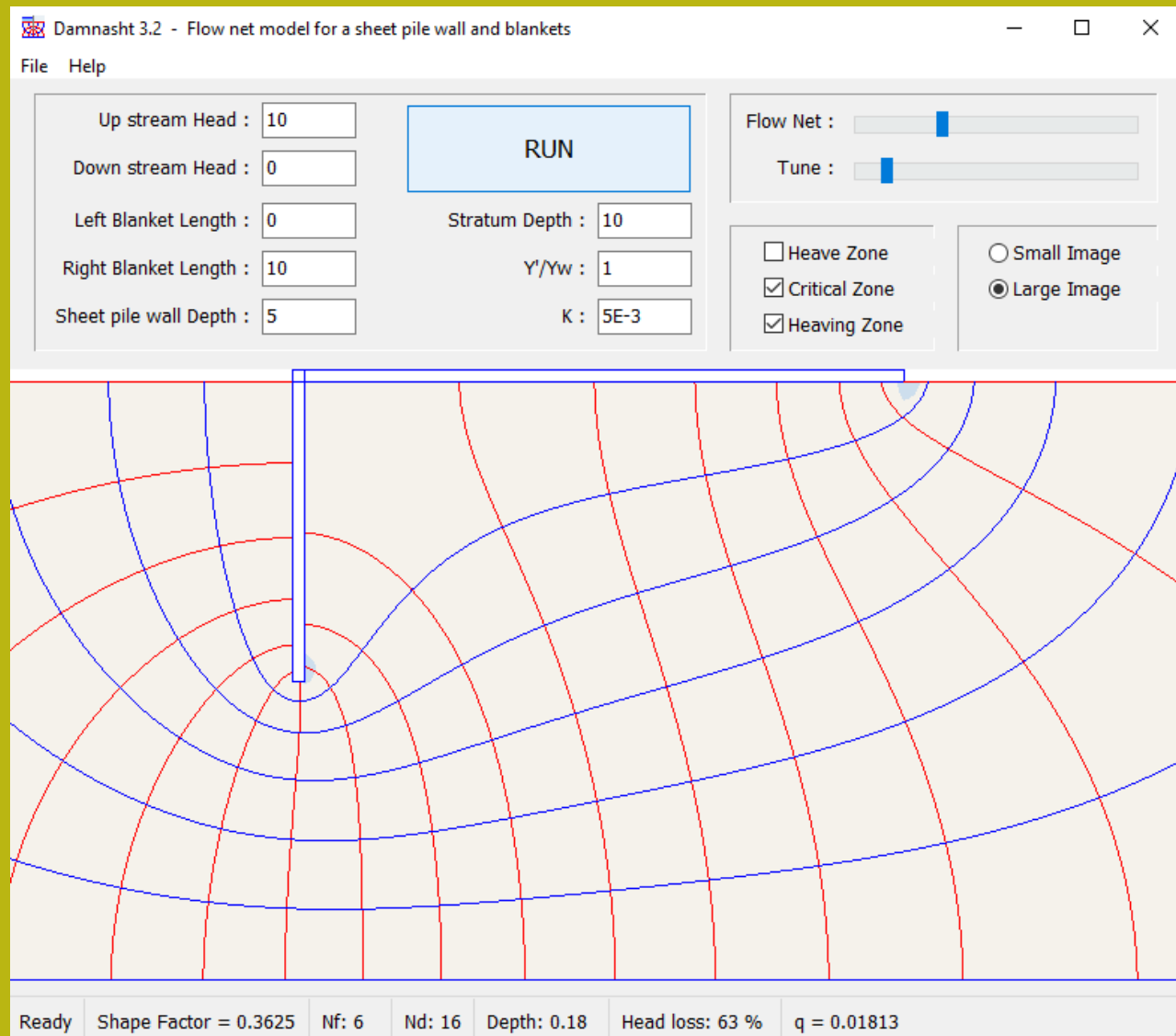


Esempio calcolo gradiente critico, di uscita e velocità di filtrazione locale (by - L.B.) – notare la variazione della costante di forma, rispetto alla slide precedente, con una correzione nel disegno della rete. (effetti della incertezza del disegno manuale)

$q = K \cdot \Delta H \cdot (N_f/N_d) = (2 \cdot 10^{-4}) \times 8.0 \times 0.312 = 0.00049 \text{ m}^3/\text{s}$
Portata unitaria di filtrazione

$Q = 0.0098 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 86400 \cdot 0.0098 = 846.72 \text{ m}^3/\text{day}$

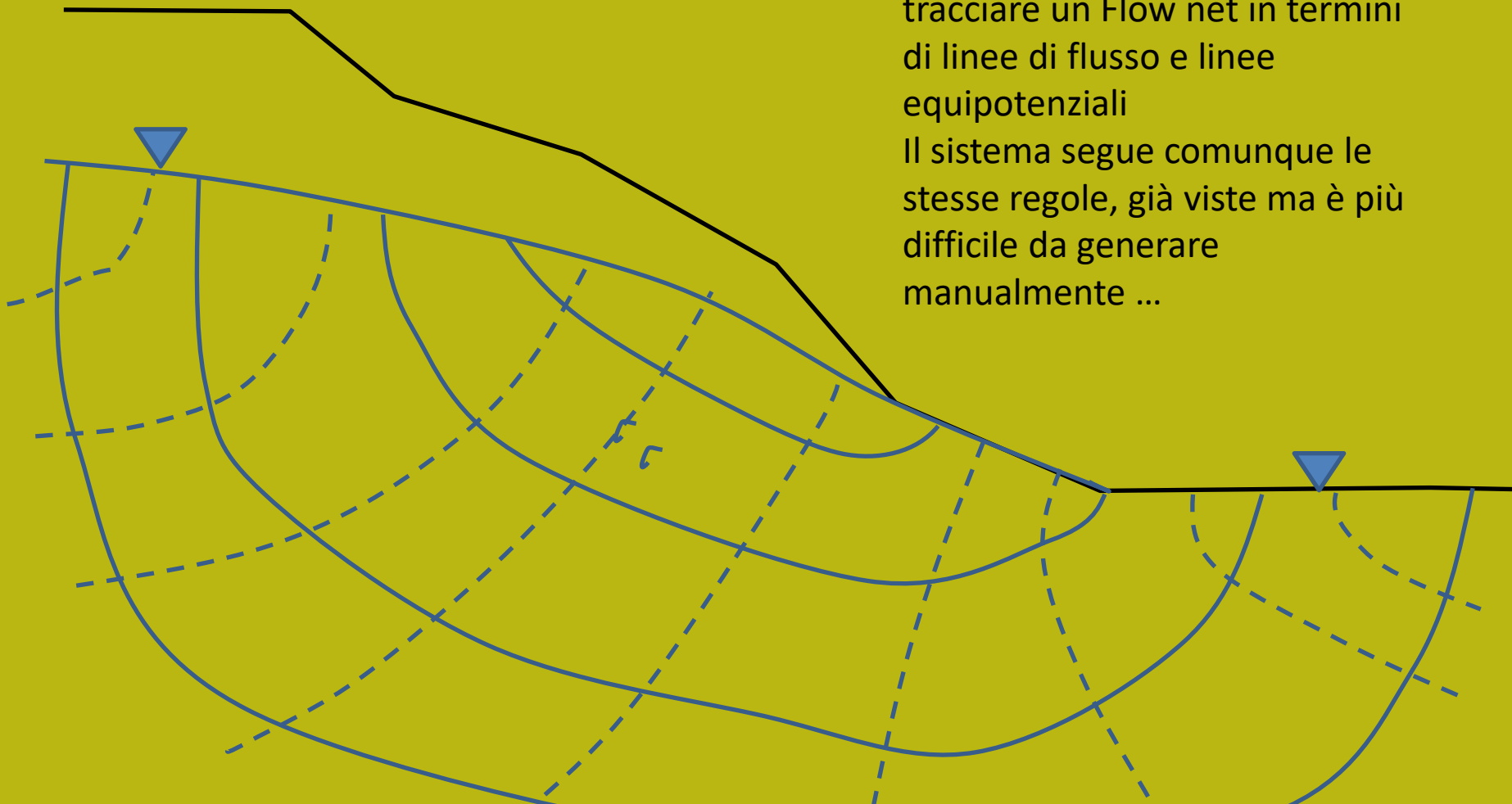
Strumento Freeware per costruire Flow net elementari:
software **Damnast 3.2** <https://www.mazdapardazesh.com/geotechnics/#B1>



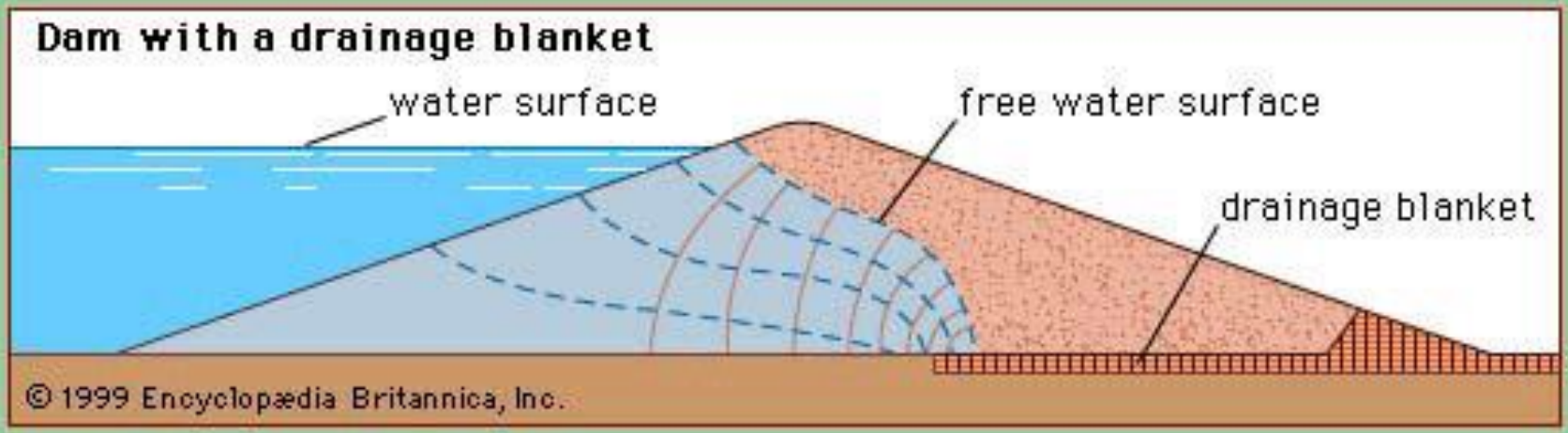
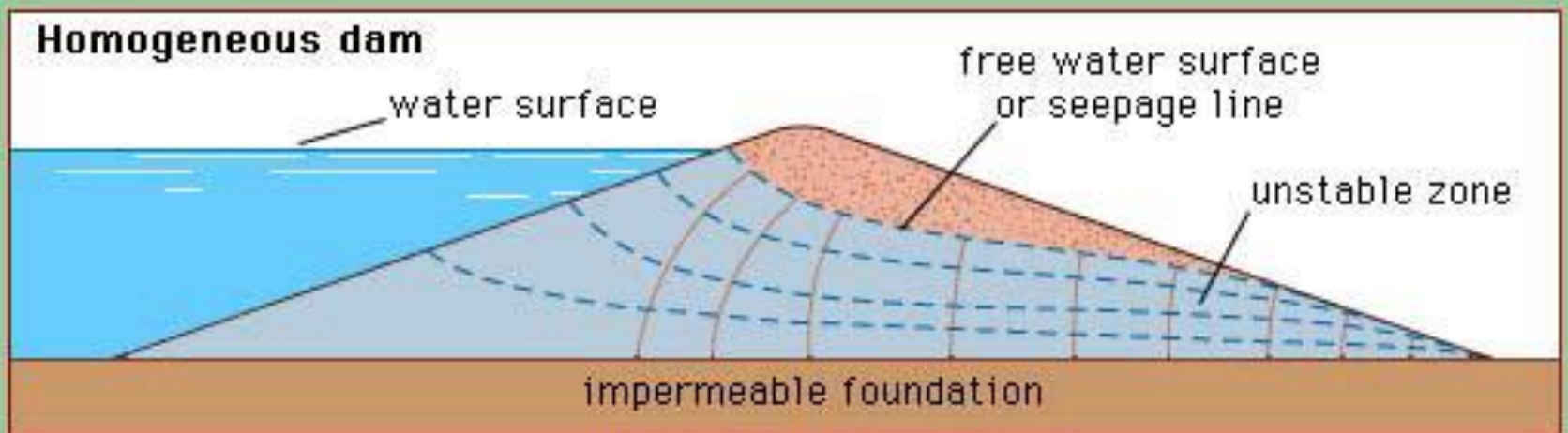
Flow net in un pendio

Nel caso di un acquifero libero in un pendio risulta più difficile tracciare un Flow net in termini di linee di flusso e linee equipotenziali

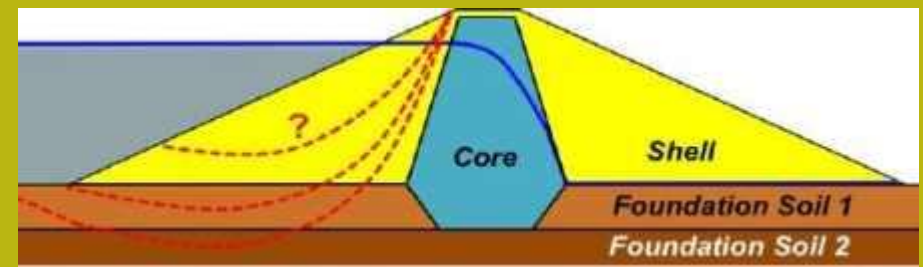
Il sistema segue comunque le stesse regole, già viste ma è più difficile da generare manualmente ...



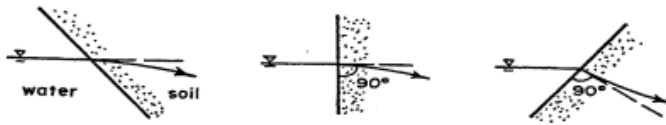
Caso di corpi diga e arginature con material omogenei.



Ma con disomogeneita' e nuclei interni impermeabili ??

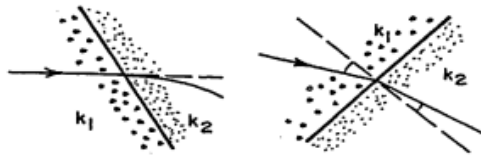


Entry conditions :



Flow across boundary between two soils :

$k_1 > k_2$



$k_1 < k_2$

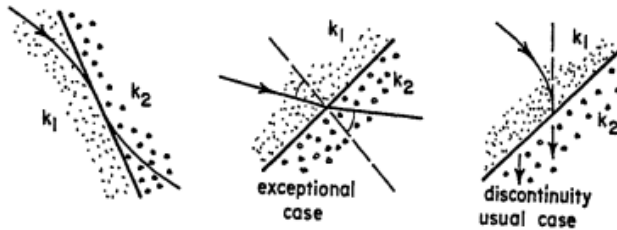


Fig. 6.10 Various Boundary Conditions for the Line of Seepage (after Casagrande, 1937)

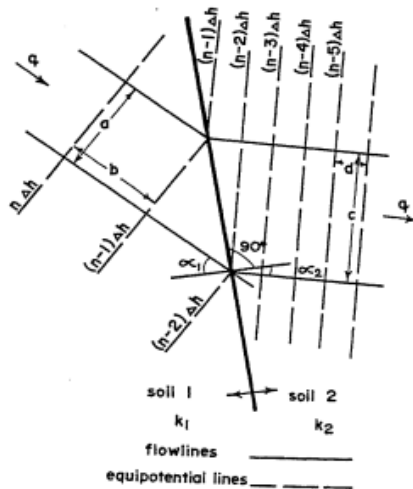


Fig. 6.11 Seepage Across a Boundary Between Two Soils

Alla interfaccia tra due tipi di materiali con K molto diversa abbiamo le maggiori difficoltà' Nella generazione del Flow net

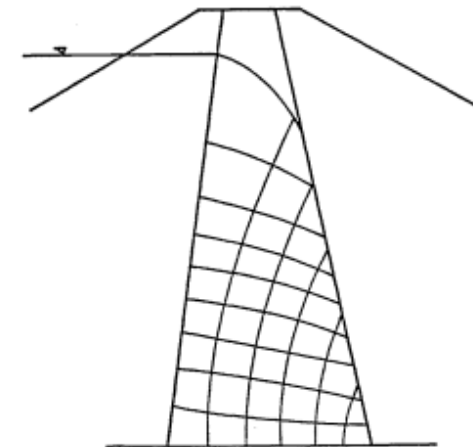
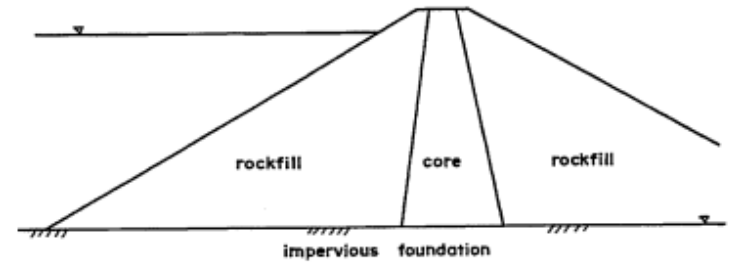


Fig. 6.7 Flow Through a Thin Core Dam

Gli algoritmi per generare questi Flow net sono molto complessi e tengono conto dei K

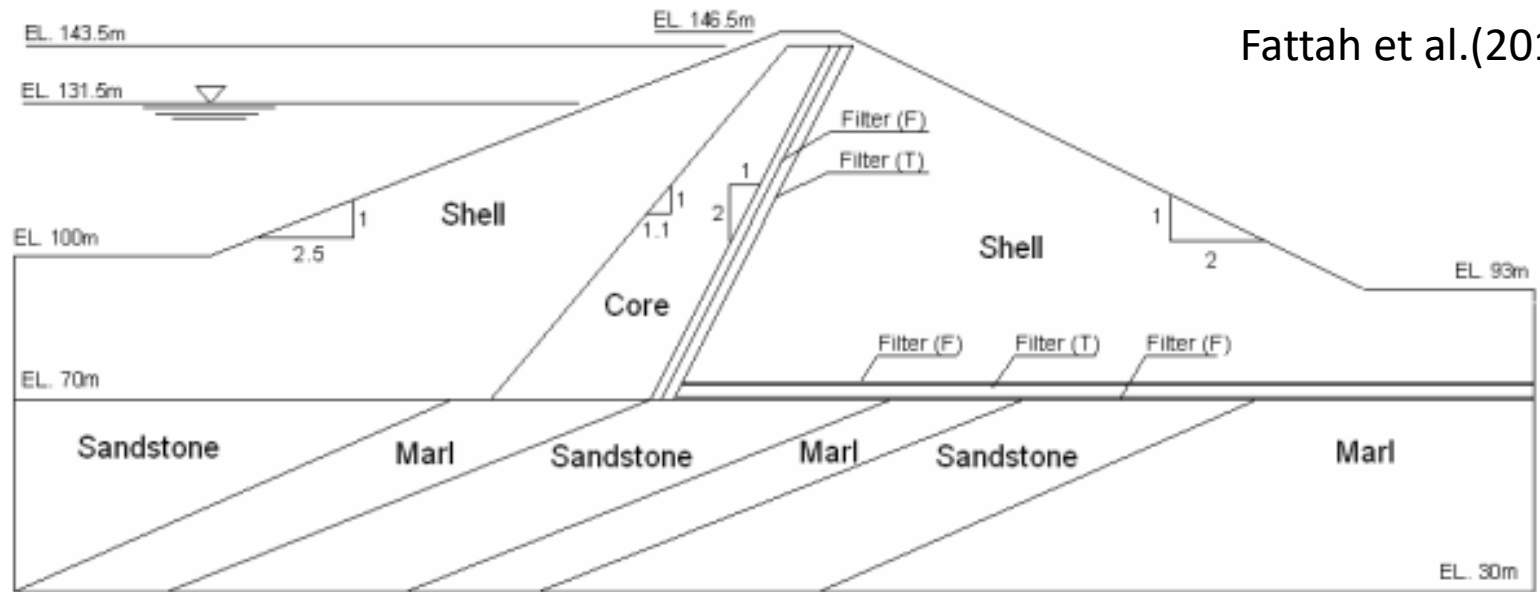


Figure 1: Al-Adhaim Ddam – typical cross-section (Final Report of Al-Adhaim Earth Dam, 1994)

Table 1: The permeability of Al-Adhaim's dam materials (Final Report of Al-Adhaim Earth Dam, 1994)

Type of material	Coefficient of permeability (m/sec)	
	Horizontal (k_h)	Vertical (k_v)
The shell	1.25×10^{-5}	1.25×10^{-5}
The core	2.25×10^{-10}	1×10^{-10}
The filters	Filter (F)	1.2×10^{-3}
	Filter (T)	1×10^{-2}
The foundation	Marl	1×10^{-10}
	Sandstone	5.5×10^{-6}

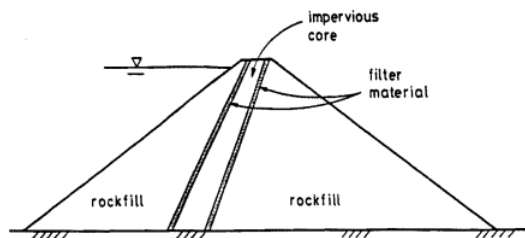
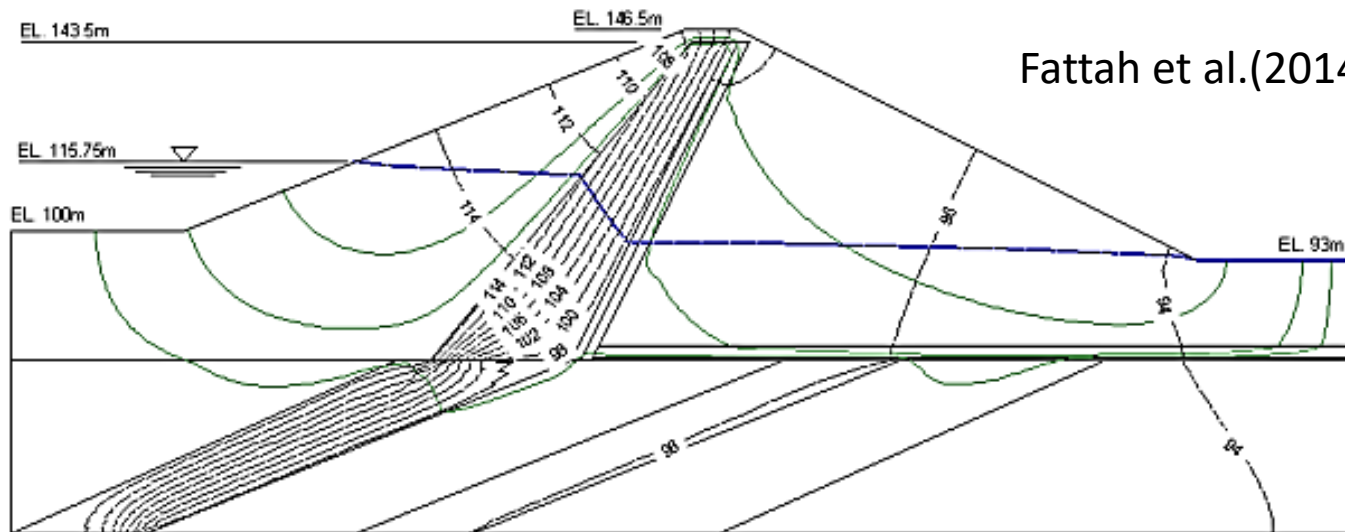


Fig. 6.2 Thin Core Dam

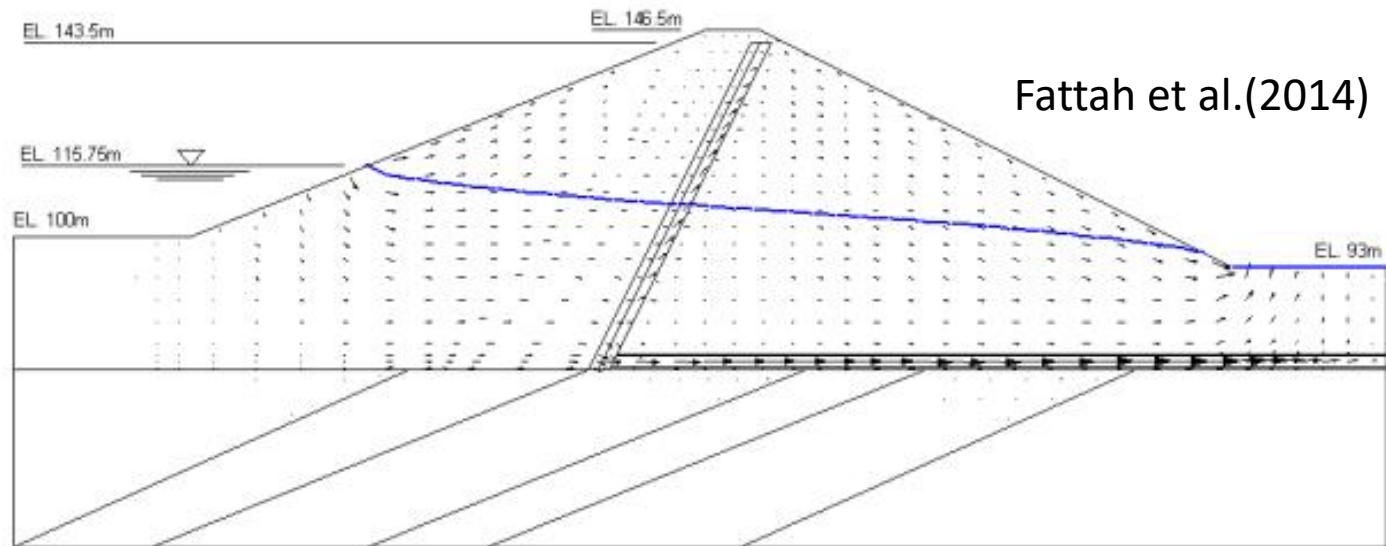


Fattah et al.(2014)

Figure 4: Contours of the total head and flow path for Al-Adhaim dam when the head of water is 115.75 m

Table 2: Results of the basic problem

Normal boundary conditions			
	Height of water (m)		
	115.75	131.5	143.5
Seepage ($\times 10^{-5}$ m ³ /sec/m)	2.3893	4.5125	7.5975
Exit gradient	0.11054	0.20877	0.3515
Max. velocity ($\times 10^{-5}$ m/sec)	0.77028	1.4627	2.4835
Infinite boundaries			
	Height of water (m)		
	115.75	131.5	143.5
Seepage ($\times 10^{-5}$ m ³ /sec/m)	2.3994	4.5334	7.6425
Exit gradient	0.099646	0.18827	0.31739
Max. Velocity ($\times 10^{-5}$ m/sec)	0.77351	1.4694	2.4982



Fattah et al.(2014)

Figure 7: The seepage line and the velocity vectors when the earth dam is without core and the head of water is 115.75 m

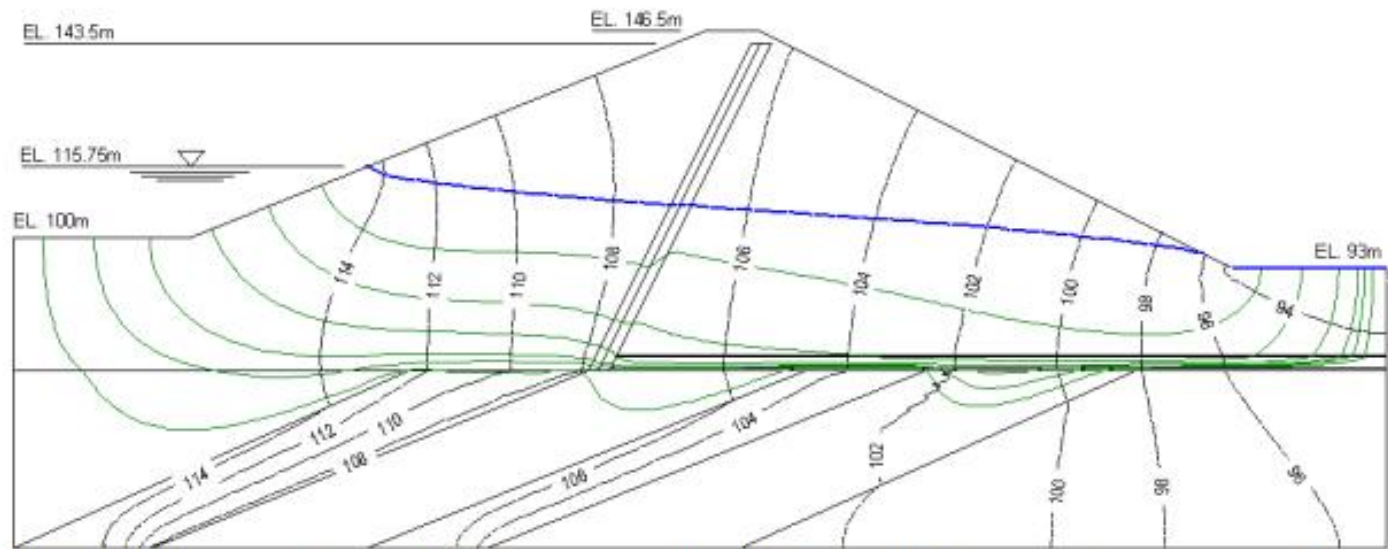


Figure 8: Contours of the total head and flow path when the earth dam is without core and the head of water is 115.75 m

Mesh a elementi finiti per software SEEPW

Fattah et al.(2014)

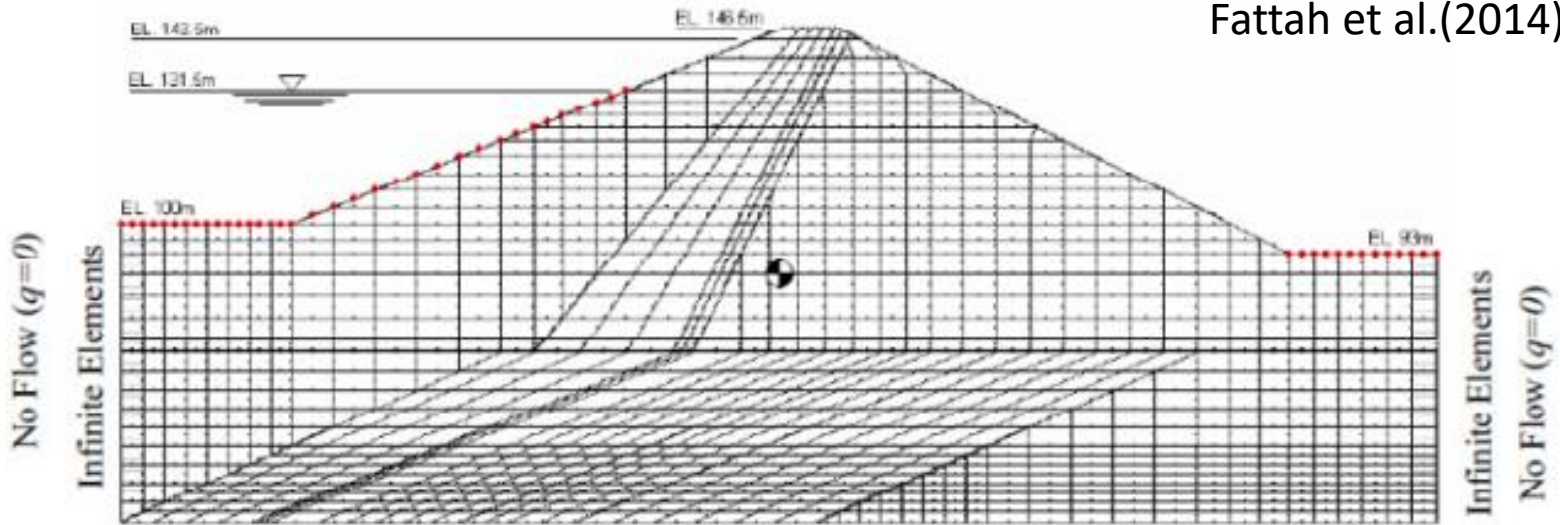
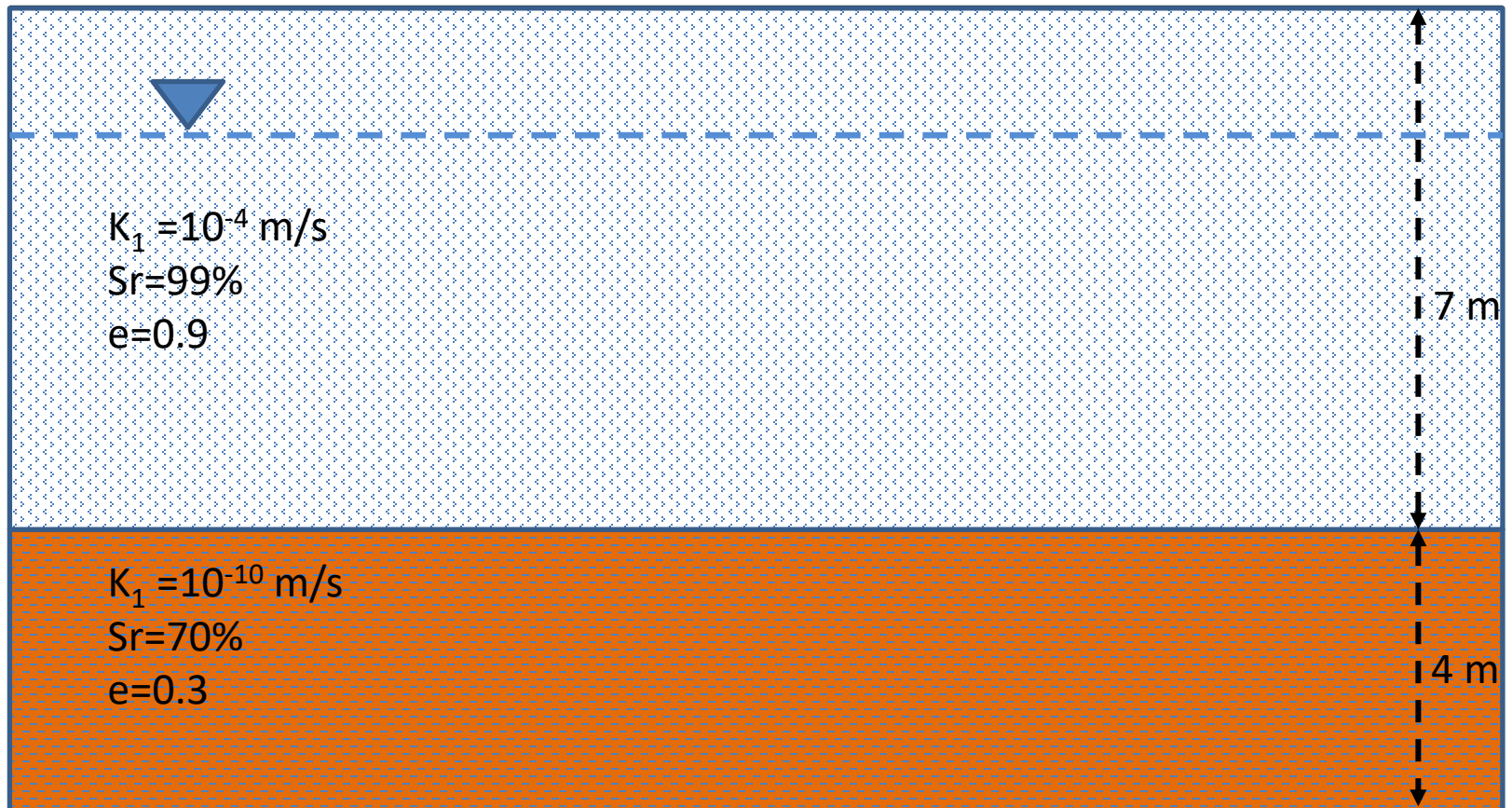


Figure 2: Typical finite element mesh for Al-Adhaim dam – (considering infinite boundaries)

In questi casi un software a elementi finiti che costruisca il Flow net e' fondamentale.

Putroppo non ci sono software liberi per questo tipo di lavoro. Solo software a pagamento (es. SEEPW o similari), che sono molto costosi.

