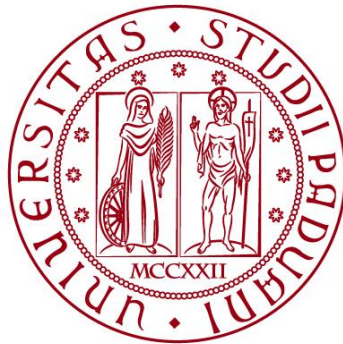


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



**TESI DI LAUREA**

**CONFRONTO TRA RISULTATI DERIVANTI DA PROVE IN  
SITO E MODELLAZIONE NUMERICA DELLA PROVA  
BOUTWELL**

**Relatore: Chiar.mo PROF. GIAMPAOLO CORTELLAZZO**

**Laureando: GIACOMO DUSO**

**ANNO ACCADEMICO 2017-2018**



# INDICE

<b>1</b>	<b>Introduzione .....</b>	<b>4</b>
<b>1.1</b>	<b>Discarica di Grumolo delle Abadesse .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Saturazione parziale nei terreni .....</b>	<b>10</b>
<b>2.1</b>	<b>Capillarità e suzione .....</b>	<b>15</b>
<b>3</b>	<b>Moti di filtrazione .....</b>	<b>24</b>
<b>3.1</b>	<b>Misura della permeabilità .....</b>	<b>33</b>
<b>3.1.1</b>	<b>Misura della permeabilità in laboratorio .....</b>	<b>36</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Misura della permeabilità in sito .....</b>	<b>45</b>
<b>3.2</b>	<b>Considerazioni ulteriori sulla permeabilità .....</b>	<b>48</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Filtrazione in terreni insaturi .....</b>	<b>49</b>
<b>4</b>	<b>La prova Boutwell .....</b>	<b>54</b>
<b>4.1</b>	<b>Strumentazione della prova .....</b>	<b>56</b>
<b>4.2</b>	<b>Procedura esecutiva della prova .....</b>	<b>65</b>
<b>4.3</b>	<b>Interpretazione analitica della prova .....</b>	<b>72</b>
<b>5</b>	<b>Caratterizzazione geotecnica del terreno .....</b>	<b>80</b>
<b>5.1</b>	<b>Prove in laboratorio .....</b>	<b>80</b>
<b>5.2</b>	<b>Prove in sito .....</b>	<b>85</b>
<b>5.3</b>	<b>Confronto tra laboratorio e sito .....</b>	<b>86</b>
<b>5.4</b>	<b>Legame costitutivo .....</b>	<b>87</b>
<b>6</b>	<b>Modellazione agli elementi finiti della prova Boutwell .....</b>	<b>94</b>
<b>6.1</b>	<b>Programma input .....</b>	<b>97</b>
<b>6.2</b>	<b>Programma output .....</b>	<b>98</b>
<b>7</b>	<b>Risultati ottenuti .....</b>	<b>102</b>
<b>7.1</b>	<b>Espansione del fronte saturo .....</b>	<b>102</b>
<b>7.2</b>	<b>Confronto dei livelli nella buretta durante la fase I .....</b>	<b>106</b>

<b>7.3</b>	<b>Confronto dei livelli nella buretta durante la fase II .....</b>	<b>109</b>
<b>7.4</b>	<b>Confronto dei Risultati ottenuti modificando il tipo di modellazione adottata per i refill .....</b>	<b>116</b>
<b>7.5</b>	<b>Confronto dei Risultati ottenuti analiticamente utilizzando i livelli piezometrici di output delle permeabilità modificate .....</b>	<b>122</b>
<b>7.6</b>	<b>Analisi effettuate su terreni omogenei .....</b>	<b>124</b>
<b>8</b>	<b>Conclusioni .....</b>	<b>128</b>
<b>9</b>	<b>Riferimenti bibliografici .....</b>	<b>130</b>

# 1 Introduzione

L'ingegneria geotecnica rappresenta un ramo ingegneristico abbastanza attuale con uno sviluppo dovuto anche alla maggiore sensibilizzazione ambientale sviluppatasi nella società odierna che ha creato la necessità di una migliore comprensione in campo ambientale. Basti pensare ai problemi ambientali che possono emergere nel caso di una errata progettazione di una barriera di protezione di una discarica o a problemi di inquinamento delle falde acquifere presenti nel sottosuolo provocati, ad esempio, dalla presenza di attività produttive o industriali. Nella presente tesi sono stati utilizzati risultati di prove in sito di permeabilità effettuate su uno strato di protezione della discarica di Grumolo delle Abadesse (VI) ed inoltre è stata simulata la prova Boutwell utilizzando il programma ad elementi finiti "Plaxis 2D". Dati i metodi di compattazione utilizzati nella barriera, il terreno presenterà una naturale eterogeneità del comportamento filtrante in senso verticale rispetto a quello orizzontale. L'individuazione della permeabilità del terreno è di fondamentale importanza per una corretta progettazione di uno strato di tenuta giocando tale parametro un ruolo essenziale nel fenomeno di filtrazione. La soluzione classica per la filtrazione è ottenuta soltanto per la condizione a regime ipotizzando che il moto di filtrazione avvenga in terreni completamente saturi. In questa tesi è stato cercato di comprendere più a fondo invece come varia il fenomeno di filtrazione qualora avvenga in terreni non completamente saturi quindi in condizioni in cui si ha saturazione parziale del terreno. In particolare ci si è avvalsi di prove utilizzando il permeometro Boutwell in quanto, sebbene non abbia ancora raggiunto un'ampia diffusione in ambito ingegneristico, è uno dei pochi test in cui è possibile valutare separatamente la filtrazione verticale ed orizzontale grazie alla sua possibilità di variare la geometria del processo filtrante, potendo quindi esplicitare chiaramente l'eterogeneità di comportamento che naturalmente

nasce nei terreni. Per questa ragione tale strumento è stato ritenuto il più efficace per la valutazione della permeabilità in terreni argillosi stesi per strati. Le prove sono avvenute tra maggio 2014 e dicembre 2015 successivamente alla realizzazione di un campo prove nella discarica di circa  $40 \times 20$  m e spessore di 1 m di profondità.

### **1.1 Discarica di Grumolo delle Abadesse**

Questa discarica viene utilizzata per lo smaltimento dei rifiuti di tipo urbano secchi e raccolta di rifiuti non pericolosi (provenienti da impianti per la separazione meccanica di rifiuti urbani). La degradazione dei rifiuti produce biogas che tenderà a risalire verso la copertura della discarica e percolato che invece migrerà verso il fondo. La provenienza del rifiuto comporta la produzione di biogas composto circa da: 50% metano, 40% anidride carbonica, 10% da altri gas. La discarica è composta da un primo lotto (*vasche della discarica esistente*) entrato in funzione nel luglio 1999 fino a maggio 2011 ed un secondo lotto (*vasche di ampliamento*) realizzato in seguito che si è previsto avere una ricettività fino al 2026. Al fine di ottimizzare il volume a disposizione i rifiuti vengono sottoposti a lavorazione e pressati in cubi prima dello stoccaggio definitivo. La planimetria ed una sezione del sistema della discarica sono state riportate nelle Figure 1.1.1 e 1.1.2 seguenti:



Figura 1.1.1: Planimetria della discarica

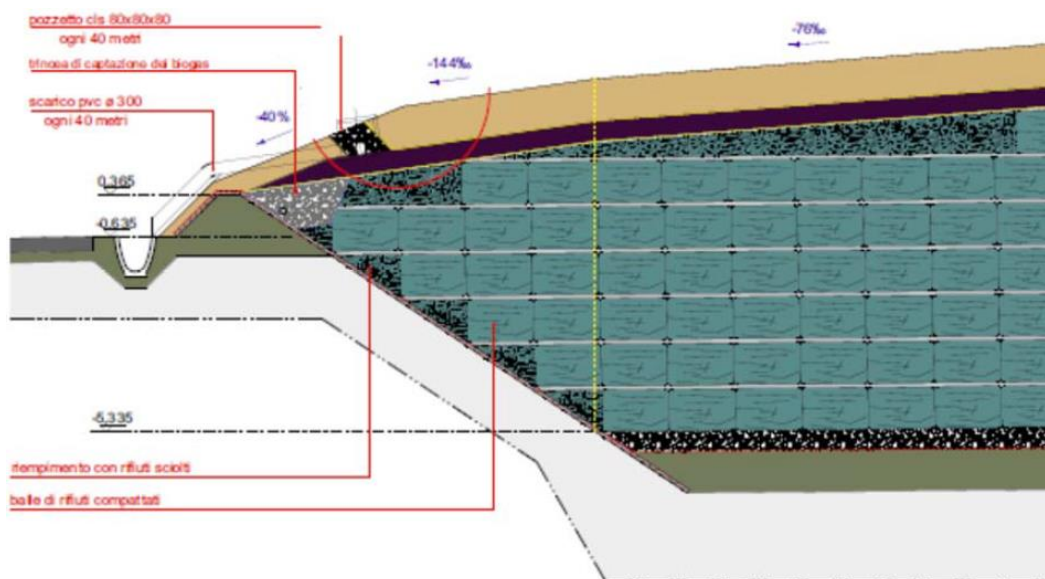


Figura 1.1.2: Sezione della discarica

In fase di attività la discarica viene coperta con un capping provvisorio realizzato con terreno di riporto o con della frazione organica stabilizzata (FOS) ottenuta da impianti di pretrattamento

biologico per la componente organica dei rifiuti. Secondo la normativa vigente (D.lgs 13 gennaio 2003, n.36, All.1) la copertura finale deve essere realizzata mediante una struttura multistrato costituita dall'alto verso il basso di almeno i seguenti strati:

1. Strato superficiale di copertura con spessore maggiore o uguale a 1 m che favorisca lo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale e fornisca una protezione adeguata contro l'erosione e consenta di proteggere le barriere sottostanti dalle escursioni termiche;
2. Strato drenante con spessore maggiore o uguale a 0.5 m in grado di impedire la formazione di un battente idraulico sopra le barriere di cui ai successivi punti 3) e 4);
3. Strato minerale superiore compattato di spessore maggiore o uguale a 0.5 m e di conducibilità idraulica minore a  $10^{-8} m/s$  o di caratteristiche equivalenti;
4. Strato di drenaggio del gas e di rottura capillare, protetto da eventuali intasamenti, con spessore maggiore a 0,5 m;
5. Strato di regolarizzazione per la corretta messa in opera degli elementi superiori e costituito da materiale drenante.

Per quanto riguarda la discarica di Grumolo delle Abadesse la stratigrafia adottata per rispettare tali indicazioni è stata riportata nella Figura 1.1.3 seguente:



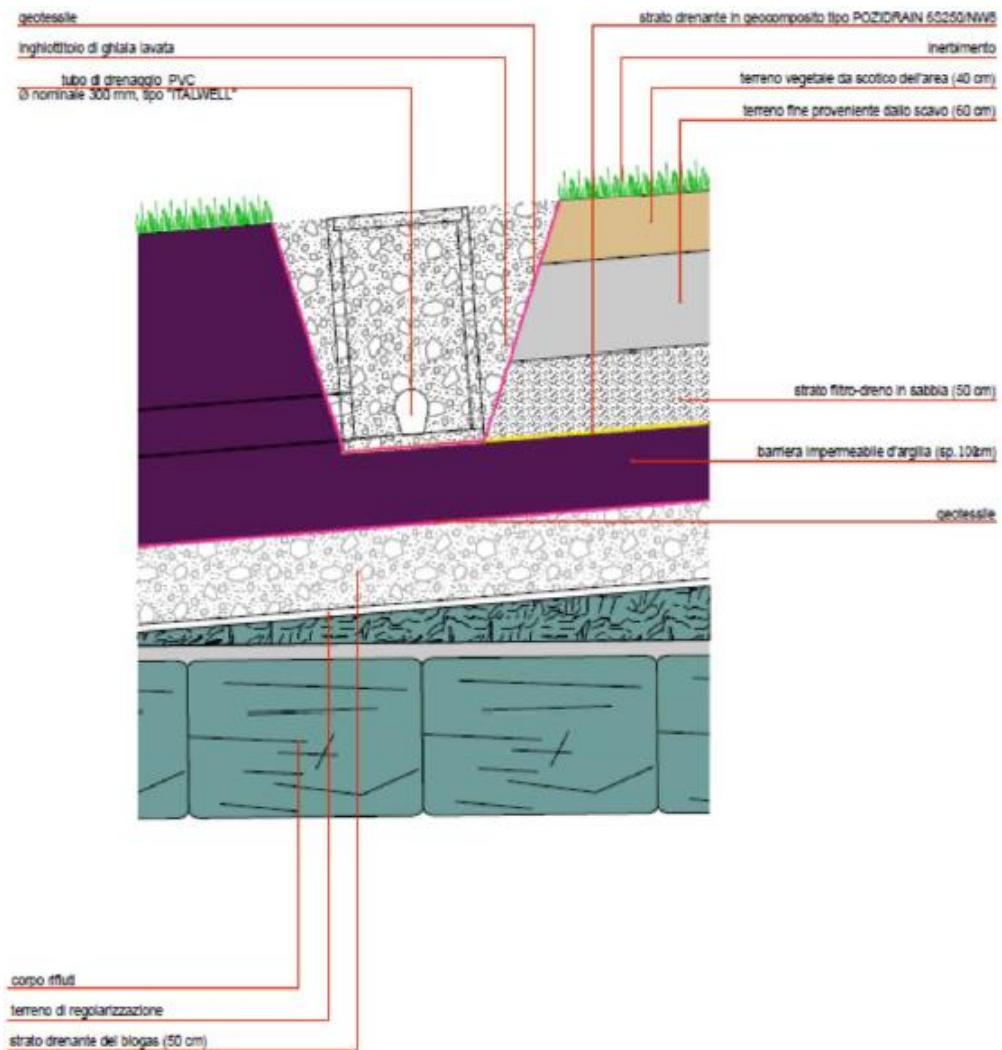


Figura 1.1.3: Composizione della copertura della discarica

Lo strato minerale compattato rappresenta il più complesso da progettare, basato su prove di classificazione confermata poi da specifiche di permeabilità, compattazione e lavorabilità. Alcuni studi (Daniel, 1993) hanno mostrato che per raggiungere buona lavorabilità e conducibilità idraulica inferiore a  $10^{-9} m/s$  è buona norma che:

- Materiale fine (passante al setaccio 200 ASTM) sia non inferiore al 25%
- Indice di plasticità sia compreso tra 7~10% e 40%
- Ghiaia in percentuale non superiore al 40%
- Massime dimensioni dei grani 25~50 mm

Al fine di ridurre i costi, nella discarica testata è stato scelto di utilizzare terreno derivante da scavi realizzati durante l'ampliamento stesso.

Le caratteristiche della barriera e dei mezzi compattatori<sup>1</sup> utilizzati sono state riportate nella Tabella 1.1.1 seguente:

<b>GRANDEZZE</b>	<b>quantità</b>	<b>Unità di misura</b>
Contenuto d'acqua di compattazione	21~23	%
Peso del mezzo compattatore	45	<i>t</i>
Passate del mezzo compattatore	4	<i>1/strato</i>
Spessore di terreno compattato	35	<i>cm</i>
Strati della barriera compattati	3	<i>strati</i>
Spessore finale della barriera	1,05	<i>m</i>

*Tabella 1.1.1: Caratteristiche del terreno utilizzato nella barriera*

---

<sup>1</sup> La scelta del mezzo compattatore è ricaduta su "DUMPER CAT D350E"

## 2 Saturazione parziale nei terreni

Nel campo dell'ingegneria geotecnica è consuetudine la schematizzazione del terreno come mezzo bifase, sia esso in condizioni secche (solido + aria) oppure in condizioni umide (solido + acqua). La realtà dei fatti indica che tali schematizzazioni, seppur molto utili ai fini del calcolo, non rappresentino esattamente la realtà fisica del problema mostrata da un sistema trifase. Vero è che tali schematizzazioni possano comunque risultare rappresentative di alcune zone circoscritte del terreno. La condizione di terreni saturi è presente in natura soltanto al di sotto della "linea di falda" che segna la frontiera dei punti al di sotto dei quali si ha la condizione  $S = 1$  (oppure equivalentemente  $\theta = n$ )<sup>2</sup> e al di sopra una condizione in cui  $S < 1$ . È interessante notare che nella zona soprastante la linea di falda il terreno presenti ancora una quantità di acqua interstiziale tuttavia, qualora questa sia presente, si trovi in uno stato di depressione che potremmo indicare come altezza della colonna d'acqua  $-h_p$  ove il pedice  $P$  indica il generico punto all'interno del terreno.

Si possono visualizzare le principali grandezze appena viste nella Figura 2.1 seguente:

---

<sup>2</sup>  $S$  è il grado di saturazione del terreno, definito nel seguente modo:

$$S = \frac{V_A}{V_V} \quad \text{con: } V_A = \text{Volume d'acqua}; V_V = \text{Volume dei vuoti}$$

$\theta$  è il contenuto volumetrico o concentrazione dell'acqua nel suolo, definito come:

$$\theta = \frac{V_A}{V} \quad \text{con: } V = \text{Volume totale del campione di terreno}$$

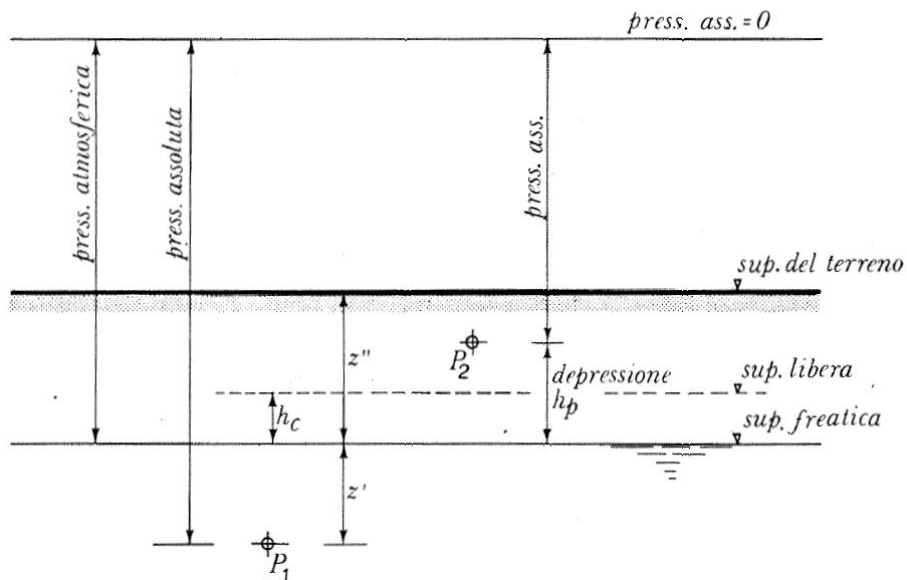


Figura 2.1: Pressioni dell'acqua all'interno del terreno

Volendo essere più precisi, l'acqua nel sottosuolo può interagire con le particelle dello scheletro solido in vari modi, presentandosi in diverse forme. Tra queste è possibile la distinzione tra:

- Vapore d'acqua: presente all'interno dei vuoti, migra dalle zone di alta pressione verso quelle di bassa.
- Acqua igroscopica: si forma per fenomeni di condensazione sulla superficie delle particelle che, in caso siano asciutte, "adsorbono" umidità modificando il loro volume (che può arrivare in sabbie fino all'1% mentre in argille fino anche il 17% del loro volume)
- Acqua pellicolare: nasce a livello molecolare per effetto delle azioni di adesione. La forza gravitazionale non influisce sulla loro rimozione che può avvenire per essiccamento.

- Acqua gravitazionale: presente al di sotto della linea di falda quindi in condizioni sature il cui moto può avvenire soltanto per effetto della gravità o delle pressioni idrodinamiche eventualmente presenti nel terreno.

L'acqua gravitazionale è la componente più facilmente intuibile ed è responsabile dei moti di filtrazione nella zona satura del terreno, che risultano essere i più studiati dai ricercatori. Se si volesse sottoporre un campione saturo di terreno a degli stati di depressione crescenti si noterebbe una progressiva riduzione del contenuto d'acqua  $\theta$  (o del grado di saturazione  $S$ ).

Quanto appena detto è riscontrabile nella Figura 2.2 seguente:

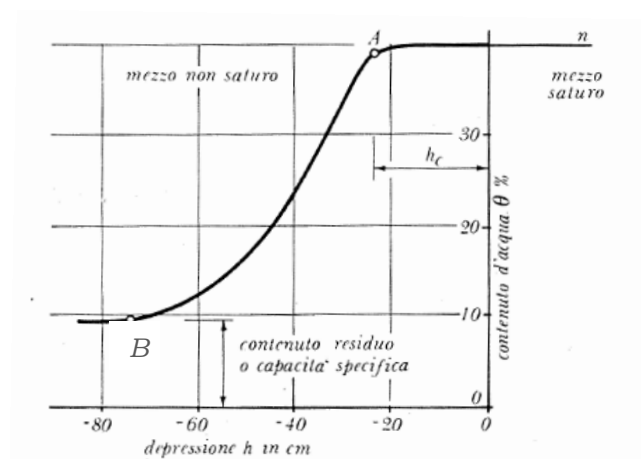


Figura 2.2: Variazione del contenuto d'acqua in un mezzo non saturo

Si noti che per bassi valori della depressione ( $\leq h_c$ ), ovvero nel tratto iniziale della curva (fino al punto A), il contenuto d'acqua presente nel terreno rimane pressoché costante e la sua variazione diventi significativa soltanto quando la depressione superi il valore di  $h_c$ . Il valore della depressione  $h_c$  indica il valore per il quale si ha il grado di saturazione  $S = 99\%$  rispetto a quello posseduto dal campione ad inizio della prova e permette di individuare l'altezza della frangia di risalita capillare che si crea al di sopra del livello della superficie freatica. Altra considerazione importante è che una volta raggiunto

il punto B, pur aumentando la depressione il contenuto d'acqua rimanga invariato individuando in questo modo il contenuto d'acqua residuo del terreno sottoposto alla prova.

È possibile quindi tracciare il grafico del grado di saturazione al di sopra della superficie freatica, come è stato fatto nella Figura 2.3 seguente:

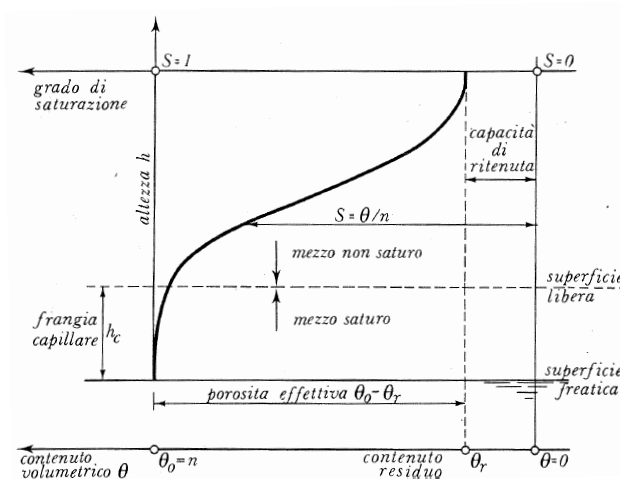


Figura 2.3: Grado di saturazione al di sopra la superficie freatica

Nella Figura 2.3 è graficato il grado di saturazione al di sopra del livello freatico evidenziando le ascisse dove  $S = 1$  (campione saturo) e  $S = 0$  (campione perfettamente secco). Mentre la prima condizione è presente all'interno del grafico essendo il punto di partenza sulla superficie freatica, la seconda condizione non verrà mai raggiunta a causa della capacità di ritenuta del terreno precedentemente vista. Per questo motivo è conveniente definire la porosità effettiva:

$$\theta_{eff} = \theta_0 - \theta_r \quad (2.1)$$

Con:  $\theta_r =$  contenuto volumetrico d'acqua corrispondente al raggiungimento della capacità di ritenuta

La zona di risalita capillare  $h_c$  può essere calcolata tramite la relazione empirica 2.2 seguente:

$$h_c = \frac{1-n}{n} \frac{c}{d_{10}} = \frac{1}{e} \frac{c}{d_{10}} \quad (2.2)$$

Con:  $n = \text{porosità} [ ]$

$c = f(\text{forma; impurità superficiali}) [cm^2]$

$d_{10} = \text{diametro corrispondente al 10\% di passante in peso} [cm]$

$e = \text{indice dei vuoti}^3 [ ]$

Il coefficiente  $c$  è variabile da 0,1 a 0,5  $cm^2$  e per sabbie assume valori come 0,45  $cm^2$ . È da ricordare che il contenuto volumetrico d'acqua  $\theta(h)$  non dipende soltanto dallo stato di depressione presente nel terreno bensì dipende anche dalla "storia" cui è stato sottoposto il campione essendo una grandezza assoggettabile a fenomeni di isteresi. Tale fenomeno è molto complesso quindi è da sottolineare che la curva può variare nel ramo non saturo a causa di processi di drenaggio e/o di imbibizione cui il terreno potrebbe essere stato sottoposto precedentemente.

Tale possibilità di diverso comportamento in base a processi di imbibizione e/o drenaggio è evidenziato nella Figura 2.4 seguente:

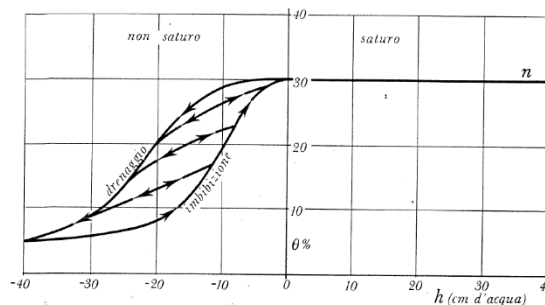


Figura 2.4: Variazione della curva  $(h, \theta)$  causata dai cicli di isteresi nella zona insatura del terreno

<sup>3</sup>La porosità e l'indice dei vuoti sono definiti come:

$$n = \frac{V_V}{V} \quad e = \frac{V_V}{V_S}$$

( $V_S$  = volume dei solidi)

Quindi è possibile la loro correlazione come segue:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad n = \frac{e}{1+e}$$

## 2.1 *Capillarità e suzione*

È risaputo che il principio dei vasi comunicanti porta a dire che due recipienti se messi in comunicazione tra loro raggiungeranno il medesimo livello d'acqua al loro interno in condizioni di equilibrio. Il fenomeno della capillarità può portare al non verificarsi di tale fenomeno qualora ad esempio uno dei due recipienti sia costituito da un tubo di diametro molto sottile dove quindi l'acqua si porterà ad un livello diverso rispetto all'altro recipiente. Il tubo sottile è soggetto ad innalzamenti di livello tutte le volte in cui si ha la formazione di un menisco concavo (esempio tipico dell'acqua in un recipiente di vetro) si parla in questi casi di un "liquido che bagna le pareti" mentre accade il fenomeno contrario qualora si abbia un menisco convesso, raggiungendo un livello inferiore rispetto l'altro recipiente (fenomeno tipico del mercurio su recipiente di vetro) dicendo in questi casi di avere un "liquido che non bagna le pareti". I fenomeni di capillarità nascono a causa delle forze molecolari esercitate tra le varie particelle liquide sia tra loro sia con le pareti del recipiente. Da sottolineare è il fatto che normalmente vengono ritenute trascurabili le azioni di coesione che si instaurano all'interno dell'acqua essendo infatti di entità decisamente inferiore rispetto a quelle nei solidi. Questo ragionamento diventa sicuramente lecito per tutte le particelle che si trovano in profondità nel liquido per le quali le azioni di coesione, oltre che avere entità molto piccole, risultano dirette in molteplici direzioni e per tale motivo potranno autobilanciarsi ed il loro effetto risultante risulterà nullo. Nelle particelle superficiali tuttavia la disposizione di tali azioni sarà più ordinata, arrivando a creare un effetto globale che consiste in una forza diretta verso l'interno del liquido; se ne deduce che il comportamento superficiale risulterà diverso rispetto a quello profondo, formando in questo modo una pellicola elastica



assoggettata ad azioni di tipo tangenziale determinando così il fenomeno conosciuto come tensione superficiale (che impedisce tra l'altro il mescolamento delle particelle aeriformi con il liquido sottostante). In particolare questo è dovuto al confronto tra le forze di adesione<sup>4</sup> e quelle di coesione ovvero, quando sono preponderanti le azioni di adesione si ha la formazione del menisco concavo mentre quando prevalgono quelle di coesione si ha la formazione del menisco convesso.

Nella Figura 2.1.1 è stato rappresentato l'esempio del menisco concavo formatosi a contatto con le pareti del recipiente, indicando le principali grandezze fisiche rilevanti nel fenomeno:

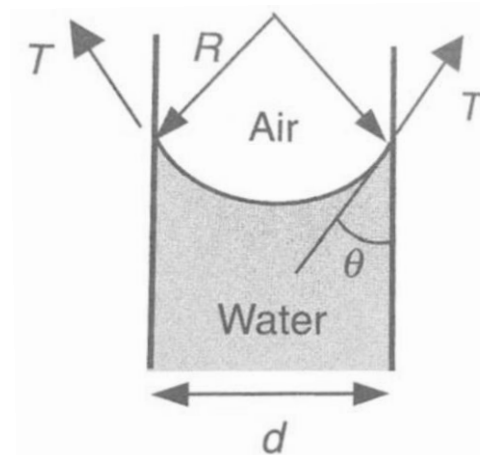


Figura 2.1.1: Menisco concavo formatosi nel tubo capillare

La pressione negativa dell'acqua è facilmente ricavabile imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale della Figura 2.1.1 precedente.

Si ottiene in questo modo l'equazione 2.1.1 seguente:

$$u_W - u_A = -\frac{4T \cos \theta}{d} \quad (2.1.1)$$

---

<sup>4</sup>Le forze di adesione nascono tra il liquido e le pareti del recipiente quindi avranno il loro effetto massimo in prossimità delle pareti stesse e un effetto trascurabile portandosi ad una certa distanza da esse.

Con:  $u_W = \text{pressione dell'acqua} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$

$u_A = \text{pressione dell'aria} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$

$\theta = \text{angolo di contatto}^5 [\text{rad}]$

$d = \text{diametro del tubo capillare} [L]$

$T = \text{Tensione tangenziale dovuta alle forze di adesione} [F]$

È naturale prosecuzione logica definire la cosiddetta *suzione di matrice*. Questo parametro è calcolabile come differenza tra la pressione dell'aria e quella dell'acqua presente all'interno dei pori. Si consideri che in condizioni naturali la pressione dell'aria è pari a quella atmosferica, diventa quindi possibile ragionare in termini di pressione relativa imponendo la pressione dell'aria nulla e semplificando in tal modo un termine.

Si ottengono in questo modo le equazioni (2.1.2) e (2.1.2. a) riportate in seguito:

$$s = u_A - u_W \quad (2.1.2)$$

$$\text{se } u_A = 0 \quad s = -u_W \quad (2.1.2. a)$$

Con:  $s = \text{suzione di matrice} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$

È importante la definizione della suzione di matrice in quanto non è l'unica componente presente. Questa è legata ai fenomeni di capillarità precedentemente descritti, tuttavia esiste anche un'altra componente legata a fenomeni di tipo elettrochimico che si

---

<sup>5</sup>L'angolo di contatto presenta un preciso range di validità dato dagli angoli di recesso  $\theta_R$  (*reciding angle*) e quello di avanzamento  $\theta_A$  (*advancing angle*). Per intuire il loro significato fisico è possibile determinarli considerando una goccia d'acqua posta su un piano inclinato. Questi sono gli angoli di contatto acqua-piano che si formano aumentandone l'inclinazione, prima che la goccia perda le condizioni di equilibrio ed inizi a scivolare lungo il piano.

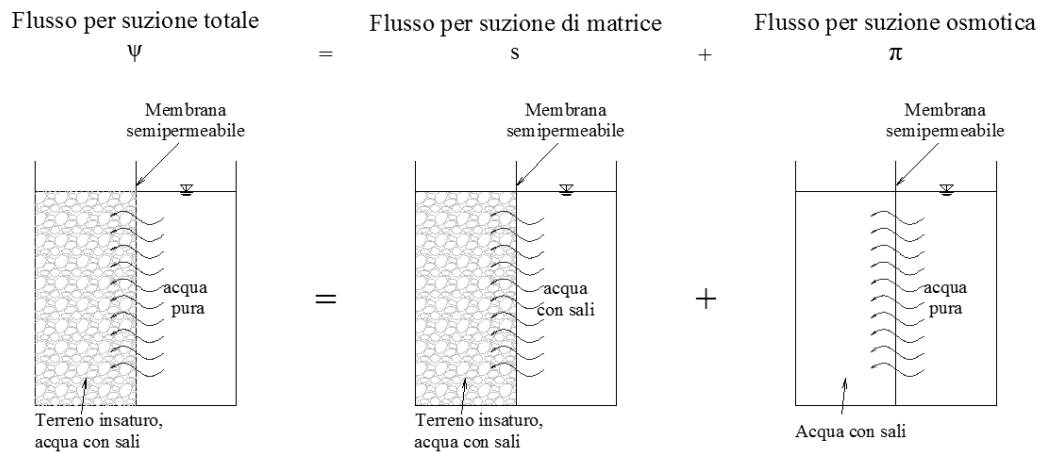
instaurano tra l'acqua esterna e quella interstiziale (ad esempio a causa dei sali disciolti) che viene chiamata *suzione osmotica*  $\pi$ .

La suzione totale sarà data semplicemente dalla somma di questi due contributi come esplicitato dall'equazione 2.1.3 seguente:

$$\psi = s + \pi \quad (2.1.3)$$

Con:  $\psi = \text{suzione totale} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$        $\pi = \text{suzione osmotica} \left[ \frac{F}{L^2} \right]$

È possibile visualizzare meglio tali componenti nella Figura 2.1.2 riportata in seguito:



*Figura 2.1.2: Componenti della suzione totale*

Nella figura viene esplicitata una situazione riscontrabile nei terreni al di sopra del livello della falda ad esempio, ovvero la suzione che avviene in terreni insaturi contenenti acqua con la presenza di Sali disciolti. Questa situazione si è notato provochi un moto di filtrazione dell'acqua (pura) attraverso la barriera semipermeabile<sup>6</sup> verso quella interstiziale (con Sali disciolti). Tale fenomeno è stato

---

<sup>6</sup>La barriera semipermeabile è un tipo di barriera che risulta permeabile nei confronti delle molecole d'acqua ed impermeabile nei confronti dei sali disciolti al suo interno.

scomposto in due situazioni più semplici, ovvero nel primo caso è stata trascurata la componente elettrochimica utilizzando il medesimo fluido filtrante (acqua con sali) individuando così la sola suzione di matrice; nel secondo caso invece sono stati trascurati i fenomeni di capillarità che nascono all'interno dei pori nel terreno rimuovendolo ed ottenendo in questo modo la sola componente osmotica.

Ricapitolando è quindi possibile definire le tre componenti nel seguente modo:

$\psi$       *Suzione totale*      Pressione negativa dell'acqua pura che permette l'equilibrio con l'acqua interstiziale all'interno di un terreno attraverso una barriera semipermeabile interposta tra le due

$s$       *Suzione di matrice*      Pressione negativa cui deve essere soggetta una soluzione acquosa (di composizione identica all'acqua interstiziale) per permetterne l'equilibrio attraverso una membrana semipermeabile

$\pi$       *Suzione osmotica*      Pressione negativa dell'acqua pura che permette l'equilibrio attraverso una membrana semipermeabile ad una soluzione acquosa di composizione diversa rispetto l'acqua interstiziale

È interessante considerare anche come possano variare queste componenti in base al contenuto d'acqua  $w$  presente nel terreno. È possibile affermare che il fenomeno della capillarità risulti preponderante nei terreni con alto grado di saturazione richiedendo infatti questo la presenza di acqua libera all'interno dei pori mentre per bassi valori del grado di saturazione, essendo lo spessore dell'acqua adsorbita molto piccolo, la suzione sarà dovuta principalmente a fenomeni di tipo elettrochimico.