Linee di flusso su scavi e paratiesu aquiferi liberi e sospesi su aquitardi

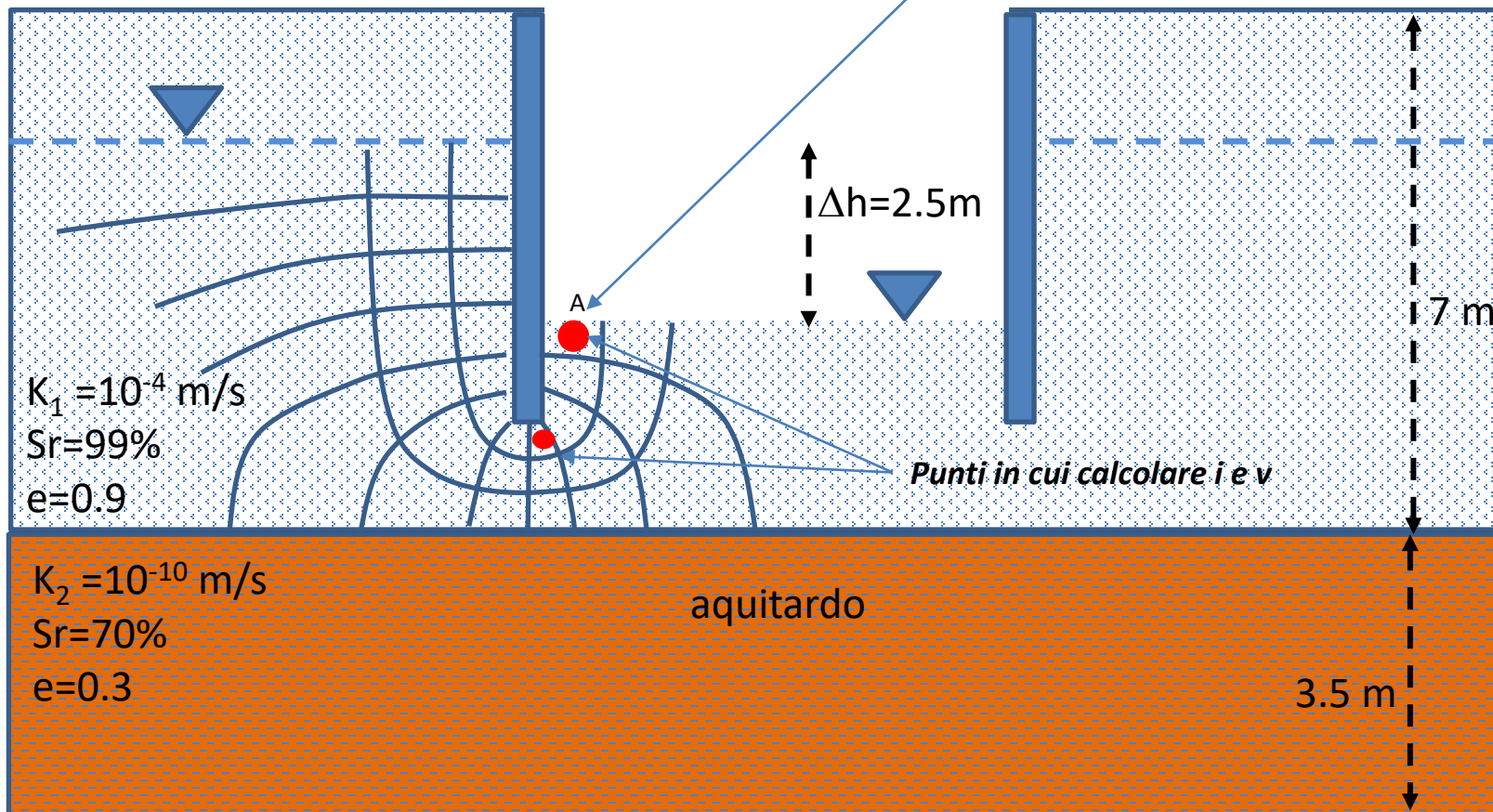


Linee di flusso su scavi e paratie su aquiferi liberi e sospesi su aquitardi

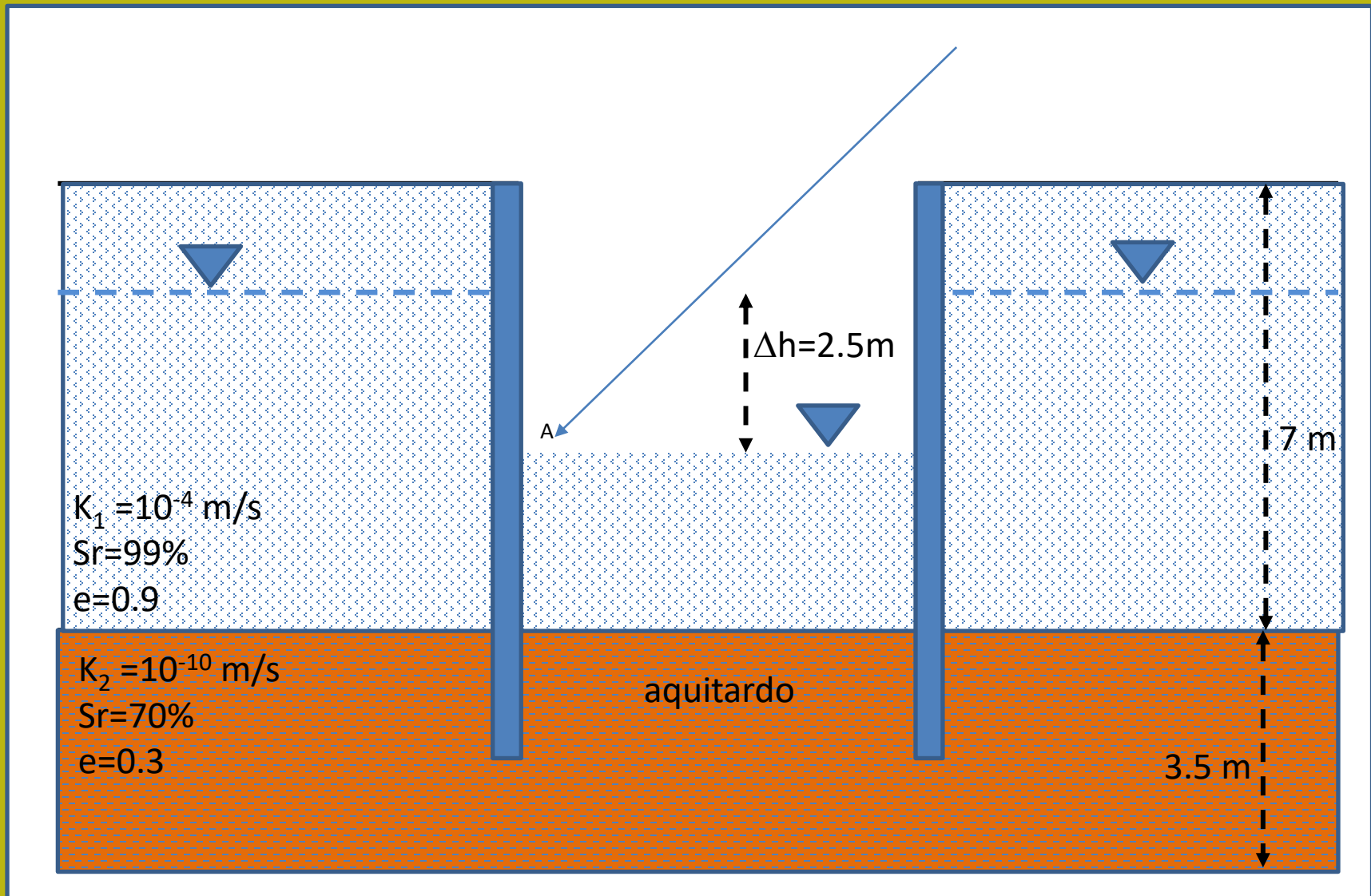
$$dh = 2.5/11 = 0.227\text{m}$$
$$dl_{\text{exit}} = 0.5\text{m}$$

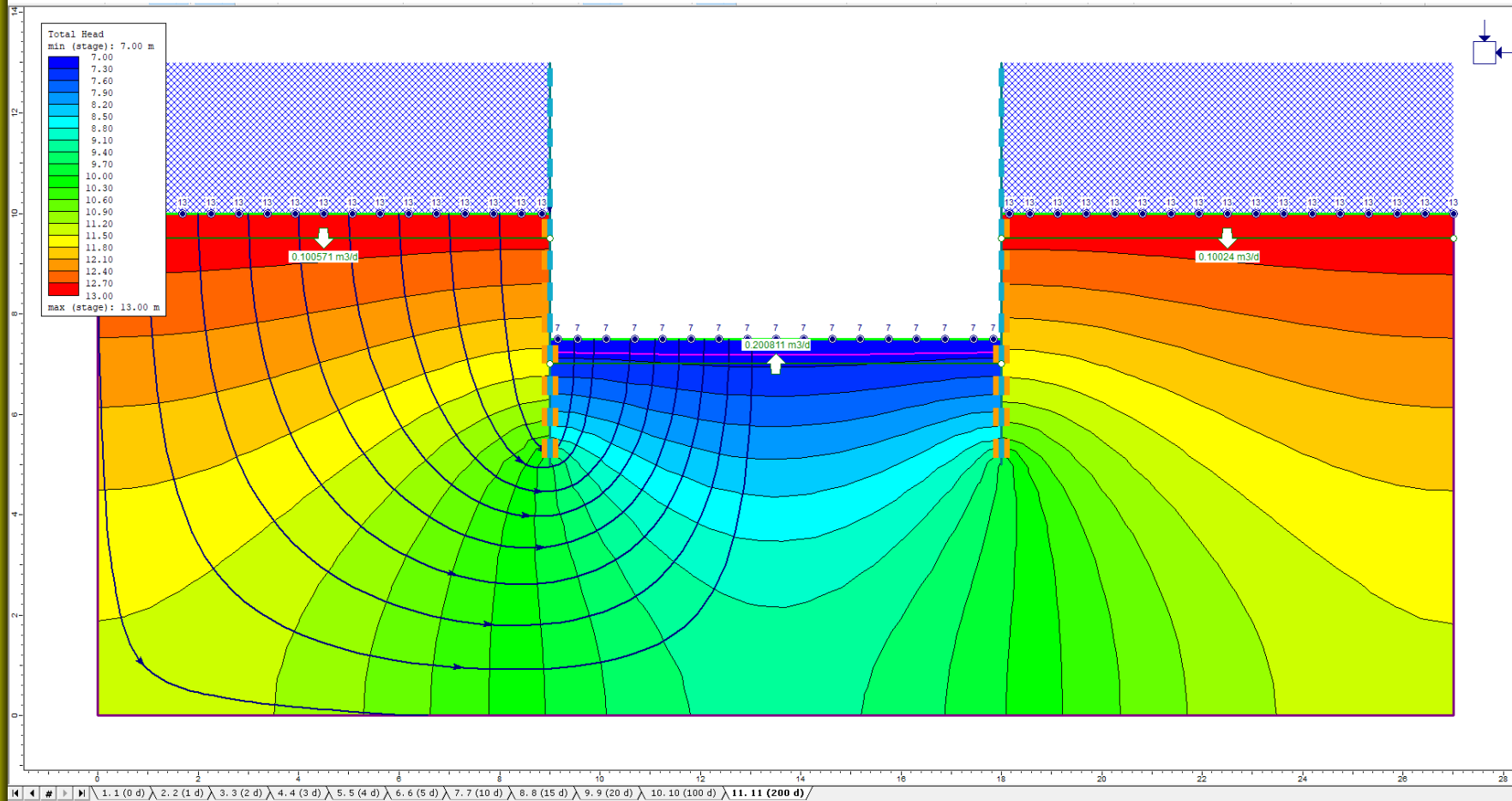
$N_f = 3$ (canali di flusso)
 $N_d = 11$ (linee equipotenziali)
 $N_f/N_d = 3/11 = 0.272$

$$i_{\text{exit}} = 0.227/0.5 = 0.454$$
$$I_{\text{cr}} = (2.7 - 1)/(1 + 0.9) = 0.89$$
$$V_{\text{exit}} = 0.454 * 10^{-4} \text{ m/s}$$



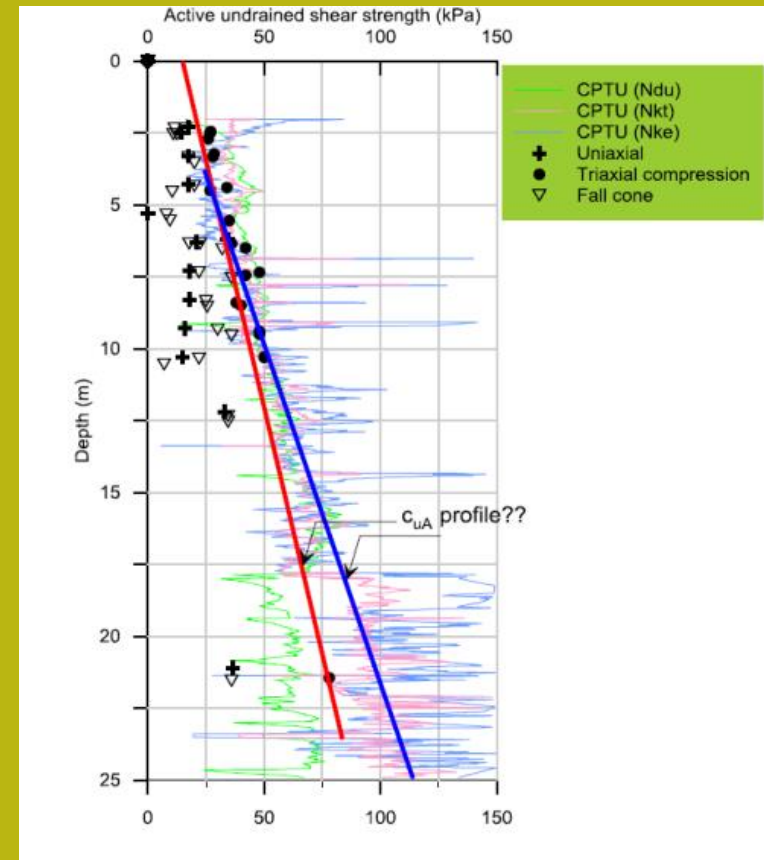
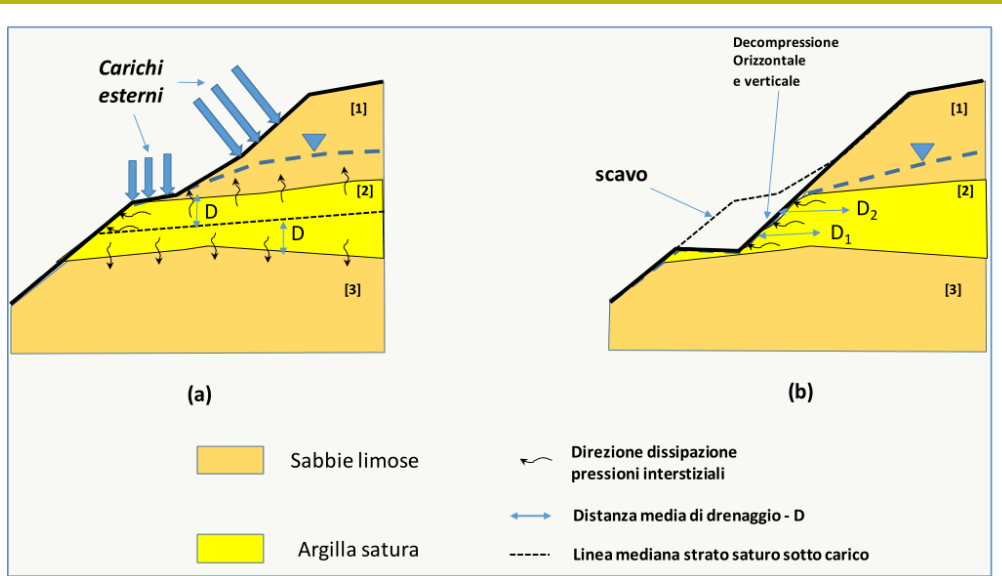
Linee di flusso bloccate da palancole (cofferdam) inserite in acquitardi





<https://www.rocsience.com/help/rs2/tutorials/groundwater-seepage/groundwater-flow-in-cofferdam>

LINEE GUIDA PER SCELTA DEL CRITERIO DI ROTTURA PER I TERRENI: CONDIZIONI NON DRENATE (Breve Termine) E CONDIZIONI DRENATE (Lungo Termine)

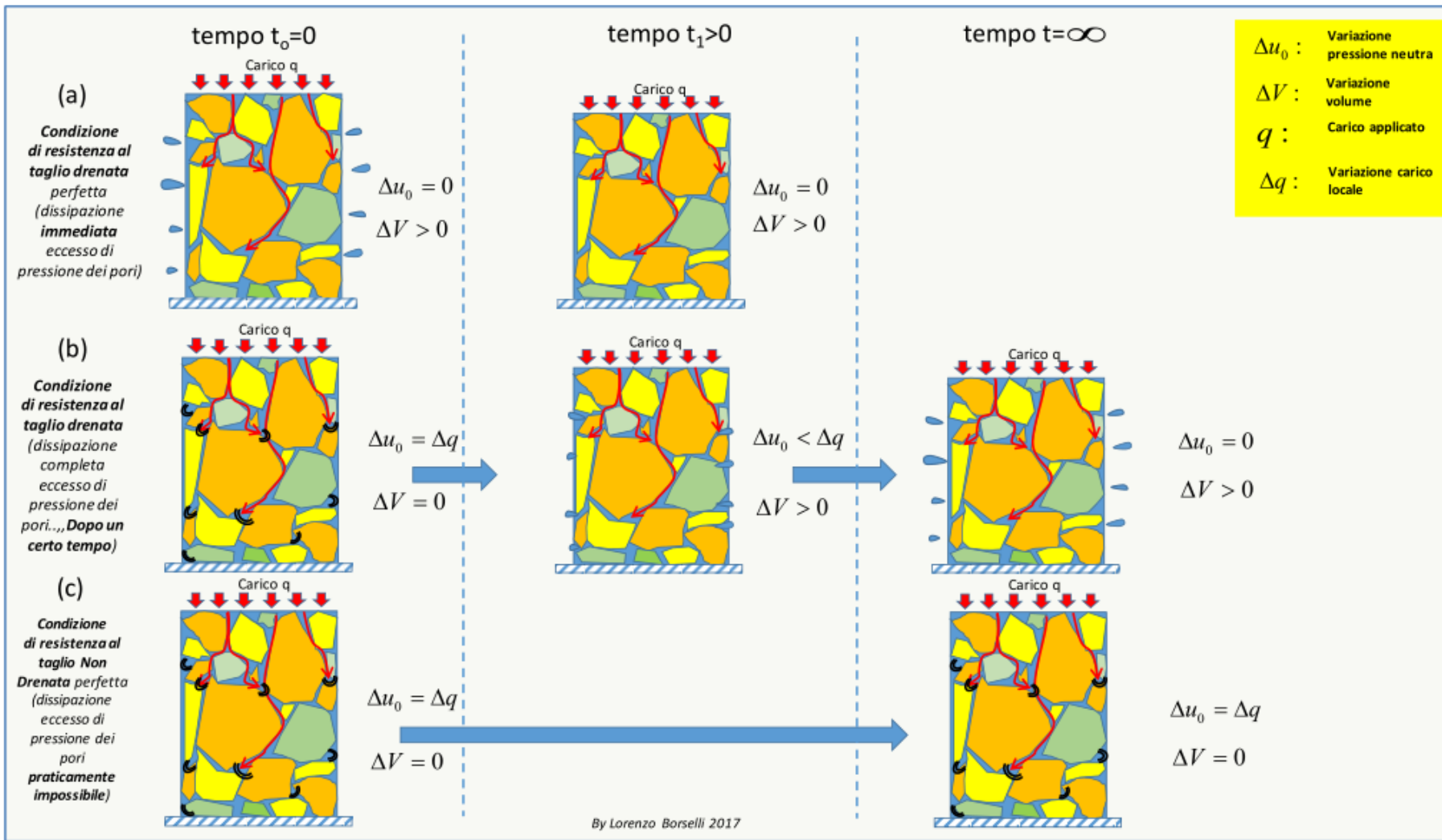


Scelta tra condizioni DRENATE a lungo termine e condizioni NON DRENATE a breve termine per la valutazione della resistenza al taglio dei terreni

Riferimento: teoria di Duncan et al. (1991, 2014) Stark 2014)

Applicazione della teoria della consolidazione attraverso il fattore T di consolidazione, ovvero il livello % di consolidazione (e dissipazione dell'eccesso di pressione neutra) .

VEDASI ANCHEDETTAGLI APPENDICE M manuale SSAP 5.2



Teoria della consolidazione (semplificata)

Coefficiente di consolidazione C_v che esprime la facilità o meno del processo di consolidazione per mezzo della velocità di dissipazione dell'eccesso della pressione neutra:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

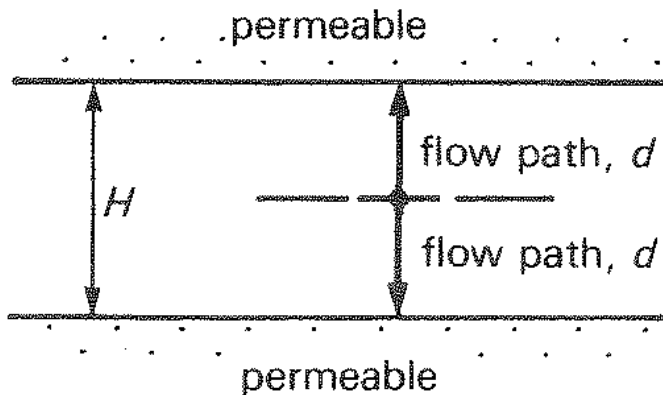
m_v è il coefficiente di compressibilità volumetrica espresso in (m^2/kN)

k è la permeabilità espressa in (m/s)

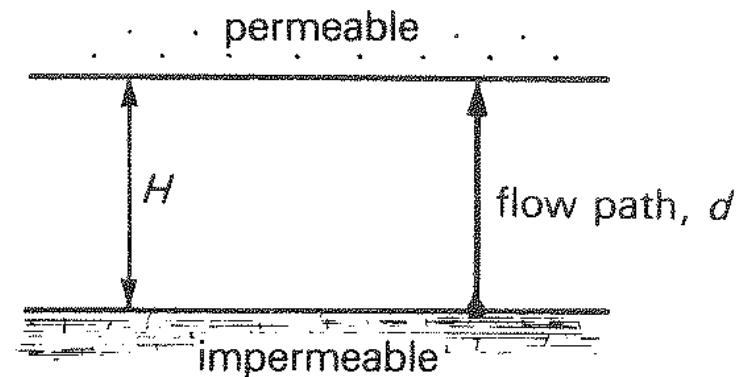
γ_w è il peso unitario dell'acqua $9.81 (kN/m^3)$

C_v è il coefficiente di consolidazione espresso come $[m^2/s]$

Altro parametro è d ovvero la distanza minima da percorrere per raggiungere la dissipazione dell'eccesso di pressione neutra.



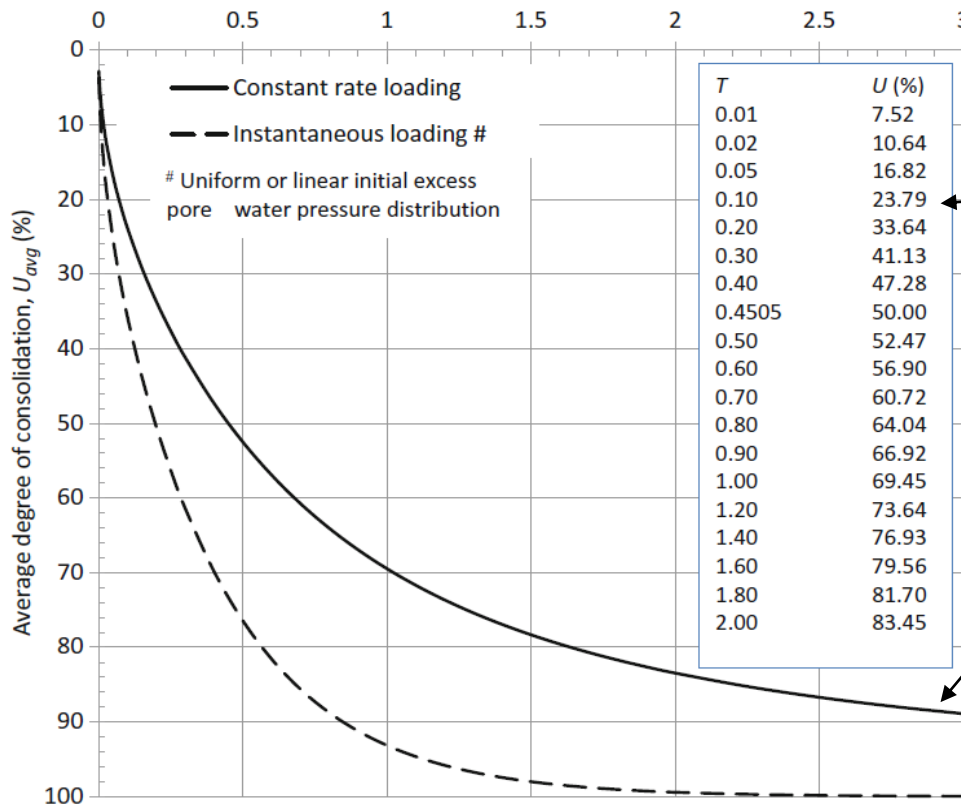
(a)



(b)

Fig. 10.17 Open and half-closed layers

(a) Open layer: $d = H/2$ (b) Half-closed layer: $d = H$



$T=f(U\%)$
 per carico
 progressivo

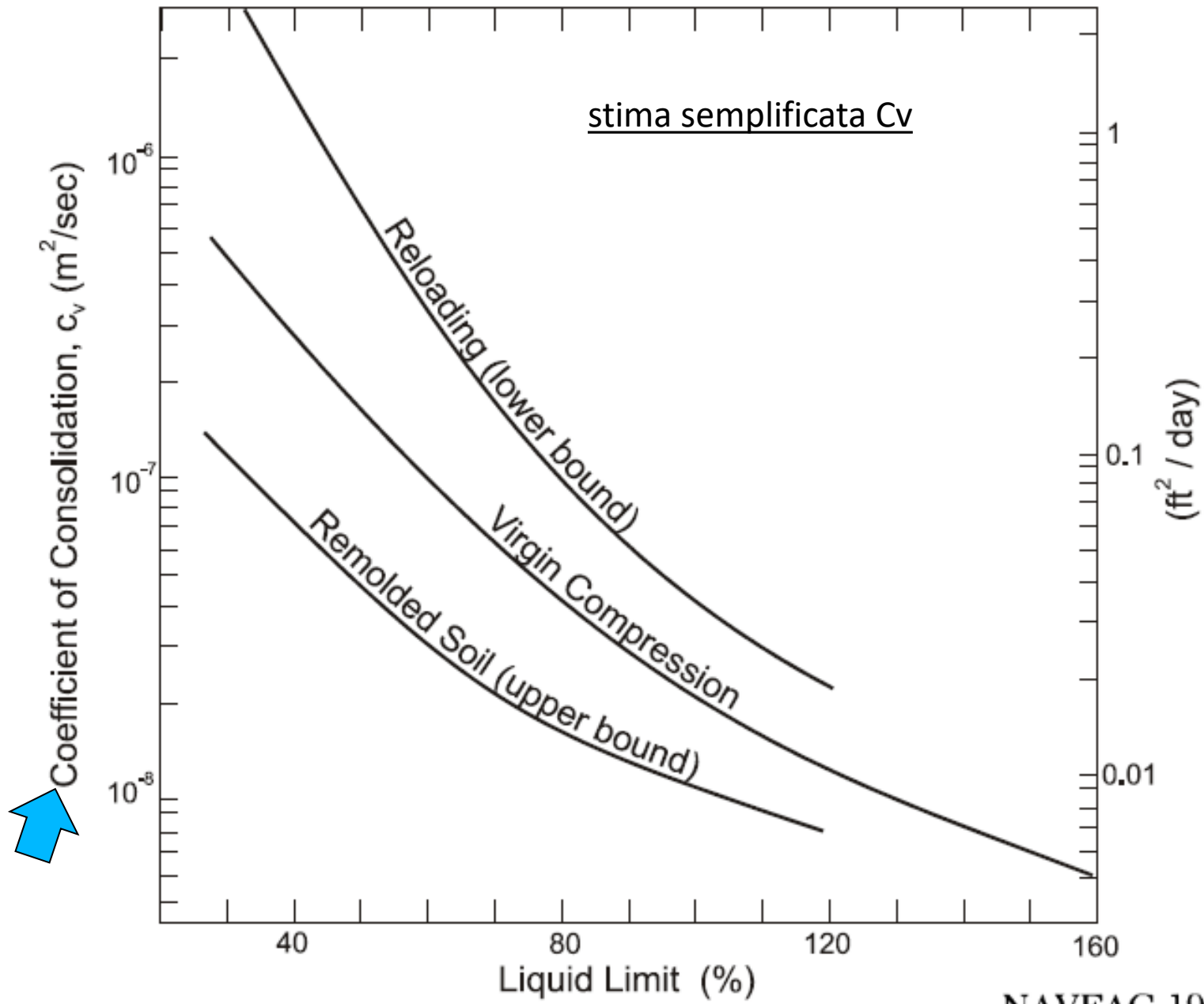
$T=f(U\%)$
 per carico
 istantaneo

% di consolidazione in funzione del fattore tempo T per carico istantaneo e carico con incremento progressivo (da Ameratunga et a. 2016)

$$T = \frac{c_v t}{d^2}$$

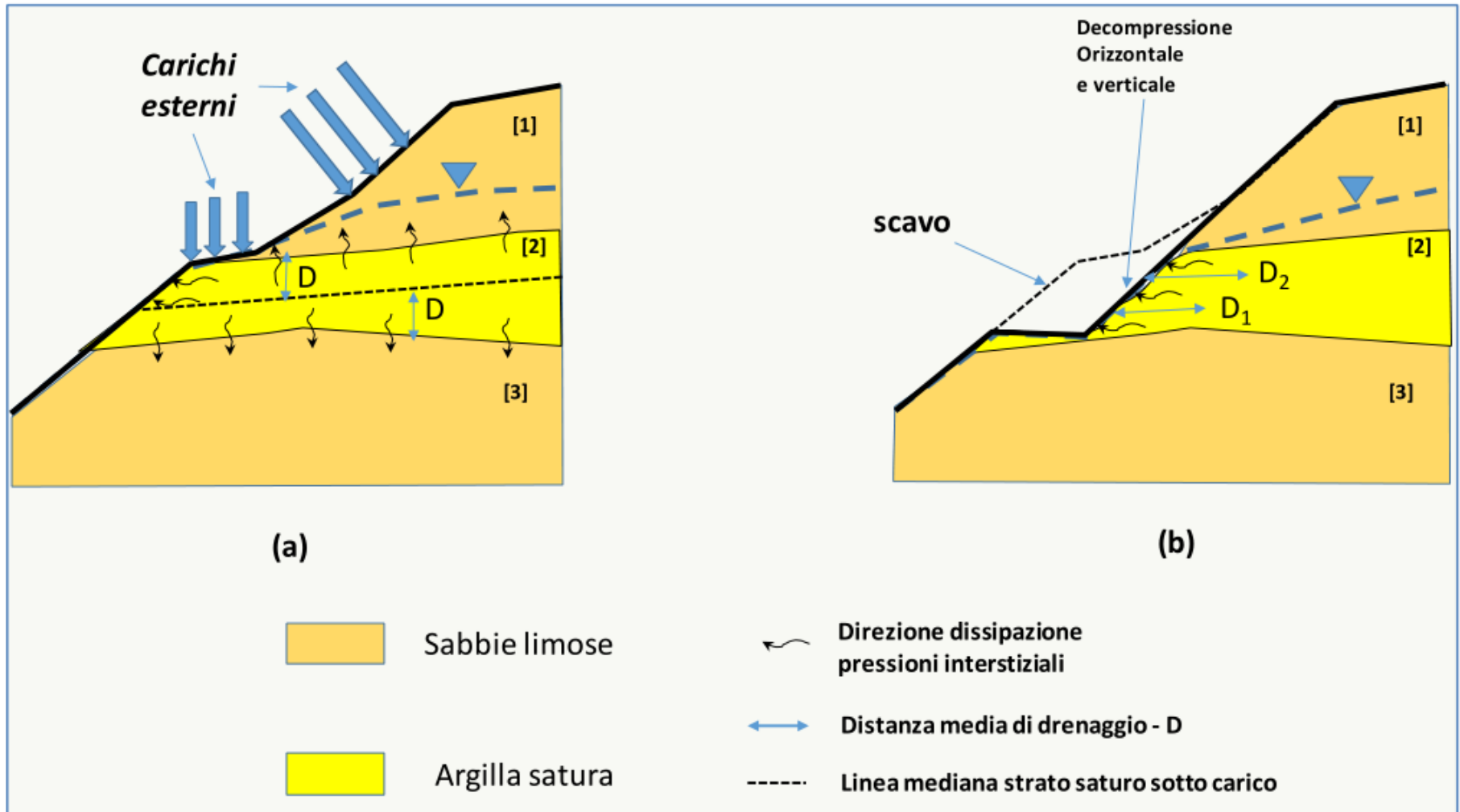
T_{50} y T_{90} sono valori caratteristici e fondamentali del calcolo della % consolidazione vs. Il Tempo.

$$t = \frac{T d^2}{c_v}$$

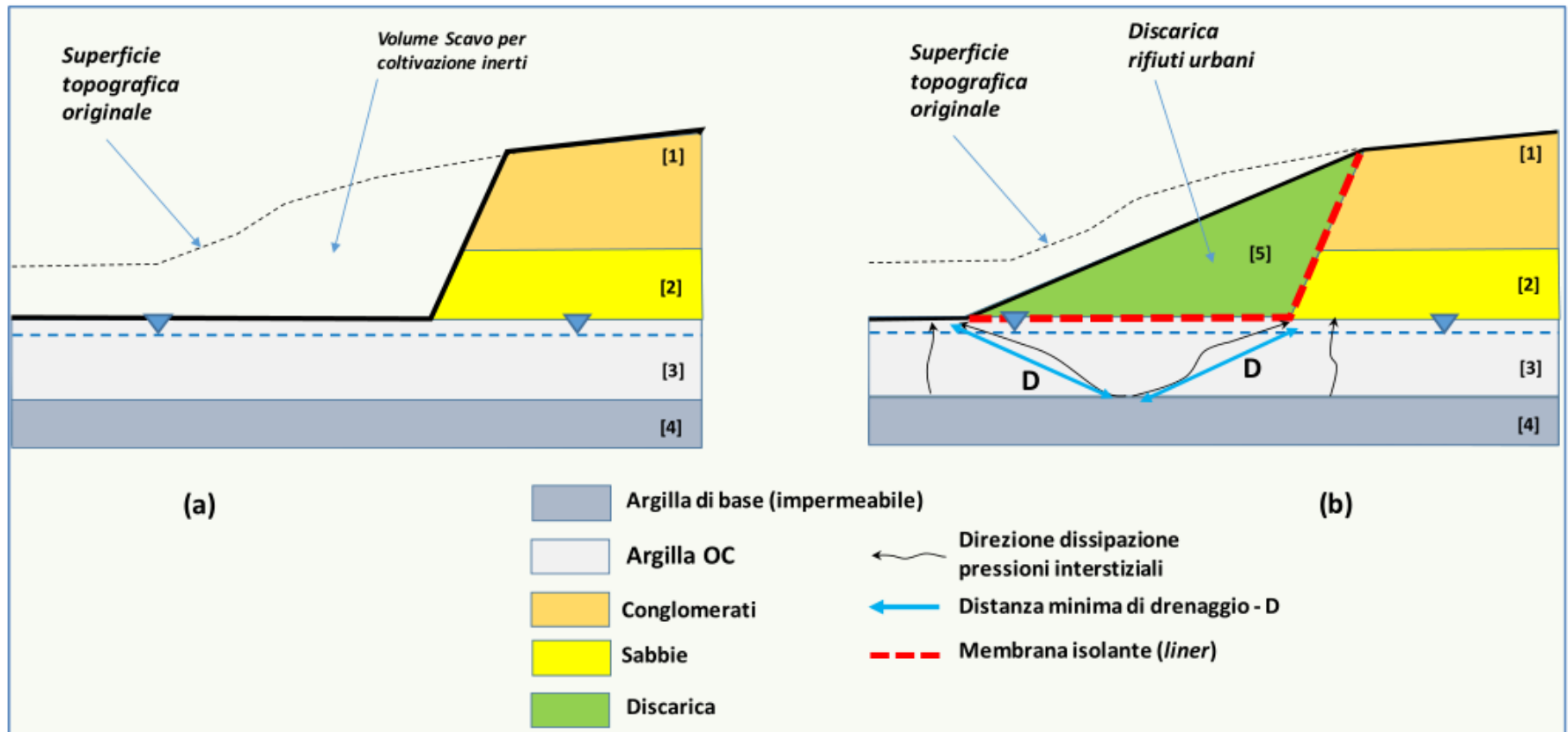


NAVFAC 1982;

Stima Parametro D



Stima Parametro D



Se si conosce C_v e d si puo' valutare quanto tempo t e'
Necessario per avere una consolidazione completa...