Sono state riportate di seguito in Figura 2.1.3 le tre componenti della suzione per un terreno argilloso compattato al variare del contenuto d'acqua:

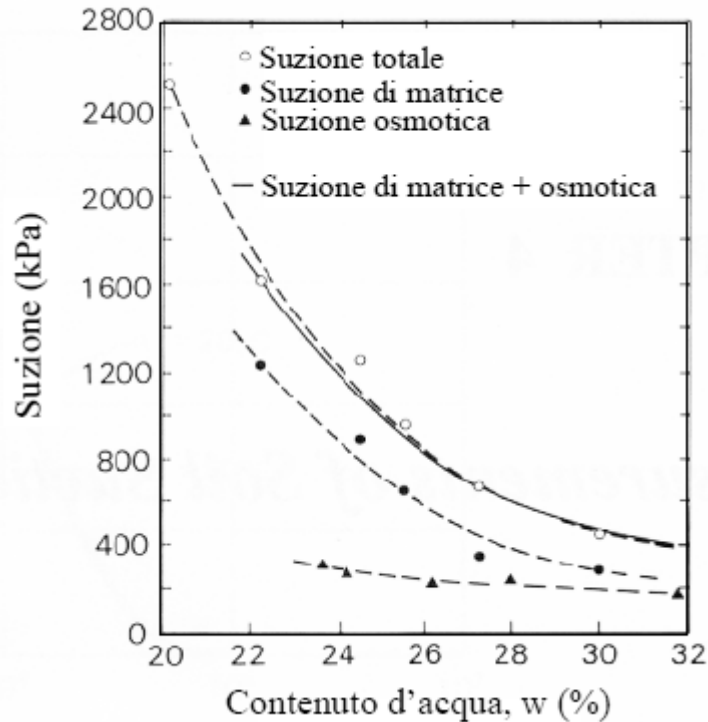


Figura 2.1.3: Variazioni della suzione con il contenuto d'acqua  $w$  su argilla compattata

È interessante notare come la componente di suzione osmotica  $\pi$  risulti pressoché invariata con il contenuto d'acqua nel terreno coesivo. Questo permette di evidenziare che il contenuto d'acqua influenzi fortemente soltanto la suzione di matrice  $s$  che tenderà quindi a disporsi quasi parallelamente alla suzione totale (o meglio lo farebbe se la loro differenza, quindi  $\pi$ , fosse esattamente una costante). Disegnando la curva completa della suzione rispetto il contenuto d'acqua si ottiene la cosiddetta curva di ritenzione idrica

indicata tipicamente con il termine SWRC<sup>7</sup> (dalla terminologia anglosassone Soil Water Retention Curve).

È stata riportata in seguito il tipico andamento della SWRC riportandone le principali grandezze nella Figura 2.1.4 seguente:

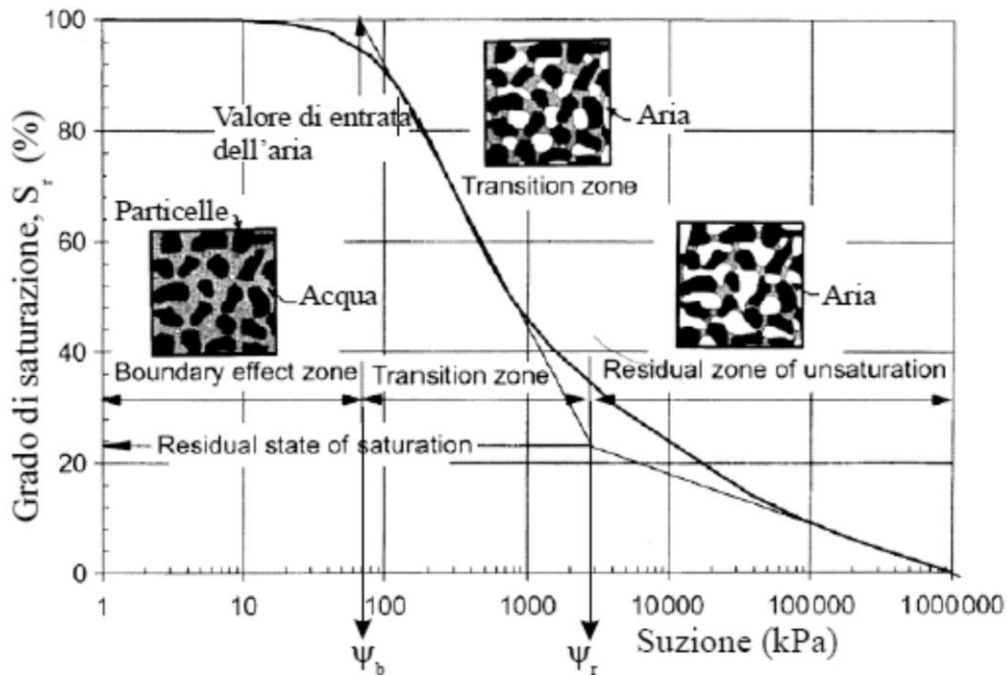


Figura 2.1.4: Curva di ritenzione idrica di un terreno - SWRC

È possibile schematizzare la curva in tre zone distinte, come indicato nella Figura 2.1.4, ovvero:

<b>Boundary effect zone</b>	Zona in cui il terreno è saturo e non si nota una variazione del grado di saturazione significativa pur aumentando la suzione
-----------------------------	---

<sup>7</sup>La curva SWRC è una curva caratteristica di un terreno insaturo che rappresenta la relazione che sussiste in un terreno tra la suzione ed il suo contenuto d'acqua.

Tale relazione risulta esprimibile tramite  $w$ ,  $\theta$ ,  $S_r$  definiti come segue:

$$w = \frac{P_w}{P_s} \quad \theta = \frac{V_w}{V} \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad \text{con: } \begin{matrix} P = \text{Pesi} & V = \text{volumi} \\ w = \text{acqua} & s = \text{solido} & v = \text{vuoti} \end{matrix}$$

**Transition zone** Zona nella quale al crescere della suzione la quantità d'acqua nel terreno si riduce sensibilmente e la fase liquida diviene discontinua

**Residual zone of unsaturation** Zona in cui a grandi incrementi di suzione corrispondono piccole riduzioni della quantità d'acqua nel terreno

In particolare la transizione tra una zona e la successiva è scandita da due valori particolari della suzione, ovvero  $\psi_b$  “valore di entrata dell'aria” e  $\psi_r$  “valore residuo”. I loro nomi derivano dal fatto che oltre  $\psi_b$  si ha nei pori più grandi la formazione delle prime bolle d'aria, mentre oltre  $\psi_r$  si ha il passaggio alla quantità d'acqua residua (nei terreni argillosi non sempre è ben definibile tale parametro). I parametri che influenzano l'andamento di tale curva sono le dimensioni dei pori quindi composizione granulometrica e stato di addensamento. Nei terreni a grana grossa, avendo pori interconnessi di grandi dimensioni, presenteranno una curva ripida nella zona di transizione e saranno caratterizzati da bassi valori dei parametri  $\psi_b$  e  $\psi_r$ . Nei terreni a grana fine invece, avendo particelle molto piccole, saranno influenzati fortemente da legami intermolecolari presentando quindi nella zona di transizione delle pendenze più lievi ed alti valori di  $\psi_b$ .

Quanto appena detto è riscontrabile nella Figura 2.1.5 seguente:

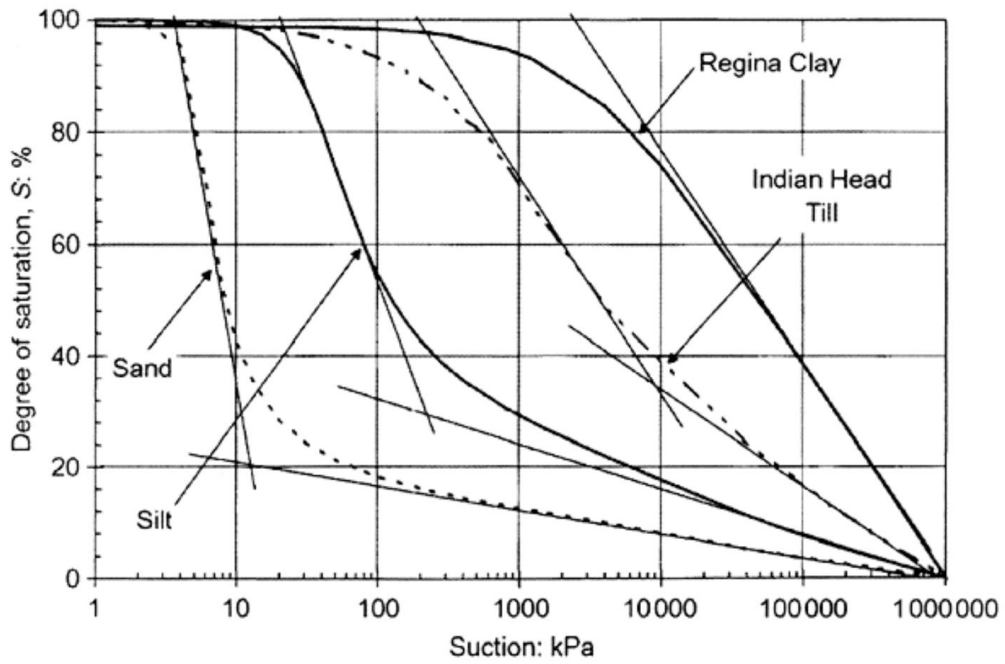


Figura 2.1.5: Esempi di curve SWRC per vari tipi di terreno

È possibile notare che, prescindendo dal tipo di terreno preso in esame, tutte le curve tendano al medesimo valore della suzione quando il valore del grado di saturazione  $S_r$  tenda ad annullarsi. Tale valore è elevatissimo e si aggira attorno a circa  $10^6 kPa$ .



### 3 Moti di filtrazione

I moti di filtrazione che avvengono all'interno di un mezzo poroso nascono a causa di una differenza di energia presente in punti diversi del mezzo stesso. Usualmente nei moti di filtrazione è consuetudine esprimere l'energia del fluido riferendola all'unità di peso in modo tale da ottenere grandezze più facilmente intuibili a livello fisico come "carichi idraulici" esprimibili tramite altezze.

Proseguendo in questa direzione è possibile, partendo dall'energia totale, ottenere il carico effettivo  $H$  come somma di tre termini distinti, come evidenziato nella Formula (3.1) seguente:

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.1)$$

Con:  $H = \text{carico effettivo [L]}$

$z = \text{altezza geometrica [L]}$

$u = \text{pressione neutra } \left[ \frac{F}{L^2} \right]$

$\gamma_w = \text{peso di volume del fluido } \left[ \frac{F}{L^3} \right]$

$v = \text{velocità del fluido } \left[ \frac{L}{T} \right]$

$g = \text{accelerazione di gravità } \left( 9,806 \frac{m}{s^2} \right) \left[ \frac{L}{T^2} \right]$

Nel trinomio di Bernoulli (3.1) appena visto ciascun termine rappresenta un'altezza correlata ad una quantità di energia distinta dal punto di vista fisico, ovvero:

$z$	<i>altezza geometrica</i>	quota geometrica presa rispetto un piano di riferimento scelto
-----	---------------------------	--

$\frac{u}{\gamma_w}$	<i>altezza di pressione</i>	altezza di risalita dell'acqua nel punto scelto dovuta alla sua pressione neutrale $u$
----------------------	-----------------------------	--

$\frac{v^2}{2g}$	<i>altezza cinetica</i>	altezza legata alla velocità di circolazione delle particelle del fluido
------------------	-------------------------	---

È usuale considerare come unica grandezza la somma dei primi due termini definendo il carico piezometrico  $h$  trasformando così il trinomio di Bernoulli in un binomio.

La definizione del carico idraulico (3.2) e la nuova forma della (3.1) precedente ovvero la (3.1.a) sono state riportate in seguito:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (3.2)$$

quindi:

$$H = h + \frac{v^2}{2g} \quad (3.1.a)$$

Con:  $h = \text{carico idraulico [L]}$

Considerando ora il moto di filtrazione lungo un'unica direzione (per semplicità) all'interno di un terreno, è possibile misurare con dei piezometri il carico idraulico presente in due punti distinti posti ad una certa distanza  $L$ . Si può notare che la risalita dell'acqua nei due piezometri si stabilizza a quote diverse evidenziando in tale modo la perdita di carico piezometrico (quindi di energia) lungo il percorso filtrante (di lunghezza  $L$ ) creando la differenza di carico  $\Delta h$ .

Lo schema unidimensionale della filtrazione di un fluido (acqua) in un mezzo poroso (terreno) è stato riportato indicando le principali grandezze in gioco nella Figura 3.1 di seguito riportata:

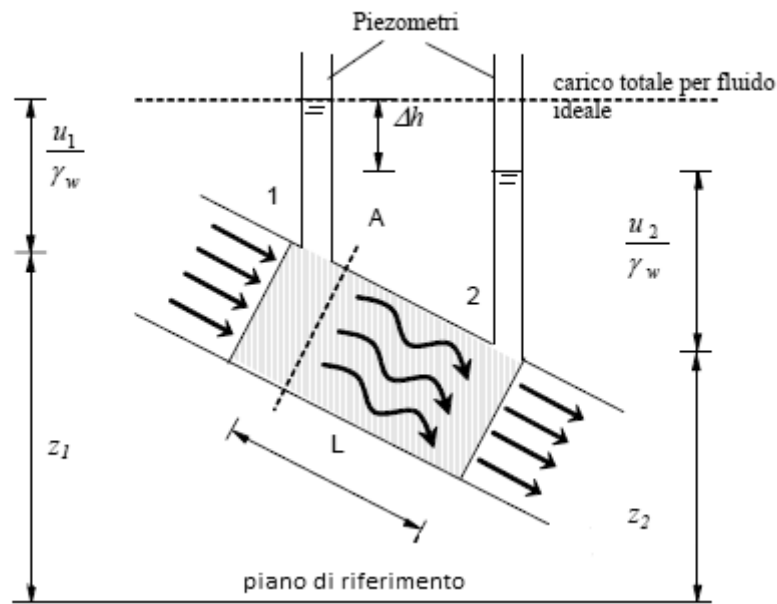


Figura 3.1: Schema del moto di filtrazione unidimensionale

Il fenomeno di filtrazione è stato studiato in prima analisi arrivando alla definizione nel 1856 della legge di Darcy sotto le ipotesi di:

- 1) Moto del fluido Laminare<sup>8</sup>
- 2) Mezzo poroso (terreno) in condizioni di completa saturazione
- 3) Moto di filtrazione analizzato raggiunta la condizione “a regime”

---

<sup>8</sup> Si è in regime di moto laminare qualora il numero di Reynolds assume valori inferiori a 1200. Il numero di Reynolds è un parametro adimensionale che rappresenta un'indicazione su quali forze prevalgono sul moto di un fluido (ad esempio in una condotta) tra le azioni d'inerzia e quelle viscosse. Questo è riscontrabile dalla sua definizione:

$$Re = \frac{\rho v r}{\mu}$$

con:  $\rho$  = densità del fluido

$r$  = raggio della condotta

$v$  = velocità di circolazione del fluido

$\mu$  = viscosità del fluido

La legge di Darcy ha una formulazione elementare seppur ricca di significato come illustrato nella Formula (3.3) seguente:

$$\frac{Q}{A} = v = ki \quad (3.3)$$

Con:  $Q = \text{portata d'acqua filtrante} \left[ \frac{L^3}{T} \right]$

$A = \text{Area della sezione} [L^2]$

$v = \text{velocità apparente} \left[ \frac{L}{T} \right]$

$i = \text{gradiente idraulico} [ ]$

$k = \text{coeff. di permeabilità idraulica} \left[ \frac{L}{T} \right]$

In particolare nelle condizioni di completa saturazione il gradiente  $i$  è esprimibile come derivata del dislivello idraulico lungo la direzione del moto di filtrazione (indicato nel nostro caso con  $x$ ).

Introducendo tale definizione di gradiente idraulico  $i$  è possibile riscrivere la legge di Darcy nella nuova forma (3.3. a) seguente:

$$v = ki = k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3.3. a)$$

Con:  $\frac{\partial h}{\partial x} = \text{derivata del carico idraulico lungo la direzione del moto (lungo } x)$

Tale legge pur essendo stata definita per un moto di filtrazione monodimensionale, risulta estensibile anche per i moti bi- e tri-dimensionali.

È possibile infatti la sua riscrittura in forma vettoriale come fatto dalla Formula (3.4) seguente:

$$\vec{v} = -K \cdot \nabla \vec{h} = -K \cdot \text{div } \vec{h} \quad (3.4)$$

Con:  $\vec{v} = \text{vettore velocità} = \begin{bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{bmatrix}$

$\vec{h} = \text{vettore del carico idraulico} = \begin{bmatrix} h_x \\ h_y \\ h_z \end{bmatrix}$

$$\left( \operatorname{div} \vec{h} = \frac{\partial h_x}{\partial x} + \frac{\partial h_y}{\partial y} + \frac{\partial h_z}{\partial z} \right)$$

È da precisare il fatto che la velocità  $v$  viene detta *velocità apparente*, non rappresentando una velocità effettivamente riscontrabile nel fluido filtrante. Se si volesse calcolare la velocità di circolazione effettiva  $v_R$  dell'acqua all'interno dei pori bisognerebbe considerarne la riduzione dell'area dovuta alla porosità del terreno stesso.

Ciò è stato fatto tramite le formule (3.5), (3.6) e (3.7) nel modo seguente:

$$Q = v \cdot A = v_R \cdot A_R \quad (3.5)$$

$$\text{essendo:} \quad \frac{v}{v_R} = \frac{A_R}{A} = n \quad (3.6)$$

$$\text{allora:} \quad v_R = \frac{v}{n} \quad (3.7)$$

Con:  $A_R = \text{Area reale di circolazioni del fluido} = A \cdot n [L^2]$

$v_R = \text{velocità reale} \left[ \frac{L}{T} \right]$

### *Equazione generale del flusso in un mezzo poroso*

È conveniente ricavare tale equazione in ambito quanto più generale possibile non considerando ipotesi restrittive come la completa saturazione del mezzo poroso e il raggiungimento della situazione a regime del processo, tuttavia risultano necessarie le assunzioni di incomprimibilità dei grani che formano lo scheletro solido e l'incomprimibilità dell'acqua ( $\gamma_s = \text{cost}$ ;  $\gamma_w = \text{cost}$ ) che risultano comunque poco restrittive ed abbastanza lecite.