Overo **$T_v > 4$ (Berlingen 2007)**

Per un tempo maggiore di t necessario per avere $T > 4$

**avremo sicuramente condizioni con dissipazione totale della
pressione neutra in eccesso e quindi condizioni DRENATE**

Viceversa per tempi piu brevi avremo condizioni NON DRENATE

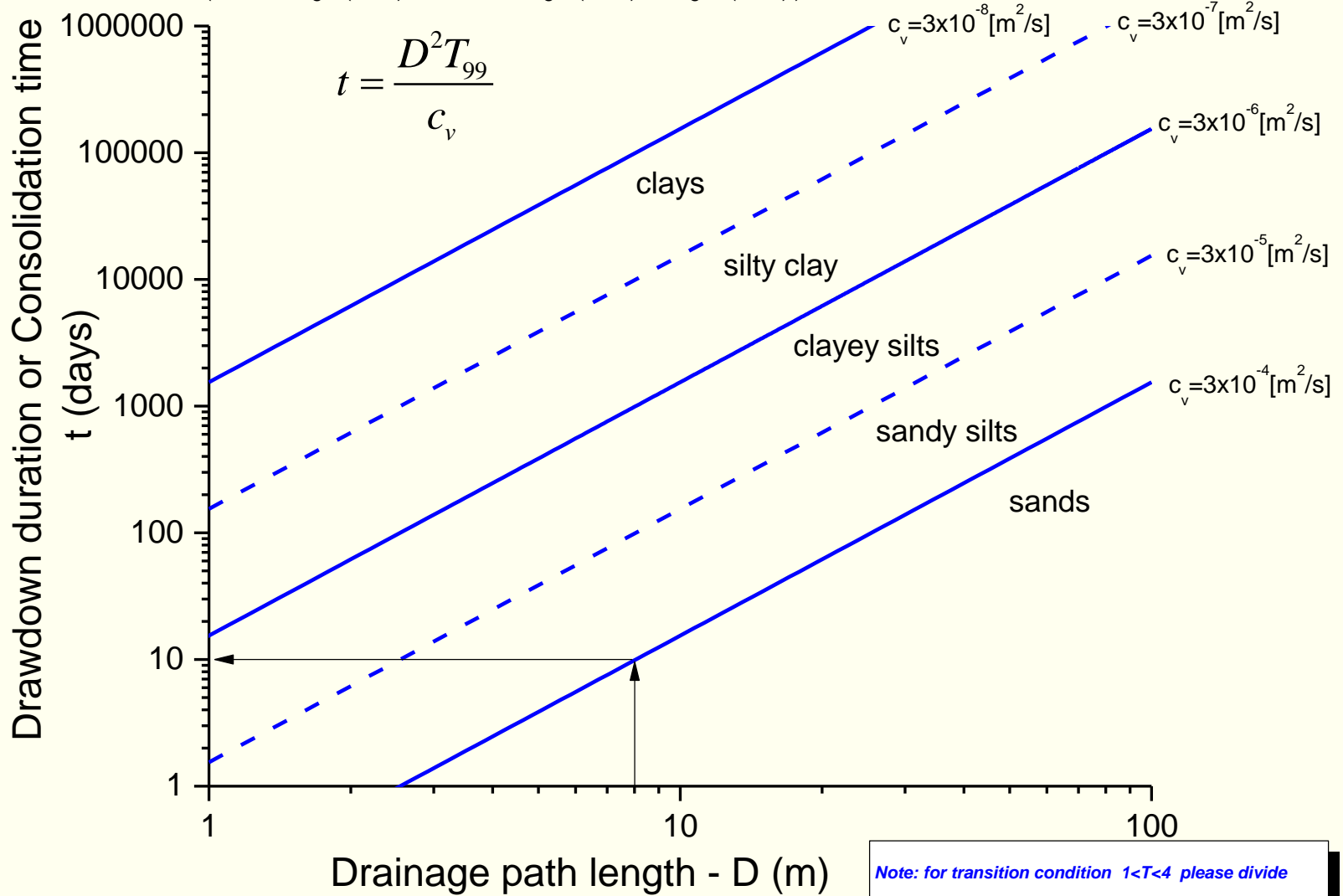
Vedasi i seguenti grafici:

- 1) Tempo (in giorni) per arrivare a condizioni completamente drenate
- 2) Combinazione distanza di drenaggio e tempo per una specifica C_v

Time to 99% of consolidation $T_{99}=4$

By I. Borselli (2017)

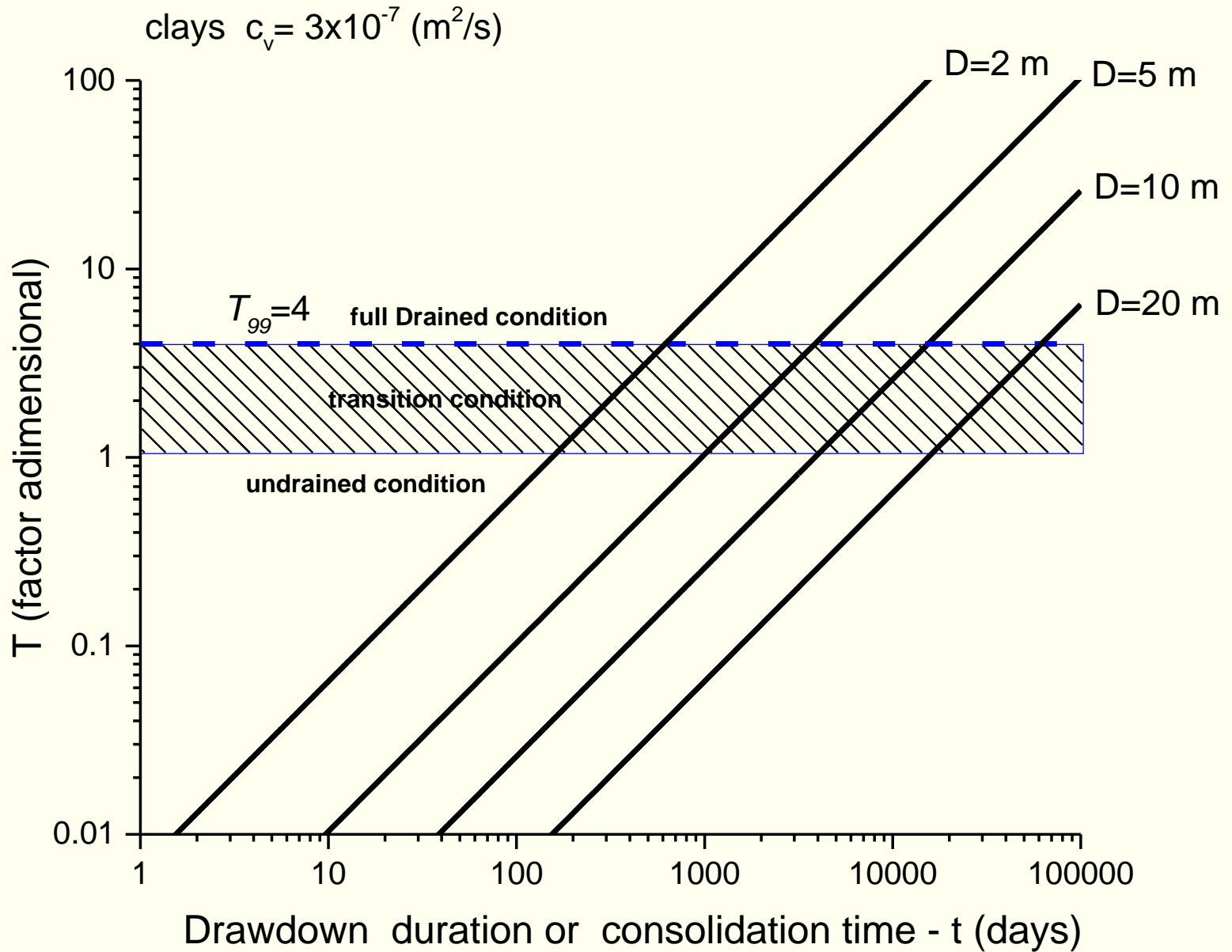
(after Terzaghi (1943), Duncan & Wrigth (1990), Berilgen (2007))



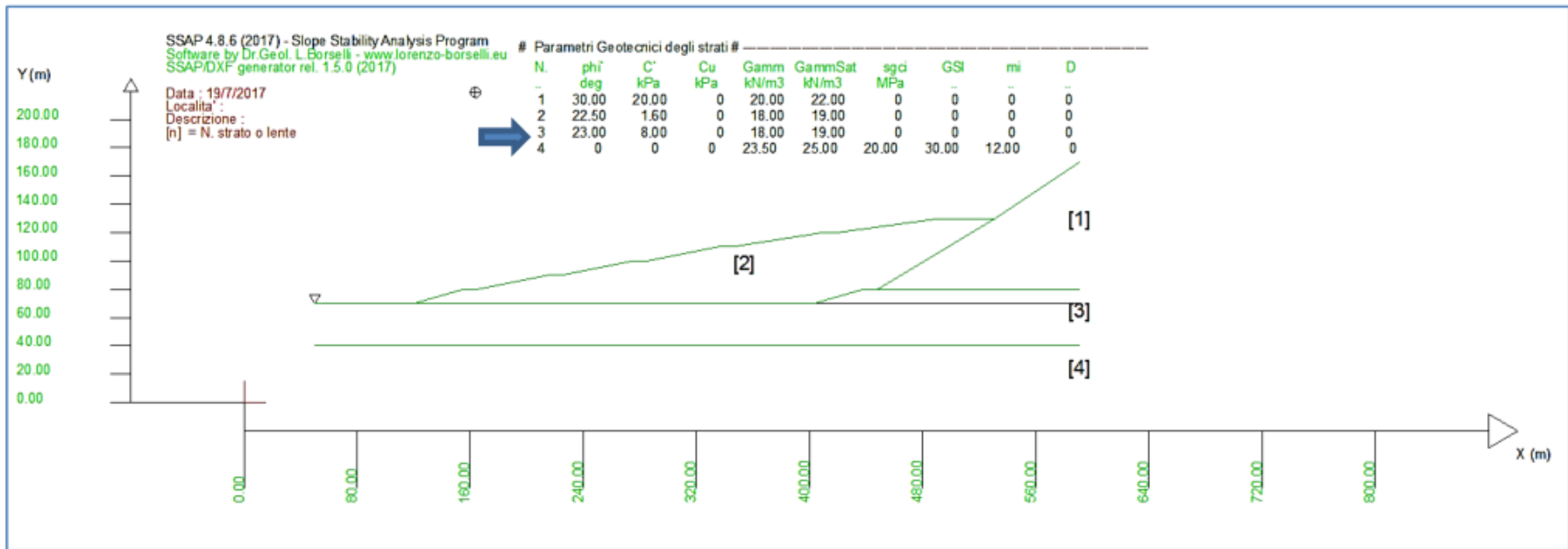
$$t = \frac{D^2 T_{99}}{c_v}$$

Note: for transition condition $1 < T < 4$ please divide t value by appropriate factor. e.g. for $T=1$ divide t by 4

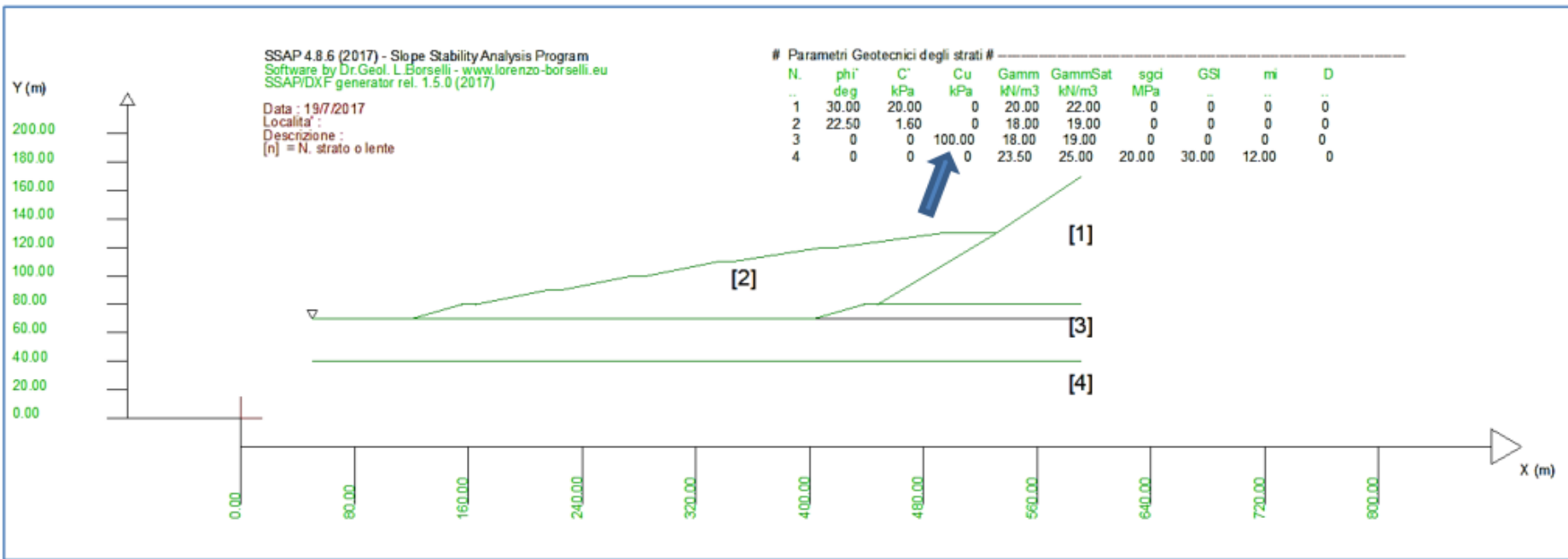
from Duncan et al. (2014) - modified



In figura M.8 abbiamo una ex cava di prestito di inerti con un deposito di sabbie cementate poggianti su uno strato compatto di argille sovraconsolidate sovrastanti una formazione di calcareniti in facies di flysh. Il deposito di argille si trova in condizione di saturazione e la ex cava di inerti si trova in uso come discarica di inerti industriali granulari di natura non contaminante. Nella sezione in figura M.8 lo strato 1 è costituito dal deposito di sabbie cementate, Lo strato 2 è il deposito di inerti, Lo strato 3 sono argille sovraconsolidate mentre lo strato 4 è costituito da calcareniti fratturate.



Cartella esempi corso : **discarica_esempio_ssap_4.8.6**
 Scenario condizione drenate



Scenario substrato condizioni non drenate

Cartella esempi corso : **discarica_esempio_ssap_4.8.6**

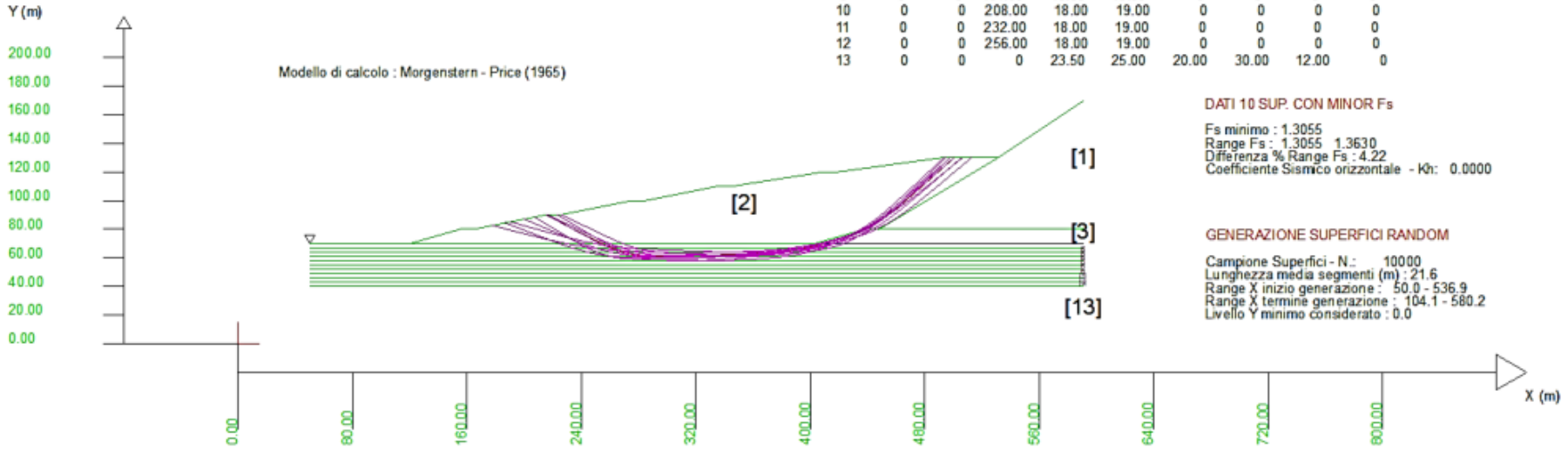
SSAP 4.8.6 (2017) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr. Geol. L. Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 1.5.0 (2017)

Data : 19/7/2017
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Modello di calcolo : Morgenstern - Price (1965)

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi ⁱ deg	C' kPa	Cu kPa	Gamm kN/m ³	GammSat kN/m ³	sgci MPa	GS	mi	D
1	30.00	20.00	0	20.00	22.00	0	0	0	0
2	22.50	1.60	0	18.00	19.00	0	0	0	0
3	0	0	64.00	18.00	19.00	0	0	0	0
4	0	0	75.00	18.00	19.00	0	0	0	0
5	0	0	94.00	18.00	19.00	0	0	0	0
6	0	0	115.00	18.00	19.00	0	0	0	0
7	0	0	137.00	18.00	19.00	0	0	0	0
8	0	0	160.00	18.00	19.00	0	0	0	0
9	0	0	184.00	18.00	19.00	0	0	0	0
10	0	0	208.00	18.00	19.00	0	0	0	0
11	0	0	232.00	18.00	19.00	0	0	0	0
12	0	0	256.00	18.00	19.00	0	0	0	0
13	0	0	0	23.50	25.00	20.00	30.00	12.00	0



DATI 10 SUP. CON MINOR Fs

Fs minimo : 1.3055
 Range Fs : 1.3055 - 1.3630
 Differenza % Range Fs : 4.22
 Coefficiente Sismico orizzontale - Kh: 0.0000

GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM

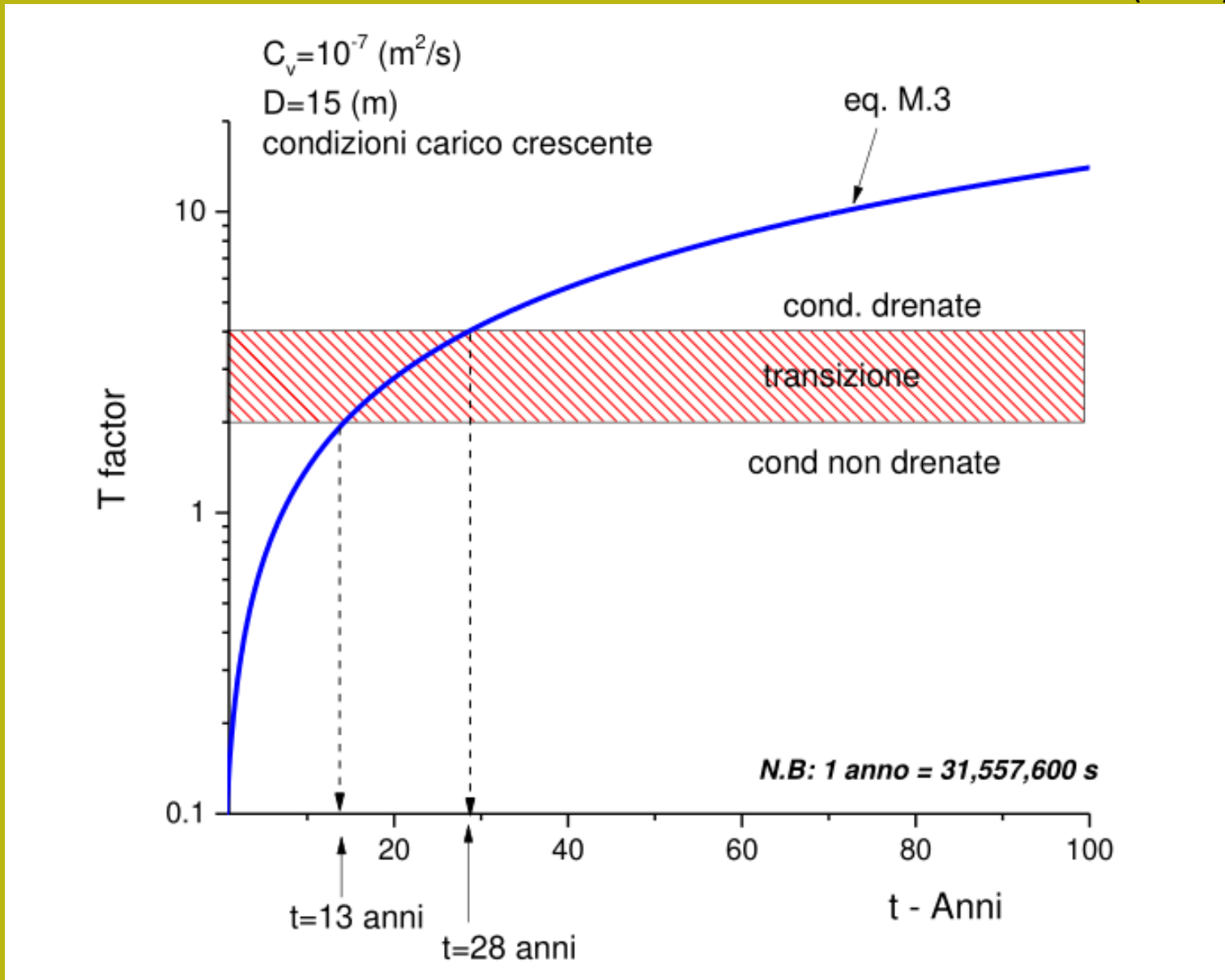
Campione Superfici - N. : 10000
 Lunghezza media segmenti (m) : 21.6
 Range X inizio generazione : 50.0 - 536.9
 Range X termine generazione : 104.1 - 580.2
 Livello Y minimo considerato : 0.0

Scenario substrato condizioni non drenate - modificato con modello SHANSEP

Cartella esempi corso : [discarica_esempio_ssap_4.8.6](#)

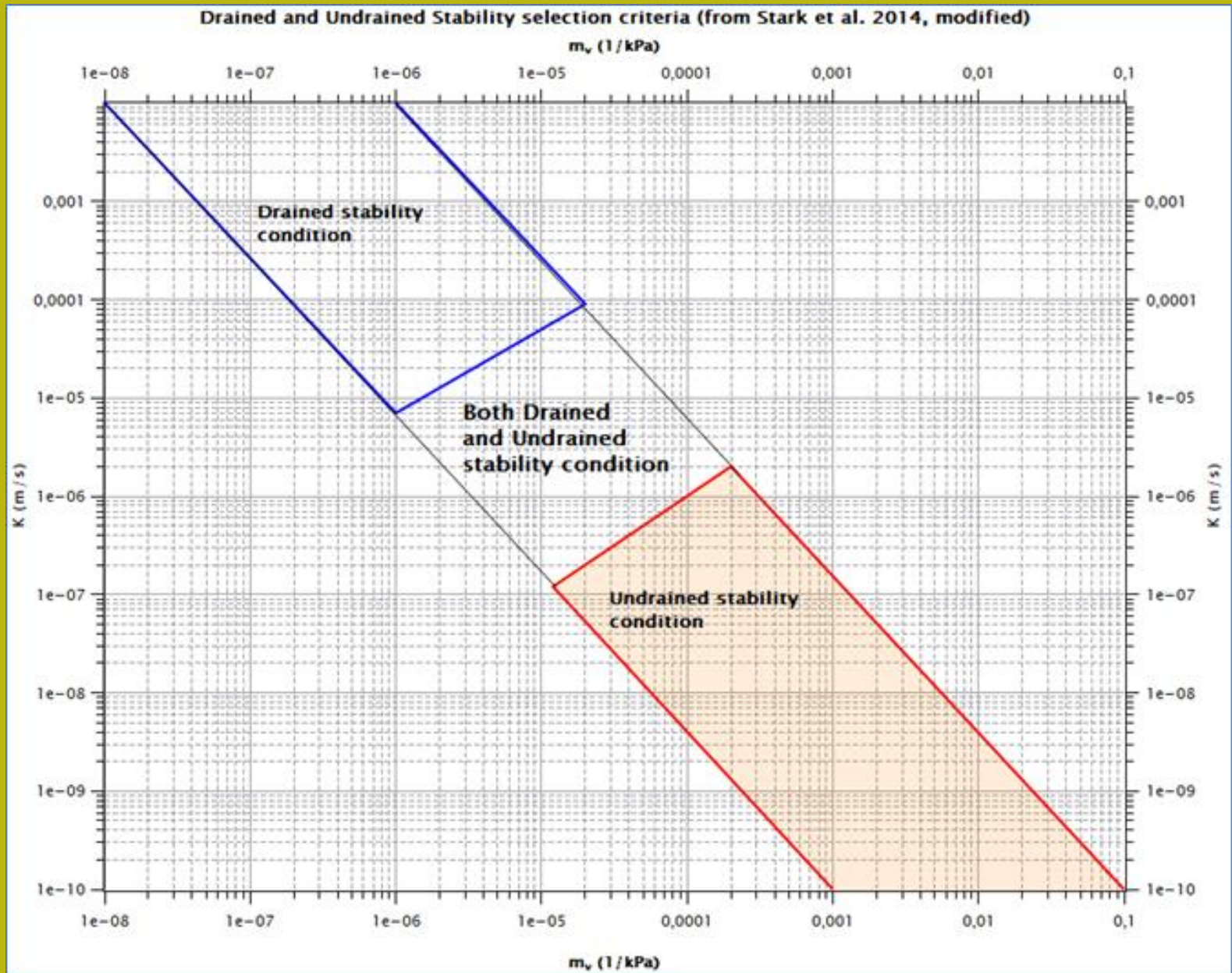
Passaggio graduale da condizioni non drenate a condizioni drenate

Da Manuale SSAP 5.2 - Borselli (2023)



In particolare è necessario porre attenzione ai seguenti punti:

- 1) **Le verifiche in condizioni non drenate non offrono necessariamente sempre condizioni di maggiore stabilità di verifiche in condizioni drenate.**
- 2) È possibile associare a pendii multistrato criteri di rottura diversi per ogni strato, quando e come le situazioni di carico e di consolidazione lo richiedano (Duncan et al., 2014).
- 3) I parametri di resistenza al taglio di ogni strato devono essere ricavati secondo le metodologie correnti (prove di laboratorio e/o prove in situ) tenendo conto della storia tensionale e ovviamente dei criteri di progetto.
- 4) **I valori di resistenza al taglio in condizioni non drenate (criterio di Tresca) possono essere ampiamente sufficienti a garantire stabilità di un pendio per potenziali scivolamenti a basse e medie profondità, ma totalmente insufficienti per movimenti gravitativi a grandi profondità.**
- 5) Per terreni coesivi NC e OC è necessario, per strati di spessore maggiore di 3m, verificare la presenza di un profilo variabile di resistenza al taglio che è possibile ottenere mediante prove di laboratorio o in situ e integrato da modelli del tipo SHANSEP.
- 6) Nel caso di strati di spessore maggiore di 3m è necessario sempre suddividere lo strato in sotto-strati di almeno 3 m e associare a ciascuno di questi un proprio valore di C_u .



Da Stark et. Al. (2014) – Ridisegnato in Borselli (2023)

Presente nel manuale SSAP 5.2 (2023)

In particolare è necessario porre attenzione ai seguenti punti:

- 1) **Le verifiche in condizioni non drenate non offrono necessariamente sempre condizioni di maggiore stabilità di verifiche in condizioni drenate.**
- 2) È possibile associare a pendii multistrato criteri di rottura diversi per ogni strato, quando e come le situazioni di carico e di consolidazione lo richiedano (Duncan et al., 2014).
- 3) I parametri di resistenza al taglio di ogni strato devono essere ricavati secondo le metodologie correnti (prove di laboratorio e/o prove in situ) tenendo conto della storia tensionale e ovviamente dei criteri di progetto.
- 4) **I valori di resistenza al taglio in condizioni non drenate (criterio di Tresca) possono essere ampiamente sufficienti a garantire stabilità di un pendio per potenziali scivolamenti a basse e medie profondità, ma totalmente insufficienti per movimenti gravitativi a grandi profondità.**
- 5) Per terreni coesivi NC e OC è necessario, per strati di spessore maggiore di 3m, verificare la presenza di un profilo variabile di resistenza al taglio che è possibile ottenere mediante prove di laboratorio o in situ e integrato da modelli del tipo SHANSEP.
- 6) Nel caso di strati di spessore maggiore di 3m è necessario sempre suddividere lo strato in sotto-strati di almeno 3 m e associare a ciascuno di questi un proprio valore di C_u .

Permeabilita' e NTC2018 (con supplemento 2019)

Alcune domande:

Come si applicano le permeabilita' (k) nelle NTC2018?

Si devono determinare valori caratteristici di K?

Se si. Come si determinano i valori caratteristici di K ?

Se si. Che criterio usiamo per i valori caratteristici? 5%, media, mediana, 95% della distribuzione cumulata ?

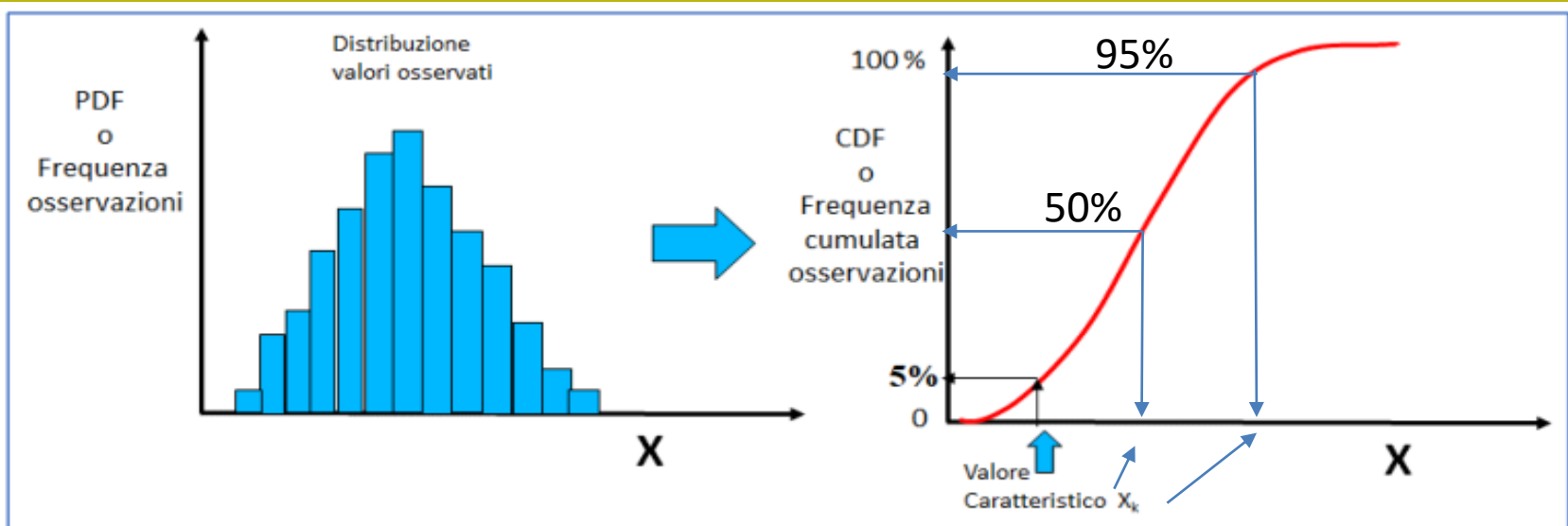


Fig. F.4. identificazione del valore caratteristico come percentile 5% dei valori misurati

Da Borselli (2023) modificato

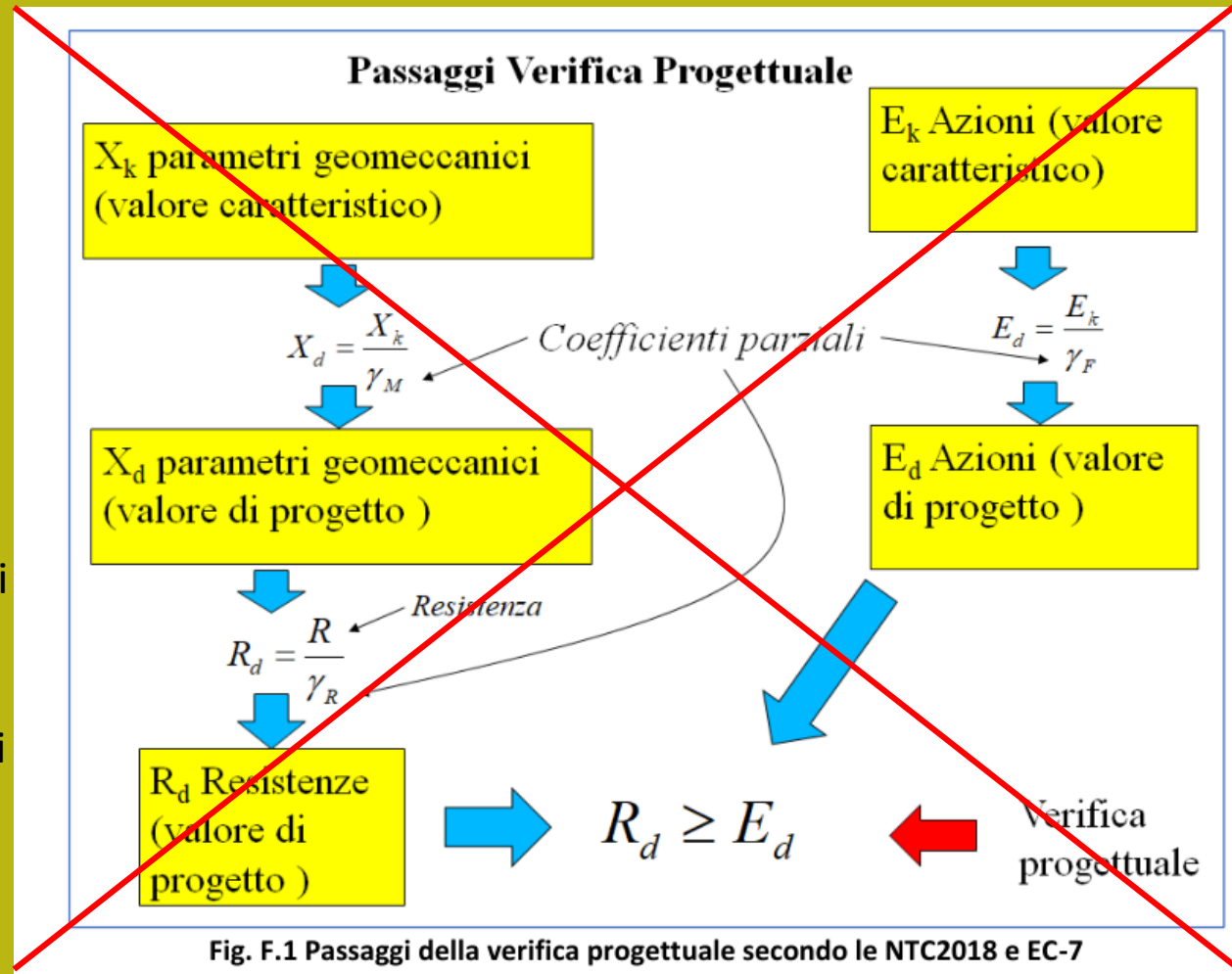
Permeabilita' e NTC2018 (e supplemento 2019)

Non pare che
nelle NTC2018
Dobbiamo usare
Ufficialmente valori
Caratteristici o
Valori ridotti
di progetto
di K.

Pero ad esempio tutti i
parametri della teoria della
Consolidazione
precedentemente menzionati
(k, mv, Cv) sono affetti da
misure e stime molto variabili
Che necessitano una attenta
valutazione.

Quindi la analisi dei percentili
o mediane, o medie puo'
essere utile.

Questo no!



Nel caso della permeabilità K abbiamo spesso che le misure o le stime possono:

- Avere una variazione dell'ordine fino a $COV=200-300\%$ o più
- Variazioni di 1 o 2 ordini di grandezza (es. variabile tra 10^{-3} a 10^{-5} m/s)
- Distribuzioni di misure non necessariamente gaussiane (curva a campana).

E' poi importante considerare che :

- Per alcune applicazioni specifiche sono più cautelativi i valori alti di K (quindi il 95%) della distribuzione
- Per altre applicazioni è più cautelativo il 5% (quindi valori bassi di K).
- Il progettista potrebbe quindi scegliere il valore più appropriato e conveniente entro una terna di valori di K

Vediamo un esempio pratico di misure effettuate in un corpo arginale o stimate nella zona di fondazione dell'argine

Sondaggio (n°)	Intervallo Prova (m dal p.c.)	Coeff. Permeabilità (cm/sec)	Litologia	k(m/s)	log10 K(m/s)	riporto arginale	percentile 95% log10(k)	percentile 95% k (m/s)	valore permeabilità di progetto riporto arginal
S1	1.5 - 3.0	1.20E-04	Riporti limoso sabbiosi	1.20E-06	-5.920818754	1.20E-06	-5.920818754	3.20E-04	
S2	3.0 - 5.0	1.10E-04	Riporti costituiti da sabbie medie e fini limose	1.10E-06	-5.958607315	3.60E-07	-6.443697499	1.10E-06	
S3	1.5 - 3.5	3.60E-05	Riporti costituiti da Sabbie medio fini limose	3.60E-07	-6.443697499	3.20E-04	-3.494850022	3.20E-04	
S4	3.0 - 4.5	8.60E-05	Riporti costituiti da ghiaie in matrice sabbioso limosa	8.60E-07	-6.065501549	6.80E-05	-4.167491087	1.10E-06	
S4	1.5 - 3.0	3.20E-02	Riporti costituiti da ghiaie e sabbie	3.20E-04	-3.494850022	2.30E-05	-4.638272164	4.03E-07	
S7	1.4 - 3.0	6.80E-03	Riporti costituiti da ghiaie e sabbie	6.80E-05	-4.167491087	3.60E-07	-6.443697499	1.10E-06	
S9	1.5 - 3.0	2.30E-03	Riporti costituiti da ghiaie e scarsa sabbia	2.30E-05	-4.638272164	1.20E-06	-5.920818754	1.20E-06	
S3	1.5 - 3.5	3.60E-05	Riporti costituiti da Sabbie medio fini limose	3.60E-07	-6.443697499	3.60E-07	-6.443697499	3.60E-07	
S2	3.0 - 5.0	1.10E-04	Riporti costituiti da sabbie medie e fini limose	1.10E-06	-5.958607315	1.10E-06	-5.958607315	1.10E-06	
S1	1.5 - 3.0	1.20E-04	Riporti limoso sabbiosi	1.20E-06	-5.920818754	1.20E-06	-5.920818754	1.20E-06	
S9	1.5 - 3.0	2.30E-03	Riporti costituiti da ghiaie e scarsa sabbia	2.30E-05	-4.638272164	2.30E-05	-4.638272164	2.30E-05	
S7	1.4 - 3.0	6.80E-03	Riporti costituiti da ghiaie e sabbie	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	
S4	1.5 - 3.0	3.20E-02	Riporti costituiti da ghiaie e sabbie	3.20E-04	-3.494850022	3.20E-04	-3.494850022	3.20E-04	
S9	4.5 - 6.0	3.40E-06	Limi argillosi (da 4,0 a 4,8 inglobanti ghiaie e sabbie)	3.40E-08	-7.468521083	3.40E-08	-7.468521083	6.80E-05	
S4	3.0 - 4.5	8.60E-05	Ghiaie e sabbie da 4,1; sopra riporti costituiti ancora da ghiaie	8.60E-07	-6.065501549	8.60E-07	-6.065501549	4.80E-06	
S2	4.5 - 7.2	4.80E-04	Da 5,0 entro le ghiaie e sabbie; sopra riporti sabbioso limosi	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06	
S7	4.6 - 6.3	6.30E-03	Limi sabbiosi ma gli ultimi 0,4 m in ghiaie e sabbie	6.30E-05	-4.200659451	6.30E-05	-4.200659451	3.40E-08	
S2	4.5 - 5.0	6.80E-03	Sabbie medie limose; alla base ghiaie e sabbie	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	
S7	4.6 - 6.3	6.30E-03	Limi sabbiosi ma gli ultimi 0,4 m in ghiaie e sabbie	6.30E-05	-4.200659451	6.30E-05	-4.200659451	6.30E-05	
S9	4.5 - 6.0	3.40E-06	Limi argillosi (da 4,0 a 4,8 inglobanti ghiaie e sabbie)	3.40E-08	-7.468521083	3.40E-08	-7.468521083	3.40E-08	
S2	4.5 - 7.2	4.80E-04	Da 5,0 entro le ghiaie e sabbie; sopra riporti sabbioso limosi	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06	
S2	4.5 - 5.0	6.80E-03	Sabbie medie limose; alla base ghiaie e sabbie	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	

Sondaggio (n°)	Intervallo Prova (m dal p.c.)	Coeff. Permeabilità (cm/sec)	Litologia	k(m/s)	log10 K(m/s)	percentile 95% log10(k)	percentile 95% k (m/s)	valore di progetto di permeabilità' fondazione arginale
S3	1.5 - 3.5	3.60E-05	Riporti costituiti da Sabbie medio fini limose	3.60E-07	-6.443697499	3.60E-07	-6.443697499	3.60E-07
S2	3.0 - 5.0	1.10E-04	Riporti costituiti da sabbie medie e fini limose	1.10E-06	-5.958607315	1.10E-06	-5.958607315	1.10E-06
S1	1.5 - 3.0	1.20E-04	Riporti limoso sabbiosi	1.20E-06	-5.920818754	1.20E-06	-5.920818754	1.20E-06

Sondaggio (n°)	Intervallo Prova (m dal p.c.)	Coeff. Permeabilità (cm/sec)	Litologia	k(m/s)	log10 K(m/s)	percentile 95% log10(k)	percentile 95% k (m/s)	valore di progetto di permeabilità' fondazione arginale
S9	1.5 - 3.0	2.30E-03	Riporti costituiti da ghiaie e scarsa sabbia	2.30E-05	-4.638272164	2.30E-05	-4.638272164	2.30E-05
S7	1.4 - 3.0	6.80E-03	Riporti costituiti da ghiaie e sabbie	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05
S4	1.5 - 3.0	3.20E-02	Riporti costituiti da ghiaie e sabbie	3.20E-04	-3.494850022	3.20E-04	-3.494850022	3.20E-04

		da prove lfrac		fondazione profonda argine		percentile 95% log10(k)	percentile 95% k (m/s)	valore di progetto di permeabilità' fondazione arginale
Sondaggio (n°)	Intervallo Prova (m dal p.c.)	Coeff. Permeabilità (cm/sec)	Litologia	k(m/s)	log10 K(m/s)	percentile 95% log10(k)	percentile 95% k (m/s)	valore di progetto di permeabilità' fondazione arginale
S9	4.5 - 6.0	3.40E-06	Limi argillosi (da 4,0 a 4,8 inglobanti ghiaie e sabbie)	3.40E-08	-7.468521083	3.40E-08	-7.468521083	6.80E-05
S4	3.0 - 4.5	8.60E-05	Ghiaie e sabbie da 4,1; sopra riporti costituiti ancora da ghiaie	8.60E-07	-6.065501549	8.60E-07	-6.065501549	4.80E-06
S2	4.5 - 7.2	4.80E-04	Da 5,0 entro le ghiaie e sabbie; sopra riporti sabbioso limosi	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06
S7	4.6 - 6.3	6.30E-03	Limi sabbiosi ma gli ultimi 0,4 m in ghiaie e sabbie	6.30E-05	-4.200659451	6.30E-05	-4.200659451	3.40E-08
S2	4.5 - 5.0	6.80E-03	Sabbie medie limose; alla base ghiaie e sabbie	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05
S7	4.6 - 6.3	6.30E-03	Limi sabbiosi ma gli ultimi 0,4 m in ghiaie e sabbie	6.30E-05	-4.200659451	6.30E-05	-4.200659451	6.30E-05
S9	4.5 - 6.0	3.40E-06	Limi argillosi (da 4,0 a 4,8 inglobanti ghiaie e sabbie)	3.40E-08	-7.468521083	3.40E-08	-7.468521083	3.40E-08
S2	4.5 - 7.2	4.80E-04	Da 5,0 entro le ghiaie e sabbie; sopra riporti sabbioso limosi	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06	-5.318758763	4.80E-06
S2	4.5 - 5.0	6.80E-03	Sabbie medie limose; alla base ghiaie e sabbie	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05	-4.167491087	6.80E-05

Caso di prove Lfrac a carico variable effettuate su il riporto di un corpo arginale (ghiaie sabbioso limose)
 E sul primo strato di fondazione (limi argillosi e ghiaie sabbiose)

N.B. Viene applicata statistica non parametrica sui gruppi di valori Log10(K) per i calcoli dei percentili
 I risultati finali sono poi contro-trasformati in valori di K in (m/s)

da prove lefranc

riporto arginale		percentile 95% log10(k)	percentile 95% k (m/s)	
k(m/s)	log10 K(m/s)	-3.494850022	3.20E-04	valore permeabilita' di progetto riporto arginal
1.20E-06	-5.920818754	Mediana	mediana k(m/s)	
1.10E-06	-5.958607315	-5.958607315	1.10E-06	
3.60E-07	-6.443697499	percentile 5% log10(k)	percentile 5% k (m/s)	
8.60E-07	-6.065501549	-6.395188481	4.03E-07	
3.20E-04	-3.494850022			
6.80E-05	-4.167491087			
2.30E-05	-4.638272164			
3.60E-07	-6.443697499			
1.10E-06	-5.958607315			
1.20E-06	-5.920818754			
2.30E-05	-4.638272164			
6.80E-05	-4.167491087			
3.20E-04	-3.494850022			

N.B..

- 1) I percentili sono calcolati a partire dai Log10 del valore di K
- 2) I percentili ottenuti sono poi riconvertiti in valori di K
- 3) Ai fini di progetto puo' essere utile considerare per maggiore cautela il 95% di K ottenuto

da prove lefranc

fondazione profonda argine		percentile 95% log10(k)	percentile 95% k (m/s)	
k(m/s)	log10 K(m/s)	-4.167491087	6.80E-05	valore di progetto di permeabilita' fondazione argine
3.40E-08	-7.468521083	Mediana	mediana k(m/s)	
8.60E-07	-6.065501549	-5.318758763	4.80E-06	
4.80E-06	-5.318758763	percentile 5% log10(k)	percentile 5% k (m/s)	
6.30E-05	-4.200659451	-7.468521083	3.40E-08	
6.80E-05	-4.167491087			
6.30E-05	-4.200659451			
3.40E-08	-7.468521083			
4.80E-06	-5.318758763			
6.80E-05	-4.167491087			



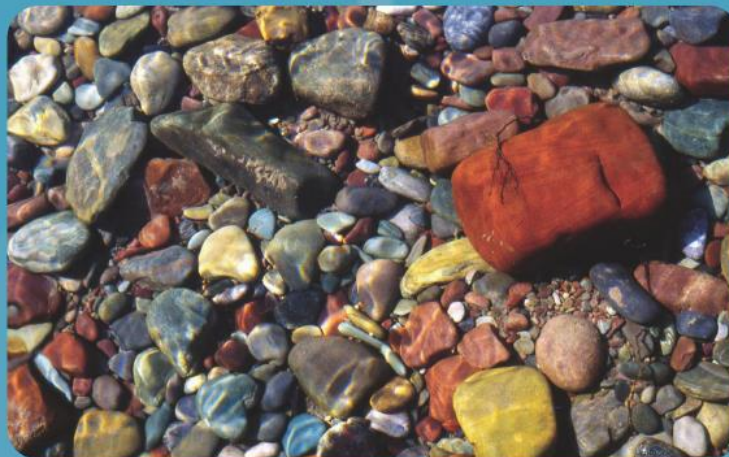
Groundwater Learning for Everyone Everywhere

Online books and educational materials free of charge

<https://gw-project.org/>

Un ottimo libro (in PDF) per il download gratuito che descrive le
Proprietà idrogeologiche dei geomateriali e dei flussi negli acquiferi

<https://gw-project.org/books/hydrogeologic-properties-of-earth-materials-and-principles-of-groundwater-flow/>



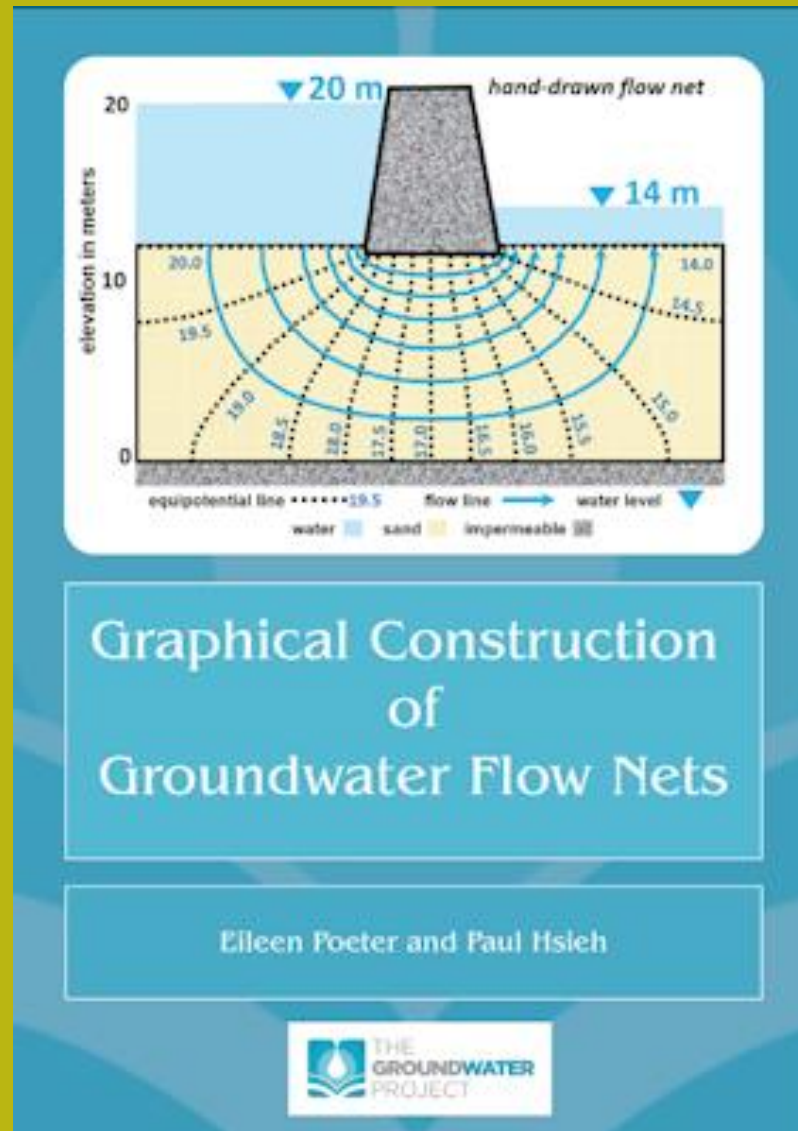
Hydrogeologic Properties
of Earth Materials
and
Principles of
Groundwater Flow

William W. Woessner and Eileen P. Poeter



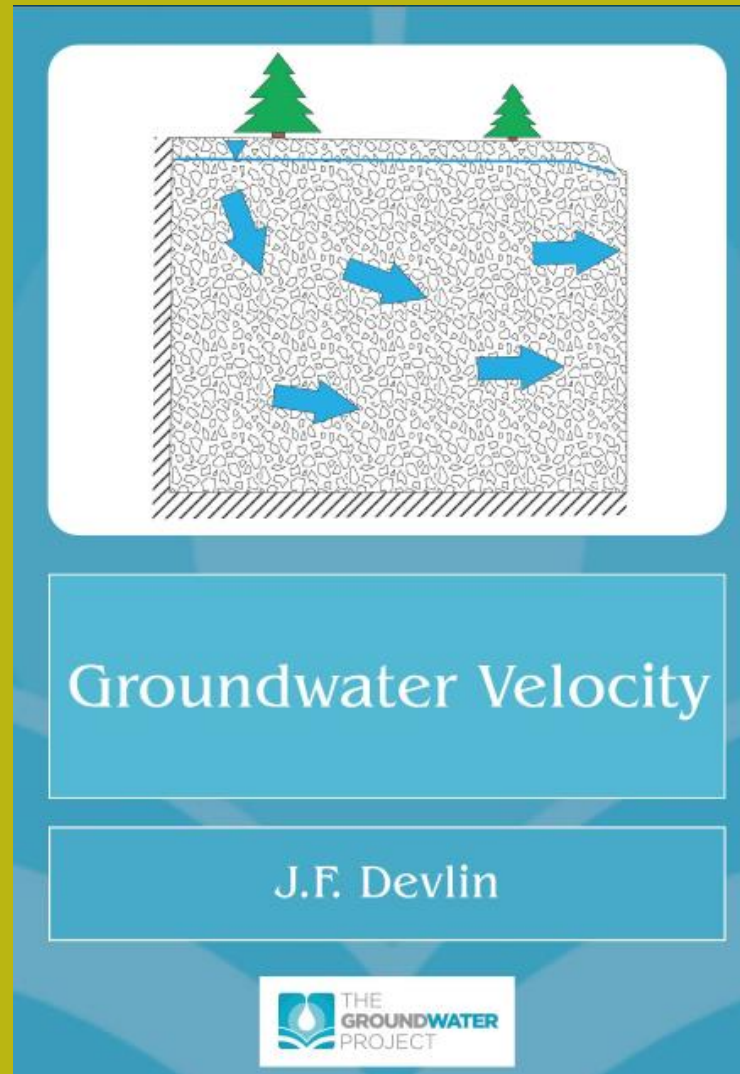
Un ottimo libro (in PDF) per il download gratuito che descrive il metodo di costruzione dei **Flow Nets e calcolo dei parametri importanti**

<https://gw-project.org/books/graphical-construction-of-groundwater-flow-nets/>



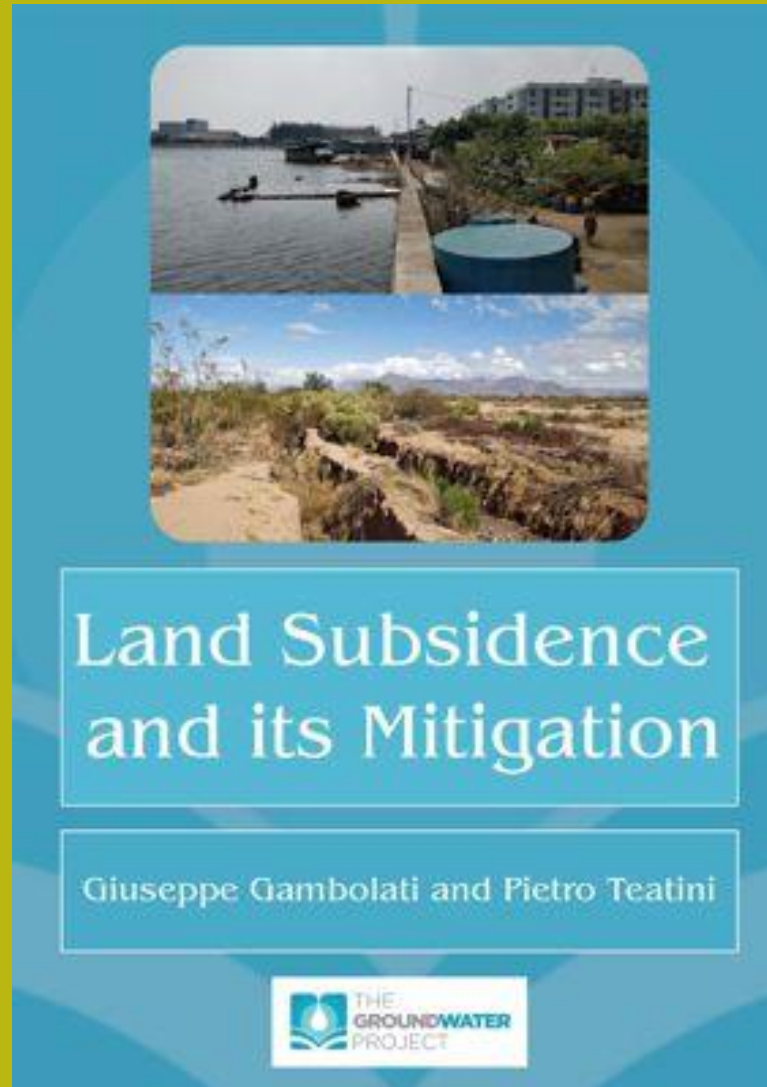
Un ottimo libro (in PDF) per il download gratuito che descrive il metodo di calcolo delle velocità di flusso di acquiferi e flow net

<https://gw-project.org/books/groundwater-velocity/>



Un ottimo libro (in PDF) per il download gratuito che descrive i problemi di **subsidenza, la relativa modellistica e strategia di mitigazione**

<https://gw-project.org/books/land-subsidence-and-its-mitigation/>



PARTE III

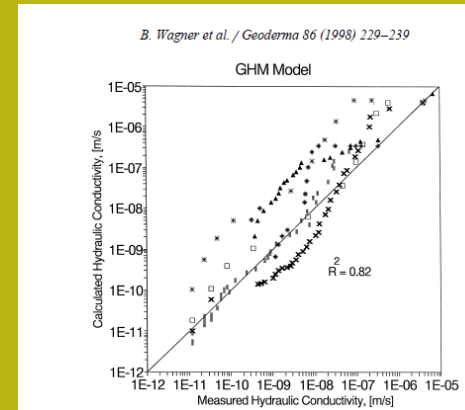
Stime di Ks (e K) da PTF (*Pedological Transfer Functions*)

Esiste una enorme letteratura su PTF per la stima di parametri idraulici dei suoli con modelli statisticamente derivati.

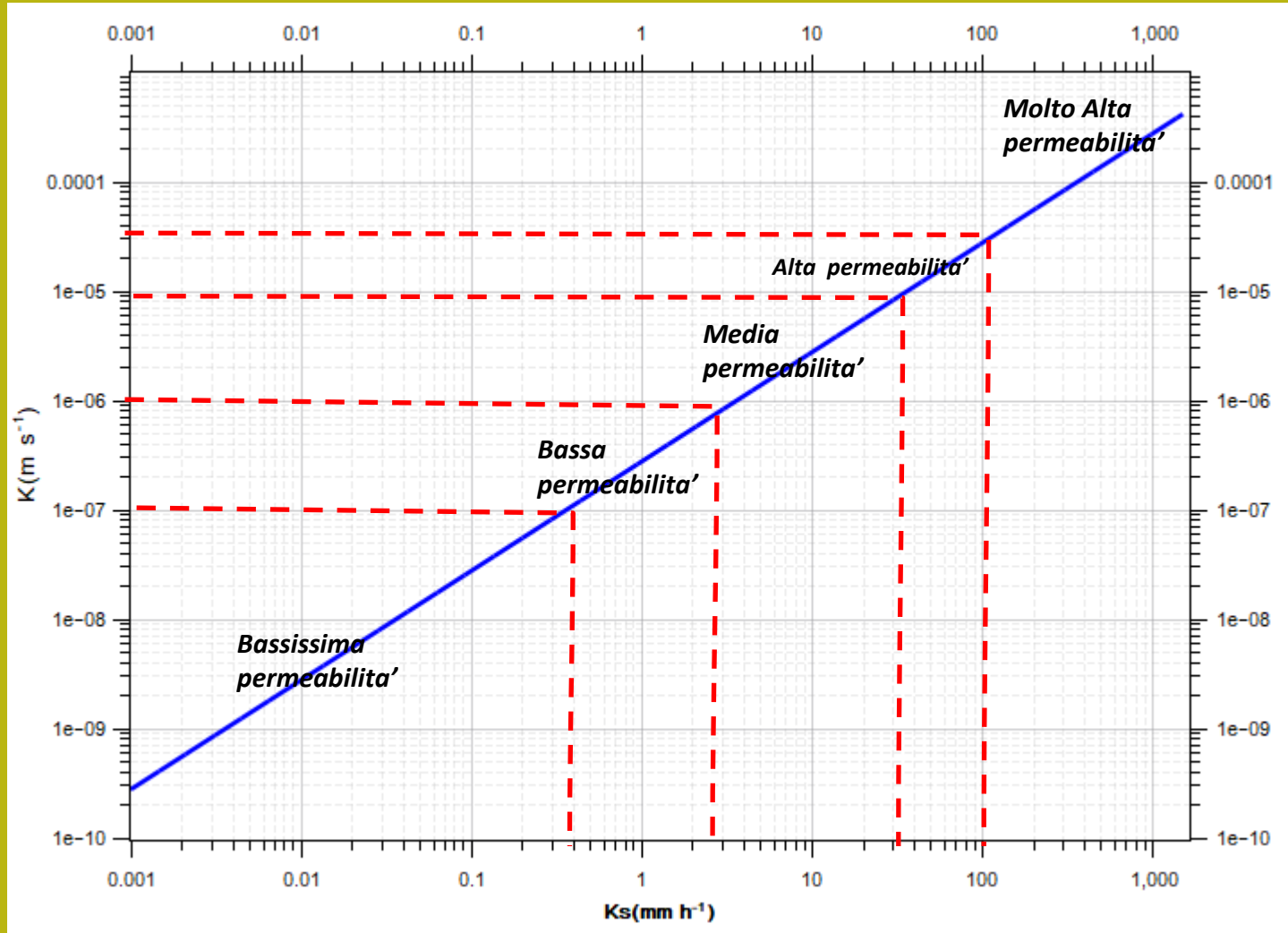
Questa vastissima letteratura e i principali risultati sono spesso condensati in alcuni lavori di riferimento che periodicamente appaiono, oppure in alcuni software o codici di calcolo che implementano questi modelli statistici e ne permettono la stima all'utente finale.

Bisogna comunque fare sempre attenzione a:

- Rilevanza scientifica del lavoro citato
- Campo di applicabilità del modello proposto ampiezza della base di dati sperimentali misurati, utilizzati per calibrazione del modello
- Compatibilità del modello predittivo con i dati disponibili all'utente
- Considerare validità dell'approccio statistico, o algoritmo, utilizzato per la stima di K o Ks
- Fare attenzione ai punti indicati in precedenza sulla stima semplificata di K per terreni a bassa permeabilità' (es. arrotondamento cifre dei coefficienti delle equazioni).



Conversione da conducibilita' satura (**suoli superficiali**) K_s (mm/h) a Conducibilita' idraulica classica in K (m/s)



Formula di Conversione



$$K(m/s) = \frac{K_s(mm/h)}{3.6 \times 10^6}$$



Fattore di conversione

Un semplice... e Famoso esempio che viene riportato anche da Minasny & McBratney (2000).



Brakensiek *et al.* (1984):

$$K_s = 10 \exp[19.52348 \phi - 8.96847 - 0.028212 P_{<2} + 0.00018107(P_{50-2000})^2 - 0.0094125 (P_{<2})^2 - 8.395215 \phi^2 + 0.077718 P_{50-2000} \phi - 0.00298(P_{50-2000})^2 \phi^2 - 0.019492(P_{<2})^2 \phi^2 + 0.0000173(P_{50-2000})^2 P_{<2} + 0.02733(P_{<2})^2 \phi + 0.001434 (P_{50-2000})^2 \phi - 0.0000035(P_{<2})^2 P_{50-2000}] \quad (16)$$

%in peso frazione < 0.002 mm (argilla)

%in peso frazione 0.05-2.0 mm (limo + sabbia. In scienze del suolo)

bulk density (ρ_b , Mg/m³)
porosity (ϕ , m³/m³), calculated as $\phi = 1 - \rho_b/\rho_s$ where ρ_s is the soil particle density, if no measurement was available we used 2.65 Mg/m³)

Minasny & McBratney (2000).

Table 2. Summary of physical properties of the soil used in this paper

Property	Units	Prediction ($n = 462$)				Validation ($n = 199$)			
		Min.	Max.	Mean	s.d.	Min.	Max.	Mean	s.d.
ρ_b	(Mg/m ³)	0.57	1.80	1.45	0.23	0.71	1.88	1.36	0.18
ϕ	(m ³ /m ³)	0.32	0.78	0.45	0.09	0.29	0.73	0.49	0.07
Clay	(dag/kg)	5.00	75.00	31.00	16.92	1.00	59.00	28.72	14.51
Silt	(dag/kg)	1.00	53.00	16.64	10.19	2.00	77.00	23.20	10.34
Sand	(dag/kg)	11.00	93.00	51.78	19.62	7.00	94.00	48.10	21.02
$\ln d_g$	ln (mm)	-5.74	0.06	-3.46	1.17	-5.26	-0.55	-3.67	1.15
σ_g	(mm)	4.56	21.91	11.18	3.07	3.30	19.82	9.81	3.25
D_1		2.63	3.56	3.04	0.19	2.54	3.52	3.11	0.24
D_2		2.51	2.96	2.80	0.09	2.42	2.92	2.79	0.10
D_3		2.79	2.99	2.93	0.04	2.74	2.97	2.92	0.04
ϕ_e	(m ³ /m ³)	0.00	0.34	0.12	0.07	0.01	0.27	0.11	0.06
$\ln K_s$	ln (mm/h)	-5.17	9.53	2.24	2.76	-1.24	8.11	3.57	1.75

Ci sono anche equazioni come questa e molte altre:

Cosby *et al.* (1984):

$$K_s = 25.4 \times 10^{(-0.6 + 0.012 P_{50-2000} - 0.0064 P_{<2})} \quad (R^2 = 0.872, n = 1448)$$

Stima di K_s e net capillary drive G con l'interfaccia al codice ROSETTA versione 3 di (Zhang & Schaap, 2017) (uso di algoritmi basati su apprendimento a reti neurali).

<https://www.handbook60.org/rosetta/>

Rosetta

Estimate unsaturated soil hydraulic parameters from soil characterization data

Version

Return

Data Count

sand, silt, clay required; others optional type or ctrl-v to paste

	Sand %	Silt %	Clay %	ρ_b (g/cm ³)	th33	th1500
1	20	35	45	1.45		

N.B.: I dati dalla granulometria sono obbligatori, gli altri opzionali

Esempi di output del codice Rosetta versione 3 (Zhang & Schaap, 2017)

Rosetta version: 3

Suolo argilloso blando

Download CSV Copy to clipboard

	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	ρ_b (g/cm ³)	th33	th1500	Model Code	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (cm/d)
1	20	35	45	1.45	-9.9	-9.9	3	0.1224	0.4410	0.0077	1.2978	7.5255

$$K_s(\text{mm/h}) = K_s(\text{cm/d}) / 2.4$$

$$K_s(\text{m/s}) = K_s(\text{cm/d}) / (20.736 \times 10^6)$$

$$G \text{ (net capillary drive, mm)} = 10 / \alpha$$

$$K_s(\text{mm/h}) = 3.13$$

$$K_s(\text{m/s}) = 8.7 \times 10^{-7}$$

$$G \text{ (mm)} = 1428.5$$

Rosetta version: 3

Suolo argilloso consolidato (non microfratturato)

Download CSV Copy to clipboard

	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	ρ_b (g/cm ³)	th33	th1500	Model Code	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (cm/d)
1	15	45	40	2	-9.9	-9.9	3	0.1223	0.2911	0.0068	1.1894	0.4263

$$K_s(\text{mm/h}) = 0.17$$

$$K_s(\text{m/s}) = 4.9 \times 10^{-8}$$

$$G \text{ (mm)} = 1470.6$$

<https://www.handbook60.org/rosetta/>

Esempi con suoli sabbiosi:

Rosetta version: 3

Suolo sabbioso limoso

Download CSV

Copy to clipboard

	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	ρ_b (g/cm ³)	th33	th1500	Model Code	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (cm/d)
1	60	35	5	1.55	-9.9	-9.9	3	0.0552	0.3516	0.0145	1.4954	37.0855

K_s (mm/h)=15.45

K_s (m/s)= 4.3×10^{-6}

G (mm)=689.6

Rosetta version: 3

Suolo sabbioso sciolto

Download CSV

Copy to clipboard

	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	ρ_b (g/cm ³)	th33	th1500	Model Code	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	K_{sat} (cm/d)
1	80	15	5	1.35	-9.9	-9.9	3	0.0584	0.4075	0.0206	1.7427	182.4964

K_s (mm/h)=76.03

K_s (m/s)= 2.1×10^{-5}

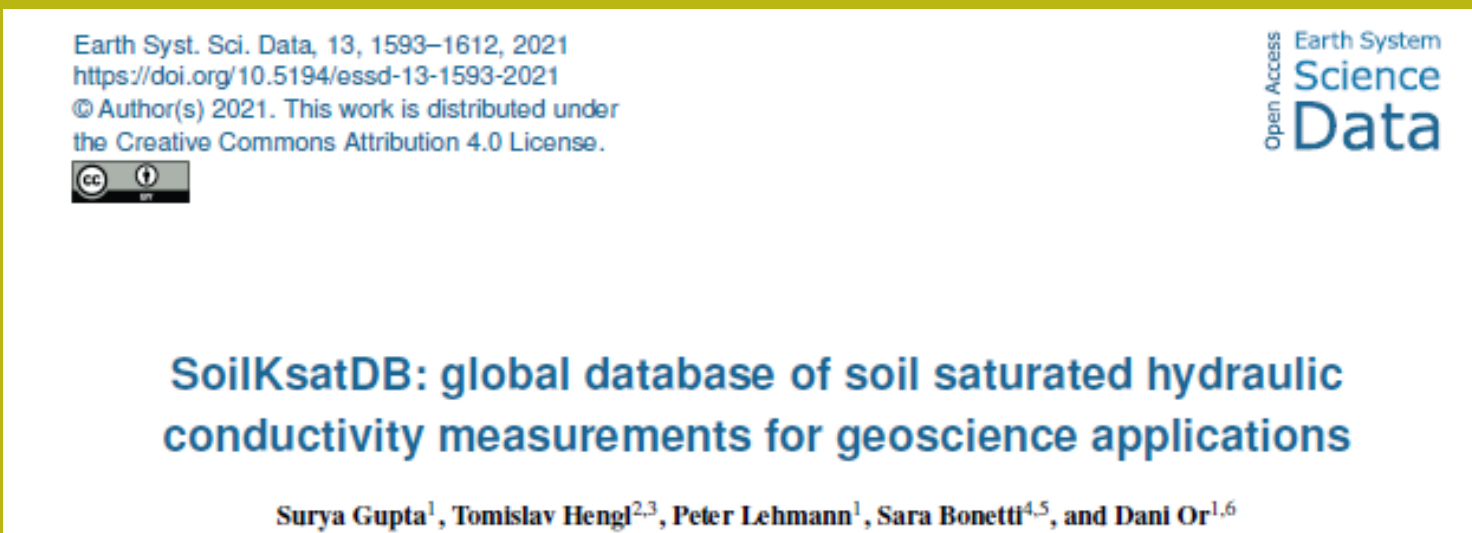
G (mm)=485

<https://www.handbook60.org/rosetta/>



I metodi basati su ANN (o se volte poi su IA possono essere molto potenti e facili da usare, qualora abbiamo una interfaccia utente che permetta di usarli. Infatti molti di questi metodi non hanno una semplice equazione predittiva che permette di ottenere il risultato una volta disponibili i dati di input che vengono richiesti.. (vedi il caso ROSETTA).

Ma rimane una domanda da di fondo, quanto sono affidabili questi metodi di stima ?

Vediamo in maniera succinta quanto riportato da un interessante articolo (Gupta et al. 2021):



Earth Syst. Sci. Data, 13, 1593–1612, 2021
<https://doi.org/10.5194/essd-13-1593-2021>
© Author(s) 2021. This work is distributed under the Creative Commons Attribution 4.0 License.



SoilKsatDB: global database of soil saturated hydraulic conductivity measurements for geoscience applications

Surya Gupta¹, Tomislav Hengl^{2,3}, Peter Lehmann¹, Sara Bonetti^{4,5}, and Dani Or^{1,6}

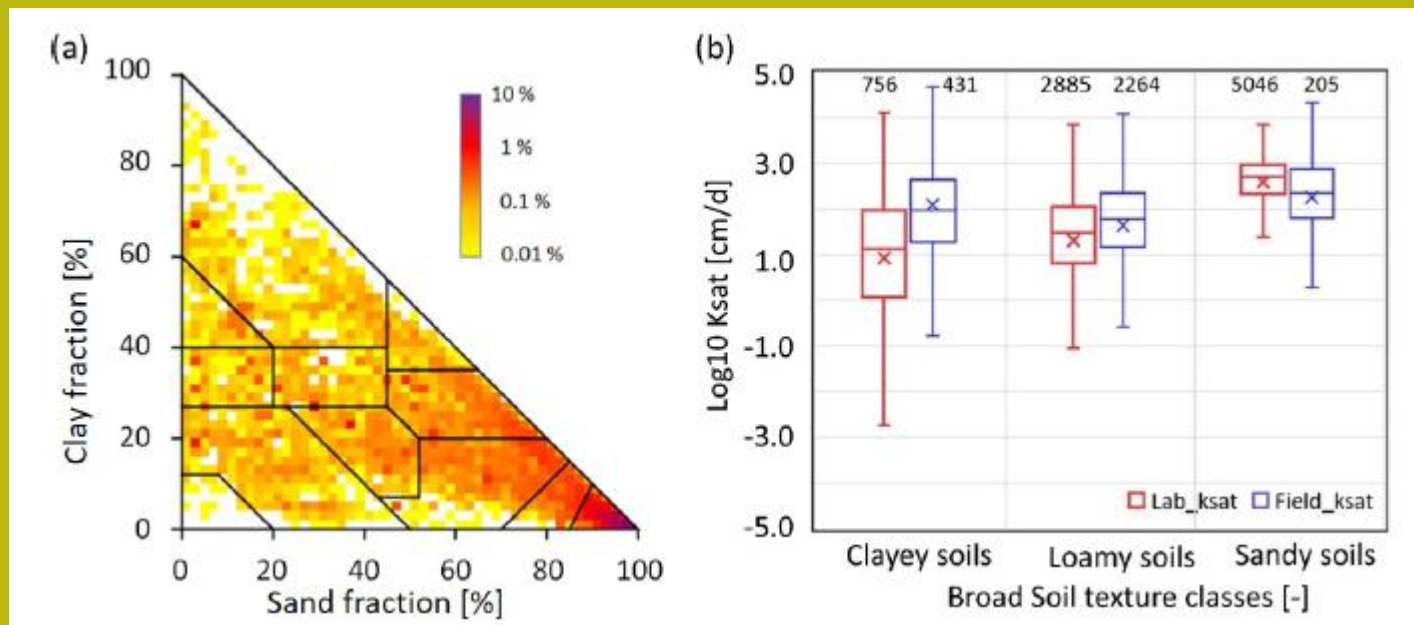
Gupta et al. (2021) hanno messo insieme oltre 13000 misure di Ks effettuate in oltre 1900 siti nel mondo, associate a parametri fisici di base e della struttura del suolo, pubblicate in riviste scientifiche negli ultimi 60 anni.

Insieme a misure di Ks altri parametri come densità, dati granulometrici, carbonio organico, contenuto idrico, contenuto idrico a saturazione e a punto di appassimento(-1500 kPa).

Algoritmo usato: **random forest machine learning algorithm**

La base di dati e' disponibile qui: <https://doi.org/10.5281/zenodo.3752721> (Gupta et al., 2020).