Il ragionamento partirà dall'analisi di un cubetto infinitesimo isolato dal mezzo poroso di lati  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$  che viene attraversato da un certo flusso cui considereremo la velocità apparente  $\vec{v}$ . Per semplicità di ragionamento consideriamo anzitutto cosa accade lungo la direzione  $x$  per poi estendere il ragionamento anche alle dimensioni  $y$  e  $z$  come già fatto in precedenza.

Verranno indicati con  $q_{in,x}$  la portata entrante nel cubetto infinitesimo lungo la direzione  $x$  mentre  $q_{out,x}$  la portata uscente dallo stesso lungo la medesima direzione.

Quanto appena detto è visualizzabile nella Figura 3.1.2 seguente:

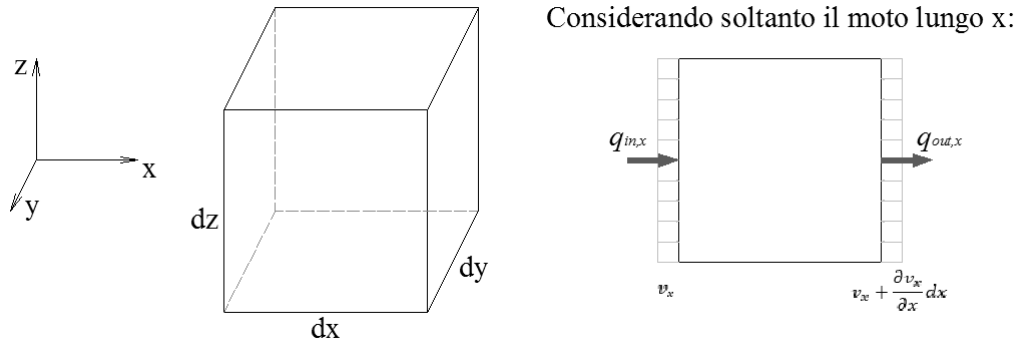


Figura 3.1.2: Volume infinitesimo e flusso lungo  $x$

È possibile quantificare le due portate in peso (entrante ed uscente) dal cubetto infinitesimo tramite le equazioni (3.8) e (3.9) seguenti:

$$q_{in,x} = \gamma_w v_x dy dz \quad (3.8)$$

$$q_{out,x} = \gamma_w \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy dz \quad (3.9)$$

Con:  $\frac{\partial v_x}{\partial x} =$  derivata della velocità apparente lungo la direzione  $x$   $\left[ \frac{1}{T} \right]$

Dato che è possibile esplicitare il medesimo ragionamento anche lungo le altre due direzioni ( $y$  e  $z$ ) si può considerare l'equazione di continuità dell'intero cubetto infinitesimo che esprime la variazione del suo peso nell'unità di tempo come variazione della portata entrante rispetto quella uscente.

L'equazione di continuità così ottenuta è l'equazione (3.10) riportata in seguito:

$$(q_{in,x} + q_{in,y} + q_{in,z}) - (q_{out,x} + q_{out,y} + q_{out,z}) = \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad (3.10)$$

Con:  $P_w =$  Peso dell'acqua contenuta all'interno del cubetto di terreno  $[M]$

Utilizzando poi le espressioni di  $q_{in}$  e  $q_{out}$  calcolate lungo tutte le direzioni analogamente a quanto fatto lungo  $x$  nelle (3.8) e (3.9) precedenti ed inserendo tali espressioni all'interno dell'equazione (3.10) si ottiene dopo alcune semplificazioni matematiche l'equazione (3.11) seguente:

$$-\gamma_w \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dx dy dz = \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad (3.11)$$

NB: Si noti che il termine entro parentesi esprime esattamente  $div(\vec{v})$

Volendo considerare valida la scrittura della velocità apparente secondo quanto fatto in precedenza da Darcy, è possibile esprimere  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_z$  come quanto fatto nella (3.4) riscrivendola anziché vettorialmente esplicitandone ciascun suo termine.

Si ottiene in questo modo la scrittura del termine entro parentesi della (3.11) secondo quanto espresso nell'equazione 3.12 per il solo termine lungo  $x$  (e quanto ottenibile analogamente lungo le direzioni  $y$  e  $z$ ) come segue:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{\partial k_x}{\partial x} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (3.12)$$

Qualora si abbia inoltre il mantenimento di un valore costante per ciascuna permeabilità lungo la corrispettiva direzione<sup>9</sup> si ha che

$\frac{\partial k_x}{\partial x} = \frac{\partial k_y}{\partial y} = \frac{\partial k_z}{\partial z} = 0$  potendo semplificare così ulteriormente i termini

che contengono tali derivate nella (3.12) e le analoghe in  $y$  e  $z$ .

Si ottiene così facendo la nuova forma della (3.11) ovvero la (3.11.a) seguente:

---

<sup>9</sup> Situazione riscontrabile considerando terreno omogeneo e saturo tuttavia livelli diversi di saturazione nel terreno porteranno alla sua decadenza in quanto creeranno una differenziazione di  $k$  in base al contenuto d'acqua presente.

$$-\gamma_w \cdot \left( k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad (3.11.a)$$

Ricordando ora le definizioni di contenuto d'acqua  $w$ , indice dei vuoti  $e$  e grado di saturazione  $S_r$  seguenti:

$$w = \frac{P_w}{P_s} \qquad e = \frac{V_v}{V_s} \qquad S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

Diventa possibile riscrivere il peso dell'acqua interstiziale  $P_w$  secondo una delle varie forme riportate nell'equazione 3.13 seguente:

$$P_w = w \cdot P_s = \gamma_w \cdot V_w = \gamma_w \cdot V_v \cdot S_r = \gamma_w \cdot V_s \cdot e \cdot S_r \quad (3.13)$$

Sfruttando quindi l'ultima forma della (3.13) appena trovata e ricordando che  $V_s$  e  $\gamma_w$  sono indipendenti dal tempo, è possibile scrivere la derivata temporale di  $P_w$  secondo quanto fatto nell'equazione (3.14) seguente:

$$\frac{\partial P_w}{\partial t} = \gamma_w \cdot V_s \cdot \left( e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (3.14)$$

Ricordando ora che il volume totale del terreno è  $V = dx dy dz$  ed inoltre che  $e = \frac{V - V_s}{V_s}$  si ricava  $V_s = \frac{V}{1+e} = \frac{dx dy dz}{1+e}$ .

Si può esprimere quindi la (3.14) secondo l'equazione (3.14.a) seguente:

$$\frac{\partial P_w}{\partial t} = \gamma_w \cdot \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e} \cdot \left( e \cdot \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (3.14.a)$$

Sostituendo infine tale equazione nella precedente (3.11.a) si può ottenere la cosiddetta "Equazione generale di flusso" (3.15) riportata in seguito:

$$\left( k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = \frac{1}{1+e} \left( e \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (3.15)$$



Dall'equazione generale del flusso è possibile risolvere il moto di filtrazione oppure, imponendo ulteriori condizioni semplificative, risolverne una sua forma più semplice.

Esempi delle possibili semplificazioni nei casi tipicamente riscontrabili sono stati riportati nella Tabella 3.1 seguente:

<b>FENOMENI CONSIDERATI</b>	<b><math>e</math></b>	<b><math>S_r</math></b>
Filtrazione permanente	costante	costante
Consolidazione o rigonfiamento	variabile	$S_r = 1$
Drenaggio o imbibizione	costante	variabile
Deformabilità per non saturazione	variabile	variabile

*Tabella 3.1: Semplificazioni dell'equazione generale del flusso in base al fenomeno considerato*

Lo studio della filtrazione permanente ( $e = cost$ ;  $S_r = cost$ ) in un mezzo omogeneo, idraulicamente isotropo ( $k_x = k_y = k_z = k$ ) incompressibile ( $\gamma_w = cost$ ;  $\gamma_s = cost$ ) è stato largamente studiato in quanto le semplificazioni adottate permettono la trasformazione dell'equazione generale di flusso nell'equazione di Laplace che, nel caso si analizzi un fenomeno bidimensionale, permette il tracciamento del reticolato di flusso.

L'equazione di Laplace è stata riportata nella forma generale (3.16) e la sua semplificazione bidimensionale (3.16.a) di seguito:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (3.16.a)$$

### 3.1 Misura della permeabilità

La conduttività idraulica  $k$  rappresenta una delle caratteristiche idrologiche principali e più importanti nella caratterizzazione geotecnica di un terreno (fondamentale nei terreni coesivi più che nei granulari) e risulta essenziale per trattare i flussi che avvengono nel sottosuolo. Questo parametro è necessario per caratterizzare al meglio il processo di filtrazione e dimensionalmente risulta essere omogeneo ad una velocità  $[L/T]$  in quanto rappresenta una portata  $[L^3/T]$  riferita all'unità di area  $[L^2]$ . Tale parametro dipende dalla resistenza viscosa e frizionale che un fluido incontra durante il processo di filtrazione attraverso il mezzo poroso in esame e viene definito come *permeabilità intrinseca*. È importante sottolineare che la permeabilità di un terreno non sempre coincide con la sua permeabilità intrinseca, risulta infatti calcolabile partendo da questa ma considerando anche le caratteristiche fondamentali del fluido filtrante.

Il calcolo della permeabilità  $k$  può avvenire secondo l'equazione 3.1.1 seguente:

$$k = \frac{k_p \rho g}{\mu} \quad (3.1.1)$$

Con:  $k_p =$  permeabilità intrinseca del terreno  $\left[\frac{L}{T}\right]$

$\rho =$  densità del fluido  $\left[\frac{M}{L^3}\right]$

$g =$  accelerazione gravitazionale  $\left[\frac{L}{T^2}\right]$

$\mu =$  viscosità del liquido  $\left[\frac{M}{LT}\right]$

Negli usuali campi applicativi ingegneristici è lecito considerare come fluido interstiziale l'acqua e, dato che le sue caratteristiche come viscosità  $\mu$  e densità  $\rho$  essendo influenzate essenzialmente dalla temperatura, se vengono considerate variazioni termiche ridotte, diventa lecito assumere che il coefficiente di permeabilità  $k$

dipendente soltanto dalle caratteristiche del terreno e non più anche da quelle del fluido filtrante. Detto questo, la distinzione tra  $k$  e  $k_p$  viene trascurata (a ragion veduta) nella maggior parte dei casi ingegneristici.

Altra precisazione necessaria riguarda il percorso di filtrazione reale all'interno del terreno che risulta essere decisamente diverso da quello nominale osservabile a scala macroscopica, potendo il fluido infatti scorrere solamente all'interno delle porosità formatesi all'interno dello scheletro solido del terreno. Questa discordanza influenza la velocità di scorrimento del fluido all'interno di un poro (che sarà decisamente maggiore rispetto la velocità apparente  $v$ ) oltre che la sua direzione.

Questi concetti sono facilmente riscontrabili nella Figura 3.1.1 riportata in seguito:

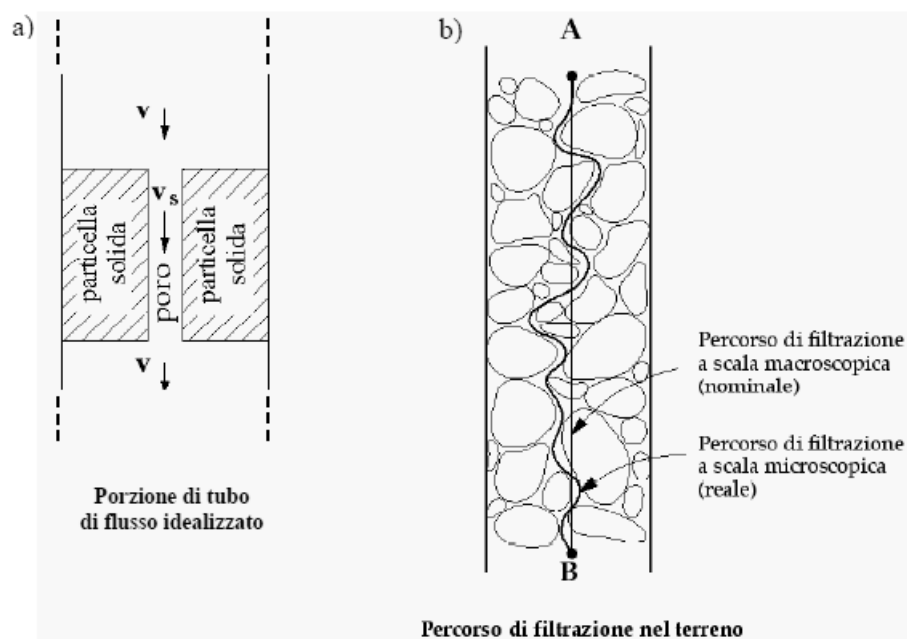


Figura 3.1.1: Percorsi di filtrazione all'interno di un terreno granulare

Altra valutazione molto importante riguarda il range di variazione del coefficiente di permeabilità  $k$  che risulta comunque ampissimo in base al tipo di terreno preso in esame, arrivando tranquillamente fino a 12 ordini di grandezza diversi.

Sono stati riportati i valori tipici di  $k$  al variare della tipologia di terreno considerato nella seguente Tabella 3.1.1:

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

*Tabella 3.1.1: Valori tipici di  $k$  per vari tipi di terreno*

È da precisare che nei terreni a grana grossa come ghiaie e sabbie, il coefficiente  $k$  viene influenzato principalmente dalla composizione granulometrica e dall'indice dei vuoti  $e$  del terreno stesso mentre nei terreni a grana fine come limi ed argille questo parametro dipende in modo preponderante dalla composizione mineralogica e dal tipo di struttura chimica di cui è composto il terreno. Questa considerazione è facilmente evincibile dal fatto che nei terreni granulari, date le importanti dimensioni delle particelle dello scheletro solido, le azioni intermolecolari quali ad esempio le forze di Van der Waals<sup>10</sup> diventano trascurabili; Nei terreni coesivi invece, essendo formati da particelle di dimensioni molto ridotte, tali azioni assumono un ruolo essenziale interagendo attivamente con le particelle d'acqua presenti all'interno dei pori.

---

<sup>10</sup> Le forze di Van der Waals sono forze intermolecolari di tipo attrattivo o repulsivo. La validità di tale interazione risulta rilevante entro circa 0,4 nm.

### *3.1.1 Misura della permeabilità in laboratorio*

Il vantaggio derivante dall'esecuzione di prove di laboratorio sta nel fatto che, attraverso procedure standardizzate, si può evincere il comportamento tensionale, deformativo e filtrante di un provino di terreno estratto in sito ed assoggettato a condizioni monitorate in laboratorio. In questo ambito interesserà essenzialmente il comportamento filtrante del terreno che risulta essere legato al coefficiente di permeabilità  $k$  oltre che al gradiente idraulico (sebbene quest'ultimo può variare in base alle condizioni imposte durante la prova e non essendo una proprietà intrinseca del terreno non interessa nella sua caratterizzazione).

È possibile ricavare il coefficiente di permeabilità  $k$  tramite prove di laboratorio utilizzando un campione di terreno saturo utilizzando permeametri oppure sfruttando prove di compressione edometrica o triassiale. Le principali prove fatte per ricavare il coefficiente  $k$  sono gli schemi della prova a carico costante oppure quella a carico variabile. Il processo di filtrazione viene analizzato ponendo su una vaschetta il materiale poroso (terreno) cui si voglia analizzare il processo filtrante e creando un dislivello idraulico tra questa ed un'altra vaschetta innescando in tal modo il processo di filtrazione. Considerando dislivelli idraulici modesti è lecito ritenere trascurabili le perdite di carico che avvengono a causa del moto d'acqua lungo la condotta che collega i due serbatoi. Così facendo le perdite di carico risultano attribuibili esclusivamente al moto di filtrazione all'interno dei pori presenti nel terreno. Ciascun tipo di prova risulta più o meno idonea in base al valore del coefficiente  $k$  che ci si può aspettare per quel terreno.

I range in cui viene consigliato ciascun tipo di prova sono stati riportati nella Tabella 3.1.1.1 seguente:

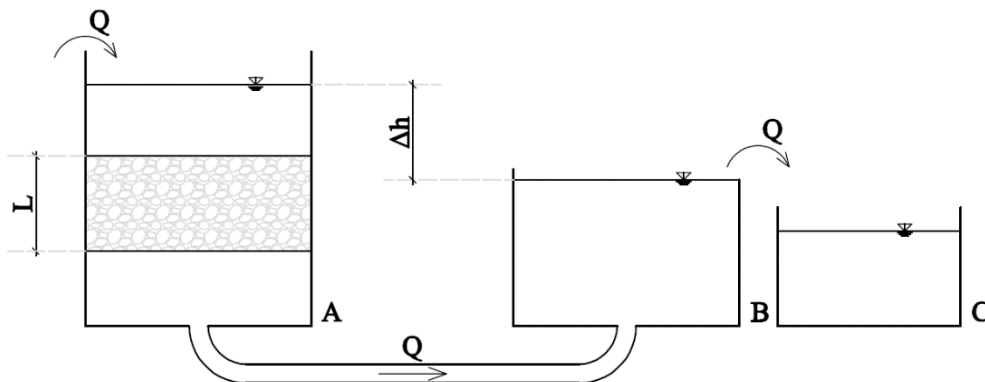
<b>TIPO DI PROVA</b>	<b><math>k</math> (m/s)</b>
Prova a carico costante	$K \geq 10^{-5}$
Prova a carico variabile	$10^{-8} \leq K \leq 10^{-5}$
Prova edometrica	$K \leq 10^{-8}$

*Tabella 3.1.2.1: Valori consigliati del coefficiente di permeabilità per l'applicazione dei vari tipi di prove di laboratorio*

### *Prova a carico costante*

La prova di permeabilità a carico costante è generalmente eseguita su terreni a grana grossa come ghiaie o sabbie compattate a diversi valori di densità relativa, per le quali è possibile correlare il valore della permeabilità  $k$  con l'indice dei vuoti  $e$ .

Lo schema della prova è stato riportato nella Figura 3.1.1.1 seguente:



*Figura 3.1.1.1: Schema di una prova a carico costante*

Per la realizzazione della prova è necessaria un'immissione costante di acqua nel serbatoio A che coincide esattamente con quella scaricata dal serbatoio B all'interno del C (lo scarico può essere realizzato ad esempio con uno sfioratore). Tale circolazione di portata risulta necessaria per il corretto funzionamento della prova infatti in sua assenza non sarebbe possibile mantenere costanti i livelli nei due serbatoi e la prova non sarebbe più definibile a carico costante.