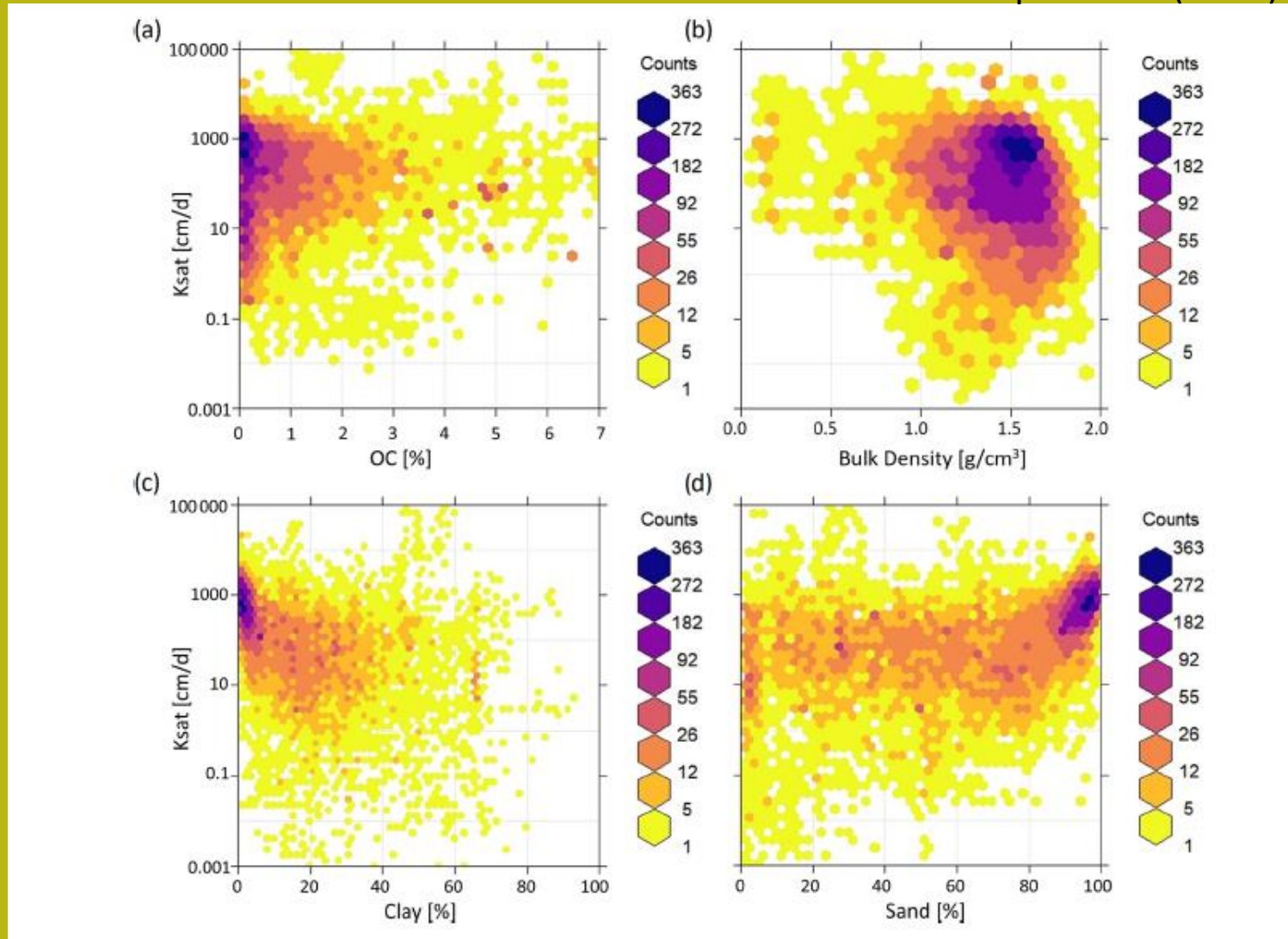
Dispersione dati i input utilizzati



Questi i principali risultati:

Correlazioni parziali

Da Gupta et al. (2021)



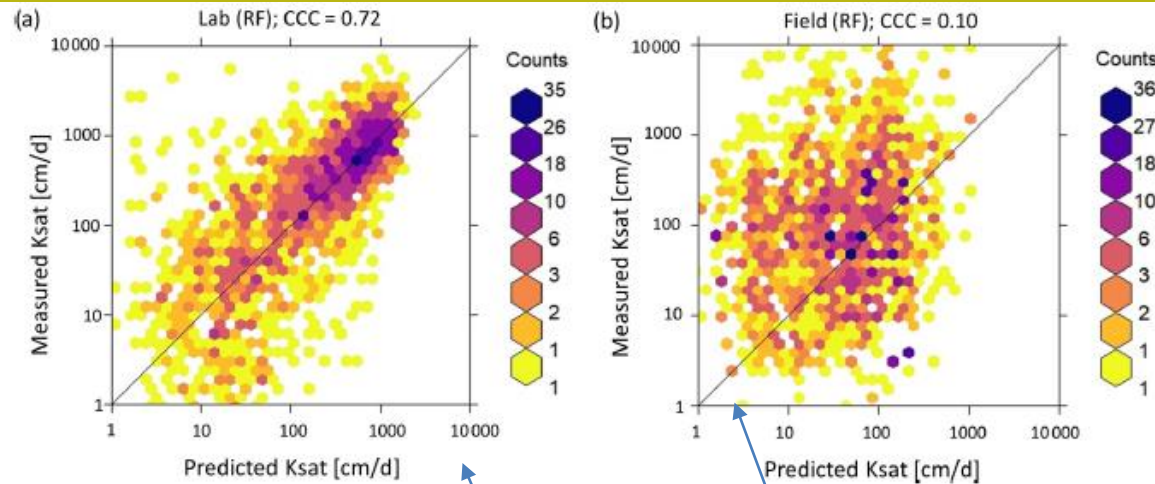


Figure 5. The correlation between observed and predicted K_{sat} values obtained from random forest (RF) models. The RF-based pedotransfer function (PTF) model was fitted using data for laboratory measurements of K_{sat} and tested on both laboratory (a) and field (b) measurements. Results showed reasonable agreement ($CCC = 0.72$) using RF algorithms for laboratory measurements, but low CCC (0.10) for field measurements. PTFs developed based on laboratory measurements do not provide accurate estimates of K_{sat} measured in the field.

Da Gupta et al. (2021)

Validazione della stima con **misure di laboratorio**

Validazione della stima con **misure di campo**

Pero al di là della tendenza positiva, nel caso di dati di laboratorio si noti comunque il livello di dispersione dei dati.. (i dati sulla retta a 45° indicano un accordo perfetto).

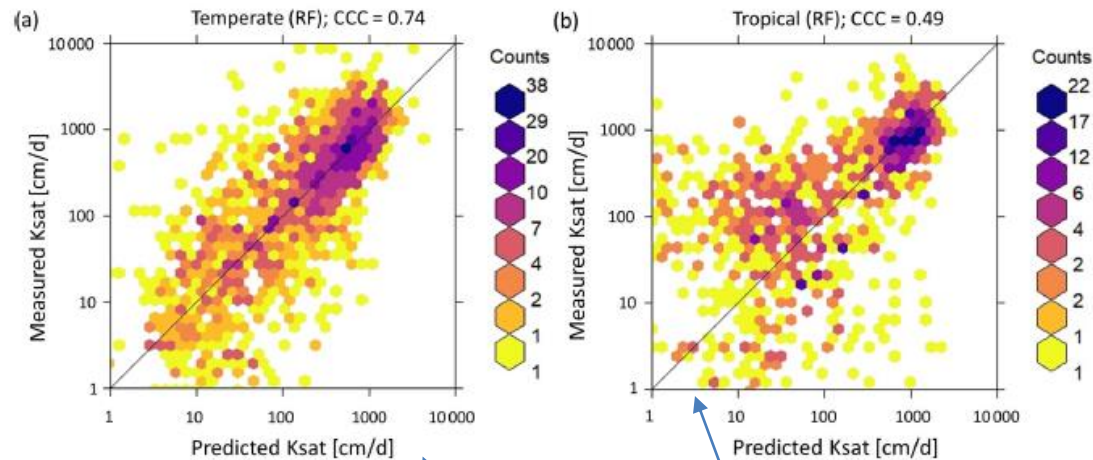


Figure 6. Correlation between observed and predicted K_{sat} values obtained from the random forest (RF) model. The RF-based pedotransfer function (PTF) model was obtained by fitting 6637 training points measured in a temperate climate and tested on (a) data from temperate climate (1659 measurements) and (b) data from tropical areas (1111 measurements). PTFs showed good performance ($\text{CCC} = 0.74$) for the measurements taken in the temperate climate (including both laboratory and field measurements), but lower CCC values were obtained for tropical soil measurements (0.49 for RF). PTFs determined for temperate regions cannot be easily transferred to tropical regions because of the different soil forming processes.

Da Gupta et al. (2021)

Validazione della stima con **misure in zone temperate**

Validazione della stima con **misure in zone tropicali**

Cosa possiamo dedurre da questo?

- Le PTF per la stima di K o K_s possono essere occasionalmente difficili da utilizzare e possono frequentemente avere una scarsa affidabilità, o validazione, come pure hanno simili modelli di stima in ambito geotecnico.
- Quando Le PTF non hanno una struttura matematica chiara non possono essere utilizzate direttamente o implementate in un foglio di calcolo o in un codice Python direttamente (a meno di non avere l'algoritmo es. ANN per la stima)
- Tuttavia la ricerca in questo settore deve proseguire dato che si possono aprire nuovi scenari di metodologie Deep Learning, IA etc.. che potrebbero permettere una valutazione più profonda anche della qualità dei dati di base utilizzati oltre dei modelli di stima.
- Comunque è bene tenere bene presente i limiti, e rischi, di queste metodologie.

Infiltrazione e filtrazione superficiale In sistemi poco permeabili e dinamici



Il passaggio dell'acqua in un mezzo poroso dipende da moltissimi fattori quali:

- *la disponibilità, forma e dimensione di pori (o vuoti) all'interno;*
- *la presenza di acqua preesistente;*
- *la quantità, la viscosità e temperatura dell'acqua all'ingresso.*

Il suolo è assimilato a un sistema poroso costituito da fasi solide, liquide e gassose.

La struttura e le caratteristiche fisico chimiche del suolo influenzano il passaggio e la permanenza dell'acqua all'interno.

Il passaggio dell'acqua nel suolo può avvenire attraverso due sistemi principali:

- *Per capillarità nella matrice per effetto delle forze di suzione che si sviluppano all'interfaccia dove si realizza un gradiente di contenuto di acqua e di potenziale idrico (o matriciale);*
- *Per effetto della sola forza di gravità quando l'acqua penetra entro un macroporo o una fessura preesistente e raggiunge velocemente gli orizzonti più profondi del suolo (by-pass flow).*

La superficie del suolo costituisce la naturale interfaccia tra due sistemi estremamente complessi quali il suolo e l'atmosfera.

Alla scala temporale del singolo evento di precipitazione le caratteristiche della pioggia e di conducibilità idraulica del suolo governano la maggiore o minore possibilità di produrre un accumulo di acqua sulla superficie. Quando si realizzano particolari condizioni, ad esempio un eccesso di precipitazioni rispetto alla capacità di infiltrazione, si può generare un deflusso superficiale (runoff). (Borselli,1998)



I processi di infiltrazione o, viceversa, di ruscellamento hanno una notevole influenza nella continua trasformazione delle superficie del suolo.

Durante evento di precipitazione sia ha che, in virtù del principio di conservazione della massa, ad ogni istante t il bilancio delle componenti idrologiche elementari a scala di una parcella è, in prima approssimazione, il seguente:

$$r(t) = i(t) + s(t) + q(t) + e(t)$$

dove :

- $r(t)$ è l'intensità istantanea di pioggia che cade sulla parcella ;
- $i(t)$ è il tasso istantaneo di infiltrazione;
- $s(t)$ il tasso istantaneo di immagazzinamento di acqua nelle depressioni superficiali (che diventa zero una volta che la quantità massima immagazzinabile è raggiunta);
- $q(t)$ è il tasso istantaneo di runoff;
- $e(t)$ è il tasso di evaporazione istantaneo durante la pioggia che nella maggior parte dei casi, quando si considerano intervalli di tempo piccoli, viene trascurato data la modesta entità.

L'infiltrazione è il processo fisico con il quale l'acqua penetra nel terreno, a partire dalle precipitazioni o dalle irrigazioni, attraverso l'interfaccia costituita dalla superficie del suolo.

Collegato al processo di infiltrazione è il movimento dell'acqua all'interno del suolo e la redistribuzione dell'acqua nel suolo la quale modifica istante per istante i parametri fisici che regolano l'infiltrazione in superficie.

Da Borselli, 1998

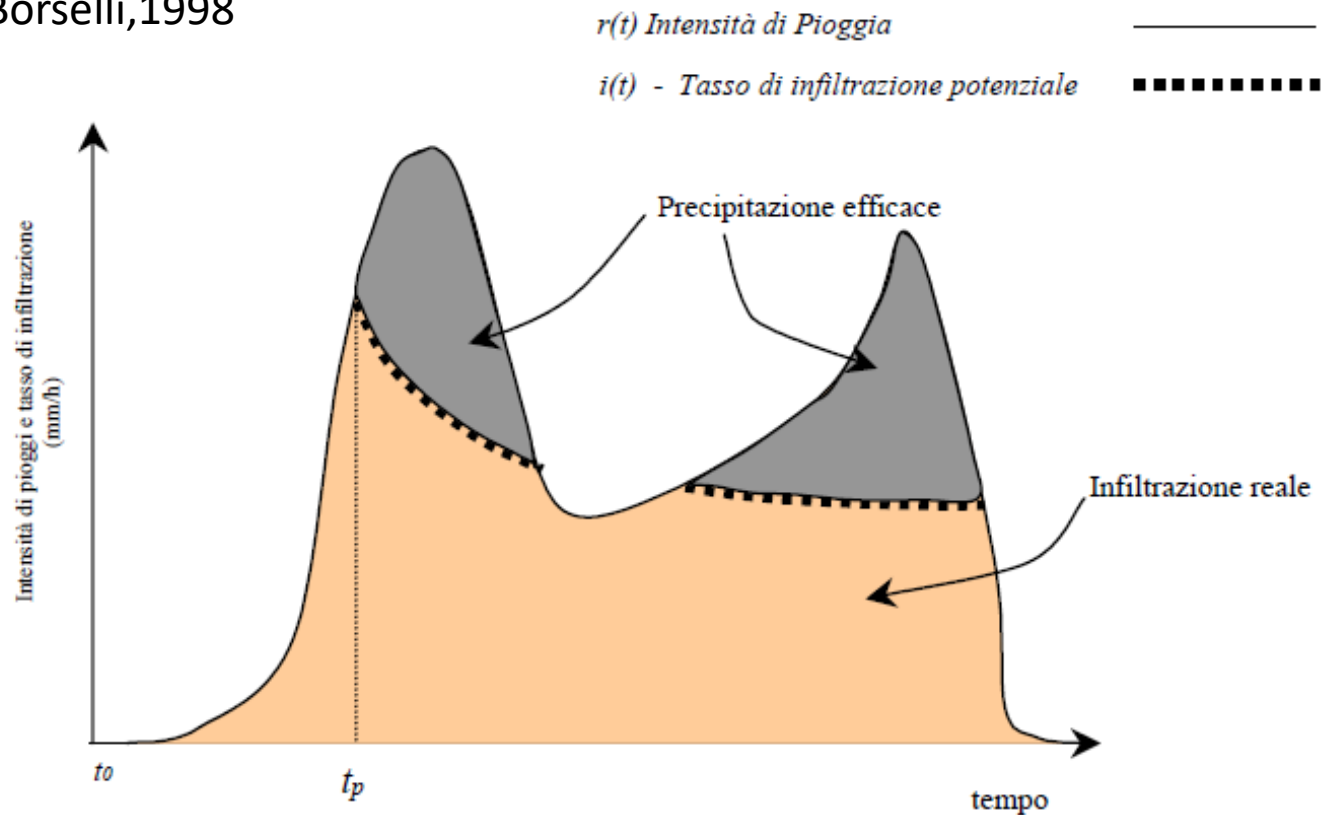
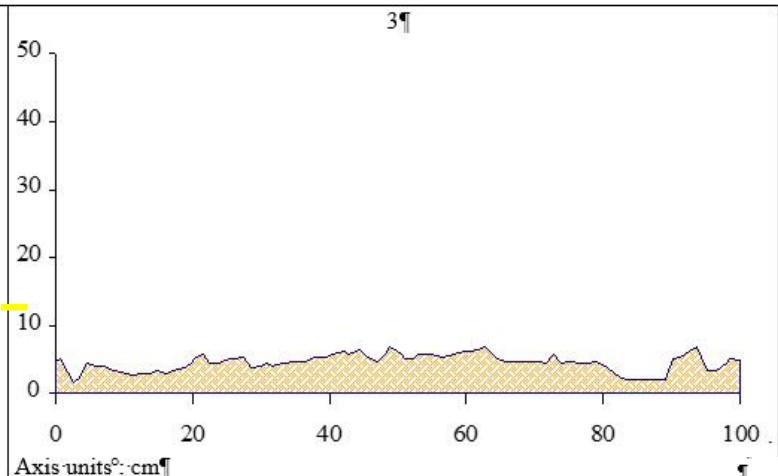
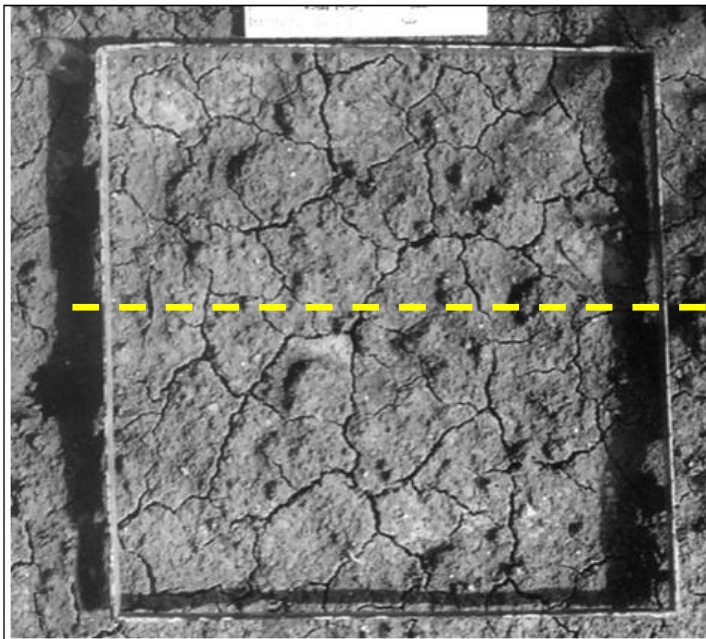


Fig 2.1: Infiltrazione reale e potenziale per evento di pioggia con intensità variabile.



RR
T
P50

1.22
1.18
2.02

Atlas of soil surface roughness
for visual estimation of roughness indexes
(March 2002)

P. Bazzoffi*, S. Pellegrini*, L. Borselli**
&
A. Rocchini*

*Istituto Sperimentale per lo Studio e la Difesa del Suolo
Ministero delle Politiche Agricole e Forestali

Piazza D'Azeglio 30
50121, Florence Italy
Tel +39-0552491211
fax +39-055241483
e-mail: bazzoffi@issds.it

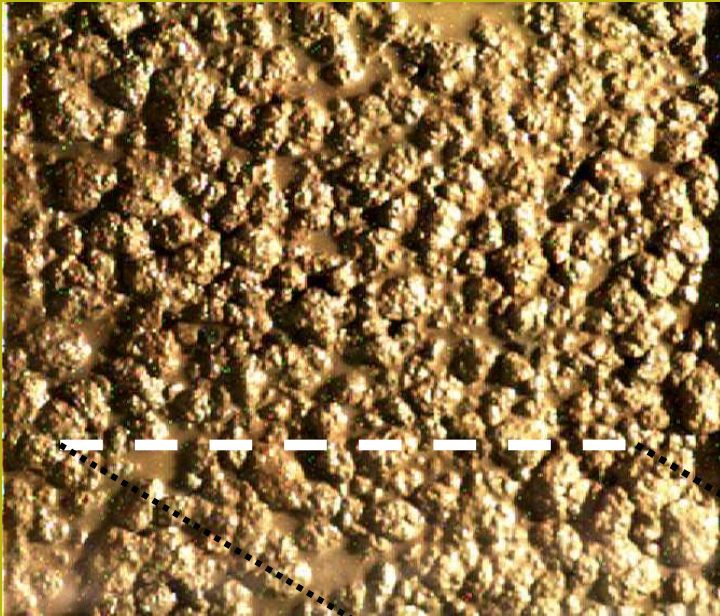
**Institute for Ecosystem Studies
National research Council
(CNR-ISE)

Piazzale delle Cascine 15/28
50144, Florence Italy
Tel +39-055360517
fax +39-055321148
e-mail: borselli@fi.cnr.it

Supported by EU - ENV4-CT97-0687 - Project (MWISED)

Rugosita' delle superficie del suolo
Una proprieta' fondamentale per studiare la
dinamica suolo

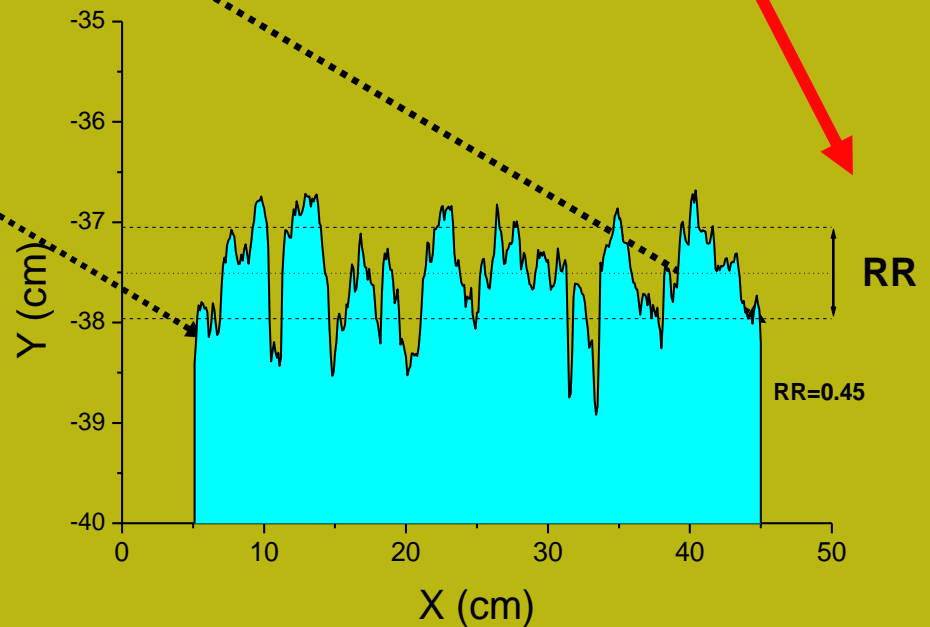




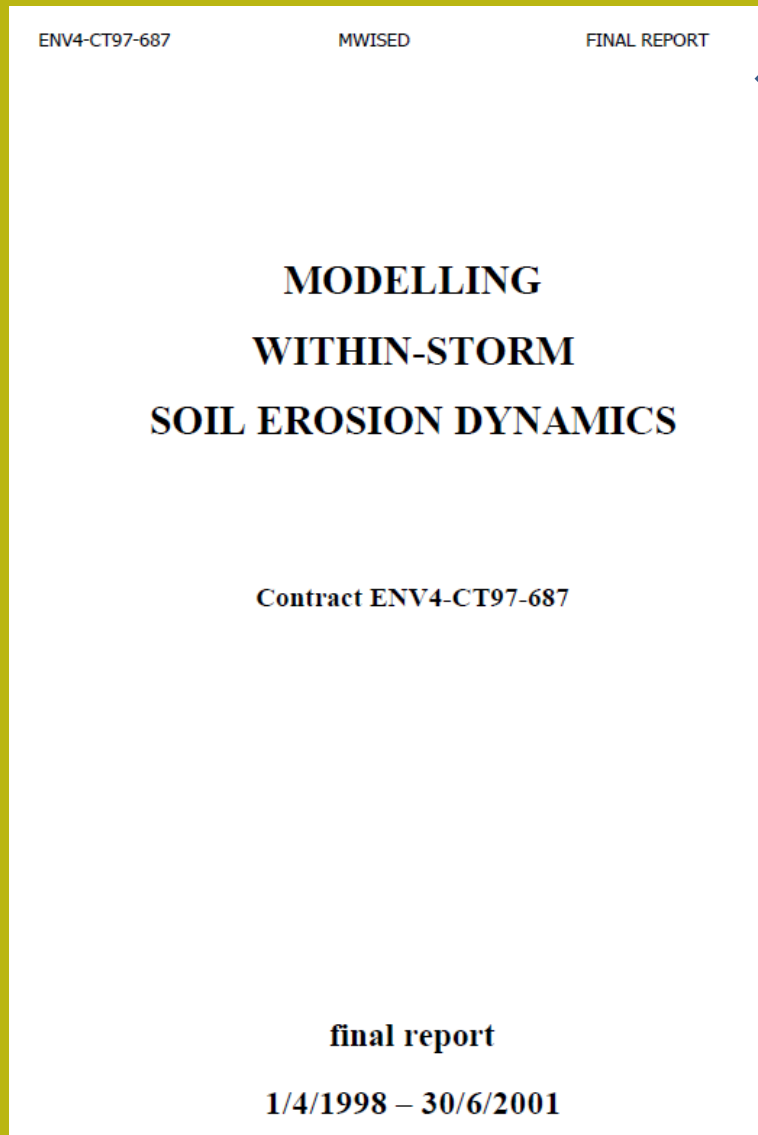
La dinamica della superficie del suolo durante una pioggia e dopo puo' essere Misurata e osservata con una misura della sua rugosita'

indice RR (random roughness): nella letteratura scientifica è calcolato come la deviazione standard delle altezze relative delle irregolarità della superficie

Da Borselli 1998)



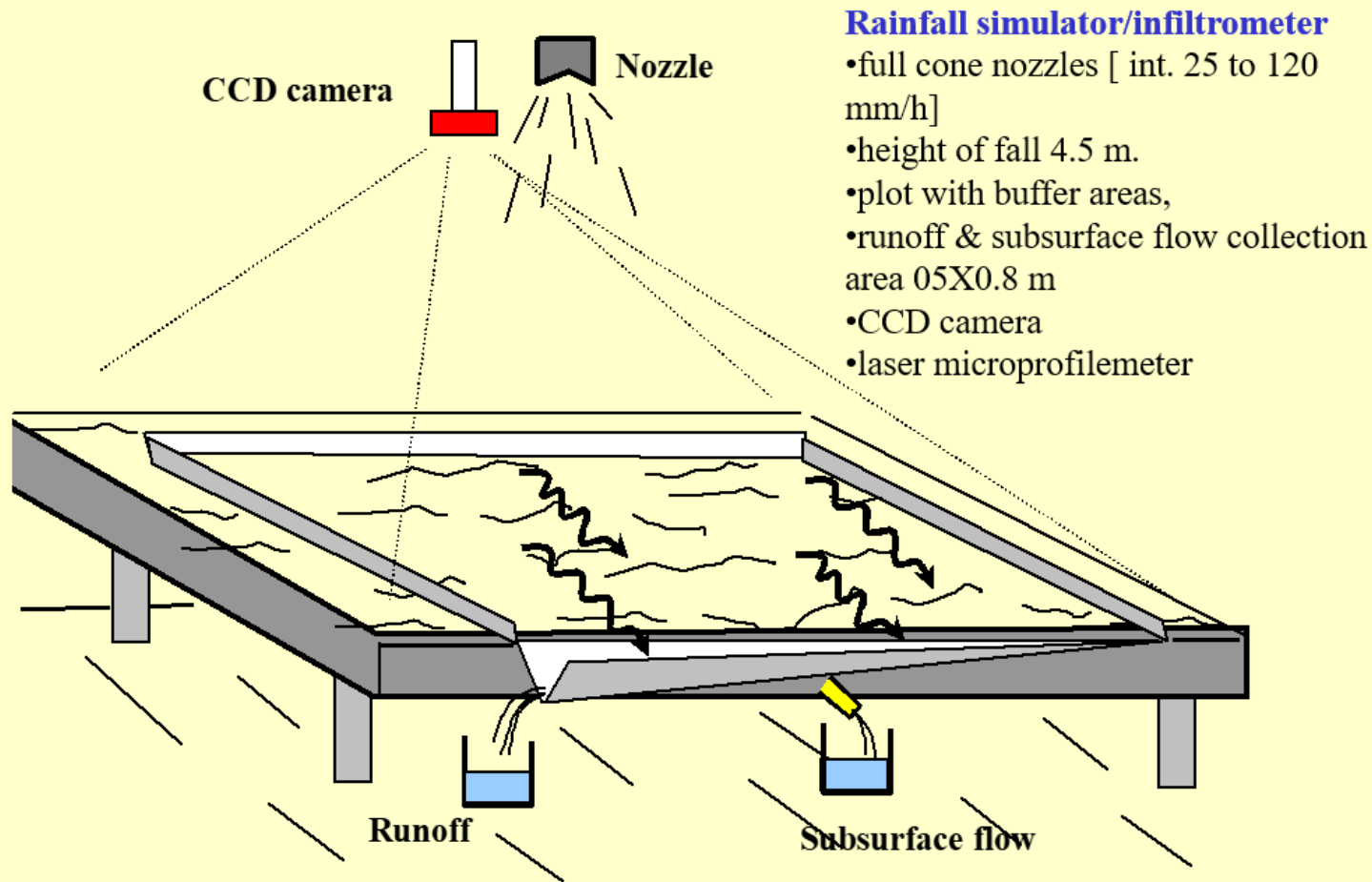
Un vecchio progetto finanziato dalla Unione Europea



← ***Dinamica della erosione del suolo durante gli evento di pioggia***

Partners di progetto (1998-2001):

- **CNR - Istituto per la Genesi e l'Ecologia del Suolo (CNR-IGES)**(direzione progetto dr. Dino Torri
- Katholieke Universiteit Leuven (KULEUVEN)
- Cranfield University, Silsoe (CRANFIELD)
- Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC-CEBAS)
- Istituto di Idraulica Agraria (IIA)
- Institut für Bodenforschung, Universität für Bodenkultur (BOKU)
- Istituto Sperimentale per lo Studio e la Difesa del Suolo (ISSDS)
- Faculty of Geographical Sciences, Utrecht University (UU)



Borselli et al. " Dynamics and Properties of Ponding Areas"

CNR-IGES

Esperimenti a CNR firenze nel periodo 1995-1998-2001 tesi di dottorato e progetto MV

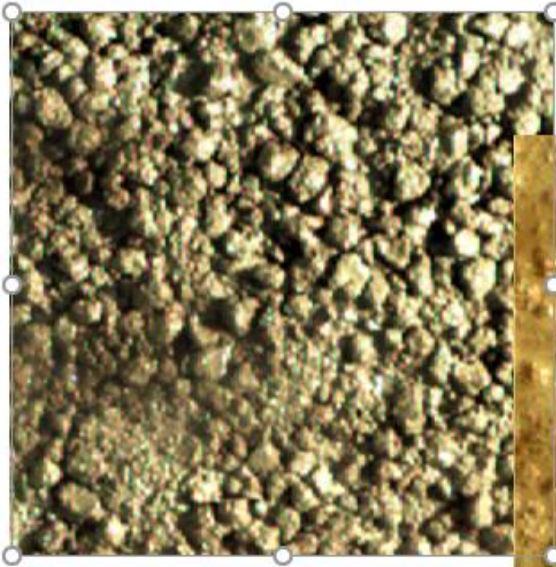
Suoli italiani studiati con simulatore di pioggia in laboratorio durante il Progetto MWISED

Table with main properties of examined soil

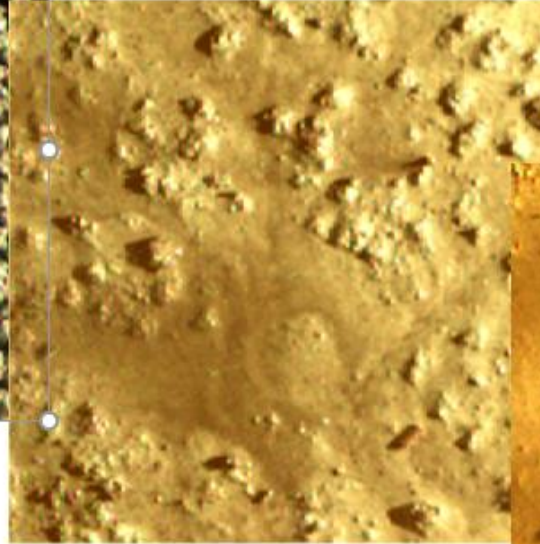
Torri et al. 2001)

Soil code	Soil Classification U.S.D.A.	Lithology	Clay %	Silt %	Sand %	O.M. %	pH 1:2.5	Mineralogy
ORCIA 31	<i>Chromic Calcixerert</i>	Pliocene Clays	53.85	40.70	5.45	2.50	7.40	Vermiculite, Clorite, Kaolinite, Interst. Mi-Sm.
ORCIA 30	<i>Typic Xerorthent</i>	Pliocene Clays	53.40	45.50	1.10	2.20	8.30	Clorite, Smectite, Illite, Q, F, C
FAGNA	<i>Typic Eutrochrept</i>	Olocene depos.	23.00	42.70	34.30	1.60	7.90	Mica, Vermiculite, I-V, Illite, Kaolinite, Interst Cl-Sm
VICARELLO	<i>Vertic Xerorthent</i>	Pliocene Clays	42.00	43.00	15.00	0.50	8.20	Mica, Vermiculite, Illite, Clorite, Kaolinite, Interst Mi-Sm.
LOVANIO	<i>Haplic Luvisol</i>	Loess	10.00	78.00	12.00	0.42	7.80	Mica, Kaolinite, Interst. V-Sm (disordinato)
SARDO	<i>Ranker</i>	Methamorphic rocks	8.00	43.80	48.20	7.04	4.69	
SINORG	<i>Sulfic Endoaquepts</i>	Deltaic deposits	16.00	40.00	44.00	9.90	7.60	Smectite, Clorite, Mica, Interst. Cl-Sm.
SINMCB	<i>Aquic Ustochrept</i>	Alluvial deposits	17.00	66.00	17.00	1.20	7.90	
SINRNV	<i>Udertic Ustochrepts</i>	Alluvial deposits	35.00	57.00	8.00	2.40	7.40	

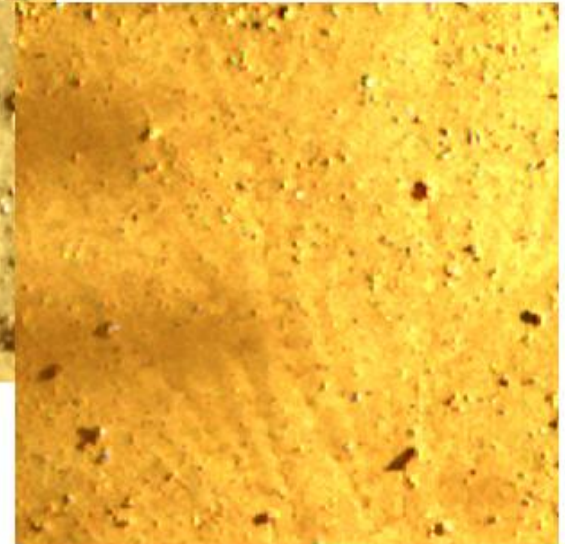
Loess soil Leuven , Belgium



1° pioggia



2° pioggia



3° pioggia

Evoluzione della rugosità superficiale del suolo ' durante successioni di piogge $r=57\text{mm/h}$ (caso di suolo su Loess del belgio, Borselli 1998, Borselli et al. 2001)



Zolle post aratura nella condizione successiva a un forte temporale estivo, Zona di Sacarperia (FI) , Mugello, Toscana 1988.

Si nota : macropori e macrocanali di infiltrazione flusso di By-pass
Croste di sigillamento e croste strutturali prodotte dall'impatto e erosione prodotta dalla pioggia

Dottorato di Ricerca in Scienza del Suolo

Università degli Studi di Firenze

Dipartimento di Scienza del Suolo e Nutrizione della Pianta

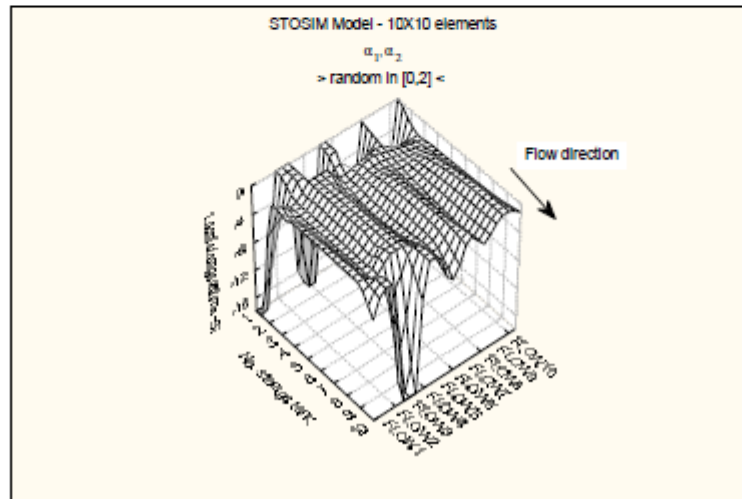
X° Ciclo 1994- 1997

DINAMICA DELLA RUGOSITÀ SUPERFICIALE DEL SUOLO E SUA INFLUENZA NEI PROCESSI DI INFILTRAZIONE: ANALISI SPERIMENTALE E MODELLIZZAZIONE

Lorenzo Borselli

Tutori: Prof. Giovanni Ferrari, Dr. Dino Torri

Coordinatore : Prof. Guido Sanesi



← Materiale successivo da questa
Tesi di dottorato

**Modellistica Flusso di acqua nel terreno
(un camino Tortuoso...)**

$$q = -K \frac{dH}{dz}$$

Darcy (1856)

$$q = -K(\theta) \nabla H$$

Buckingham (1907)

Green Ampt (1911)

$$i = K \left[1 + \frac{(\phi - \theta_i) S_f}{I} \right]$$

Richards (1931)

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K \left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} - 1 \right) \right]$$

Mein & Larson (1973)

$$i = K \left(1 + \frac{D_i S_{av}}{I} \right)$$

(Philip, 1957)

$$i = \frac{1}{2} S t^{-1/2} + A$$

Smith & Parlange (1978)

$$i = \frac{K_s e^{(IK_s/C)}}{e^{(IK_s/C)} - 1}$$

$$C = -S_{av} (\theta_s - \theta_i) K_s$$

Tutta questa complessa modellistica si scontra con il fatto che per essere utilizzata in pratica, in moltissimi altri modelli e applicazioni idrologiche, necessità di avere misure e stime di parametri idraulici del suolo. Tra questi parametri risalta la conducibilità idraulica a saturazione, il contenuto di acqua volumetrico e il suo deficit iniziale, la componente di carico capillare della infiltrazione alla interfaccia saturo/insaturo.. tra molti altri.

Il problema è che questi parametri sono spesso oggettivamente difficili da misurare e/o stimare.

Sulla superficie del suolo può esistere una grande variabilità
La incertezza parametrica regna sovrana.

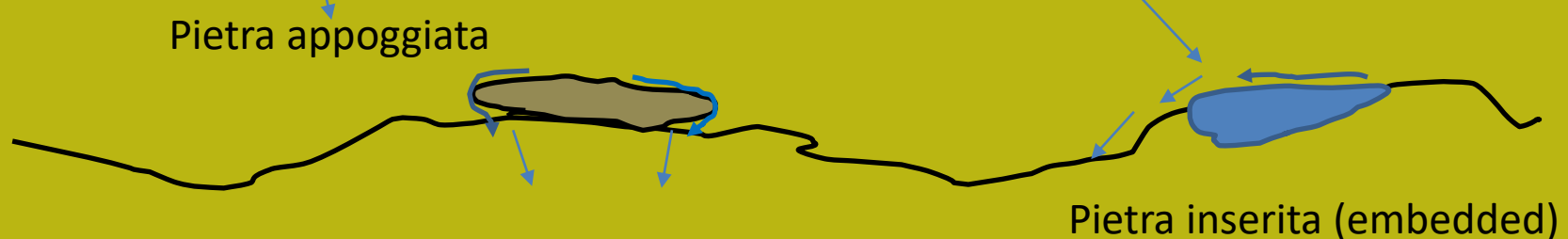
Tuttavia quello che è peggio in molte superfici di suolo questi parametri sono anche caratterizzati da una grande variabilità temporale.

La dinamica nel tempo di queste superfici, è legati a molti fattori. Tra questi:

- *Dinamica e ciclicità delle piogge;*
- *Fenomeni di erosione idrica alternate a lavorazioni agricole;*
- *Ciclo di crescita della vegetazione naturale e delle colture;*
- *Condizioni di umidità antecedente ogni evento di pioggia;*
- *Condizioni di sigillamento (crusting, sealing) della superficie nel periodo antecedente una pioggia*
- *Fenomeni di collasso strutturale per bagnamento(slaking) o per dispersività.*
- *Presenza della Idrofobicità superficiale del suolo e sua dinamica*
-

Caratteristica superficiale	Effetto su infiltrazione
Zone di deposizione	Riduzione (-)
Zone in rilievo/Crosta strutturale	Incremento (+)
Presenza di vegetazione	Incremento (+)
Pietre parzialmente emergenti	Riduzione (-)
Pietre appoggiate sulla superficie	Incremento (+)

caratteristiche superficiali e influenza sulla infiltrazione. Da autori vari. (Borselli 1998)



Fenomeni di variabilità della capacità di infiltrazione in funzione della presenza e posizione di pietrame in superficie. Lavee e Poesen (1991).

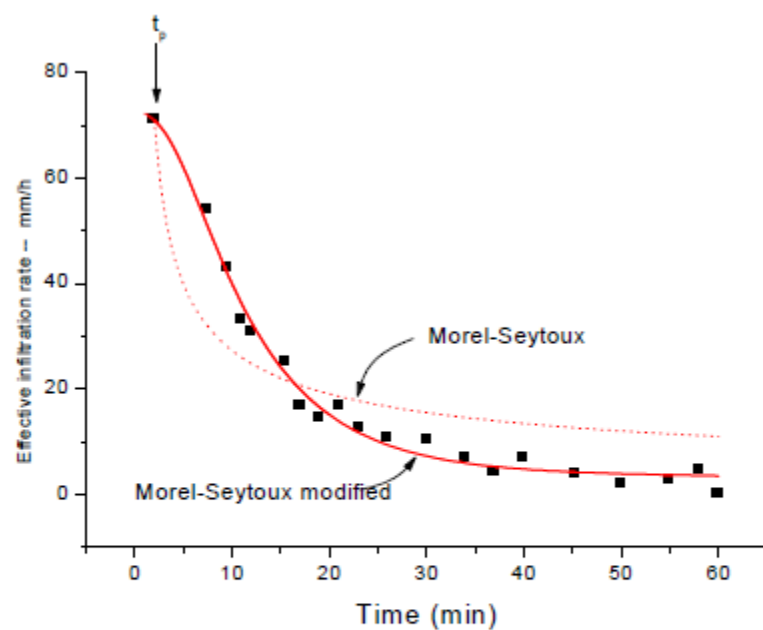


Fig. 2.25: comparazione delle capacità di adattamento ai dati sperimentali ottenuti su suolo con bassa stabilità strutturale del modello Morel-Seytoux originale e nella versione con le modifiche proposte in questo lavoro (modello DMS).

$$K_s(t) = (K_{s0} - K_{sf})e^{-aEt} + K_{sf} \quad 2.91$$

dove: K_{s0} è definito come il valore di conducibilità satura posseduto del suolo al momento del tempo di ponding; K_{sf} il valore di conducibilità finale cui il sistema tende; E , una costante, la energia cinetica della pioggia che è espressa in $[J m^{-2} h^{-2}]$; a è una coefficiente di fitting che esprime la velocità di decadimento della conducibilità satura.

Modello di decadimento dinamico della infiltrazione
 Con $K_s=f(t,E,K_0,K_{sf})$
 (Borselli,1998)

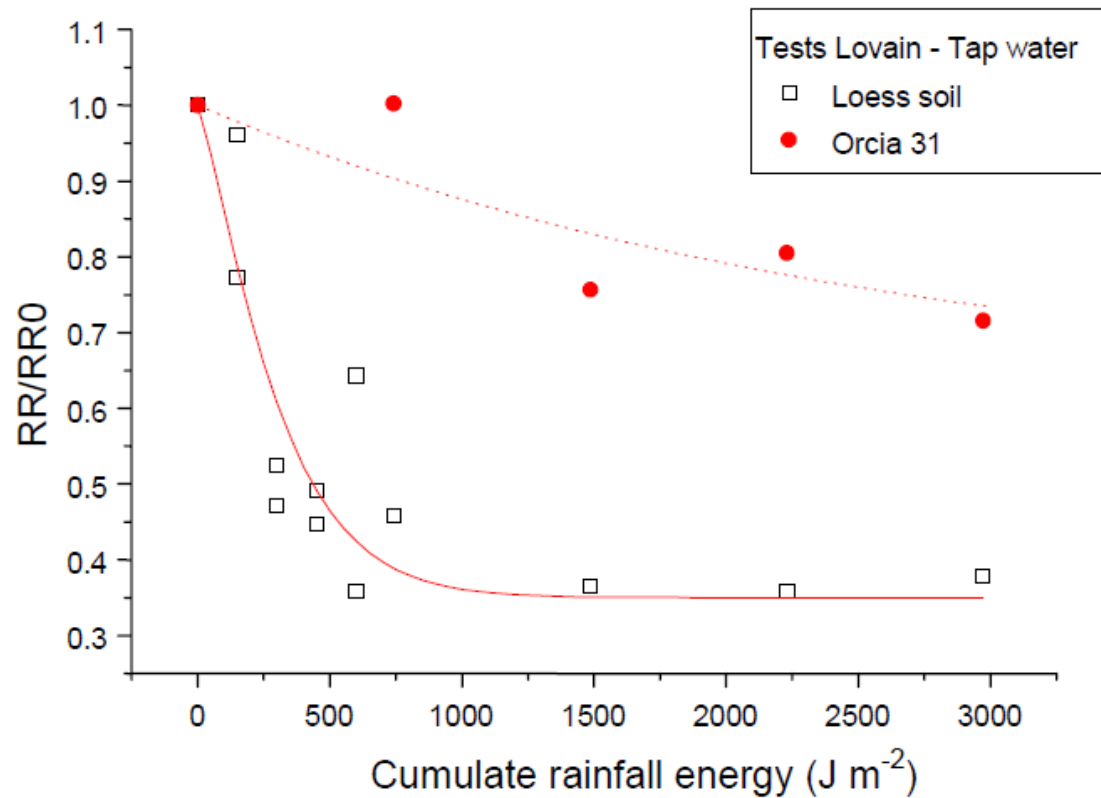


Fig. 2.14 : Variazione relativa dell'indice di random Roughness per i suoli LOESS e ORCIA31 nei test di simulazione di pioggia di LOVANIO . I dati sul suolo con LOESS sono relativi a tutte le 3 configurazioni di intensità e energia effettuate.

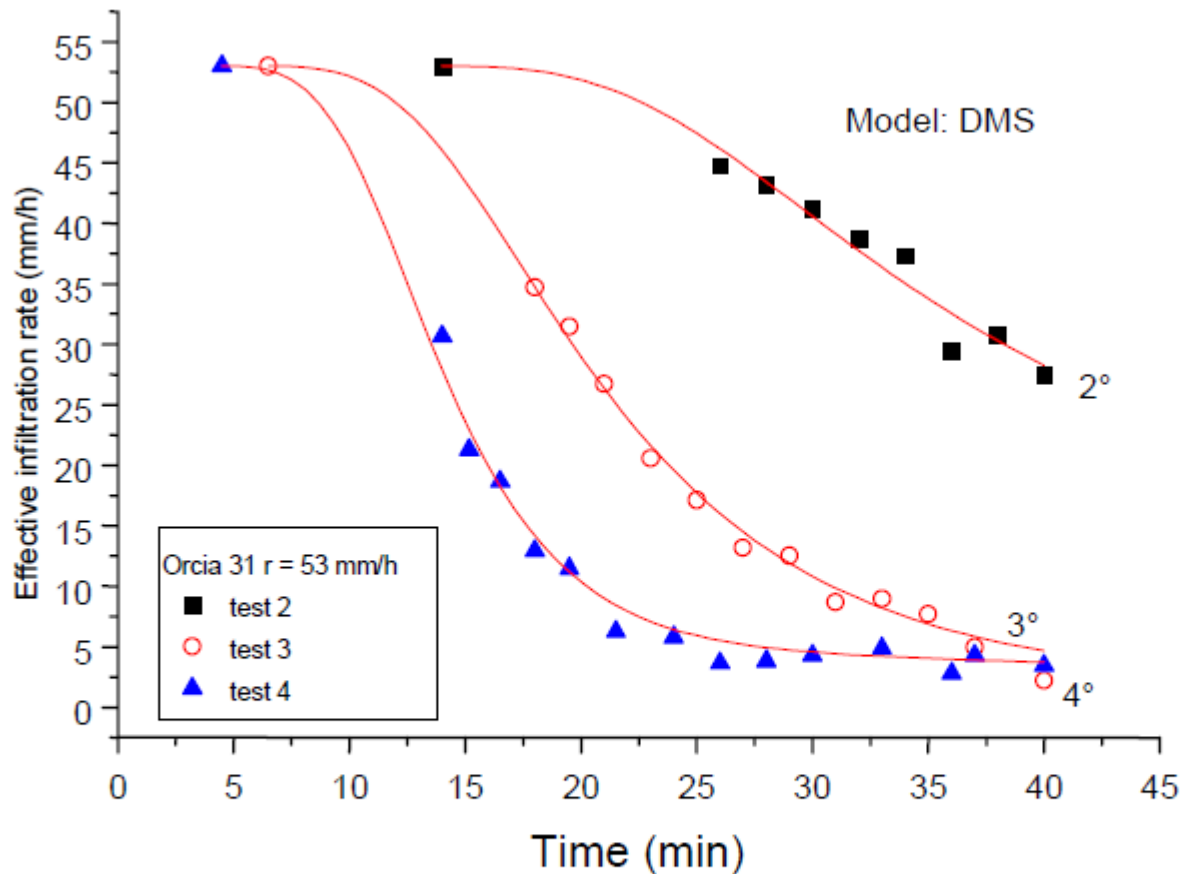


Fig. 2.29: curve di infiltrazione suolo ORCIA 31, intensità 53 mm/h.

Cicli di inumidimento e essiccazione artificiali in cond controllate dopo ogni pioggia

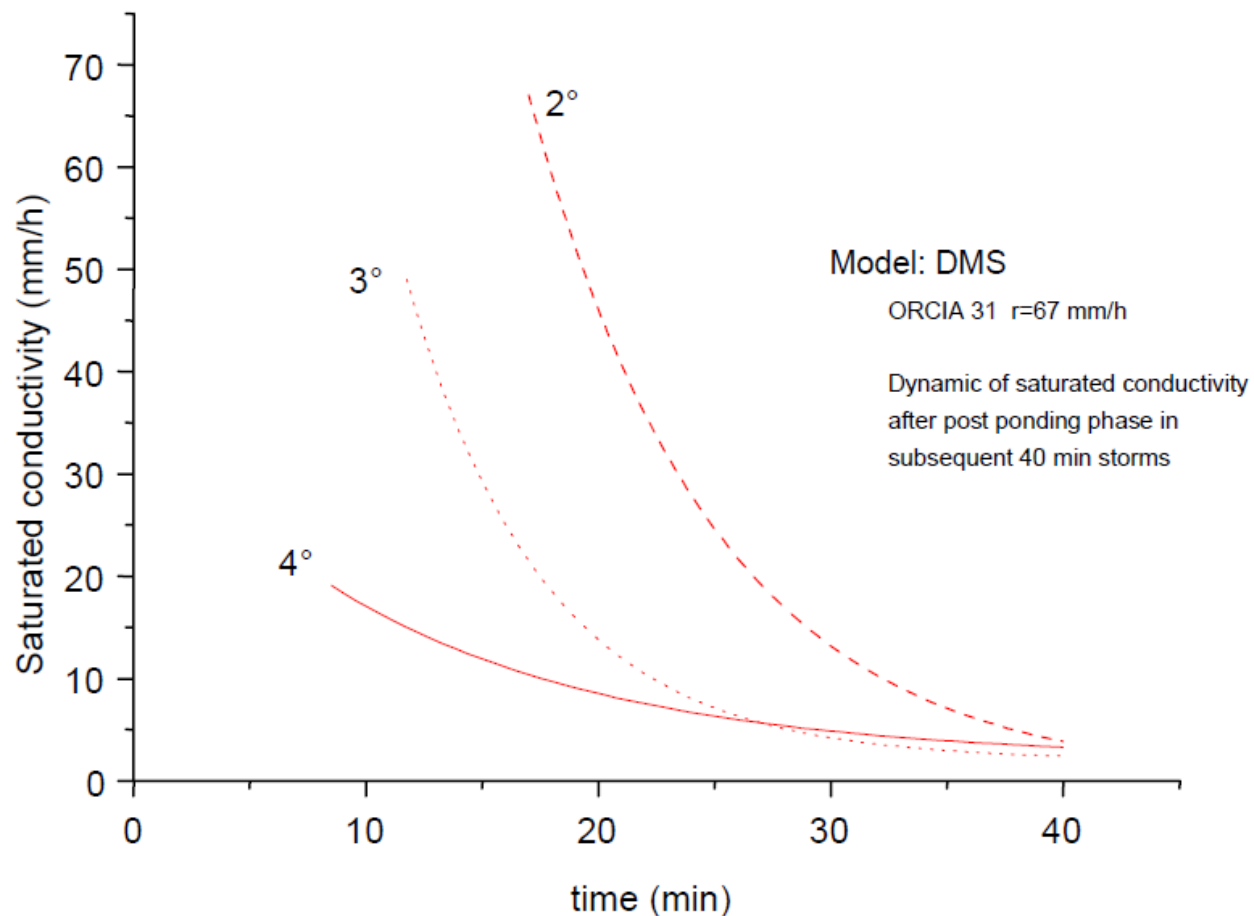


Fig. 2.34: ORCIA 31, evoluzione delle curve teoriche di conducibilità a saturazione durante i test. Le curve sono ottenute con procedura di inversione del modello KMS sopra i dati sperimentali di infiltrazione reale.

Dinamica di K_s durante ogni pioggia e con piogge successive

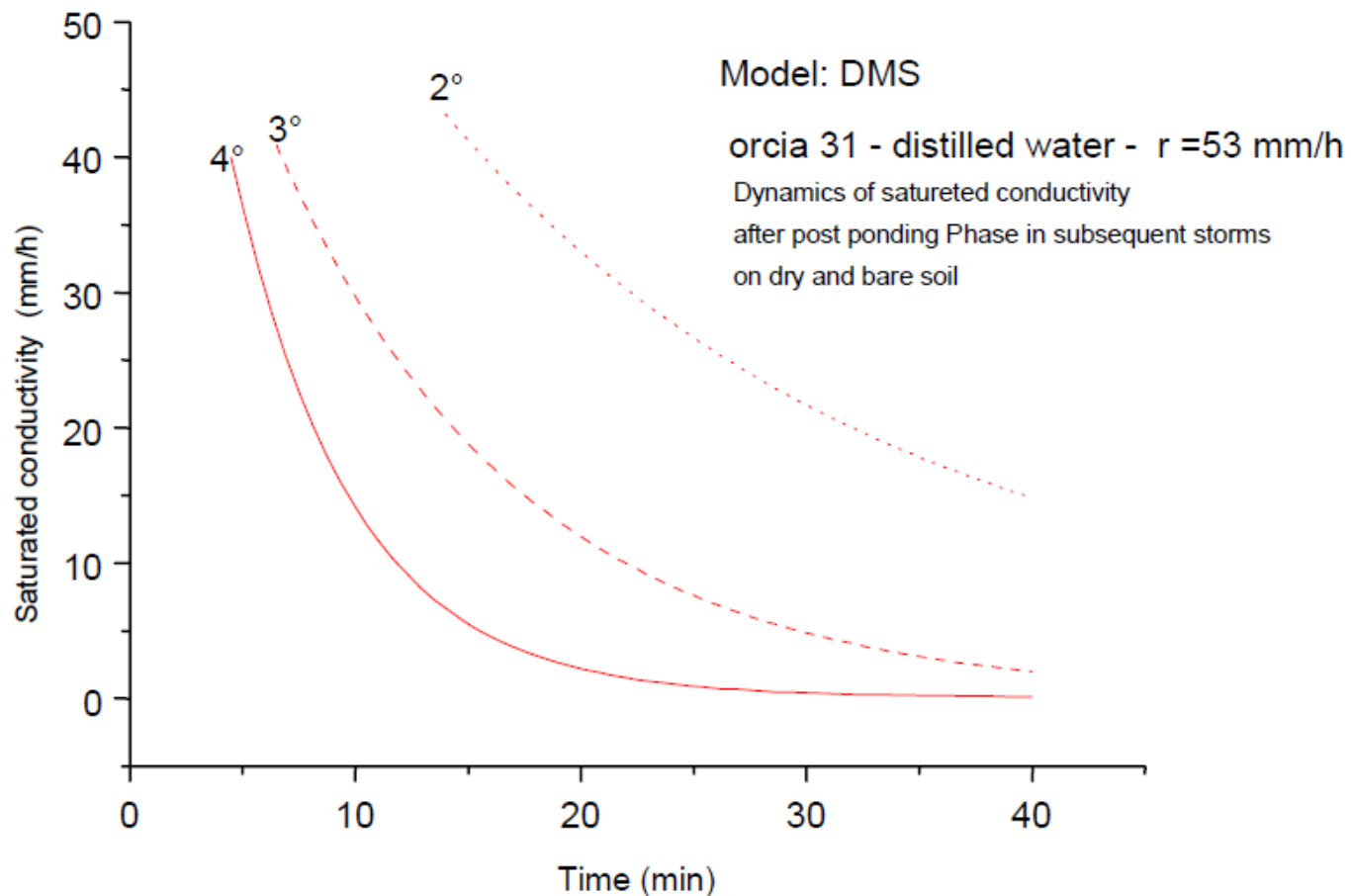


Fig. 2.36: ORCIA 31, evoluzione delle curve teoriche di conducibilità a saturazione durante i test. Le curve sono ottenute con procedura di inversione del modello KMS sopra i dati sperimentali di infiltrazione reale. Queste curve sono relative ai test condotti con acqua distillata

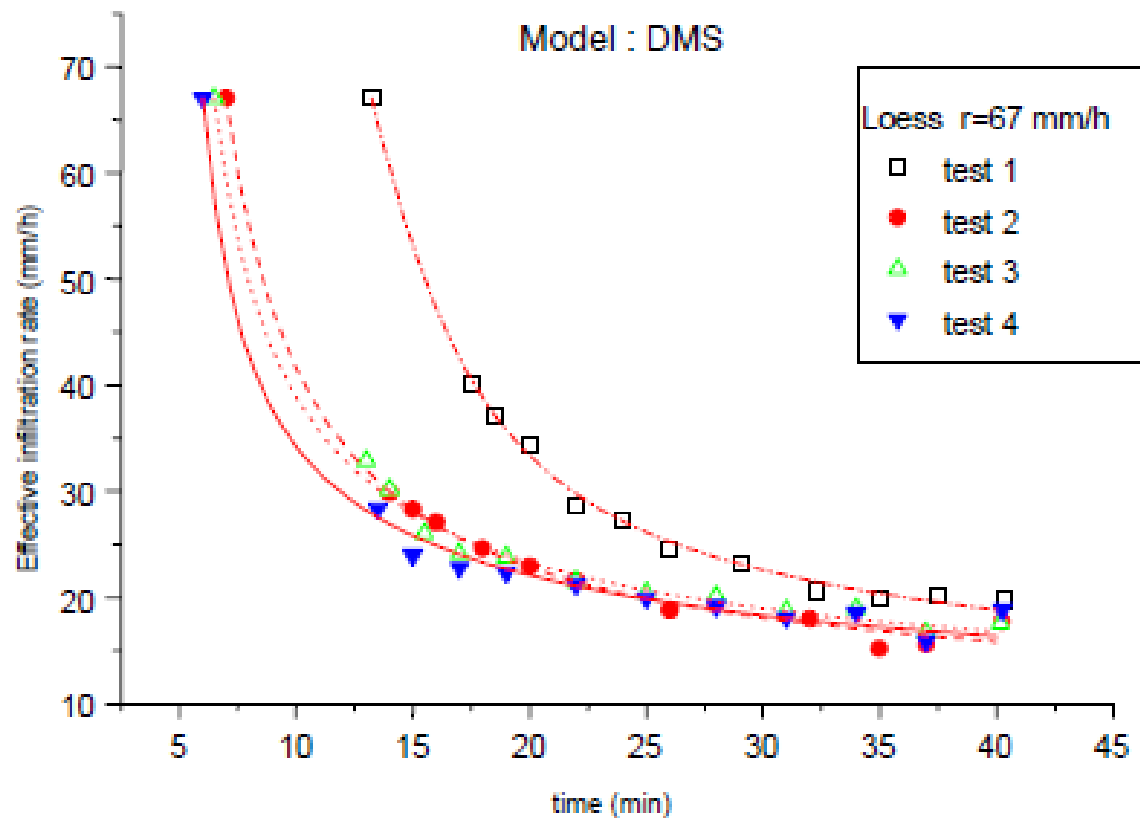


Fig. 2.28: curve di infiltrazione suolo LOESS, intensità 67 mm/h.

Su Loess del Belgio (Lovanio,

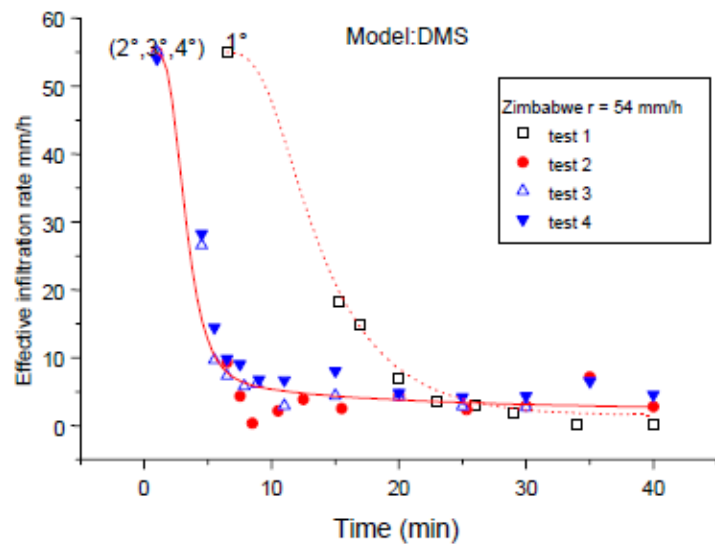


Fig. 2.32: curve di infiltrazione suolo ZIMBABWE, intensità 53 mm/h.

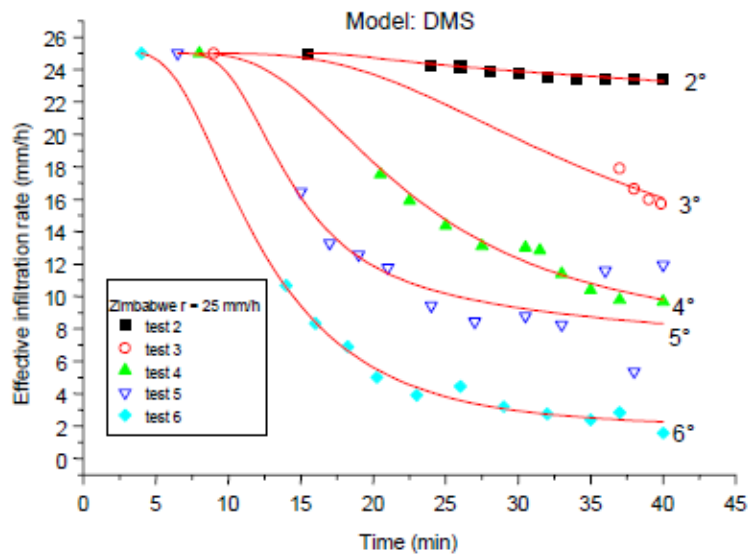
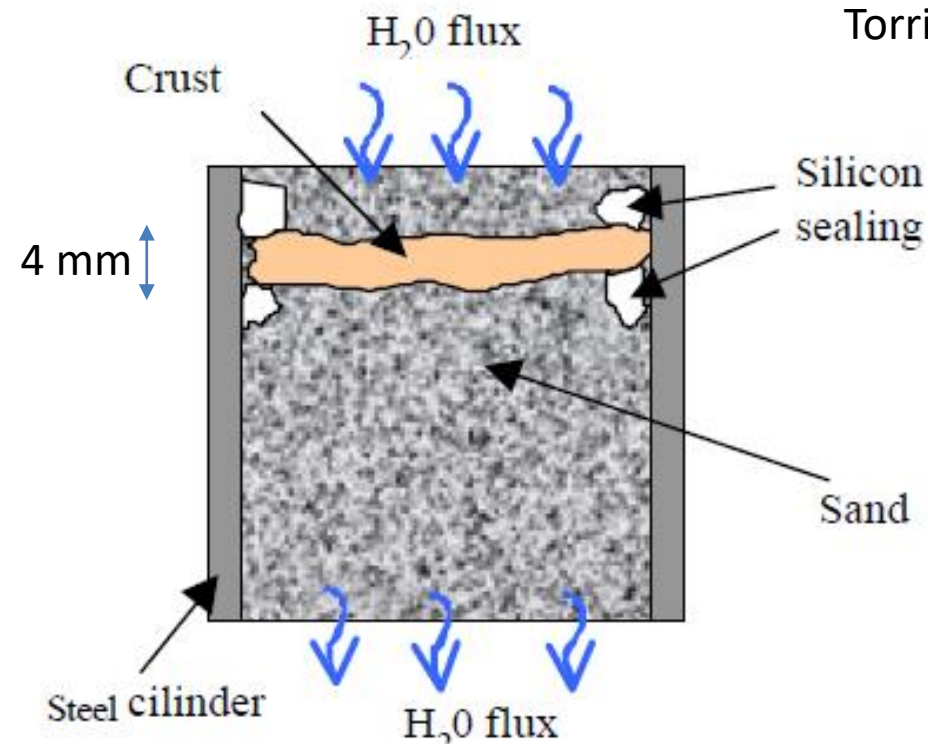


Fig. 2.33: curve di infiltrazione suolo ZIMBABWE, intensità 25 mm/h

Su
 Suolo kaolinitico con
 bassa stabilità
 Strutturale (Borselli
 et al. 1996, Borselli
 1998)

Campione di crosta di sigillamento suolo immesso in cilindro per permeametro a carico costante



Torri et al (2001)

Fig. IGES_1: Sample preparation for the measurement of saturated conductivity of surface sealing crust

Evoluzione conducibilita' idraulica (K_s) su campioni di suolo con superficie sigillata, sottoposti previamente a energia cinetica e dinamica indotta da piogge (suolo campioni della pianura emiliana). Prove effettuate su permometro a carico costante adattato per campioni irregolari di spessore 4 mm

ENV4-CT97-687

MWISED

FINAL REPORT

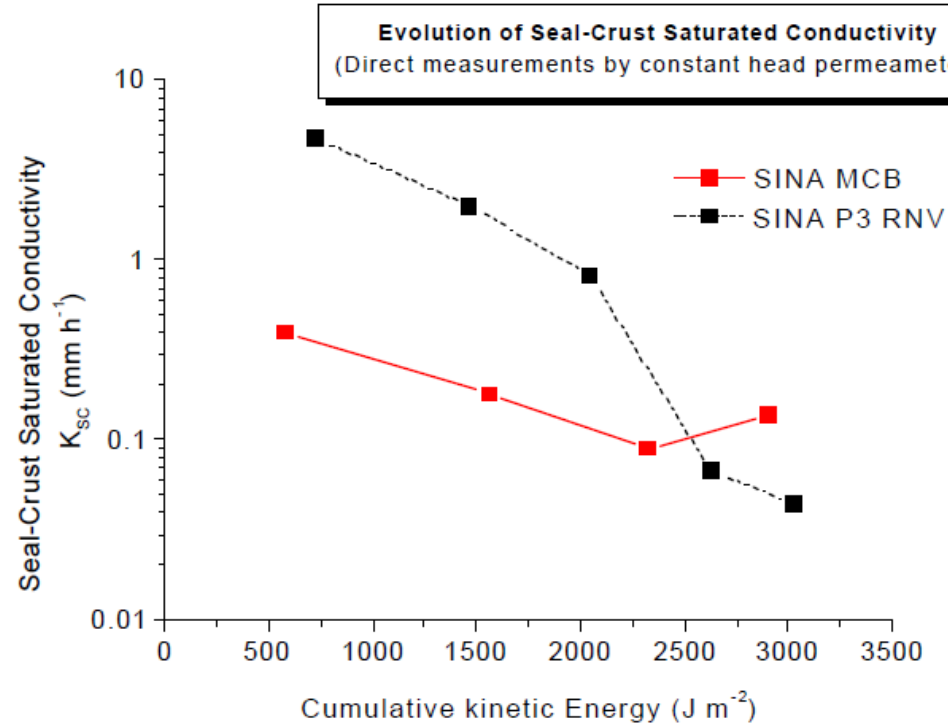
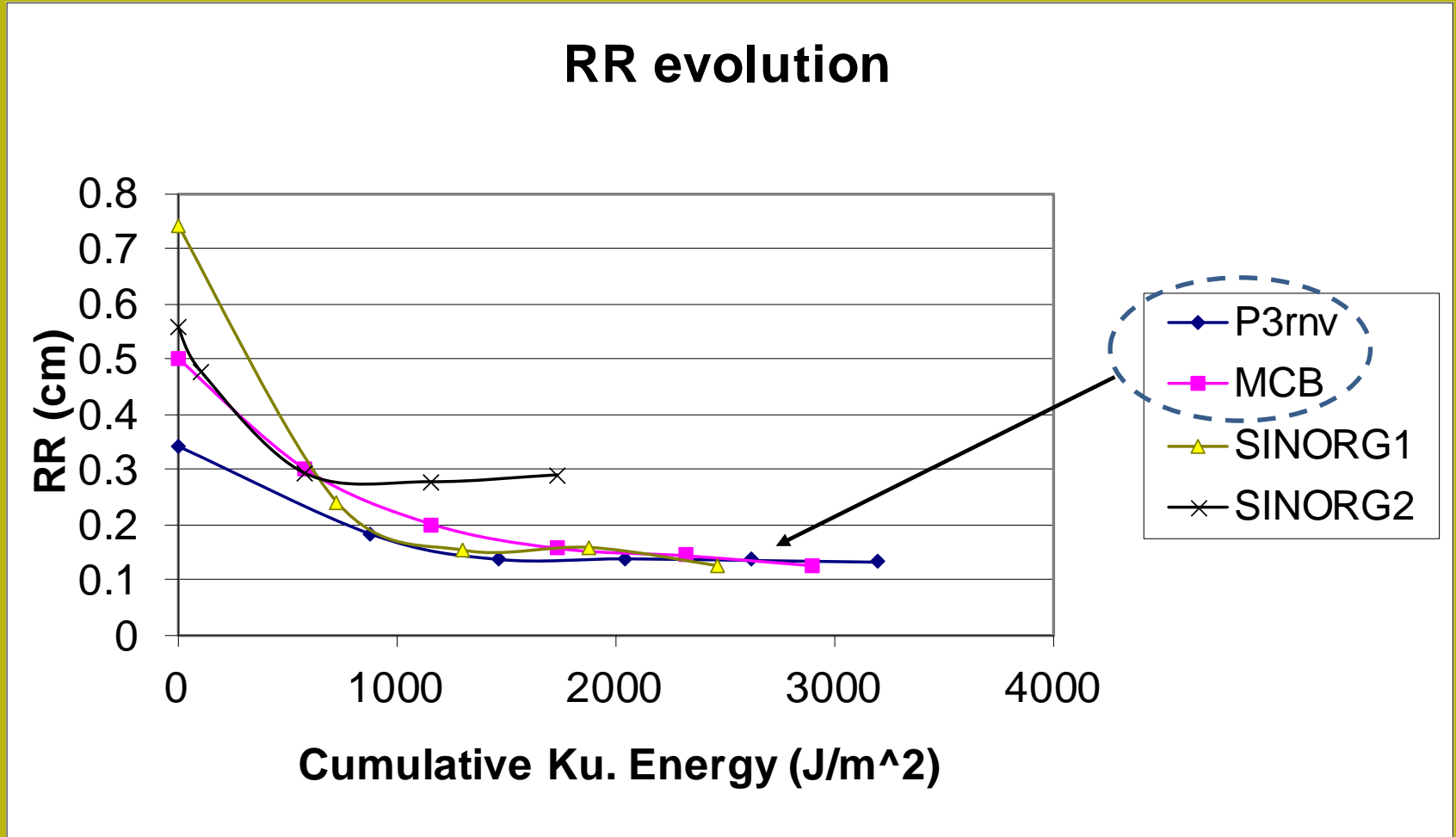


Fig. IGES_2: sample graph on the evolution of the saturated conductivity of surface sealing crust of two studied soils

Evoluzione rugosità' vs. Energia cinetica cumulata pioggia su 2 suoli pianura Emiliana

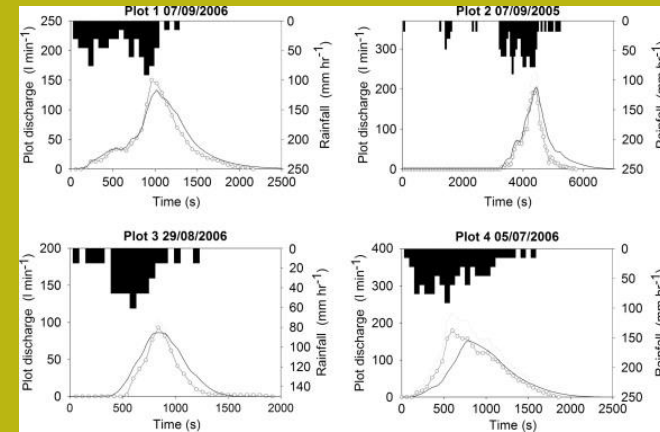


Da Torri et al. 2001

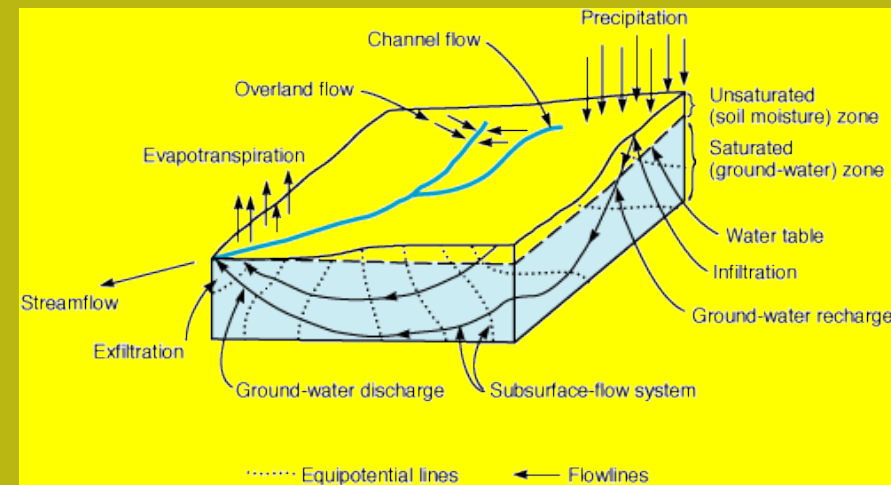
Metodologia PDI (*Portable Drip Infiltrometer*) per la misurazione in situ (non distruttiva e ripetibile) ,su qualunque superficie, dei parametri idraulici del suolo : conducibilità satura (Ks) e net capillary drive (G)

Il problema dei parametri di infiltrazione nel terreno

La Misura in campo di parametri idrologici di base quali conducibilità di saturazione (K_s), net capillary drive (G) (Smith e Parlange, 1978; Smith, 1990) è una delle esigenze fondamentali per l'applicazione di modelli idrologici che ad esempio sono necessari per il calcolo della capacità di infiltrazione, la trasformazione delle precipitazioni in un volume di deflusso superficiale (Philip, 1969; Smith, 1990). Questi parametri hanno importanti applicazioni nella modellazione idrologica, geomorfologica, geotecnica per la valutazione dei rischi geologici.



<http://blogs.usda.gov/2013/04/25/water-quality-index-for-agricultural-runoff-streamlined-and-accessible/>





<http://blogs.usda.gov/2013/04/25/water-quality-index-for-agricultural-runoff-streamlined-and-accessible/>



<http://gsoil.files.wordpress.com/2013/05/nrcsia99127.jpg>

Modelli di infiltrazione

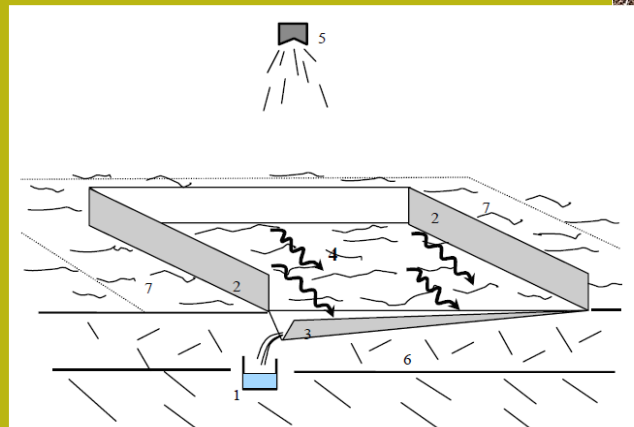
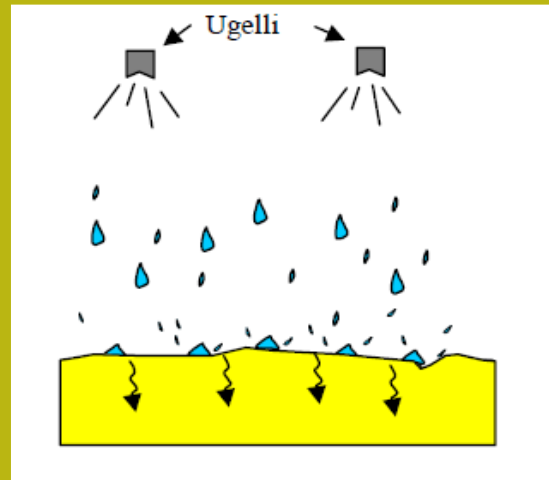
I parametri idraulici della superficie del suolo sono fondamentali per i modelli idrologici che permettono di valutare la velocità di deflusso e distribuirle in un bacino a seconda dell'ietogramma dell'intensità delle precipitazioni.