Tale prova può essere effettuata in alternativa per campioni di bassissima permeabilità in cella triassiale come vedremo in seguito. La prova si esegue supponendo valida la legge di Darcy (3.3) precedentemente vista, tuttavia in questo viene esplicitata in base al volume d'acqua che fluisce all'interno quindi alla portata  $Q$  diversamente da quanto fatto in precedenza (quindi non più riferendola all'unità di area).

È possibile scrivere in questo modo l'equazione 3.1.1.1 ricavando poi da questa il coefficiente  $k$  attraverso la 3.1.1.2 come segue:

$$Q = k \frac{\Delta h}{L} A \quad (3.1.1.1)$$

da cui:

$$k = \frac{QL}{A\Delta h} \quad (3.1.1.2)$$

Con:  $A = \text{Area della sezione del provino } [L^2]$

$\Delta h = \text{dislivello idraulico scatenante la filtrazione } [L^2]$

$L = \text{Lunghezza del percorso filtrante } [L]$

Si noti che il calcolo di  $k$  secondo la (3.1.1.2) è lecito anche se la prova avviene in cella triassiale in quanto la cella stessa fornisce le indicazioni di tipo geometrico del fenomeno quindi  $A, L$  mentre nelle pompe di flusso viene impostato il  $\Delta h$  (da cui viene ricavata la  $Q$  necessaria per mantenerlo costante nel tempo).

### *Prova a carico variabile*

La prova a carico variabile è utilizzabile quando il coefficiente di permeabilità  $k$  inizia a ridursi quindi la quantità di acqua che circola nel processo filtrante risulta piccola (almeno considerando tempi brevi) quindi difficilmente misurabile con una prova a carico costante usuale<sup>11</sup>.

---

<sup>11</sup> Con prove a carico costante usuali si intende lo schema classico e non quello realizzabile in cella triassiale.

Lo schema della prova a carico variabile è stato riportato nella Figura 3.1.1.4 seguente:

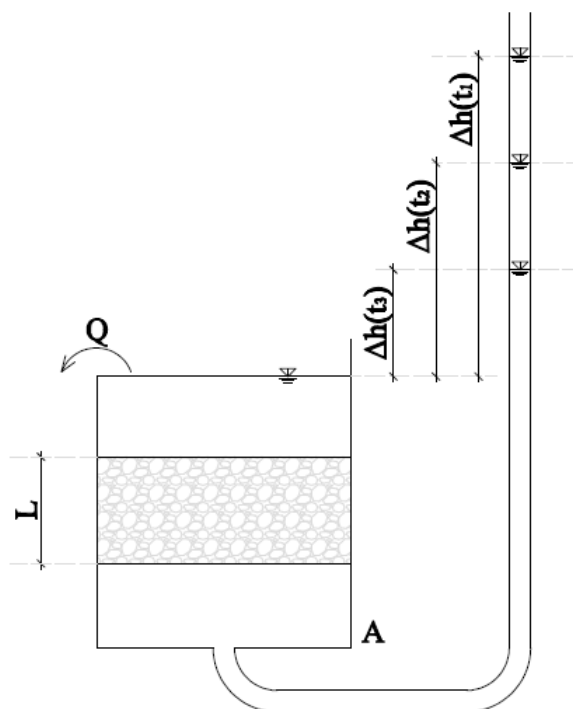


Figura 3.1.1.4: Prova a carico variabile

In questo caso l'individuazione della portata che permea nel terreno la si trova sfruttando le equazioni di continuità per l'acqua misurando le variazioni del dislivello idraulico nel tempo che avvengono all'interno del tubo di piccolo diametro (di sezione nota) collegato al serbatoio. In queste condizioni l'acqua è sicuramente considerabile come un fluido incomprimibile<sup>12</sup> quindi la quantità di fluido che attraversa il campione dovrà essere pari a quella che scorre nel tubo se si vuole rispettare il principio di conservazione della massa. Conviene in questo caso ragionare in termini infinitesimi: il fluido si abbassa di una quantità  $dh$  all'interno del

---

<sup>12</sup> La comprimibilità dell'acqua diventa un fattore rilevante solo per pressioni elevatissime come può avvenire nei fondali oceanici ad esempio, sicuramente nei casi considerati in questo ambito è lecito ritenerla trascurabile.



tubo durante un tempo  $dt$ . La legge di Darcy (3.3) è sempre ritenuta valida nel moto di filtrazione che investe il terreno.

È possibile quindi ricavare le portate rispettivamente nel tubo e nel terreno tramite le equazioni (3.1.1.3.a) e (3.1.1.3.b) seguenti:

$$Q = -a \cdot dh \quad (3.1.1.3.a)$$

$$Q = k \cdot i \cdot A \cdot dt \quad (3.1.1.3.b)$$

Con:  $a = \text{Area della sezione del tubo } [L^2]$

$dh = \text{variazione del livello nel tubo nel tempo } dt [L]$

$dt = \text{istante infinitesimo di tempo considerato } [T]$

(il segno negativo nella prima equazione è dovuto al fatto che il livello decresce all'interno del tubo)

Imponendo quindi la conservazione della massa d'acqua è possibile eguagliare le due espressioni di  $Q$  fornite dalle (3.1.1.3) e (3.1.1.4). Esplicitando poi il gradiente idraulico  $i$ , separando le variabili ed integrando le equazioni è possibile ottenere il valore del coefficiente di permeabilità  $k$ .

Il procedimento appena descritto è stato riportato fino al raggiungimento dell'equazione (3.1.1.4) come segue:

$$k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A \cdot dt = -a \cdot dh$$

$$k \cdot \frac{A}{L} \cdot \int_{t_0}^{t_1} dt = a \cdot \int_{h_1}^{h_0} \frac{1}{h} dh$$

$$k \frac{A}{L} (t_0 - t_1) = a \cdot \ln \frac{h_0}{h_1}$$

quindi: 
$$k = \frac{a \cdot L}{A(t_0 - t_1)} \ln \frac{h_0}{h_1} \quad (3.1.1.4)$$

Con:  $h_0 = \text{altezza dell'acqua presente nel tubo al tempo } t_0 [L]$

$h_1 = \text{altezza dell'acqua presente nel tubo al tempo } t_1 [L]$

$t_0 = \text{tempo iniziale } [T]$

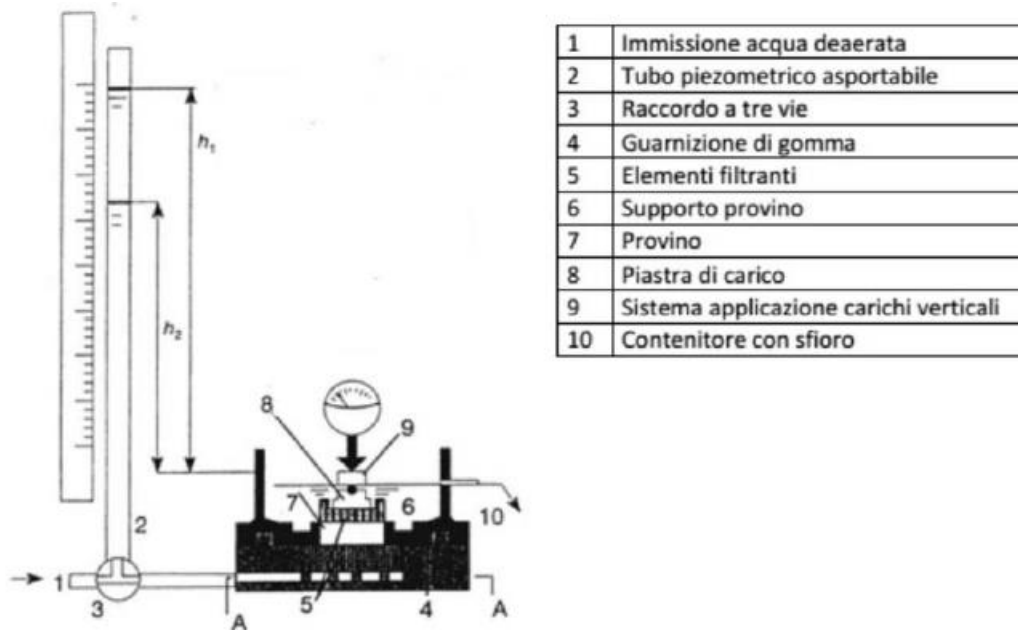
$t_1 = \text{tempo finale } [T]$

La determinazione di  $k$  risulta essere quindi immediata sfruttando l'equazione (3.1.1.4) essendo tutti i termini presenti in tale equazione noti a priori, scelti oppure ricavati durante la prova stessa.

### *Prova edometrica*

Questo tipo di prova viene realizzata tipicamente nei terreni che presentano valori del coefficiente di permeabilità molto ridotti ( $k \leq 10^{-8}$ ) e per tale ragione richiede tempistiche non immediate. Solitamente trova maggiore impiego una prova a carico variabile (sempre per la migliore sensibilità nell'individuazione della portata  $Q$ ).

Lo schema della prova edometrica è stato riportato nella Figura 3.1.1.5 seguente:



*Figura 3.1.1.5: Prova edometrica ed apparecchiatura relativa*

È stato riportato inoltre un particolare della cella edometrica con le corrispondenti misure del provino standard nella Figura 3.1.1.6 seguente:

$$2.5 < \frac{D}{H_0} < 4$$

$$D = 6 \text{ cm}$$

$$H_0 = 2 \text{ cm}$$

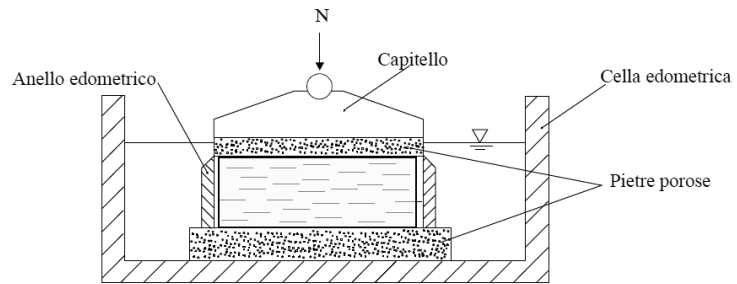


Figura 3.1.1.6: Dettaglio della cella edometrica

La prova edometrica avviene su provini indisturbati saturi imponendo uno stato tensionale di tipo assial-simmetrico con deformazioni laterali nel provino di terreno impedito. Le ipotesi su cui si basa sono le seguenti:

- 1) Consolidazione monodimensionale: filtrazione e cedimenti avvengono soltanto lungo una direzione (verticale)
- 2) Incompressibilità delle particelle solide e dell'acqua:  
 $\gamma_s = cost; \gamma_w = cost$
- 3) Validità della legge di Darcy
- 4) Terreno schematizzato come omogeneo, isotropo e saturo
- 5) Legame costitutivo considerato elastico-lineare
- 6) Permeabilità costante nel tempo e nello spazio
- 7) Validità del principio delle tensioni efficaci ( $\sigma' = \sigma - u$ )

Lo scopo principale della prova riguarda l'individuazione della compressibilità del terreno tuttavia è possibile ricavare il coefficiente  $k$  a posteriori partendo dall'equazione generale del flusso imposta nelle particolari ipotesi imposte dalla prova. In particolare le ipotesi (1),(4),(6) permettono la riscrittura di tale equazione in modo semplificato, come è stato riportato in seguito:

secondo la (1):  $h = h(z)$  quindi:  $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$

secondo la (2):  $S_r = 1$  quindi:  $\frac{\partial S_r}{\partial t} = 0$

secondo la (6):  $k_x = k_y = k_z$

Mettendo assieme il tutto è possibile riscrivere l'equazione generale di flusso (3.15) come fatto nell'equazione (3.1.1.5) seguente:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.1.1.5)$$

Riscrivendo poi:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \xrightarrow{h=z+\frac{u_p+u_e}{\gamma_w}} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$$

$$\frac{\partial e}{\partial t} \xrightarrow{a_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} = \text{cost}} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = -a_v \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}$$

Si ottiene l'equazione (3.1.1.6) seguente:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0} \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (3.1.1.6)$$

Con:  $e_0 =$  indice dei vuoti iniziale [ ]

$u_p =$  componente idrostatica della pressione interstiziale  $\left[ \frac{F}{L^2} \right]$

$u_e =$  sovrappressione dovuta all'applicazione del carico  $\left[ \frac{F}{L^2} \right]$

$a_v =$  coefficiente di compressibilità verticale  $\left[ \frac{L^2}{F} \right]$

$\sigma'_v =$  tensioni verticali efficaci  $\left[ \frac{F}{L^2} \right]$

Scrivendo infine il principio delle tensioni efficaci e ricordando che  $u_p$  e  $\sigma_v$  sono costanti nel tempo è possibile una semplificazione ulteriore che porta ad arrivare all'equazione differenziale della consolidazione monodimensionale di Terzaghi (3.1.1.7) come mostrato in seguito:

essendo:  $\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} - \frac{\partial u_p}{\partial t} - \frac{\partial u_e}{\partial t} = -\frac{\partial u_e}{\partial t}$

allora:  $\frac{k(1 + e_0)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (3.1.1.7)$

Da tale equazione introducendo il coefficiente di consolidazione verticale è possibile il calcolo di  $k$  secondo l'equazione (3.1.1.8) seguente:

$$k = \frac{C_v \cdot \gamma_w \cdot a_v}{(1 + e_0)} = C_v \cdot \gamma_w \cdot m_v \quad (3.1.1.8)$$

Con:  $C_v = \text{coeff. di consolidazione verticale} \left[ \frac{L^2}{T} \right]$

$a_v = \text{coeff. di compressibilità edometrica} \left[ \frac{L^2}{F} \right]$

$e_0 = \text{indice dei vuoti iniziale della prova} [ ]$

### *Prova triassiale*

È possibile realizzare una prova a carico costante testando provini di terreno di bassissima permeabilità in cella triassiale grazie l'utilizzo di apparecchiature chiamate pompe di flusso (Olsen et al., 1998).

Questa strumentazione è stata riportata nella Figura 3.1.1.2 seguente:

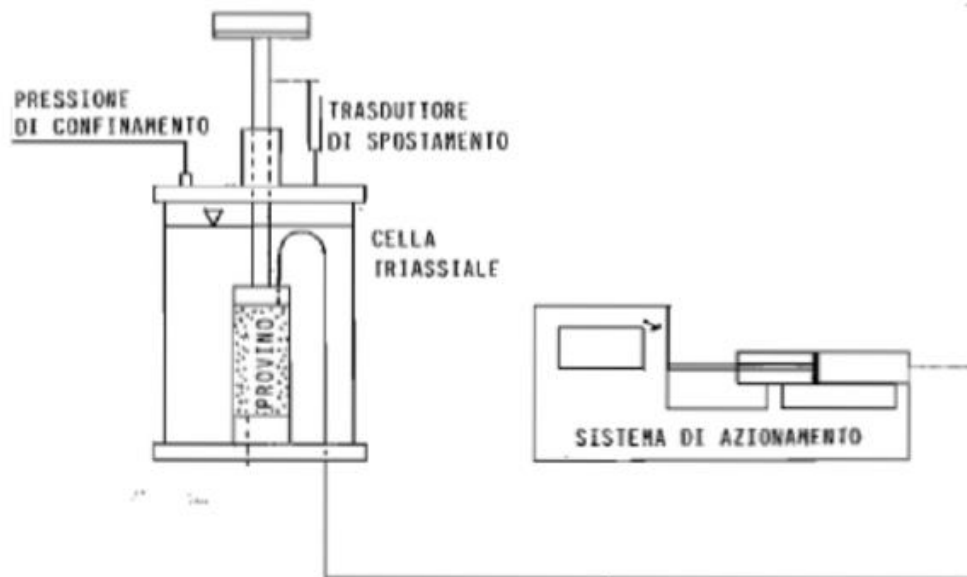


*Figura 3.1.1.2: Pompe di flusso utilizzate in laboratorio*

Tali strumenti sono costituiti da un attuatore di precisione che, per mezzo di un pistone, spinge l'acqua a velocità costante all'interno del provino di terreno a consolidazione e saturazione avvenute. Una

volta impostato il gradiente stabilito, è possibile leggere direttamente sul dispositivo il volume d'acqua permeato ad intervalli di tempo fissati.

Lo schema della prova in cella triassiale è stato riportato nella Figura 3.1.1.3 seguente:



*Figura 3.1.1.3: Schema per la prova a carico costante in cella triassiale*

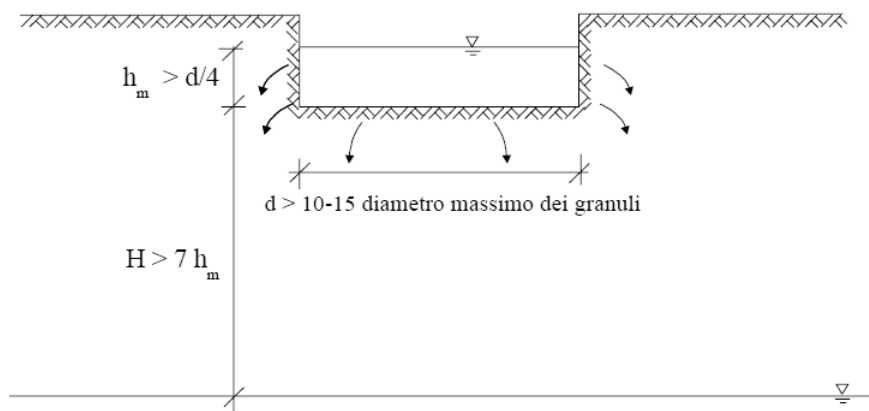
L'individuazione del parametro  $k$  infine può avvenire in accordo a quanto visto precedentemente riguardo la prova a carico costante, essendo infatti note le dimensioni del provino e impostando il dislivello idraulico nel sistema di azionamento.

### **3.1.2 Misura della permeabilità in sito**

Il grande vantaggio che si può ottenere con delle prove in sito rispetto a quelle eseguite in laboratorio sta nel fatto che è possibile indagare dei volumi di terreno decisamente superiori rispetto quanto fattibile in laboratorio su provini isolati estratti. È possibile in questo modo testare quanto effettivamente presente in sito riducendo al minimo

sia il grado di disturbo causato nei provini durante l'estrazione sia l'eventuale bassa rappresentatività dei campioni riscontrabile soprattutto per situazioni di stratigrafie altamente eterogenee. Esistono vari tipi di prove, ciascuna dotata di particolare strumentazione apposita e diverso metodo di interpretazione che presentano campi di applicabilità ben definiti. Tra queste prove si trovano ad esempio prove in pozzetto superficiale, prove in foro di sondaggio, prove di pompaggio, prove di emungimento, prove con piezocono, con dilatometro ecc.

Sono stati riportati in seguito gli schemi delle prove in pozzetto superficiale, prove da foro di sondaggio e prove di pompaggio da pozzo rispettivamente nelle Figure 3.1.1.4, 3.1.1.5 e 3.1.1.6 seguenti:



*Figura 3.1.1.4: Schema per le prove in pozzetto superficiale*

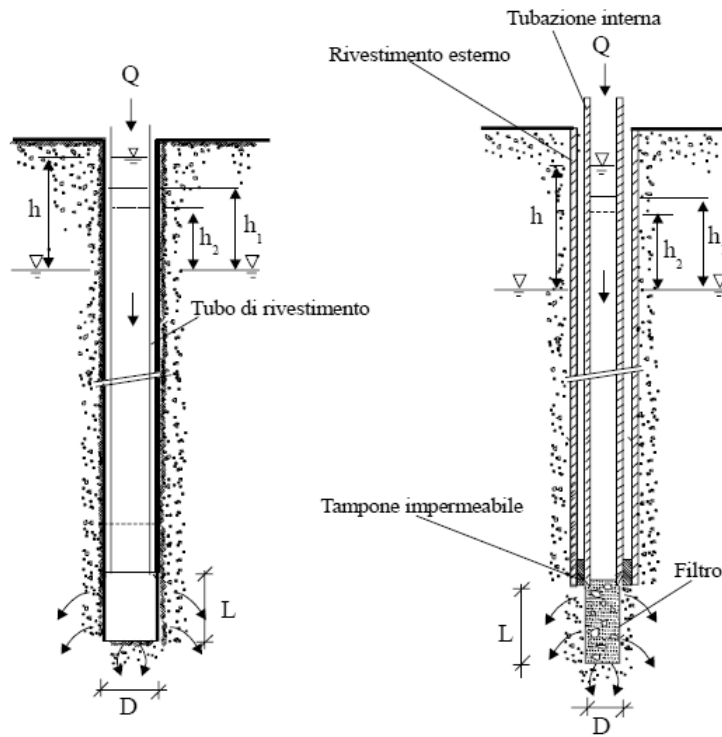


Figura 3.1.1.5: Prove da foro di sondaggio senza e con filtro alla base

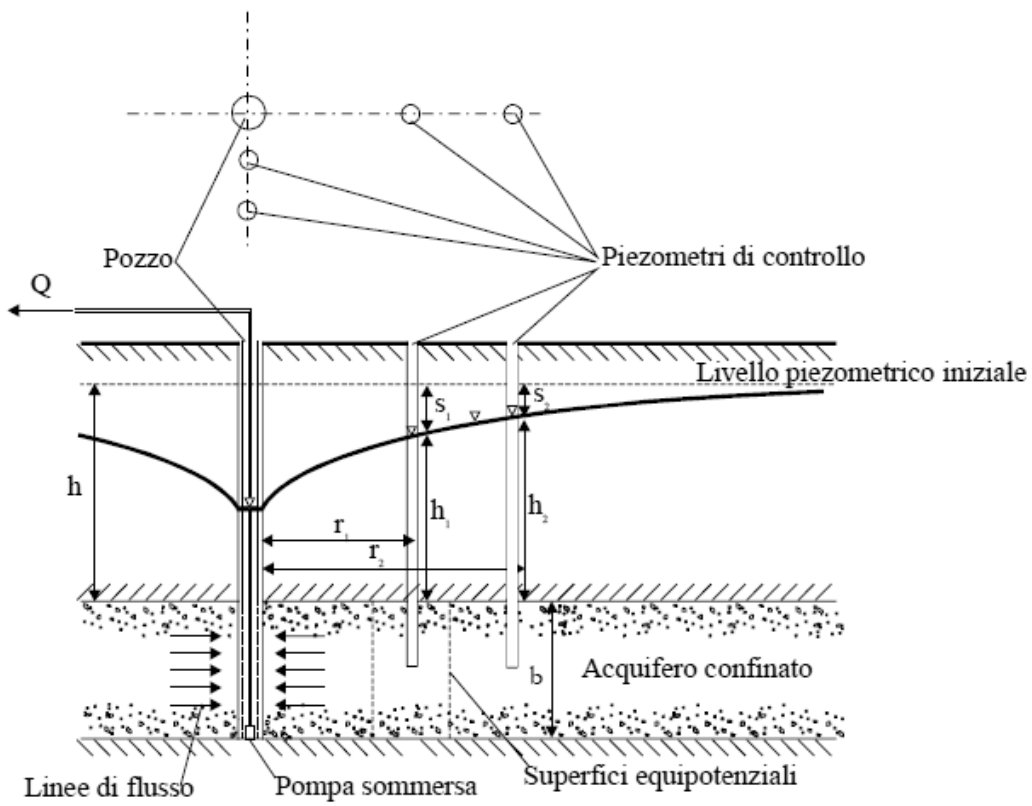


Figura 3.1.1.6: Schema del pompaggio da pozzo confinato



In questa tesi tuttavia non sono state trattate questi tipi di prove bensì è stata considerata in particolar modo la prova TSB che utilizza il permeametro Boutwell, dettagliata meglio in seguito nel Capitolo 4.

### *3.2 Considerazioni ulteriori sulla filtrazione*

Risulta sempre consigliato (quando possibile) poter effettuare prove in laboratorio congiuntamente a prove in sito per poter confrontare tra loro i risultati ottenuti con entrambe potendo valutarne così l'attendibilità. Per far ciò occorre esaminare i risultati ottenuti con spirito critico: quelli ottenuti dalle prove di laboratorio, in quanto effettuate in condizioni controllate e standardizzate, possono essere differenti da quelli in sito appunto per le diverse condizioni presenti che inoltre possono variare durante la prova. Bisogna sempre considerare la sensibilità della strumentazione adottata rispetto ad alcuni parametri secondari (non influenzanti il fenomeno analizzato) come ad esempio umidità e temperatura che possono apportare errori nel rilevamento della misura sullo strumento spesso non considerati in seguito.

È da notare che quanto visto finora sul moto di filtrazione nelle prove in sito ed in laboratorio presupponeva che questo avvenga in condizioni di completa saturazione del terreno una volta raggiunta la condizione a regime. La permeabilità del terreno tuttavia viene influenzata in modo significativo anche dal grado di saturazione del terreno, rendendo necessaria l'applicazione dell'equazione generale di flusso per risolvere situazioni di saturazione parziale o condizioni di flusso transitorie.

### 3.2.1 Filtrazione in terreni insaturi

La non completa saturazione del terreno porta alla formazione di fenomeni diversi per alcuni aspetti rispetto i casi comunemente studiati per terreni saturi, infatti si può riscontrare un aumento o una riduzione del volume d'acqua presente all'interno dei pori durante il processo. La causa scatenante il fenomeno di filtrazione non cambia a prescindere dalla completa saturazione o meno del terreno ed è sempre data dalla differenza di energia (o dislivello idraulico) presente tra due punti di un corpo permeabile.

È possibile analizzare il problema partendo sempre dalla legge di Darcy (3.3) e cercando di estenderla anche per il caso di parziale saturazione, considerando in questi casi il parametro  $k$  variabile in base al contenuto d'acqua presente nel terreno. Per fare ciò diventa necessario ricorrere ai concetti di suzione visti nel paragrafo 2.1 essendoci il legame tra  $S_r$  e  $\psi$ , in questo modo si arriva a scrivere il parametro  $k$  in funzione della suzione totale  $\psi$ .

È stato possibile esprimere una leggera precisazione formale della legge di Darcy attraverso l'equazione (3.2.1.1) seguente:

$$v = k(\psi)i \quad (3.2.1.1)$$

Occorre ora non solo definire la dipendenza del parametro  $k$  bensì dire esattamente in che modo vari tale parametro in funzione della suzione presente.

Il modo di procedere più logico consiste nel partire considerando il coefficiente di permeabilità in condizioni di completa saturazione visto nei capitoli precedenti (che d'ora in poi verrà indicato con  $k_s$ ) e moltiplicarlo per un certo fattore correttivo dipendente dal contenuto d'acqua presente (quindi legato alla suzione).

L'equazione 3.2.1.2 esprime il coefficiente di permeabilità in funzione della suzione come appena detto:

$$k(\psi) = k_s \cdot k_r(\psi) \quad (3.2.1.2)$$

Con:  $k_r(\psi) = \text{conducibilità idraulica relativa [ ]}$  ( $0 \leq k_r \leq 1$ )

Si è resa così facendo necessaria l'introduzione del parametro  $k_r(\psi)$  che sarà un parametro adimensionale compreso tra 0 ed 1 dipendente dal livello di suzione (o equivalentemente dal contenuto volumetrico  $\theta$ ).

Esistono diversi modelli possibili per il calcolo di questo parametro, sono stati riportati in seguito le due possibili forme (3.2.1.3a) e (3.2.1.3b) del modello esponenziale (Gardner, 1958):

$$k_r(\psi) = e^{a\psi} \quad (3.2.1.3a)$$

$$k_r(\psi) = \frac{1}{1 + a \cdot (-\psi)^n} \quad (3.2.1.3b)$$

Con:  $a = \text{coefficiente [L}^{-1}\text{]}$

(terreni a grana fine)  $0,002 \text{ cm}^{-1} < a < 0,05 \text{ cm}^{-1}$  (terreni a grana grossa)

In alternativa uno dei modelli più accreditati è quello proposto da Van Genuchten (1980) e successivamente corretto da Romero e Vanuat (2000) che prevede di correlare il grado di saturazione con la suzione totale come riportato nell'equazione 3.2.1.4 seguente:

$$S(\psi) = C_s \frac{S_s - S_r}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} + S_r \quad (3.2.1.4)$$

Con:  $S(\psi) = \text{Grado di saturazione corrispondente una certa suzione [ ]}$

$C_s = \text{termine correttivo introdotto da Romero e Vanuat [ ]}$

$S_s = \text{Grado di saturazione saturo [ ]}$

$S_r = \text{Grado di saturazione residuo [ ]}$

$\alpha, n, m$  sono parametri del modello illustrati in seguito:

$\frac{1}{\alpha}$  parametro legato al valore dell'air entry value del materiale  
costipato se si tratta l'essiccamento o water entry se imbibimento

$n$  parametro legato all'inclinazione del tratto lineare della curva

*corrispondente a valori dell'indice di porosità minori del punto di inflessione*

*m* parametro legato al contenuto d'acqua residuo

Occorre definire il coefficiente correttivo  $C_s$  (introdotto da Romero e Vanuat) come segue:

$$C_s = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{a_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{a}{a_r}\right)}$$

*La quale necessita l'introduzione di due nuovi parametri definiti come:*

*a* = massimo valore della suzione totale ( $\cong 110\text{MPa}$ )  $\left[\frac{F}{L^2}\right]$

*a<sub>r</sub>* = parametro che influenza forma ed inclinazione delle curve di suzione per bassi valori dell'indice di porosità  $\left[\frac{F}{L^2}\right]$

Il parametro  $C_s$  è stato introdotto da Romero e Vanuat in quanto senza di esso il modello mal si adattava a forme delle curve di ritenzione tipiche dei terreni argillosi in quanto prevedeva che la suzione tenda ad un valore infinito qualora il contenuto d'acqua si avvicinasse al valore residuo.

Per individuare i parametri del modello appena descritto  $n, m, a$  un metodo tipicamente utilizzato è quello dei minimi quadrati, in alcuni casi risulta inoltre possibile la semplificazione ulteriore del modello ponendo  $a = a_r$ .

Ultima considerazione da fare riguarda le proprietà fisiche dell'acqua filtrante come densità e viscosità che risultano dipendenti dalla temperatura. Il coefficiente di permeabilità  $k$  può variare del 3% per ogni grado centigrado di variazione (Olsen e Daniel, 1981) e per tale motivo risulta sempre buona norma considerarlo durante le prove eseguite. Un possibile modello di variazione del coefficiente  $k$  è quello di Kozeny-Carman derivante dalla legge di Poiseuille per il flusso attraverso una serie di tubi capillari.

Il modello di Kozeny-Carman è stato riportato nell'equazione 3.2.1.5 seguente:

$$k_h = \left( \frac{\gamma_p}{\mu_p} \right) \frac{1}{k_0 T^2 S_0^2} \left( \frac{e^3}{1+e} \right) \quad (3.2.1.5)$$

Con:  $k_h = \text{conducibilità idraulica} \left[ \frac{L}{T} \right]$

$\gamma_p = \text{peso di volume del fluido filtrante} \left[ \frac{F}{L^3} \right]$

$\mu_p = \text{viscosità del fluido filtrante} \left[ \frac{M}{LT} \right]$

$k_0 = \text{fattore di forma dei pori} [ ]$

$T = \text{fattore di tortuosità del percorso} [ ]$

$S_0 = \text{superficie specifica dei grani}^{13} \left[ \frac{1}{L} \right]$

Mitchell e Soga (2005) hanno suggerito di assumere  $k_0 = 2,5$  e  $T = 2$ .

---

<sup>13</sup> È data dalla superficie bagnata rispetto l'unità di volume delle particelle dello scheletro solido.



## 4 La prova Boutwell

La prova Boutwell o TSB test (dalla lingua anglosassone Two Stage Borehole test) è una prova sviluppata dal Dr. Gordon Boutwell (Soil Testing Engineers Inc. 1983). La prova usualmente viene effettuata misurando il flusso d'acqua che avviene nel permeametro a causa di un livello idraulico imposto. La normativa ASTM D6391 prevede la possibilità di esecuzione di tre diversi metodi che vengono indicati come metodi A, B e C. Il metodo A risulta l'unico in cui siano previste due fasi distinte individuando i coefficienti  $k_1$  e  $k_2$  a differenza dei metodi B e C in cui è prevista un'unica fase. Il metodo B risulta essenzialmente una prova a carico variabile mentre il metodo C una prova a carico costante tuttavia entrambi risultano limitati dal fatto che schematizzano il terreno come isotropo quindi individuano un unico parametro  $k$ . Il metodo A è stato scelto per tale ragione seppure risulti più laborioso rispetto agli altri due dal punto di vista operativo, presenta una qualità nei risultati migliore permettendo la valutazione dell'anisotropia del terreno presente in sito. La particolarità di questo metodo della prova sta nella possibilità di poter cambiare la sua geometria potendo testare in questo modo separatamente la filtrazione orizzontale e quella verticale. Questo permette di valutare il coefficiente di anisotropia del terreno, potendo valutare ad esempio nel caso di posa in opera di strati argillosi la buona riuscita del processo di posa o meno (un eccessivo divario tra  $k_h$  e  $k_v$  potrebbe indicare la formazione di percorsi preferenziali di filtrazione nel caso in cui gli strati argillosi non risultino correttamente chiusi).

La strumentazione adoperata per eseguire la prova è stata riportata in Figura (4.1) seguente:



*Figura 4.1: Strumentazione utilizzata nella prova TSB*

Le prove TSB, considerando quanto è stato fatto in discarica, debbono essere oggetto di una vera e propria progettazione, frutto della sinergia di varie figure tecniche che si assumano la responsabilità nella progettazione, nell'esecuzione e nel collaudo dei manti impermeabili. Bisogna porre in evidenza il fatto che la complessità, la "criticità" e la durata del test nelle varie fasi operative impongono sia un costo decisamente maggiore del test TSB rispetto alle prove di conducibilità idraulica in laboratorio, sia un corretto inserimento nel cronoprogramma della direzione tecnica della discarica.