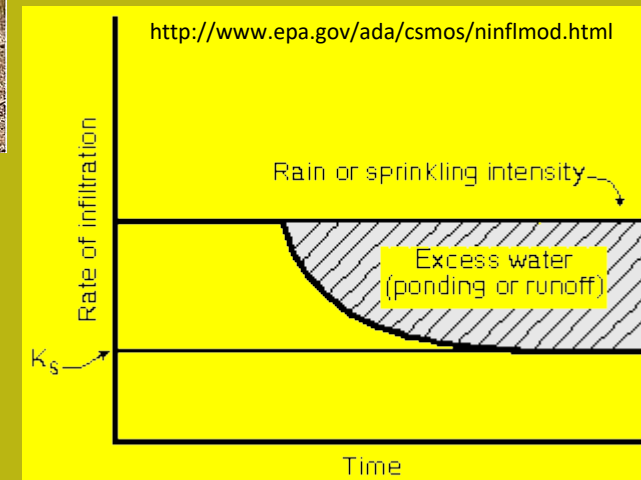
Le superfici idrologicamente ideali non esistono !!

Metodi di misurazione dei parametri di infiltrazione del suolo: simulatore di pioggia.

Con il simulatore di pioggia si determina una parziale distruzione e una forte alterazione della superficie misurata dovuta all'erosione e alla compattazione da parte dell'energia cinetica delle gocce di pioggia.



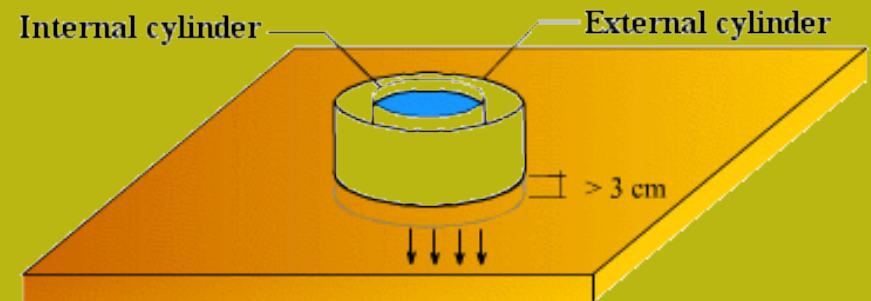
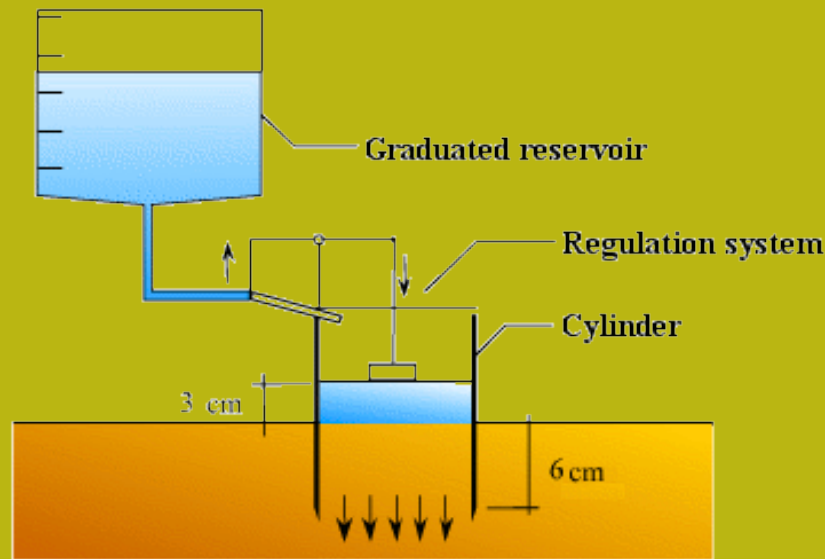
$$i = r - q$$



Metodi di misurazione dei parametri di infiltrazione del suolo: doppio cilindro

L'inserimento del cilindro produce un notevole disturbo soprattutto su un pavimento compatto e crepe o macropori
Test non ripetibile nello stesso posto.

Doppio cilindro

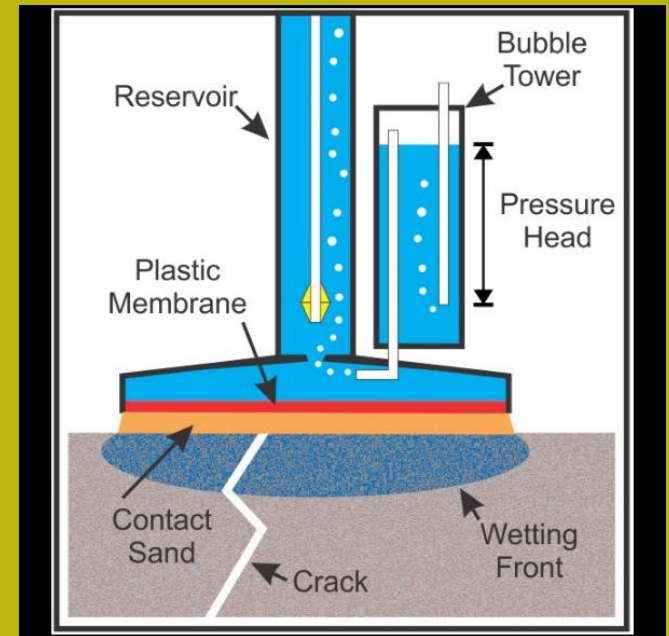


Metodi di misurazione dei parametri di infiltrazione del suolo: Infiltrometro a tensione

Ottimo ma molto complicato da usare. Non ripetibile nello stesso posto presenza di interfaccia di sabbia tra suolo e strumento



Infiltrometro a tensione



Metodo dell'infiltrometro a goccia: fondamenti e origine

Una valida alternativa è rappresentata da una tecnica di misura non invasiva abbastanza recente senza energia d'impatto e di conseguenza senza l'alterazione della superficie da misurare; il "drip infiltrometer" (Or D., 1996; Al-Jabri et al., 2006; Ben-Asher et al., 2003) si basa sulla teoria di Wooding (1968) per l'infiltrazione nelle pozzanghere circolari.

(Al-Jabri et al., 2006)

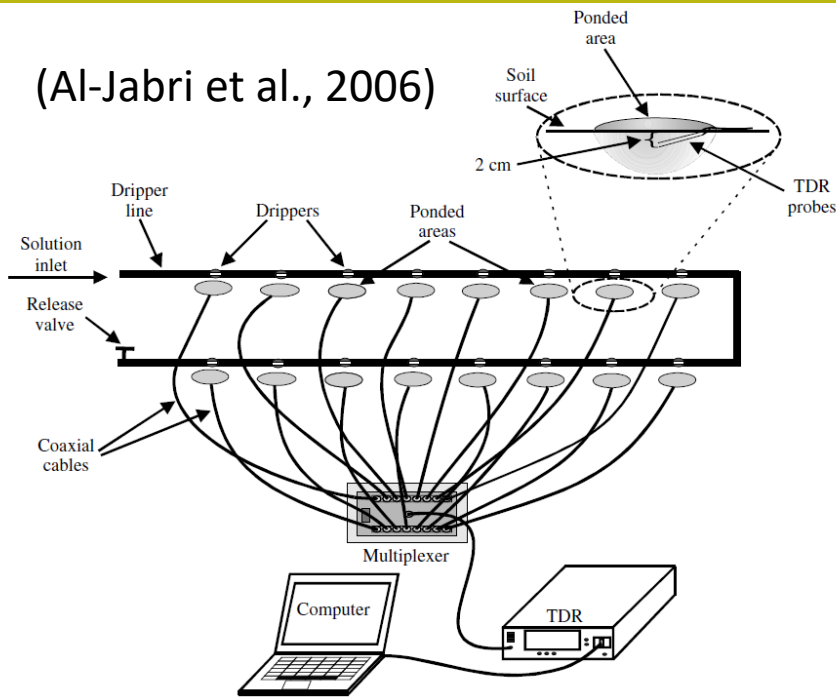
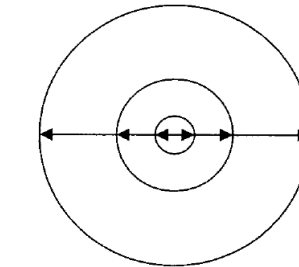
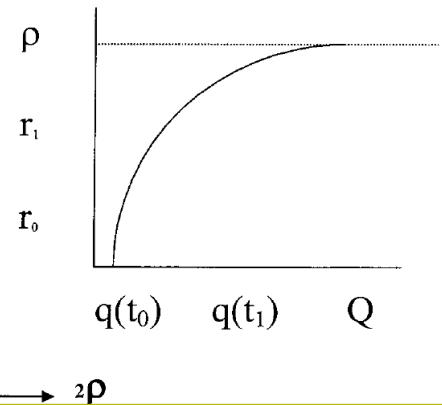


Fig. 1. Dripper-TDR setup in the field (2 transects are shown).

A. Horizontal cross section of the moving pond diameter at different times



B. The radius of the moving boundaries of the pond as a function of total water applied



Ben-Asher et al., 2003

Il sistema raggiunge lo stato stazionario solo quando la densità di flusso (infiltrazione) è uguale alla portata del gocciolatore

Metodo dell'infiltrometro a goccia: fondamenti e origine

Nella teoria di Wooding (1968) per l'infiltrazione nelle pozzanghere.

$$q = \frac{Q}{\pi r^2} = K_s + \frac{4 K_s \lambda_c}{\pi r}$$

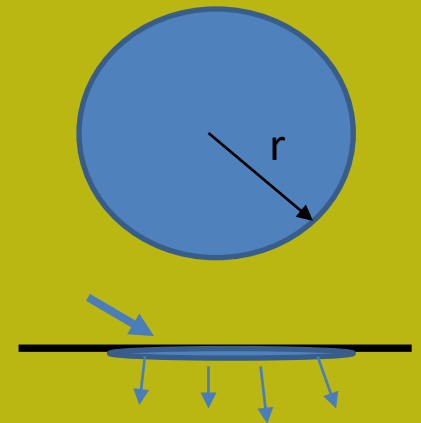
q [LT⁻¹] Densità di flusso allo stato stazionario

Q [L³T⁻¹] Portata di Afflusso nella pozzanghera

K_s [LT⁻¹] **Saturated conductivity**

λ_c [L] **Macrosopic capillary length***

r [L] Raggio Pozzanghera



(Al-Jabri et al., 2006)

* Quantifica le forze capillari in corrispondenza del fronte di infiltrazione gravitazionale. Philip JR. Theory of infiltration. Adv Hydrosci 1969;5:215–96.

Metodo DI modificado – Portable Drip Infiltrometer (PDI)

La tecnica di misurazione dell'infiltrometro a goccia (DI) si basa sulla misurazione dell'estensione dell'area di una pozza d'acqua che scorre sulla superficie a bassa energia (goccia = goccia).

Se si conosce la portata costante del flusso d'acqua nella pozzanghera e la sua superficie, nonché le condizioni iniziali di umidità, è possibile calcolare la conducibilità satura K_s e il net capillary drive (G) (Al-Jabri et al., 2002; Ben-Asher et al., 2003).

Nel caso di PDI Per completare la misura è necessario misurare il deficit del contenuto di umidità volumetrica di campo, che di solito viene misurato con apparecchiature TDR (riflettometria nel dominio del tempo).

E trasformare l'equazione fondamentale del modello nel seguente:

$$q = \frac{Q}{\pi r^2} = K_s + \frac{4}{\pi} \frac{K_s G \Delta \theta}{r}$$

$$\lambda_c = G \Delta \theta \quad [L]$$

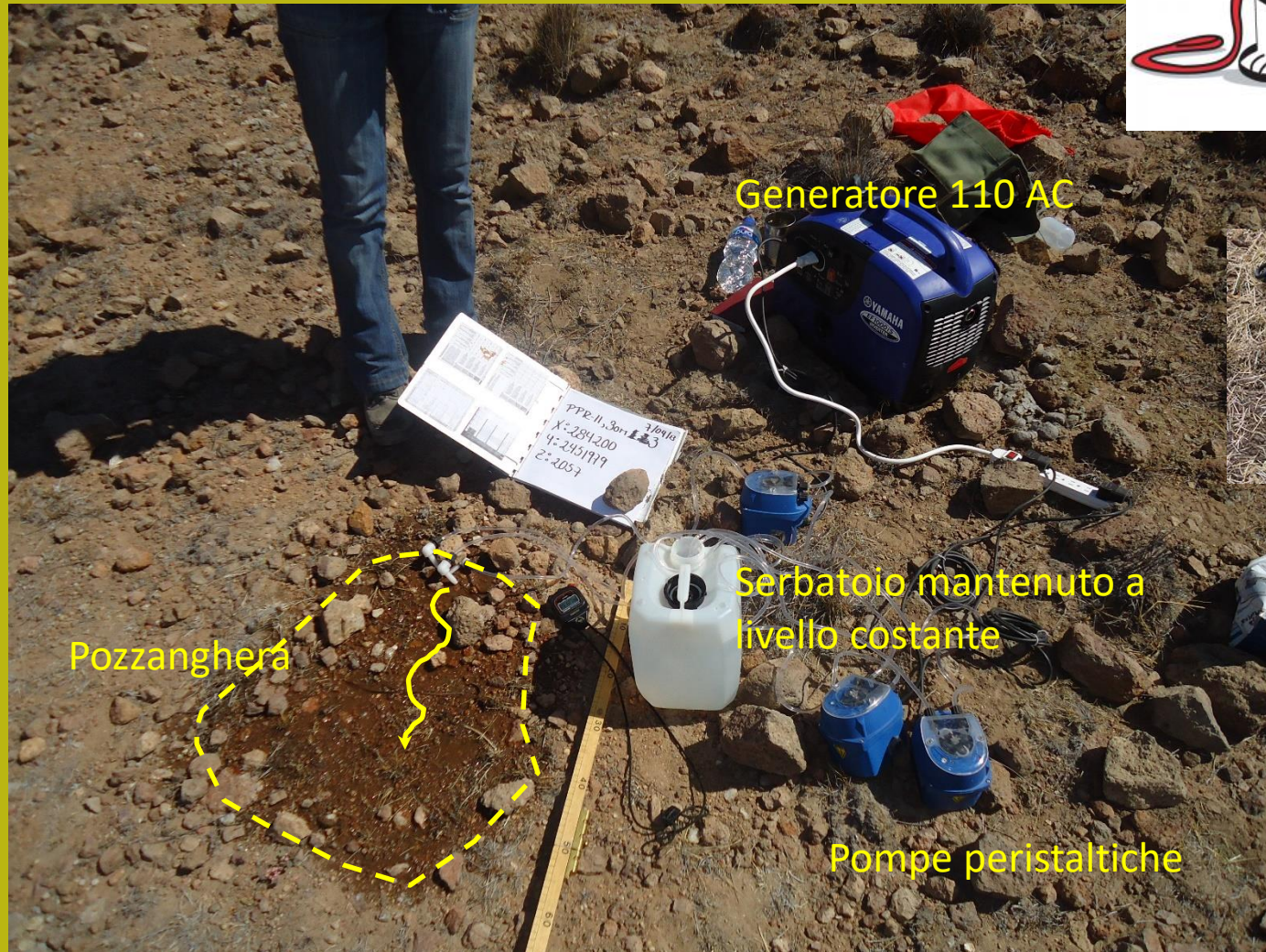
$$G \quad [L] \quad \text{Net capillary drive, Smith \& Parlange (1976,78)}$$

$$\Delta \theta \quad [-] \quad \text{Deficit di umidità rispetto alla saturazione}$$

Metodo DI modificato – *Portable Drip Infiltrometer* (PDI)

- **Materiali: generatore portatile 110V (max 15 kg)**
- **Pompe peristaltiche 1- 15 l/h (max 2 kg)**
- **Apparecchiatura TDR (time domain reflectometry) per la misura sul campo del contenuto volumetrico di umidità.**
- **Riserva di Acqua (secondo le esigenze - circa 20 l)**
- **Serbatoio (minimo 5 l)**
- **Macchina fotografica digitale**
- **cronometro**
- **Barre metriche**
- **GPS**

Metodologia di prova PDI in campo



Generatore 110 AC



TDR

Pozzanghera

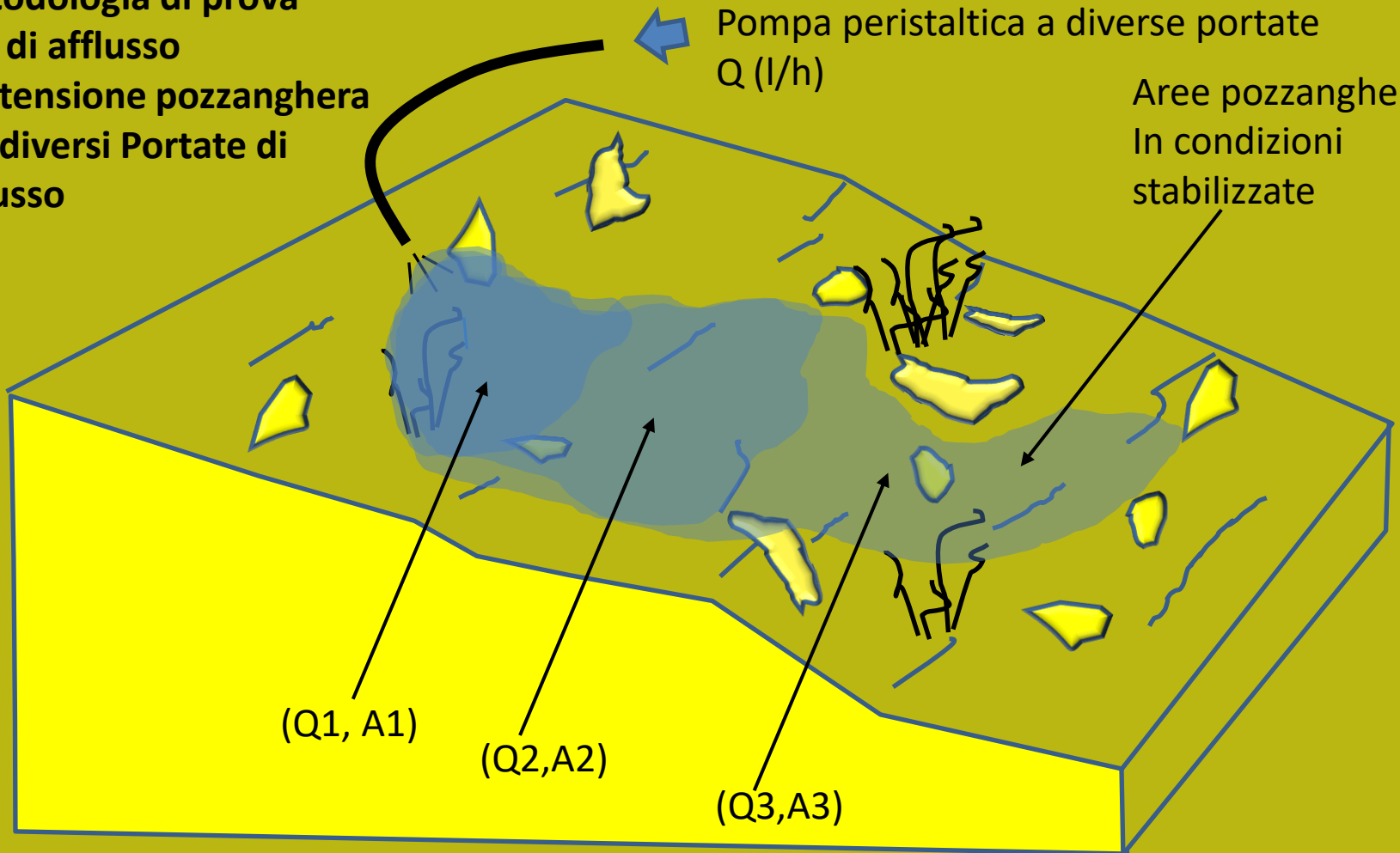
Serbatoio mantenuto a livello costante

Pompe peristaltiche

Metodologia di prova
Fasi di afflusso
e estensione pozzanghera
per diversi Portate di
afflusso

Pompa peristaltica a diverse portate
 Q (l/h)

Aree pozzanghere
In condizioni
stabilizzate



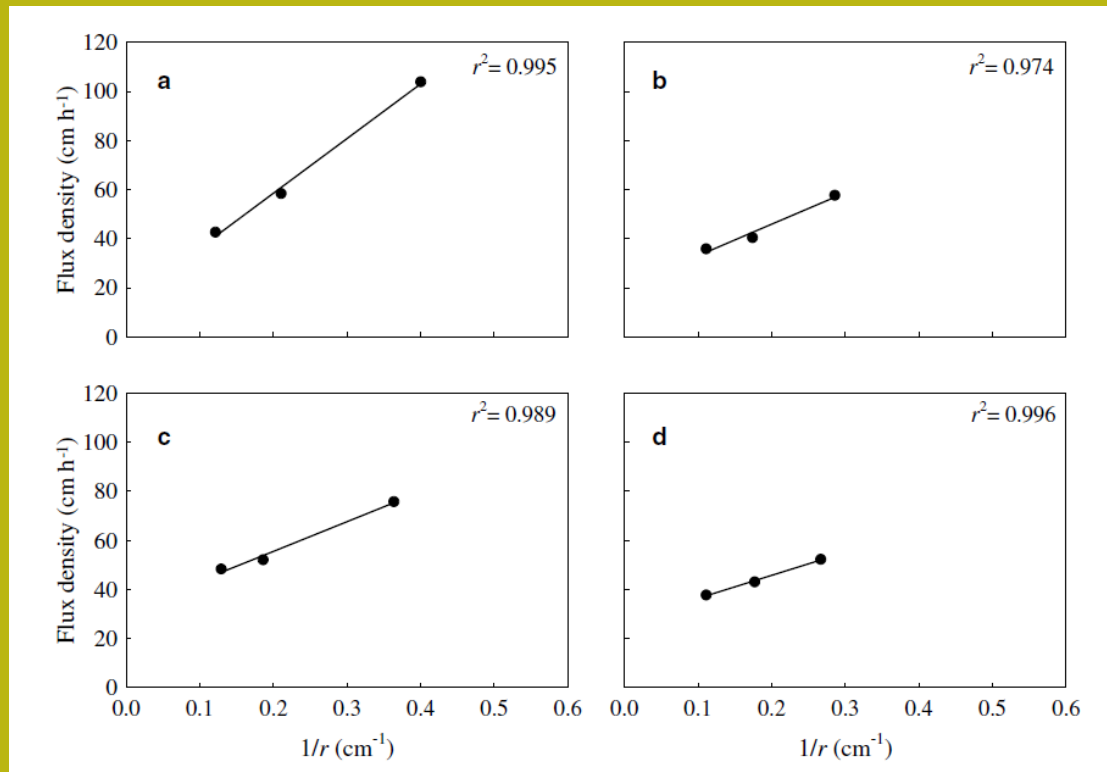
(Q1, A1)

(Q2, A2)

(Q3, A3)

$$\left\{ \begin{array}{l} Q1 < Q2 < Q3 \\ A1 < A2 < A3 \end{array} \right.$$

Trattamento dei dati - metodo classico



1) Viene generato un grafico
Con dati sperimentali
 $q=f(1/r)$

2) Nel diagramma
 $q=f(1/r)$
L'intercetta della
funzione lineare
è uguale a K_s e G è una
funzione della
pendenza

Al-Jabri et al., 2002,2006

$$q = \frac{Q}{\pi r^2} = K_s + \frac{4}{\pi} \frac{K_s G \Delta \theta}{r}$$

Conoscendo la área della pozzanghera e' possibile determinare il raggio equivalente r

La metodologia sperimentale sue applicazioni e risultati sono presentati in due diversi progetti di ricerca per la valutazione del rischio geomorfologico e geotecnico negli stati di San Luis Potosí e Colima. (periodo 2012-2016)

Volcan de Fuego, Colima 3850 a.s.l.m

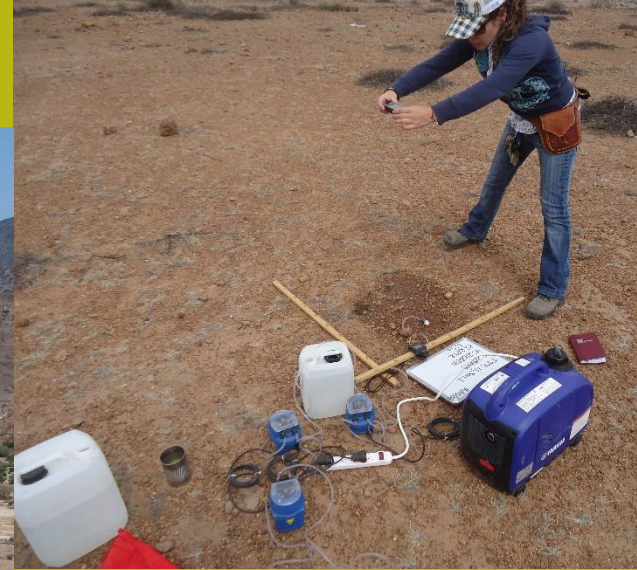


Proyecto (2013-2015)(CONACYT-Ciencia Basica-2012-01 -184060)



Proyecto (2012-2013)(PROMEP uaslp-ptc-372)

Sierra San Miguelito, SLP



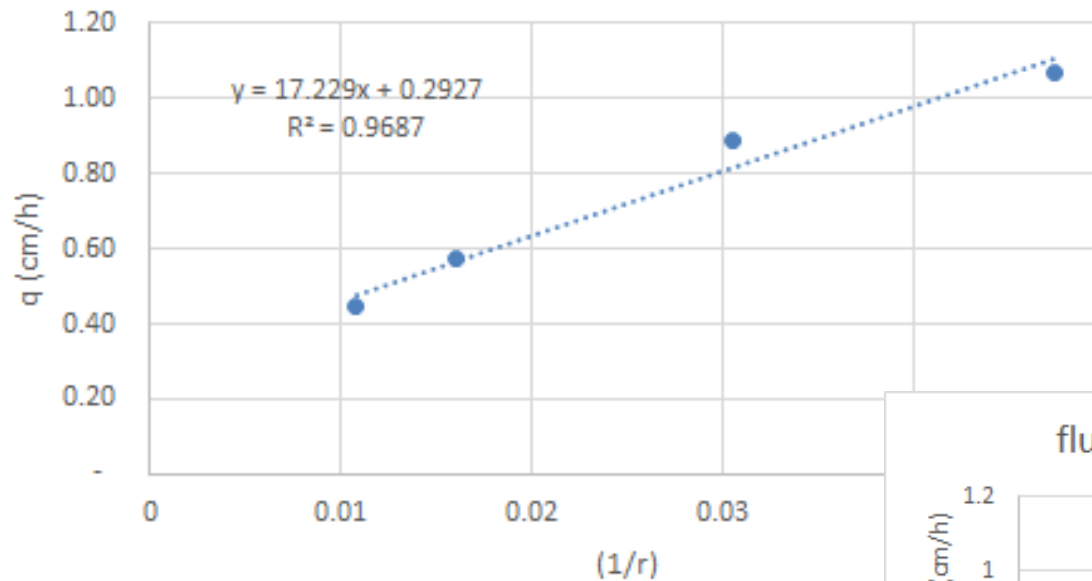
Esempio 1 - Sierra san Miguelito , SLP

Misure di campo
In Voclan de Fuego,
Colima, Mexico



Ejemplo 1 - Sierra san Miguelito , SLP

Flux density observada q (cm/h) = $f(1/r)$

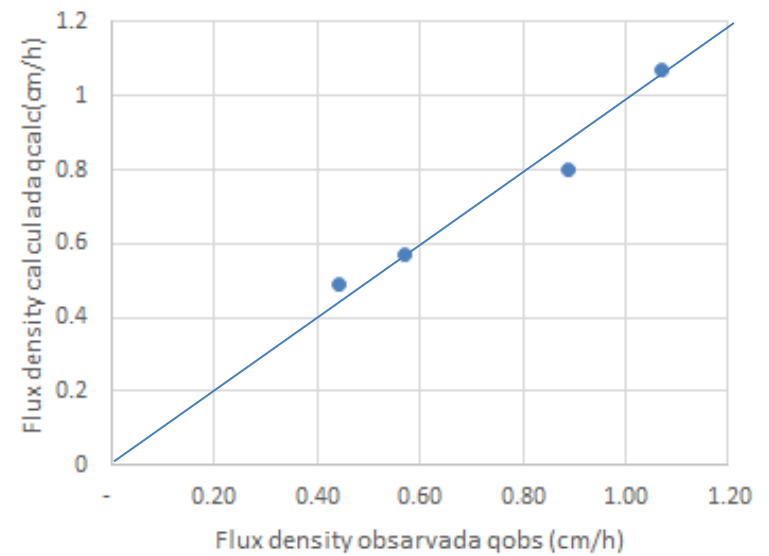


Theta ini (v/v)	Theta max(v/v)	Delta theta (v/v)
0.05	0.28	0.23

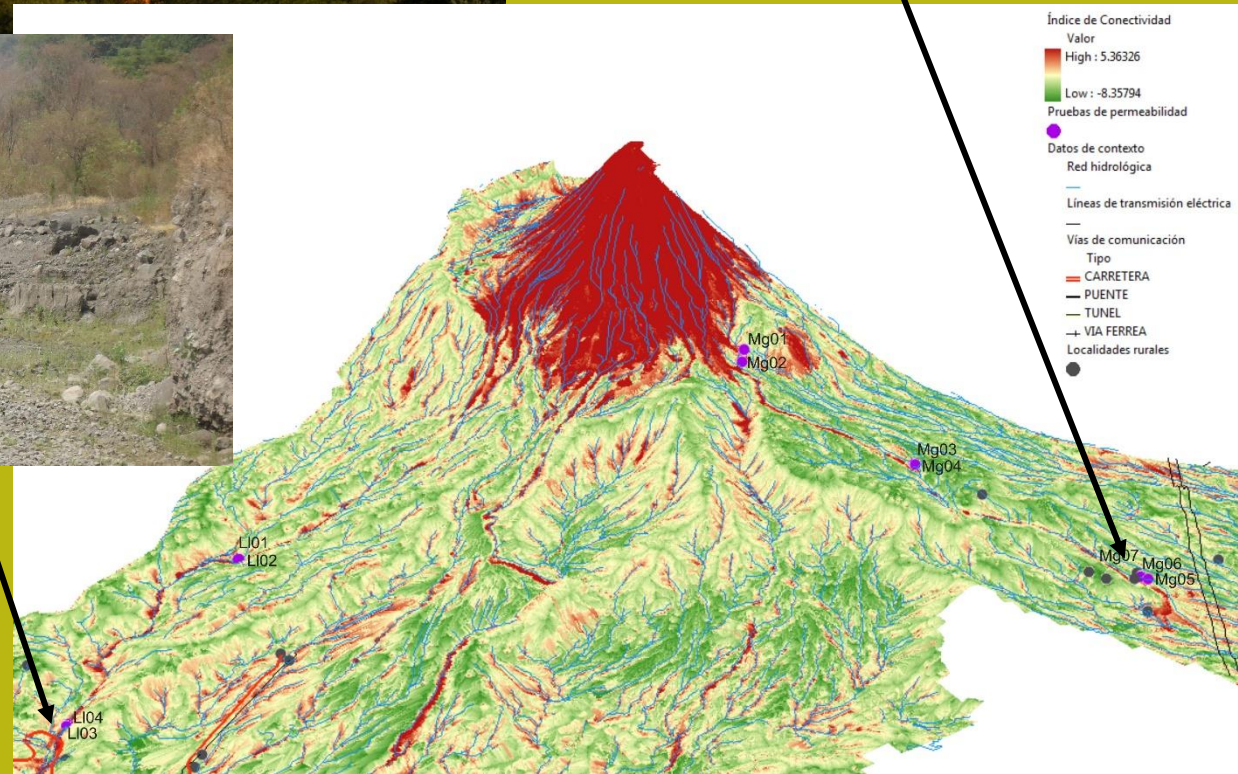
Ks (mm/h)	G(mm)
3.16	1720.30

SCS Hydrologica soil group D
 Texture: Sandy loam with
 Low depth Inceptisols on welded Ignimbrite

flux density - calculata (cm/h)



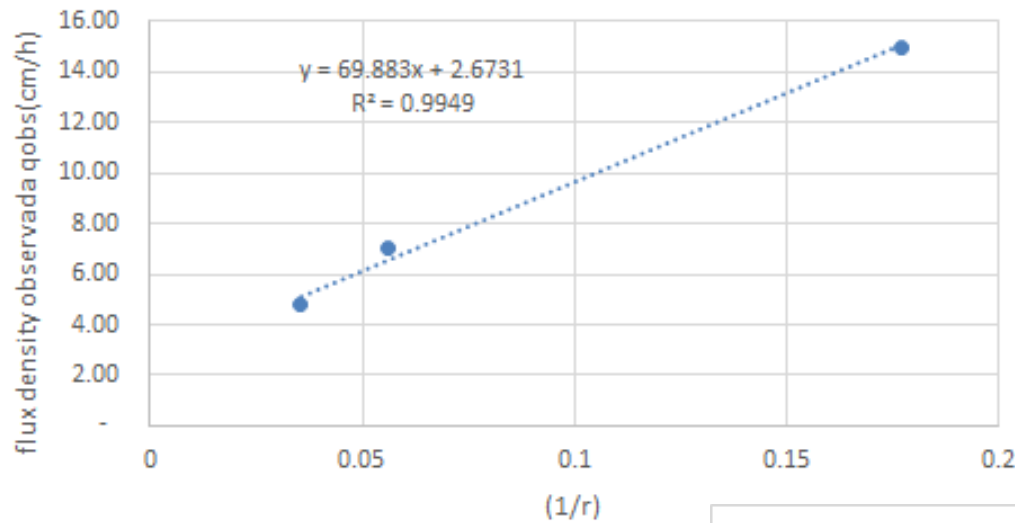
Esempio 2– colima



Misure di campo
In Volcan de Fuego,
Colima, Mexico

Ejemplo 2 – colima

Flux density $q_{obs}(cm/h)=f(1/r)$

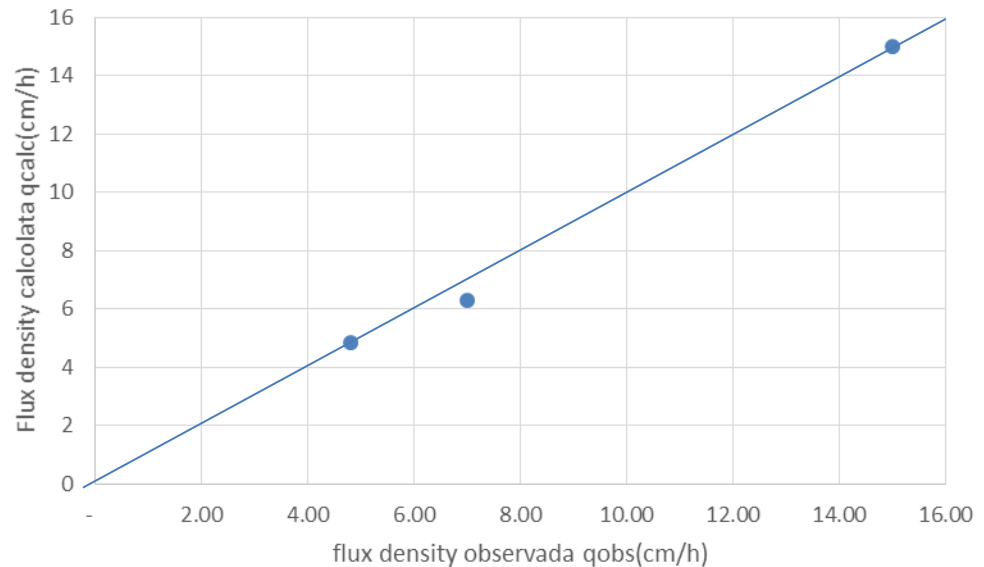


Theta ini (v/v)	Theta max(v/v)	Delta theta (v/v)
0.07	0.255	0.185

Ks (mm/h)	G(mm)
23.00	1321.96

SCS Hydrologic soil group B
 Texture: gravelly sand
 Deposits on piroclastic flow
 (block and ash flow)

flux density - calculata(cm/h)



Conclusioni su metodologia PDI

- La metodologia PDI può essere facilmente applicata in una molteplicità di condizioni superficiali (pendii, vegetazione, rocce..).
- È portatile e a basso costo
- Misurazioni non invasive, non distruttive (energia impatto acqua= zero) e ripetibilità di misura di K e G senza disturbo della superficie
- Limiti di applicazione del test: ancora in fase di indagine
- Possibile estensione a terreni idrofobici

Fondi di ricerca e riconoscimenti

1) Modellazione dei processi idrologici, della dinamica dell'idrofobicità e delle infiltrazioni, per l'applicazione nella valutazione del rischio da alluvioni e lahar: applicazione nella città di San Luis Potosí e nel vulcano Colima (2013-2016)(CONACYT-Ciencia Basica-2012-01 -184060), Mexico, (resp. L Borselli)

2) Studio geotecnico e idrologico per la valutazione della pericolosità geomorfologica della Sierra de San Miguelito, SAN Luis Potosí (SLP) (2012-2013)(PROMEP uaslp-ptc-372), Mexico, (resp. L Borselli)

- **Ci sono delle vie praticabili per un professionista per stimare realmente la permeabilità di una superficie?**
- **Quali metodologie e modelli possiamo usare in alternativa per captare la esigenza di valutazione della capacità di infiltrazione nel terreno durante un evento di pioggia?**
- **Come posso stimare efficacemente e in maniera semplice il volume infiltrato e possibilmente il volume minimo saturato in un profilo di suolo?**

Sono 3 domande che hanno un peso enorme in quanto portano a cercare alternative rispetto ai modelli, se pur semplici, anzi visti..