È stato osservato (Boutwell, 1992) che avere il flusso trasversale impedito oppure non impedito può far variare il valore di  $k_v$  da due fino a cinque ordini di grandezza ed è proprio tale motivo che denota ulteriormente l'importanza di poter variare la geometria di filtrazione per poter cogliere al meglio i valori delle permeabilità orizzontale e



verticale  $k_h$  e  $k_v$ . La prova solitamente avviene a carico variabile essendo usata per lo più per terreni coesivi tuttavia se si vogliono testare terreni granulari è possibile eseguirla anche a carico costante seppur affrontando delle difficoltà realizzative. Il sistema analitico sviluppato dall'autore (Boutwell, 1992) permette di ricavare i valori reali dei parametri. Tale modello parte dalle equazioni di flusso per un materiale isotropico (Hvorselv, 1951) ed è stato adattato a condizioni al contorno diverse utilizzando la tecnica del potenziale immagine tridimensionale (Carslaw e Jaeger, 1959). Il TSB test è una prova standardizzata dalla normativa ASTM D6391-11 “*Standard Test Method for Field Measurement of Hydraulic Conductivity Using Borehole Infiltration*” che si basa sulle ipotesi seguenti:

- 1) Terreno omogeneo
- 2) Pressione neutra nulla per la fase 1 alla base del permeametro mentre per la fase 2 al centro della parete del foro di approfondimento
- 3) Raggiungimento del completo rigonfiamento al termine della prova
- 4) Mezzo indefinitamente esteso in senso orizzontale

#### **4.1 Strumentazione della prova**

La strumentazione che fu pensata inizialmente per l'esecuzione della prova presentava limitazioni sia dal punto di vista dell'assemblaggio sia da quello del posizionamento in opera quindi nel corso degli anni sono stati pensati alcuni miglioramenti sviluppando un nuovo tipo di permeametro che però si basasse sui medesimi procedimenti analitici e presenti le stesse interpretazioni ed impostazioni generali (Caproni et al. 2011, per Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l.). Lo schema della prova è stato riportato nella Figura 4.1.1. *a* seguente evidenziando poi la differenza nell'apparecchiatura superiore nel caso la prova avvenga a carico variabile o a carico costante nella Figura 4.1.1. *b*:

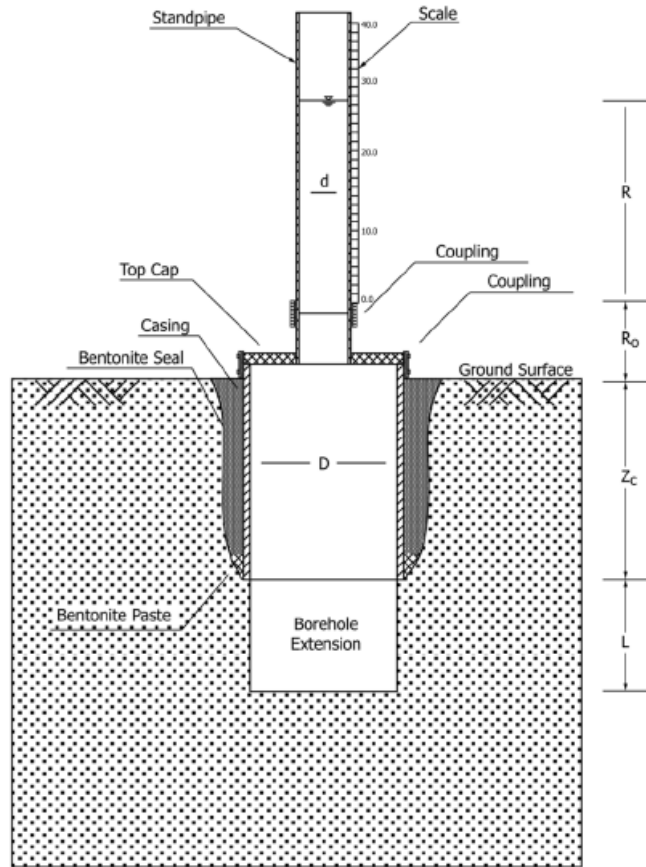


Figura 4.1.1.a: Schema generale della prova Boutwell

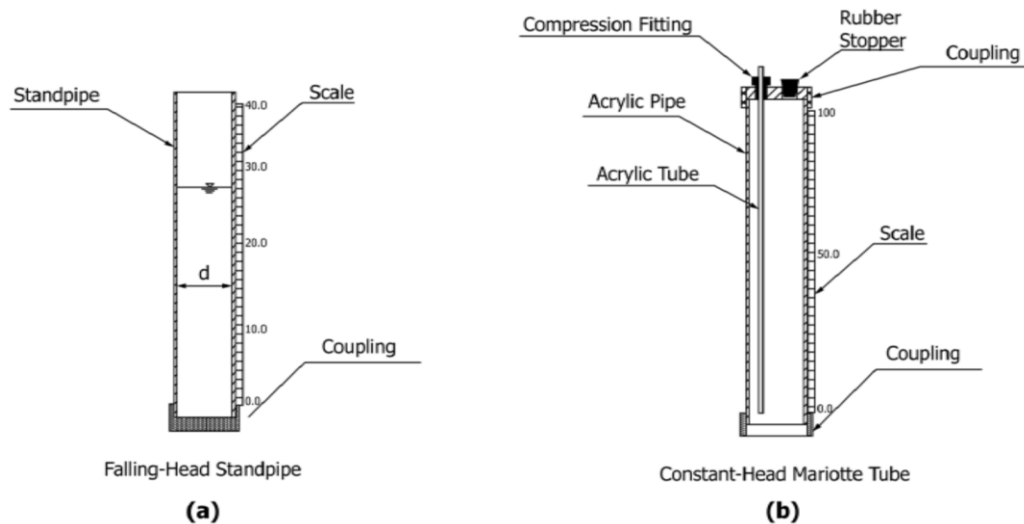


Figura 4.1.1.b: Apparecchiatura superiore utilizzata per la prova a carico variabile (a) e per la prova a carico costante (b)

Trattiamo ora le attrezzature di scavo il cui scopo principale è quello della realizzazione del foro (delle dimensioni desiderate) minimizzando il disturbo causato al terreno durante l'operazione. Le indicazioni prevedono la realizzazione di un foro largo almeno 5cm in più rispetto il diametro esterno del casing in modo tale da permettere l'iniezione successiva di un sigillante da parte dell'operatore.

### *Casing*

Corpo cilindrico con diametro interno di almeno 10cm. La normativa consente l'utilizzo di elementi lisci in PVC tuttavia risulta più apprezzata la scelta dell'acciaio per la sua migliore resistenza e deformabilità.

Nella figura 4.1.2 seguente è stata riportato il casing utilizzato:



*Figura 4.1.2: Posa in opera del casing sul foro*

### *Apparato superiore*

L'apparato superiore può essere costituito da un tappo in materiale plastico o, come nel nostro caso, metallico che viene collegato al casing tramite dei giunti a tenuta stagna. L'apparato superiore è inoltre dotato di un sistema di controllo dei flussi e presenta tipicamente una conformazione a cupola oppure inclinata verso l'alto per minimizzare l'aria al suo interno.

L'apparato superiore che è stato utilizzato è quello di tipo metallico ed è visualizzabile nella Figura 4.1.3 seguente:



*Figura 4.1.3: Apparato superiore agganciato sopra il casing*

### *Burette volumetriche*

Le burette volumetriche sono cilindri trasparenti in PVC graduati con risoluzione di un millimetro e presentano altezza di almeno un metro. Il diametro interno viene scelto in funzione della velocità di deflusso del fluido filtrante (acqua) in modo tale da poter consentire la misurazione senza dover ricorrere a refill intermedi oppure cercando di minimizzarne il numero.

### *Sigillante anulare*

La normativa indica di utilizzare come sigillante standard la bentonite tra le pareti del foro e quelle del casing tuttavia questo materiale può dare sia problemi di suzione (alterando in modo incontrollabile le misurazioni) sia problemi di intensa fessurazione nei periodi più caldi. Per tali ragioni nella sperimentazione in sito è stata scelta un altro tipo di sigillante anulare illustrato in dettaglio in seguito.

### *TEG (Temperature Effect Gauge)*

Questo strumento è un permeametro che viene montato nell'apparato superiore simile al precedente, ma avente la parte inferiore chiusa in cui sono monitorizzati l'andamento volumetrico e la temperatura dell'acqua nella buretta. Le fluttuazioni volumetriche all'interno di tale apparecchiatura, non essendo imputabili a flussi, sono utilizzate per apportare correzioni in funzione sia del fenomeno di contrazione/dilatazione del permeametro nel suo complesso, sia del fenomeno di evaporazione/condensazione dell'acqua utilizzata in fase di prova. Il problema delle variazioni termiche infatti risulta essere molto pronunciato qualora si operi in terreni con conducibilità idraulica molto bassa o con burette di piccolo diametro.

L'attrezzatura utilizzata in sito è stata riportata in Figura 4.1.4 seguente:

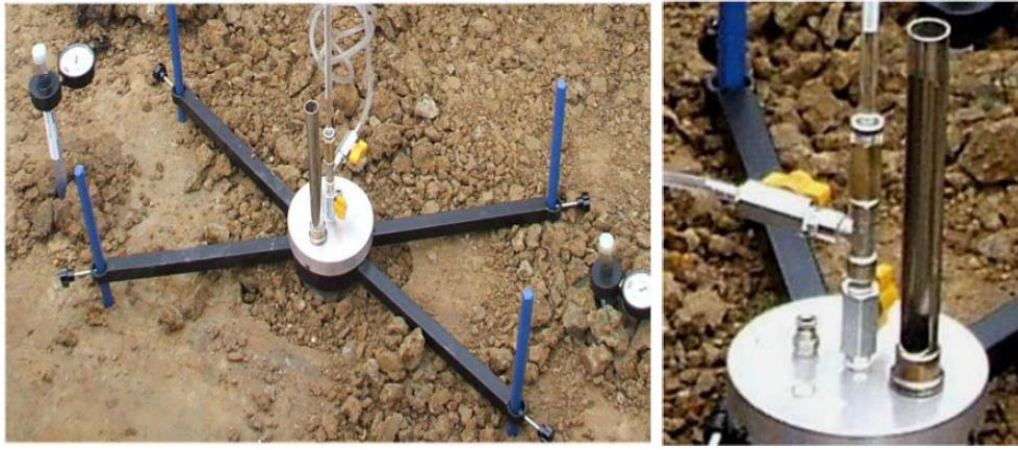


Figura 4.1.4: Attrezzatura utilizzata con dettaglio del TEG

### Termometro

Il termometro viene utilizzato per monitorare la temperatura dell'acqua durante le varie fasi della prova, presentando una risoluzione del decimo di grado. Viene installato nella parte centrale del TEG e le sue dimensioni sono tali da raggiungerne la parte inferiore. Oltre che per monitorare la deformazione termica del permeametro nel TEG, queste misure sono utilizzate per apportare correzioni sulla viscosità cinematica dell'acqua al fine di riportare i valori di permeabilità alla temperatura di riferimento di 20 °C per mezzo del fattore correttivo  $R_v$ , dato appunto dal rapporto tra la viscosità cinematica dell'acqua alla generica temperatura  $T$  e quella alla temperatura di riferimento (20°C).

Tale correzione è prevista dalla norma ASTM D5084-16a secondo una delle formulazioni date nella equazione 4.1.1 seguente:

$$R_v = \frac{\nu_T}{\nu_{20^\circ C}} = \frac{k_{20^\circ C}}{k_T} \quad (4.1.1)$$

Con:  $R_v$  = fattore correttivo della viscosità cinematica [ ]

$\nu_T$  = viscosità cinematica dell'acqua alla temperatura  $T$   $\left[\frac{L^2}{T}\right]$

$\nu_{20^\circ C}$  = viscosità cinematica dell'acqua a 20°C  $\left[\frac{L^2}{T}\right]$

$k_T = \text{conducibilità idraulica alla temperatura } T \left[ \frac{L}{T} \right]$

$k_{20^\circ C} = \text{conducibilità idraulica a } 20^\circ C \left[ \frac{L}{T} \right]$

Indicando poi con  $T$  la temperatura media tra due letture successive, è possibile esprimere il coefficiente  $R_v$  secondo l'equazione 4.1.2 riportata in seguito:

$$R_v = \frac{2,2902(0,9842)^T}{T^{0,1702}} \quad (4.1.2)$$

Con:  $T = \frac{T_i + T_{i+1}}{2} = \text{temperatura media tra due letture successive } [^\circ C]$

Si è osservato che tale equazione risulta valida per temperature comprese tra i  $5^\circ C$  ed i  $50^\circ C$ .

Qualora risulti necessario operare con temperature non ricadenti nel predetto range occorre intervenire con opportuni accorgimenti quali:

- Isolare l'apparecchio di misura
- Utilizzo di un liquido antigelo se si opera sotto gli  $0^\circ C$  modificando opportunamente la curva di  $R_v$
- Scaldare il permeometro (invalidando però la misura del TEG)

I valori del parametro  $R_v$  utilizzabili nel suo range applicativo sono stati riportati nella Figura 4.1.5 seguente:

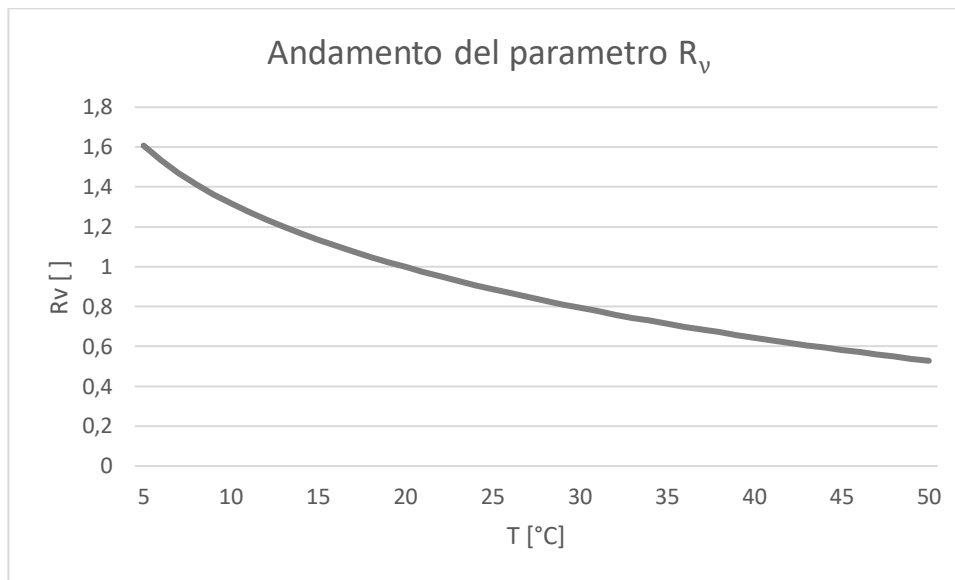


Figura 4.1.5: Fattore correttivo della viscosità cinematica  $R_v$

È possibile quindi affermare che, all'interno del suo range di validità, il parametro  $R_v$  assume valori compresi circa tra 0,5 ed 1,6 presentando il valore unitario alla temperatura di 20°C (come era necessario aspettarsi essendo questa la temperatura di riferimento).

### *Tensiometri*

I tensiometri sono strumenti atti alla misurazione della suzione di matrice  $s$  attraverso la misura della depressione che si instaura all'interno del terreno (che trattiene a causa di essa una parte di acqua anche al di sopra del livello di falda). Lo strumento è composto da un tubo con una punta porosa all'estremità che viene riempito con acqua, svuotato di tutta l'aria eventualmente presente ed infisso nel terreno alle diverse profondità a cui vengono eseguite le due fasi di prova.

La sua installazione e le principali componenti sono state riportate nella Figura 4.1.5 seguente:



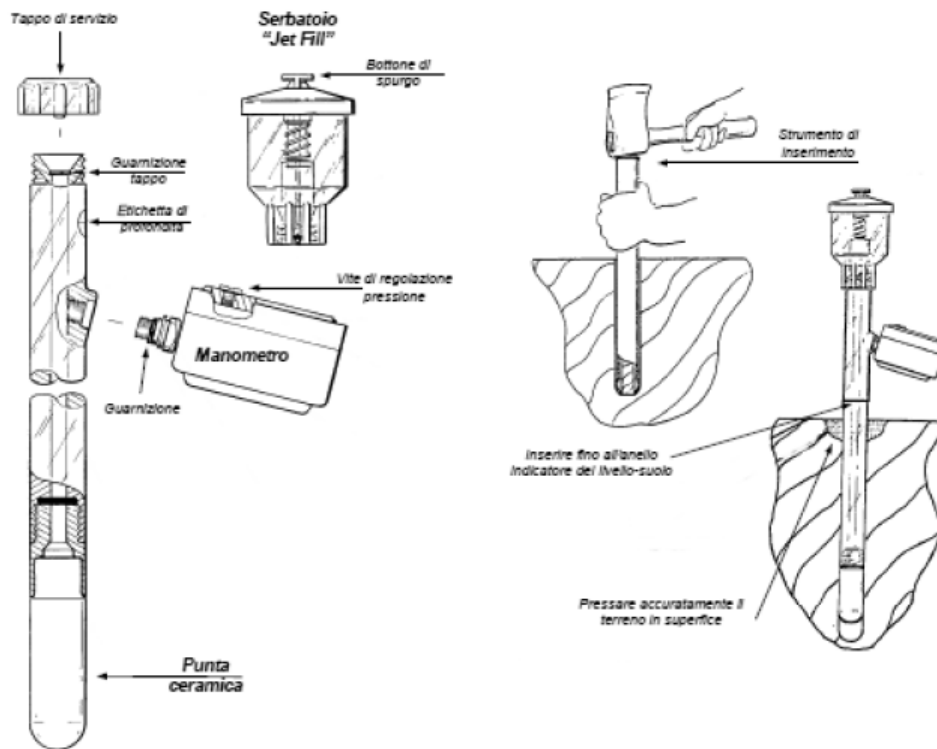


Figura 4.1.5: Tensiometro standard e sua installazione

La misurazione nel manometro risulterà nulla qualora il terreno sia in condizioni sature, mentre sarà non nulla qualora sia in condizioni di parziale saturazione. Nel secondo caso avviene che l'acqua contenuta all'interno del tubo filtra attraverso la punta ceramica (porosa) determinando una depressione nel serbatoio.

La determinazione della suzione di matrice è calcolabile quindi secondo l'equazione 4.1.3 seguente:

$$s = \Delta P - L_w \gamma_w \quad (4.1.3)$$

Con:  $\Delta P =$  differenza di pressione letta nel manometro  $\left[ \frac{F}{L^2} \right]$

$L_w =$  altezza della colonna d'acqua nel tubo [L]

Il metodo risulta abbastanza semplice tuttavia presenta delle limitazioni del suo campo di validità per pressioni fino 80 ~ 90 kPa a causa della possibilità di fenomeni di cavitazione dell'acqua nello strumento inoltre risulta inutilizzabile in condizioni di gelo.

## 4.2 Procedura esecutiva della prova

Prima di eseguire la prova occorre anzitutto verificare che questa risulti effettivamente eseguibile nel luogo scelto. Per fare ciò occorre un'area libera approssimativamente di  $4m \times 4m$  ed uno spessore dello strato da studiare di almeno  $1m$  al fine di evitare fenomeni di interazione con altri strati diversi eventualmente presenti. La durata del test non è fissa in quanto dipende dalla conducibilità idraulica del terreno da testare e dal suo grado di saturazione, indicativamente comunque può durare da 1 a 2 settimane.