Vediamo una alternativa.. Che impiegheremo per rispondere poi alla seconda e terza domanda.

Il modello SCS-CN per la stima dei deflussi (e della infiltrazione) (NCRS,2007)

Da una estrema semplificazione del bilancio di massa durante una pioggia:

$$P = I_a + F + Q$$

$$Q(mm) = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad \text{se } P > 0.2S = I_a$$

$$Q(mm) = 0 \quad \text{se } P \leq 0.2S = I_a$$

$$S(mm) = \frac{25400}{CN} - 254$$

Dove:

P =volume precipitazioni (mm)

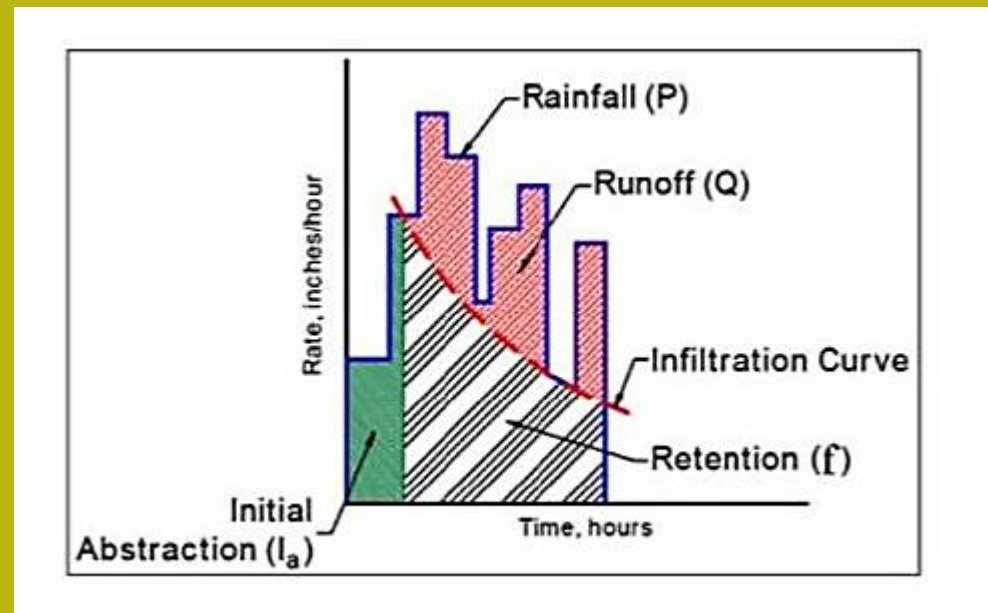
Q =volume deflusso (mm)

I_a =astrazione iniziale (mm)

F =infiltrazione durante la pioggia(mm)

S =ritenzione(Storage Massimo) nel profilo (mm)

CN =curve number (adimensionale)



Il valore di CN è un parametro adimensionale con valori compresi tra 1 e 100.

L'intervallo di variazione permette di tenere conto di una serie di fattori come:

- Il tipo di suolo e il suo gruppo idrologico
- Il tipo e grado di copertura vegetale o di altro tipo
- Eventuali tecniche di conservazione del suolo o di *water harvesting*
- Le condizioni di umidità precedenti l'evento di pioggia considerato

Valori maggiori di CN corrispondono a condizioni in grado di generare maggior deflusso e minor infiltrazione.

Tavola 4

Selezione di alcuni usi del suolo e relativi CN per la condizione AMC-II:

Uso del suolo	Sistemazioni	Condiz.idrol.	A	B	C	D
Terra battuta			59	74	82	86
Terreno nudo o arato	rittochino		77	86	91	94
Colture in filari (mais,vigneti, arboreti)	rittochino	povera	72	81	88	91
		buona	67	78	85	89
	per traverso	povera	70	79	84	88
		buona	65	75	82	86
Cerali minori (grano, sorgo)	per traverso e con terrazzi	povera	66	74	80	82
		buona	62	71	78	81
	rittochino	povera	65	76	84	88
		buona	63	75	83	87
Leguminose e/o erba medica in rotazione	per traverso	povera	63	74	82	85
		buona	61	73	81	84
	per traverso e con terrazzi	povera	61	72	79	82
		buona	59	70	78	81
Pascoli e incolti pascolabili	rittochino	povera	66	77	85	89
		buona	58	72	81	85
	per traverso	povera	64	75	83	85
		buona	55	69	78	83
Prati o erba medica	per traverso e con terrazzi	povera	63	73	80	83
		buona	51	67	76	80
		povera	68	79	86	89
		media	49	69	79	84
Bosco	per traverso	buona	39	61	74	80
		povera	47	67	81	88
		media	25	59	75	83
		buona	6	35	70	79
Prati o erba medica		buona	30	58	71	78
Bosco		povera	45	66	77	83
		media	36	60	73	79
		buona	25	55	70	77
Strade:	in asfalto		98	98	98	98
	in ghiaietto		76	85	89	91
	in terra battuta		72	82	87	89

**Tabella semplificata, e in italiano
numeri di curva (CN)**
(in Busoni et al. 1995, appendice 6)

Le lettere A, B, C, D, sono i codici
dei gruppi idrologici del suolo
(vedi Bartolini e Borselli, 2009)

Tabella per la assegnazione del gruppo idrologico del suolo (A,B,C,D)
Secondo NCRS (2007) - da Bartolini e Borselli (2009)

Table 6.2. Criteria for assignment of HSG when a water-impermeable layer exists at a depth between 50 and 100 cm (20 and 40 in.) (NRCS, 2007, modified).

Soil property	Group A	Group B	Group C	Group D
Saturated hydraulic conductivity of the least transmissible layer	> 144.0 mm/h	≤ 144.00 to > 36.0 mm/h	≤ 36.0 to > 3.60 mm/h	≤ 3.6 mm/h
	and	and	and	and/or
Depth to water-impermeable layer	50 to 100 cm	50 to 100 cm	50 to 100 cm	< 50 cm
	and	and	and	and/or
Depth to high water table	60 to 100 cm	60 to 100 cm	60 to 100 cm	< 60 cm

Table 6.3. Criteria for assignment of HSG when any water-impermeable layer exists at a depth greater than 100 cm (40 in.) (NRCS, 2007, modified).

Soil property	Group A	Group B	Group C	Group D
Saturated hydraulic conductivity of the least transmissible layer	> 36.0 mm/h	≤ 36.0 to > 14.40 mm/h	≤ 14.40 to > 1.44 mm/h	≤ 1.44 mm/h
	and	and	and	and/or
Depth to water-impermeable layer	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm
	and	and	and	and/or
Depth to high water table	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm	> 100 cm

Tavola 5

CN-II	CN-I	CN-III	CN-II	CN-I	CN-III
100	100	100	99	98	100
98	95	99	97	93	99
96	91	98	95	89	98
94	87	97	93	85	97
92	83	97	91	81	96
90	79	96	89	78	95
88	76	95	87	74	94
86	72	94	85	71	93
84	69	93	83	68	92
82	66	92	81	65	91
80	63	91	79	62	90
78	60	90	77	59	89
76	58	89	75	56	88
74	55	88	73	54	87
72	52	86	71	51	86
70	50	85	69	49	85
68	48	84	67	47	83
66	45	83	65	44	82
64	43	81	63	42	81
62	41	80	61	40	79
60	39	79	59	38	78
58	37	77	57	36	77
56	35	76	55	34	75
54	33	74	53	33	74
52	32	73	51	31	72
50	30	71	49	29	70
48	28	70	47	28	69
46	27	68	45	26	67
44	25	66	43	24	65
42	24	64	41	23	63
40	22	62	39	22	61
38	21	60	37	20	59
36	19	58	35	19	57
34	18	56	33	17	55
32	17	54	31	16	53
30	16	52	29	15	50
28	14	49	27	14	48
26	13	47	25	12	45
24	12	44	23	11	43
22	11	41	21	10	40
20	10	38	19	9	37
18	9	35	17	8	34
16	8	32	15	7	30
14	7	29	13	6	27
12	6	25	11	5	23
10	5	22	9	4	20
8	4	18	7	3	16
6	3	14	5	2	12
4	2	9	3	1	7
2	1	5	1	0	2

Classi AMC

CN-I → condizione massima aridità'

CN-II → condizione media umidità'

CN-III → condizione massima umidità'

Funzioni di conversione



$$CN-I = CN-II / (2.334 - 0.01334 * CN-II)$$

$$CN-III = CN-II / (0.4036 + 0.005964 * CN-II)$$



Tabella di corrispondenza tra valori di CN Corrispondenti a diverse AMC

Tavola 3
Determinazione della AMC

Condizioni di umidità al momento dell'evento
(sommatoria delle precipitazioni nei 5 giorni precedenti):

Stagione di crescita precipitazioni (mm)	di stasi	Classe di AMC
<12.7	<35.6	I
12.7 - 28	35.6 - 53.3	II
>28	>53.3	III

Da Borselli (1995), In Busoni et al. (1995), cap. 13

Valutazione delle classi di umidità antecedente l'evento (AMC)
da somma delle precipitazioni cumulate (in mm), nei 5 giorni precedenti
Da Borselli (1995), In Busoni et al. (1995), cap. 13

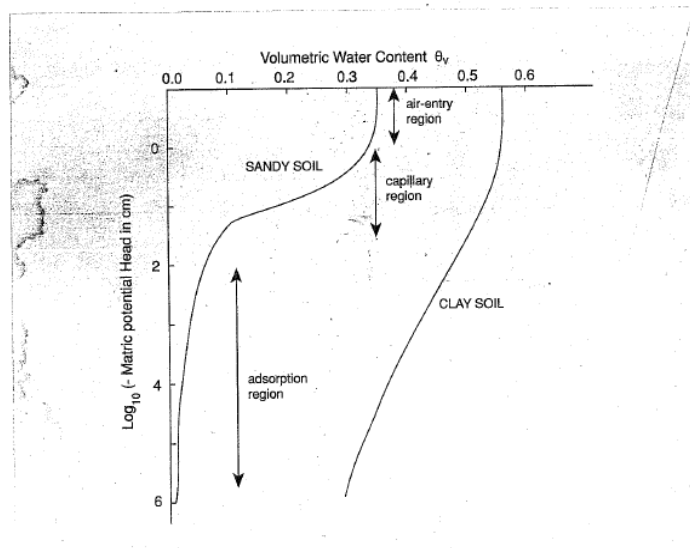
C. N. R.
Consiglio Nazionale delle Ricerche

GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DALLE CATASTROFI IDROGEOLOGICHE

LINEA 1
Previsione e prevenzione degli eventi idrologici estremi e loro controllo

CARATTERISTICHE FISICHE ED IDROLOGICHE DEL SUOLO

Loro Derivabilità dalla Cartografia Pedologica ed Applicabilità in Modelli
Distribuiti di Bilancio Idrologico di Bacino



Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile

(C.N.R. - G.N.D.C.I.)
CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DALLE CATASTROFI IDROGEOLOGICHE

Linea 1
Unità Operativa 2

Previsione e prevenzione degli eventi idrologici estremi e loro controllo

CARATTERISTICHE FISICHE ED IDROLOGICHE DEL SUOLO

*Loro Derivabilità dalla Cartografia Pedologica ed Applicabilità in Modelli Distribuiti di
Bilancio Idrologico di Bacino*

a cura di : E. Busoni, L. Borselli & C. Calzolari (*)

(*) C.N.R.

Centro di Studio per la Genesi, Classificazione e Cartografia del Suolo;
Firenze; P.le delle Cascine 15; 50144

Busoni et al. (1995)

Letteratura sul SCS-CN con applicazioni pratiche (quasi tutta in italiano, con autore o co-autore L. Borselli)

- BARTOLINI D., BORSELLI L. (2009). Evaluation of the Hydrologic Soil Group (HSG) with the Procedure SCS Curve Number. In "Manual of Methods for Soil and Land Evaluation", Edoardo A.C. Costantini ed., Science Publisher Inc., 600 pages. ISBN 978-1-57808-571-2/November 2009
- BARTOLINI D., L. BORSELLI, 2006. Valutazione del gruppo idrologico del suolo (HSG) secondo la procedura SCS Curve Number. In "Metodi di valutazione del suolo e delle terre" (Edoardo Costantini –Editor). Edizioni Cantagalli, Siena. pp-223-236 (in italian)
- BUSONI E., L.BORSELLI & C. CALZOLARI (1995) . "CARATTERISTICHE FISICHE ED IDROLOGICHE DEL SUOLO: LORO DERIVABILITA' DALLA CARTOGRAFIA PEDOLOGICA ED APPLICABILITA' IN MODELLI DISTRIBUITI DI BILANCIO IDROLOGICO DI BACINO". Gruppo Nazionale per la difesa dalle catastrofi idrogeologiche - C.N.R. - Linea 1 . pp.137
- BORSELLI L (1995) , "PARAMETRI PEDOLOGICI ED IDROLOGICI COME VARIABILI FUZZY PER LA MODELLISTICA A LIVELLO DI BACINO". In E. BUSONI, L.BORSELLI & C. CALZOLARI (editors) . CARATTERISTICHE FISICHE ED IDROLOGICHE DEL SUOLO: LORO DERIVABILITA' DALLA CARTOGRAFIA PEDOLOGICA ED APPLICABILITA' IN MODELLI DISTRIBUITI DI BILANCIO IDROLOGICO DI BACINO". Gruppo Nazionale per la difesa dalle catastrofi idrogeologiche - C.N.R. - Linea 1 . pp 77-79
- BORSELLI L. (1995) , " IL SOIL CONSERVATION SERVICE CURVE NUMBER METHOD". In E. BUSONI, L.BORSELLI & C. CALZOLARI(editors) . "CARATTERISTICHE FISICHE ED IDROLOGICHE DEL SUOLO: LORO DERIVABILITA' DALLA CARTOGRAFIA PEDOLOGICA ED APPLICABILITA' IN MODELLI DISTRIBUITI DI BILANCIO IDROLOGICO DI BACINO". Gruppo Nazionale per la difesa dalle catastrofi idrogeologiche - C.N.R. - Linea 1 . pp 57-76
- BORSELLI L., BUSONI E., TORRI D., (1992). Applicabilità del S.C.S. Curve Number method: il fattore lambda per la stima del deflusso superficiale, in: C.N.R.-G.N.D.C.I., Linea 1, Rapporto 1989, 43-56.
- BORSELLI L (1991) - " ANALISI DELLA AFFIDABILITA` DELLA PROCEDURA SCS CURVE NUMBER". C.N.R. - Quaderni di scienza del suolo vol. III , pp. 75-96, FIRENZE
- BORSELLI L. (1989)- "PREVISIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI SU VERSANTE: IL METODO S.C.S CURVE NUMBER E SUA APPLICABILITA` NELL'AMBIENTE COLLINARE ITALIANO". - C.N.R. - Quaderni di scienza del suolo - vol. II , pp. 145-160. FIRENZE.

La non linearità del processo di trasformazione delle piogge e generazione del deflusso come è catturata dal modello SCS-CN.

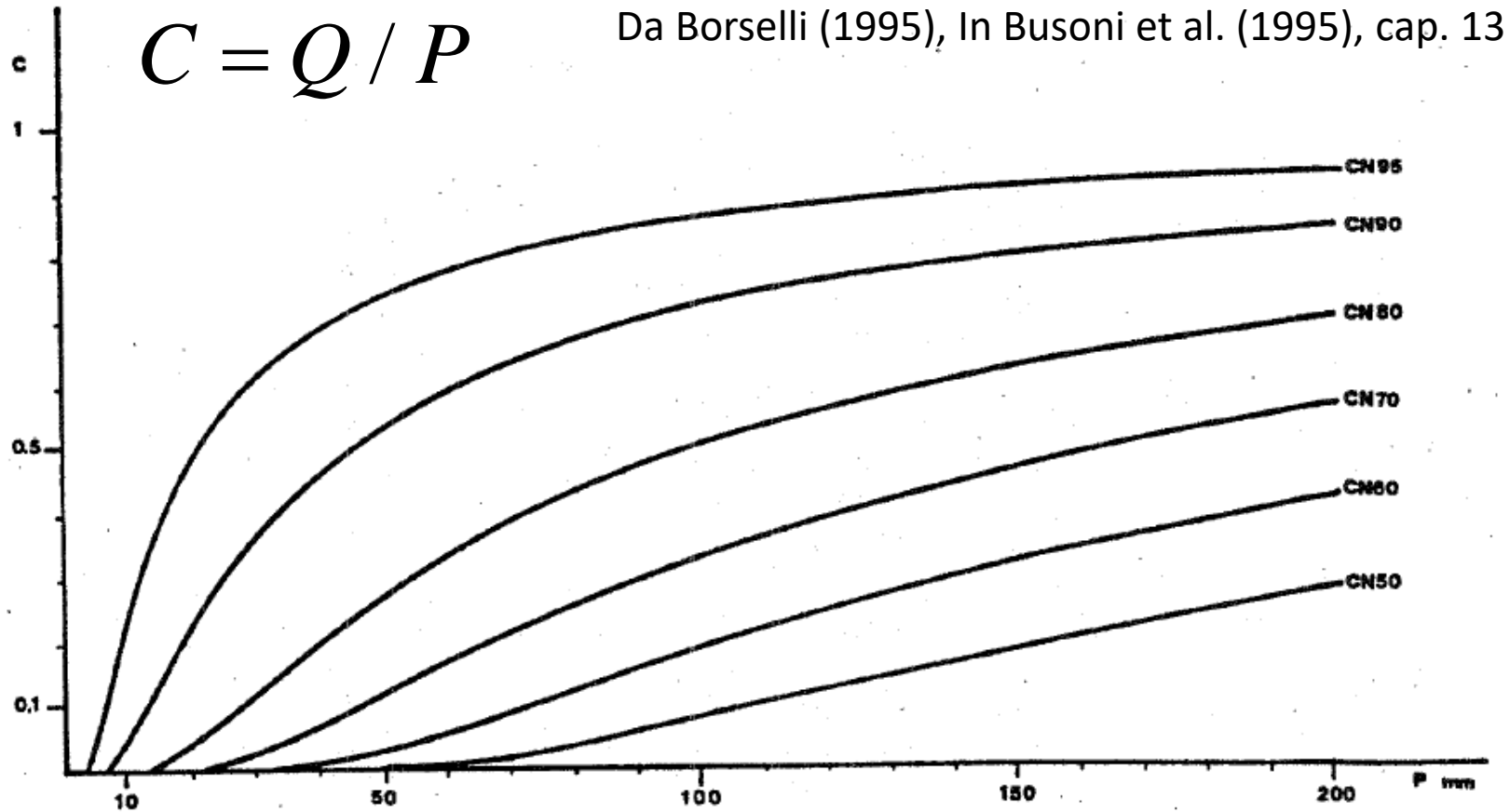
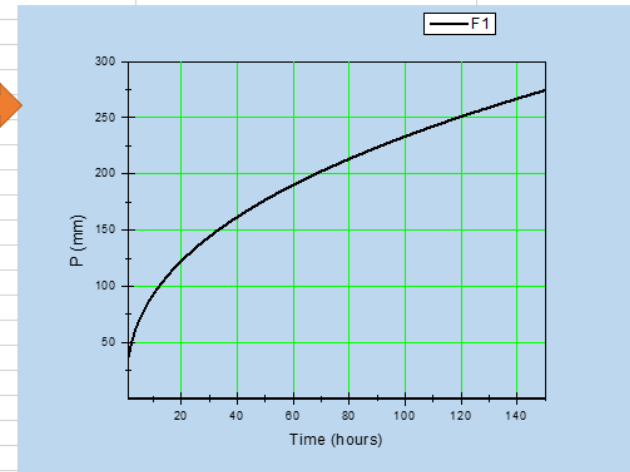


Fig. 13.1 - Variazioni del coefficiente di deflusso in funzione del CN e della entità delle precipitazioni.

In Busoni et al. (1995)

Vediamo ora una tecnica per valutare la quantità di infiltrazione nel suolo e deflusso superficiale e spessore minimo saturato durante un evento di pioggia estrema prolungata, usando il metodo SCS-CN, e considerando anche un comportamento dicotomico A/D nel gruppo idrologico

B	C	D	E	F	G	H	I	J
L. Borselli (2023)				P(mm)				
precipitazione critica durata 5 giorni(120 ore) con tempo di ritorno 100 anni								
(un esempio teorico)				a	n			
curva di possibilita pluviometrica assunta $P=at^n$				37	0.3991			
la distribuzione giornaliera puo quindi essere come segue:								
giorno	ore (h)	P(cumulata-mm)	P(giornaliera-mm)					
1	24	131.54	131.54					
2	48	173.45	41.92					
3	72	203.92	30.47					
4	96	228.73	24.81					
5	120	250.04	21.30					
CN II di riferimento	61							
(gruppo B pascolo copertura buona)								
calcolo della capacita' di infiltrazione giornaliera								
giorno	P(giornaliera-mm)	AMC	CN Giornaliero	storage - S(mm)	runoff - Q(mm)	Infiltrazione - I (mm)	infiltrazione media oraria effettiva (mm/h)	C(coeff deflusso giornaliero)
1	131.54	1	39.65	386.61	6.67	124.87	5.20	0.051
2	41.92	3	78.25	70.60	7.85	34.07	1.42	0.187
3	30.47	3	78.25	70.60	3.07	27.39	1.14	0.101
4	24.81	3	78.25	70.60	1.41	23.40	0.98	0.057
5	21.30	3	78.25	70.60	0.66	20.64	0.86	0.031
Totale infiltrazione (mm)						230.4	1.92	
considerando poi un contenuto di umita' a saturazione del 35%				spessore minimo saturato (mm)				
si assume quindi un $\theta_{s35}=0.35 (m^3/m^3)$				658.21				
che corrisponde a un valore massimo teorico saturato pari a (mm)				spessore minimo saturato (m)				
senza considerare la redistribuzione in profondita' durante l'evento				0.65821				
ovvero 0.658 m come valore minimo di spessore saturato								
il valore massimo puo' essere calcolato solo con un algoritmo piu' complesso di redistribuzione...								



Proviamo ora SSAP in una particolare situazione e con alcune funzioni di uso poco comune. Un pendio pre, e post, livellamento con una porzione sommitale saturata e sospesa...

SSAP 2010 (versione 5.2.2 - 2023)

SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM
release 5.2.2 (c) (1991-2023)

Build No. 14081 Windows 64 Bit
by Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D.
lborselli@gmail.com
<https://www.lorenzo-borselli.eu>

AVVIO VERIFICA

⚡ VERIFICA GLOBALE

⚡ VERIFICA SINGOLA

RISULTATI VERIFICA

DIAGRAMMI FORZE

VEDI GRAFICI SUPERFICI

MAPPA PRESSIONE FLUIDI

GENERA / VEDI MAPPA Fs LOCALE

MODELLO PENDIO

LEGGI MODELLO

Attiva preprocessing fase 2

CARICA IMPOSTAZIONI PROGETTO

release 5.2.2 **SSAP2010**

"Un passo oltre..."

WWW.SSAP.EU

VEDI MODELLO

HELP

ESCI dal programma

MODELLO PENDIO : profilo con potenziale falda sospesa in colluvio modificato.mod

MODELLO DI CALCOLO : Morgestern - Price (1965)

COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh) : 0.0000
VERTICALE (Kv) : 0.0000 (Kv assunto con segno positivo)

PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI

MOTORE DI RICERCA SUPERFICI **Sniff Random Search (SRS)**

ZONA DI INIZIO - Progressive - (m) : da 16.32 a 120.72
ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - (m) : da 27.92 a 127.68
QUOTA LIMITE INFERIORE (m): 0.00
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - (m) : 2.00
SMUSSA SUPERFICI: Attivato EFFETTO TENSION CRACKS: Disattivato
RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: Attivato M2 METODO (lambda0, Fs0): A

RISULTATI IN TEMPO REALE

Fs ITERATIVO : **Fs Min.** Diff.%

INTERVALLO Fs delle 10 SUPERFICI CON MINOR Fs :

n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE:

% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI : % STABILITA' NUMERICA:

PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETETE(%):

SETUP VERIFICA

INFO

OPZIONI

PARAMETRI

GESTIONE ACQUIFERI

OPZIONI AGGIUNTIVE

SALVA IMPOSTAZIONI PROGETTO

REPORT VERIFICA e STRUMENTI

GENERA REPORT VERIFICA

GENERA FILES DXF

ESPORTA SUPERFICI

CAMBIA PAR. GEOTECNICI

MODIFICA MODELLO PENDIO

EDITA FILES

MAKEFILES 5.7

File SSAP2010.INI

MESSAGGI:

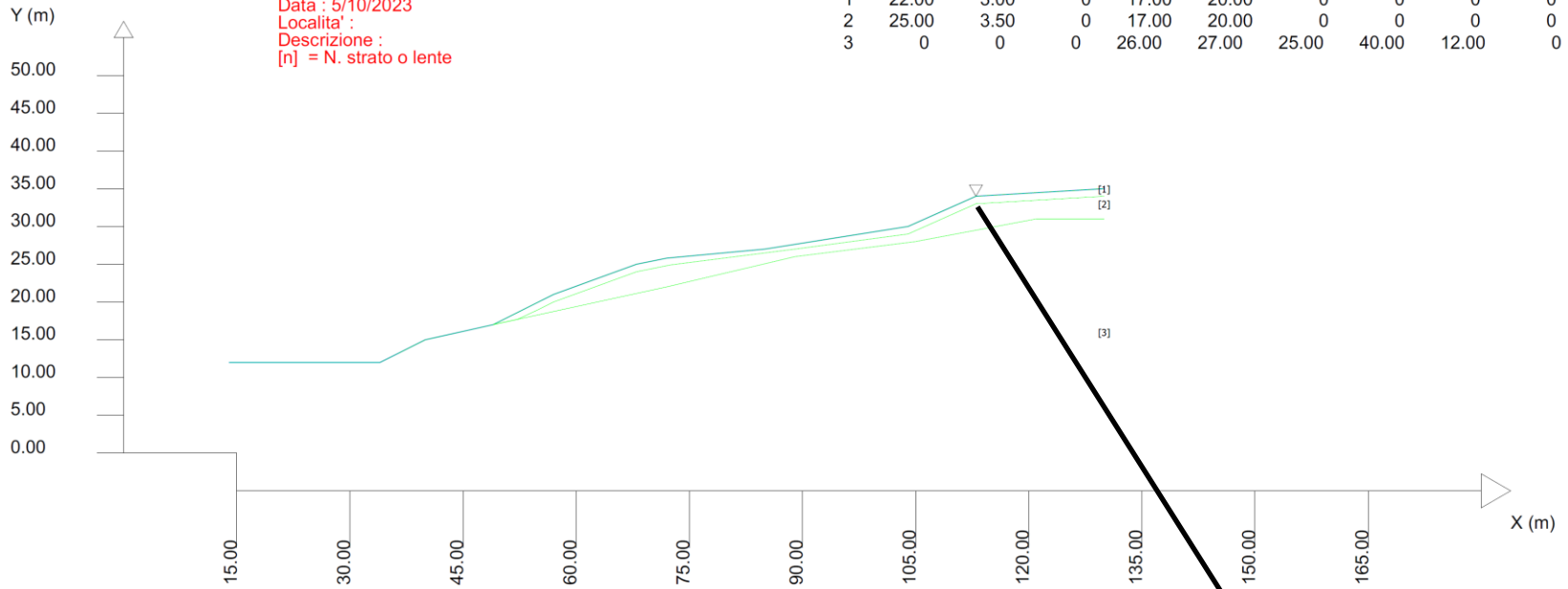
SUGGERIMENTI: il modello del Pendio è stato caricato in memoria. puoi effettuare alcuni settaggi generali con gli appositi pulsanti in alto a destra della console o lanciare la verifica direttamente con le impostazioni automatiche.

SSAP 5.2.2 (2023) - Slope Stability Analysis Program
 Software by Dr.Geol. L.Borselli - www.lorenzo-borselli.eu
 SSAP/DXF generator rel. 2.4 (2023)

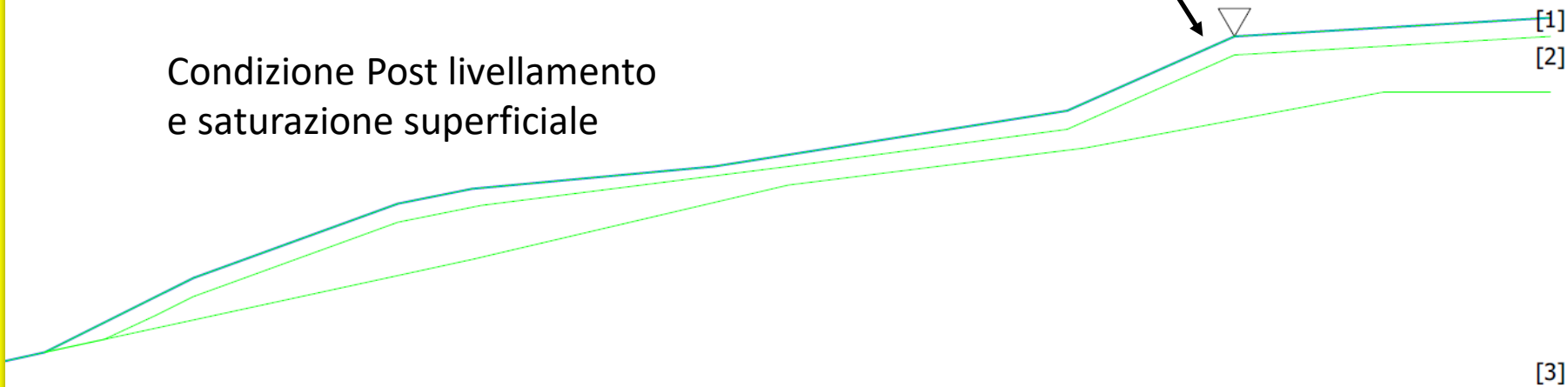
Data : 5/10/2023
 Localita' :
 Descrizione :
 [n] = N. strato o lente

Parametri Geotecnici degli strati

N.	phi` deg	C` kPa	Cu kPa	Gamm kN/m3	GammSat kN/m3	sgci MPa	GSI	mi	D
1	22.00	3.00	0	17.00	20.00	0	0	0	0
2	25.00	3.50	0	17.00	20.00	0	0	0	0
3	0	0	0	26.00	27.00	25.00	40.00	12.00	0



Condizione Post livellamento
 e saturazione superficiale



Bibliografia

- Borselli L., (2001). “Capacità di vaso idrico superficiale: dinamica, misura e stima”. Riv. Di Irr. E Dren. 48(2):13-20
- Borselli L., 1998: Soil surface roughness dynamics and its influence on infiltration processes:experimental analysis and modelling. Ph.D thesis. dept of soil science. University of Florence. (in italian).
- Borselli L., 1999. Segmentation of soil roughness profiles. Technical communication, Earth Surface Processes and Landforms, 24, 71-90.
- Borselli L., M. Pilar Salvador Sanchis, Marta S. Yañez and D. Torri Dynamics and Properties of Ponding Areas International Symposium “The significance of Soil Surface characteristic in soil erosion”. 20-22 sept. 2001. Strasbourg
- Borselli L., Torri, D., Poesen, J. & Salvador M.P. 2001. Impact of rainwater quality on infiltration, runoff and interrill erosion processes. Earth Surface Processes and Landforms. 26, 329-34.
- Budhu M.(2015). Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, Ltd. ISBN 978-1-119-01965-7. (capitolo 4)
- Carrier, W.F.; Beckman, J.F. Correlation between index tests and the properties of remoulded clays. Geotechnique 1984, 34, 211–228.
- Chiasson, P. (2005). Methods of interpretation of borehole falling-head tests performed in compacted clay liners. Canadian Geotechnical Journal, 42(1), 79-90.
- Dagger, R., Saftner, D., & Mayne, P. (2018). Cone penetration test design guide for state geotechnical engineers.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2018). Principles of geotechnical engineering. Cengage learning. ISBN: 978-1-305-97093-9 .
- Dolinar, B. (2009). Predicting the hydraulic conductivity of saturated clays using plasticity-value correlations. Applied Clay Science, 45(1-2), 90-94.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons.ISBN 978-1-118-91795-4
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Wong, K. S. (1990). Slope stability during rapid drawdown. In Proceedings of the H. Bolton Seed memorial symposium (Vol. 2, pp. 253-72). https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/dm7_01.pdf
- Dunne T, Zhang W., and Aubbry B.F., 1991. Effect of rainfall, vegetation and microtopography on infiltration and runoff. Water Resource Research. 27: 2271-228
- Fattah, M. Y., Al-Labban, S. N., & Salman, F. A. (2014). Seepage analysis of a zoned earth dam by finite elements. International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET), 5(8), 128-139.
- Germaine J.T. & Germaine A.V. 2009. Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers. John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 978-0-470-15093-1 . (cap. 13)

- Gupta, S., Hengl, T., Lehmann, P., Bonetti, S., & Or, D. (2021). SoilKsatDB: global database of soil saturated hydraulic conductivity measurements for geoscience applications. *Earth System Science Data*, 13(4), 1593-1612.
- Jobro, J.D. (1992) Estimation of hydraulic conductivity of soils from particle size distribution and bulk density data. *Journal of the American Society of Agricultural Engineers*, 35(2), 557–560.
- Kozłowski, T., & Ludynia, A. (2019). Permeability coefficient of low permeable soils as a single-variable function of soil parameter. *Water*, 11(12), 2500.
- LANGAN, L.N., LAMMERS, D.A. 1991. Definitive criteria for Hydrologic Soil Groups. Fall (1991)—Soil Survey Horizons. 32(3), 69–73.
- Lavee H., Poesen J.W.A., 1991. Overland flow generation and continuity on stone-covered soil surfaces. *Hydrological Processes*. 5:345-360.
- Mayne, P. W. (2007). Cone penetration testing (Vol. 368). Transportation Research Board. Washington, DC 20001
- Mayne, P.W. (2017). Stress history of soils from cone penetration tests. 34th Manual Rocha Lecture, *Soils & Rocks*, Vol. 40 (3), São Paulo: ABMS.
- Minasny, B., & McBratney, A. B. (2000). Evaluation and development of hydraulic conductivity pedotransfer functions for Australian soil. *Soil Research*, 38(4), 905-926.
- Morin J. , Kososvsky A., 1995. The surface infiltration model. *Journal of soil and water Conservation*. 50(5): 470-476.
- NAVFAC (1982). Soil mechanics – design manual 7.1, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC), U.S. Government Printing Office, Washington, DC.
- Neuzil, C. E. (1994). How permeable are clays and shales?. *Water resources research*, 30(2), 145-150.
- NRCS. 2007. National Engineering Handbook—Part 630 Hydrology. Chapter 7, Hydrologic Soil Groups (ver. Amended and reprinted, 05/15/2007).
- Poeter E., Hsieh P., (2020). Graphical Construction of Groundwater Flow Nets. Groundwater project editions. Pp. 67. ISBN: 978-1-7770541-3-7.
- Puckett, W.E., et al. (1985) Physical and mineralogical data to determine soil hydraulic properties. *Soil Science Society of America Journal*, 49(4) 831–836.
- Robertson, P. K. (2010). Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu. In *Memorias del 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, California State Polytechnic University Pomona, CA. http://www.cpt10.com/PDF_Files/2-51Robehc.pdf.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2022). Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. 7th edition. Signal Hill, CA: Gregg Drilling & Testing. <https://www.greggdrilling.com>
- Scesi, L., & Gattinoni, P. (2009). Water circulation in rocks. Springer Science & Business Media. ISBN 978-90-481-2416-9 , DOI 10.1007/978-90-481-2417-6

- Stacul, S.; Giusti, I; Lo Presti, D. (2017). CPT PaGE: User Manual - Interpretation and Use. DOI: 10.13140/RG.2.2.27360.17929/1
- Stark, T. D., Jafari, N. H., Leopold, A. L., & Brandon, T. L. (2014). Soil compressibility in transient unsaturated seepage analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(8), 858-868.
- Thakur V. (2016) A procedure for the assessment of the undrained shear strength profile of soft clays. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic 25th – 28th of May*. Pp: 533-546
- Torri D., L. Borselli, M.Pilar Salvador Sanchis, Marta S. Yañez Splash-Induced Soil Surface Dynamicsn International Symposium “The significance of Soil Surface charcateristic in soil erosion”. 20-22 sept. 2001. Strasbourg.
- Torri D., Regues Munoz D., Pellegrini S. and Bazzoffi P.(1999).Within-Storm Soil Surface Dynamics and Erosive Effects of Rainstorms, *Catena*, 32, 8, 131-150
- Torri D., Regües Muñoz D., Pellegrini S. and Bazzoffi P., 1999. Within-Storm Soil Surface Dynamics and Erosive Effects of Rainstorms, *Catena*, 32, 8, 131-150.
- Wang, J. P., Xu, Y. S., Ma, L., & Shen, S. L. (2013). An approach to evaluate hydraulic conductivity of soil based on CPTU test. *Marine Georesources & Geotechnology*, 31(3), 242-253.
- Weber, S., Duhaime, F., & Chapuis, R. P. (2016). Interpreting in situ variable-head permeability tests: an automated Excel spreadsheet program.
https://www.researchgate.net/profile/FrancoisDuhaime/publication/326695339_Interpreting_in_situ_variablehead_permeability_tests_An_automated_Excel_spreadsheet_program/links/5beecda4a6fdcc3a8dda9600/Interpreting-in-situ-variable-head-permeability-tests-An-automated-Excel-spreadsheet-program.pdf
- Zhang, M., & Tong, L. (2021). Statistical assessment of simplified cptu-based hydraulic conductivity curves. *Geofluids*, 2021, 1-8.
- Zhang, Y., and M.G. Schaap. 2017. Weighted recalibration of the Rosetta pedotransfer model with improved estimates of hydraulic parameter distributions and summary statistics (Rosetta3). *Journal of Hydrology* 547: 39-53. doi: 10.1016/j.jhydrol.2017.01.004.

Grazie per l'attenzione!!