La peculiarità della prova, che ne permette i grandi vantaggi nei risultati, è la sua realizzazione secondo due distinte fasi schematizzate nella Figura 4.2.1 seguente:

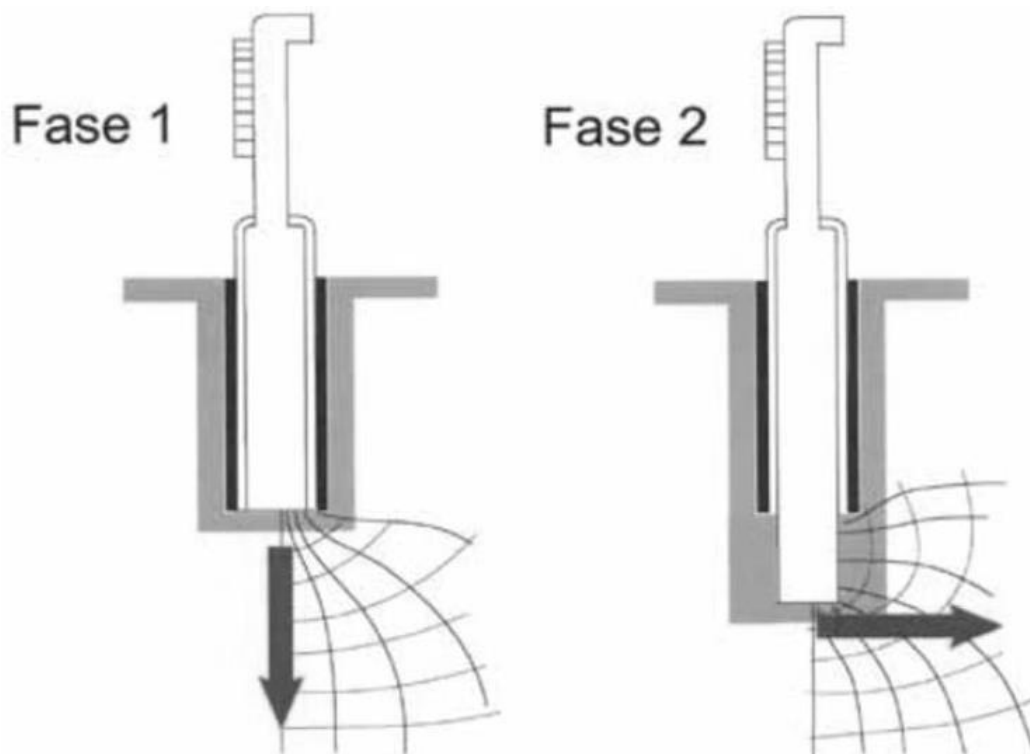


Figura 4.2.1: Fasi della prova Boutwell

### *Fase I- Filtrazione prevalentemente verticale*

In primo luogo è necessaria la realizzazione di uno scavo di forma troncoconica in cui la base minore risulti almeno 10cm maggiore rispetto il diametro esterno del casing per permettere l'inserimento del sigillante. La profondità del foro dovrà risultare adeguata (solitamente attorno ai 25~30cm) ed il fondo del foro deve risultare liscio e privo di residui di scavo senza però effettuarne lo spianamento per evitare di incorrere in eventuali occlusioni accidentali dei micropori presenti sulla superficie filtrante. Una volta realizzato il foro occorre adagiare sul piano dello scavo il casing ponendolo in posizione centrata e verticale nel foro. Qualora si noti la presenza di possibili irregolarità tra terreno e permeametro è possibile procedere con la loro occlusione tramite un impasto semi-plastico creato utilizzando terreno naturale ed acqua. La successiva è una delle fasi più delicate ovvero la sigillatura. Come già accennato in precedenza, la normativa indicherebbe come sigillante standard la bentonite, tuttavia consente l'utilizzo di materiali diversi purché rispettino le indicazioni delle leggi ambientali in materia di inquinamento. Per quanto riguarda le prove eseguite per la discarica di Grumolo delle Abadesse la scelta del sigillante è stata oculata attraverso prove nel laboratorio "Geoplanning S.r.l." testandone di vario tipo ed arrivando alla scelta finale della realizzazione di un doppio strato impermeabilizzante formato da circa 5cm di sigillante specifico a fondo foro ed ulteriori 10~12cm di cemento a presa rapida autolivellante a bassissimo ritiro. Il restante dislivello per il raggiungimento del piano campagna è stato riempito utilizzando terreno compattato manualmente avente lo scopo di protezione nei confronti dell'escursione termica superficiale. Una volta avvenuta la presa del cemento occorre riempire di acqua il casing lentamente e gradualmente per poi chiuderlo superiormente assicurandosi che non vengano intrappolate bolle d'aria sotto il tappo o nell'apparato superiore ed in caso contrario spurgandolo con l'apposita valvola. Una volta assicurata la tenuta idraulica del sistema è possibile

procedere con la fase di infiltrazione imponendo le specifiche condizioni desiderate nella buretta di misura. Il carico idraulico imponibile alla base dello strumento non può assumere qualunque valore si voglia ma deve risultare adeguato, ovvero dovrà essere compatibile con il livello di precompressione imposto nel terreno durante la stesura dello stesso. Nella buretta di misura vengono prese le registrazioni del livello d'acqua indicando data, tempo dall'inizio della prova, lettura del livello inferiore del menisco d'acqua nella buretta del permeometro e del TEG e temperatura dell'acqua nel TEG. La durata e la frequenza delle letture in questa fase non sono fissate a priori ma dipendono dall'andamento del test. Qualora il livello nella buretta si abbassi troppo è possibile eseguire un refill in modo analogo a quanto fatto all'inizio della fase. La prova deve essere spinta fino al raggiungimento delle condizioni di stazionarietà del flusso ovvero fino a quando risulti evidente l'andamento asintotico del coefficiente di permeabilità apparente  $k$  misurato durante la prova in funzione del tempo raggiungendo quasi l'orizzontalità nel piano cartesiano  $(k, t)$ .

I punti salienti della fase I sono stati riportati nella Figura 4.2.2 seguente:

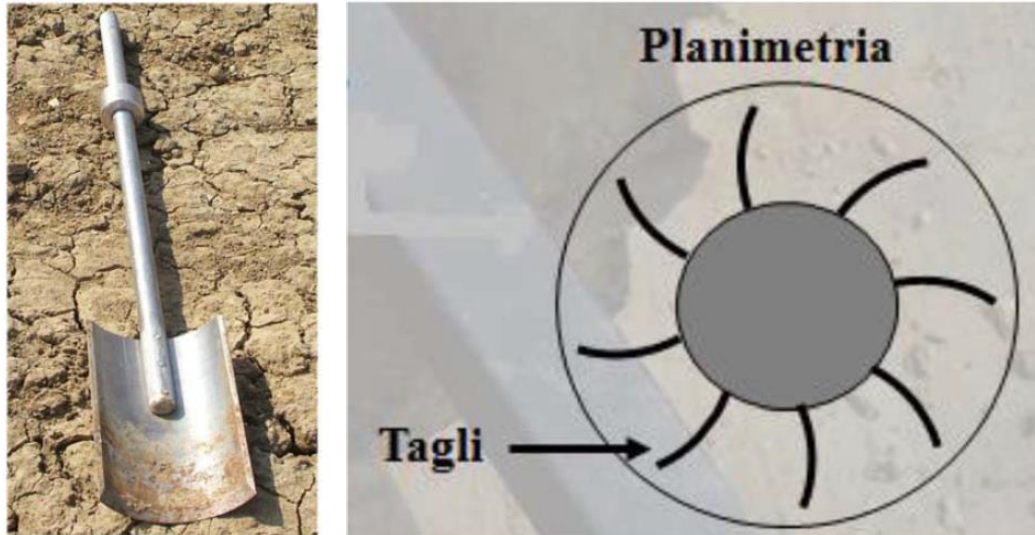


*Figura 4.2.2: Inserimento, sigillatura, riempimento e chiusura del casing*

### *Fase II- Filtrazione prevalentemente orizzontale*

La fase II prevede un ulteriore approfondimento del foro di circa 1 o 2 volte la misura del diametro interno del casing quindi di 10~20 cm, con l'obiettivo di massimizzare la componente orizzontale della filtrazione cercando di individuare  $k_h$ . La lisciatura della superficie filtrante (in questo caso verticale) è sempre bene che avvenga minimizzando il disturbo come nella fase precedente e per tale scopo risulta necessario l'utilizzo di particolari utensili di scavo (che variano in base al terreno presente) unito ad una certa manualità dell'operatore.

Un esempio di utensili di scavo è stato riportato nella Figura 4.2.3 seguente:



*Figura 4.2.3: Strumento utilizzabile per l'approfondimento del foro*

Una scomoda eventualità riscontrabile in questa fase è lo spostamento del casing che può portare alla formazione di zone preferenziali per il deflusso dell'acqua. La soluzione per tale inconveniente è stata trovata grazie all'ancoraggio a X realizzato su quattro punti di ancoraggio limitrofi che permettono il bloccaggio del casing. Il foro viene misurato quindi riempito di sabbia calibrata<sup>14</sup>. Successivamente al riempimento ed alla chiusura del casing il test può avvenire analogamente a quanto visto precedentemente nella fase I. Per elaborare la misura della conducibilità termica risultano inoltre necessarie le misure della suzione e della temperatura, vengono quindi installati dei tensiometri per poter misurare la suzione a differenti distanze e profondità. Il monitoraggio della suzione presenta un ruolo fondamentale nel processo creando quest'ultima un carico idraulico aggiuntivo rispetto a quello

---

<sup>14</sup> L'utilizzo di sabbia calibrata serve per ridurre il disturbo sulle pareti del foro. La normativa prevede inoltre l'utilizzo di un tessuto non tessuto di contenimento che tuttavia risulta assumere un ruolo non rilevante nei terreni coesivi nei quali è dunque possibile evitarlo.

altrimenti presente. L'influenza della temperatura sulla prova è duplice: agisce sia modificando la viscosità dinamica del fluido filtrante durante la prova sia attraverso la dilatazione termica della strumentazione. Il TEG permette la correzione delle misurazioni esplicate soltanto dalla dilatazione o contrazione termica del permeametro mentre la correzione della viscosità cinematica avviene secondo il coefficiente correttivo  $R_v$  definito dall'equazione 4.1.2 e riscontrabile nella Figura 4.1.5 viste in precedenza.

I punti salienti della fase II sono stati riportati nella Figura 4.2.4 seguente:





*Figura 4.2.4: Rimozione dell'apparato superiore, svuotamento dell'acqua, approfondimento del foro, riempimento con sabbia tarata poi con acqua*



### 4.3 Interpretazione analitica della prova

La prova Boutwell viene analizzata attraverso l'equazione generale per il carico variabile (3.1.1.4) vista precedentemente, adattandola e correggendola alla prova specifica secondo quanto è stato fatto dall'equazione 4.3.1 seguente:

$$k = R_v \cdot G \cdot \frac{\ln\left(\frac{H_1}{H_2'}\right)}{t_2 - t_1} \quad (4.3.1)$$

Con:  $G =$  *fattore geometrico correttivo* [ ]

$H_1 =$  *livello iniziale dell'acqua (al tempo  $t_1$ )* [L]

$H_2' =$  *livello finale dell'acqua corretto<sup>15</sup> (al tempo  $t_2$ )* [L]

L'equazione precedente viene utilizzata separatamente per entrambe le fasi individuando le cosiddette permeabilità apparenti  $k_1$  e  $k_2$ . Il coefficiente di correzione  $R_v$  viene calcolato secondo l'equazione 4.1.2 considerando come temperatura la media delle temperature tra le due letture considerate; i livelli d'acqua  $H_1$ ,  $H_2'$  vengono riferiti al livello di falda o, qualora questa risulti molto profondo, a  $20D$  al di sotto del casing. I fattori geometrici necessari per l'interpretazione della prova TSB sono un'estensione di quelli ricavati da Hvorslev (1951) opportunamente modificati per considerare le diverse condizioni al contorno e lo spessore limitato del terreno da indagare. Indicando con i pedici 1 e 2 rispettivamente le fasi della prova TSB cui i parametri si riferiscono, è possibile il calcolo del coefficiente correttivo  $G_1$  tramite l'equazione 4.3.2 seguente:

$$G_1(m) = \left(\frac{\pi d^2}{11mD}\right) \left[1 + a\left(\frac{D}{4mb_1}\right)\right] \quad (4.3.2)$$

---

<sup>15</sup> La correzione è dovuta al TEG durante il periodo temporale ( $t_2 - t_1$ ) analizzato

Con:  $d = \text{diametro interno della buretta [L]}$

$m = \sqrt{k_h/k_v} = \text{coefficiente di anisotropia [ ]}$

$D = \text{diametro interno del casing [L]}$

$b_1 = \text{spessore del suolo testato sotto il casing [L]}$

$a = \text{parametro adimensionale [ ]}$

$$\left( a = \begin{cases} 1 & \text{se base impermeabile a profondità } b_1 \\ 0 & \text{se spessori assimilabili ad infinito} \end{cases} \right)$$

In questa prima fase l'assunzione fatta è quella sul fronte bagnato che viene assunto propagarsi ortogonalmente rispetto il piano di compattazione e la permeabilità è calcolabile utilizzando  $m = 1$  nella fase I.

Per quanto riguarda la fase II il parametro è calcolabile secondo l'equazione 4.3.3 seguente:

$$G_2(m) = \left( \frac{d^2}{16Lf m^2} \right) [2 \ln(U_1) + a \ln(U_2) + p \ln(U_3)] \quad (4.3.3)$$

Dove: 
$$U_1 = \frac{mL}{D + 2T} + \left[ 1 + \left( \frac{mL}{D + 2T} \right)^2 \right]^{0,5} \quad (4.3.3.a)$$

$$U_2 = \frac{\frac{4mb_2}{D} + \frac{mL}{D} + \left[ 1 + \left( \frac{4mb_2}{D} + \frac{mL}{D} \right)^2 \right]^{0,5}}{\frac{4mb_2}{D} - \frac{mL}{D} + \left[ 1 + \left( \frac{4mb_2}{D} - \frac{mL}{D} \right)^2 \right]^{0,5}} \quad (4.3.3.b)$$

$$U_3 = \frac{\frac{mL}{D} + \left[ 1 + \left( \frac{mL}{D} \right)^2 \right]^{0,5}}{U_1} \quad (4.3.3.c)$$

$$f = 1 - 0,5623 \cdot e^{-\frac{1,566L}{D}} \quad (4.3.3.d)$$

Con:  $b_2 = b_1 - (L/2)$

$L = \text{lunghezza di approfondimento al di sotto del casing [L]}$

$T = \text{spessore della zona disturbata [L]} \text{ (di norma } T = 0,6\text{cm)}$

$p = \text{rapporto di disturbo } (1 \leq p \leq 20) [ ]$

Nella seconda fase è stata assunta l'orientazione delle linee di flusso lungo i piani di compattazione del terreno quindi nel calcolo sono stati imposti i seguenti valori dei parametri:  $m = 1$ ;  $p = 1$ ;  $T = 0$ . L'interpretazione analitica delle due fasi restituisce i valori  $k_1$  e  $k_2$  dai quali è possibile risalire ai valori di  $k_h$  e  $k_v$ . È infatti dimostrabile che  $k_1$  e  $k_2$  risultano essere rispettivamente il massimo valore possibile per  $k_v$  e il minimo valore possibile per  $k_h$ . Normalmente ci si aspetta che  $k_1 < k_2$  essendo di norma la conducibilità orizzontale maggiore rispetto la verticale.

I valori di  $k_1$  e  $k_2$  potranno quindi individuarsi come medie temporali pesate durante le fasi stazionarie secondo l'equazione 4.3.4 seguente:

$$k_j = \frac{\sum_{i=1}^n [k_i(t_2 - t_1)_i]}{\sum_{i=1}^n (t_2 - t_1)_i} \quad (4.3.4)$$

Con:  $k_j = \begin{bmatrix} k_1 \\ k_2 \end{bmatrix} = \text{vettore delle permeabilità ottenute nelle due fasi}$

Considerando i risultati sperimentali acquisiti tuttavia il suggerimento operativo è quello di utilizzare come  $k_j$  i valori a cui la curva della permeabilità  $(k, t)$  tende asintoticamente durante ciascuna fase piuttosto che utilizzare l'espressione 4.3.4 appena vista. A prescindere dal metodo utilizzato per l'individuazione delle permeabilità  $k_j$  la prosecuzione logica risulta comunque analoga. Schematizzando il suolo come omogeneo il valore di  $k_v$  dovrà risultare identico per entrambe le fasi, rendendo possibile la scrittura delle equazioni 4.3.5. a e 4.3.5. b seguenti:

$$k_2 \left[ \frac{G_2(m)}{G_2(1)} \right] = k_v = k_1 \left[ \frac{G_1(m)}{G_1(1)} \right] \quad (4.3.5. a)$$

quindi:

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{\left( \frac{G_1(m)}{G_1(1)} \right)}{\left( \frac{G_2(m)}{G_2(1)} \right)} \quad (4.3.5. b)$$

Il problema analitico appena determinato presenta un'unica soluzione una volta fissati i parametri  $m, L, D, p$  si può quindi risolvere utilizzando il metodo del "trial and error" per vari valori di  $m$  ed utilizzando una soluzione teorica ed una analisi di regressione statistica.

Partendo dalla definizione del parametro  $m$  poi è possibile il successivo calcolo di  $k_h$  e  $k_v$  secondo le equazioni 4.3.6 e 4.3.7 seguenti:

$$k_v = k_1' \left[ \frac{G_1(m)}{G_1(1)} \right] \quad (4.3.6)$$

poi: 
$$k_h = m^2 k_v \quad (4.3.7)$$

### *Terreni insaturi*

Nei terreni insaturi risulta necessaria una correzione del modello precedente per considerare le diverse condizioni in cui avviene il flusso. Se si vuole ottenere la permeabilità satura del terreno risulta necessario considerare l'effetto dovuto alla suzione  $s$  quantizzato in precedenza dall'equazione 4.1.3 in modo da correggere quella misurata nei terreni insaturi.

L'equazione 4.3.8 che permette il calcolo della permeabilità in condizioni sature  $k$  è stata riportata in seguito:

$$k = \frac{k_a}{1 + \frac{s}{h_0}} \quad (4.3.8)$$

Con:  $k_a =$  permeabilità misurata nel terreno insaturo  $\left[ \frac{L}{T} \right]$

$h_0 =$  altezza della colonna d'acqua inserita ad inizio test  $[L]$

Per risolvere il problema in condizioni non sature si è visto che la correzione imposta nella 4.3.8 non espliciti totalmente la diversità rispetto il processo che avverrebbe in terreni saturi. In condizioni insature infatti il carico idraulico viene dissipato in una distanza maggiore rispetto il punto di afflusso ed il fronte bagnato (per poter espanderlo avanzando con il fenomeno). Unendo questo fatto

all'effetto della suzione precedentemente visto, l'autore (Boutwell, 1992) ha introdotto un nuovo parametro adimensionale  $R$  modificando la 4.3.8 nell'equazione 4.3.9 seguente:

$$k = \frac{k_a}{R \left(1 + \frac{s}{h_0}\right)} \quad (4.3.9)$$

Con:  $R = \text{rapporto di permeabilità} [ ]$

Inoltre l'autore basandosi sulla soluzione numerica ottenuta per una prova in un semispazio indefinito ed introducendo il parametro adimensionale "indice del volume infiltrato" ha creato il seguente grafico riportato nella Figura 4.3.1:

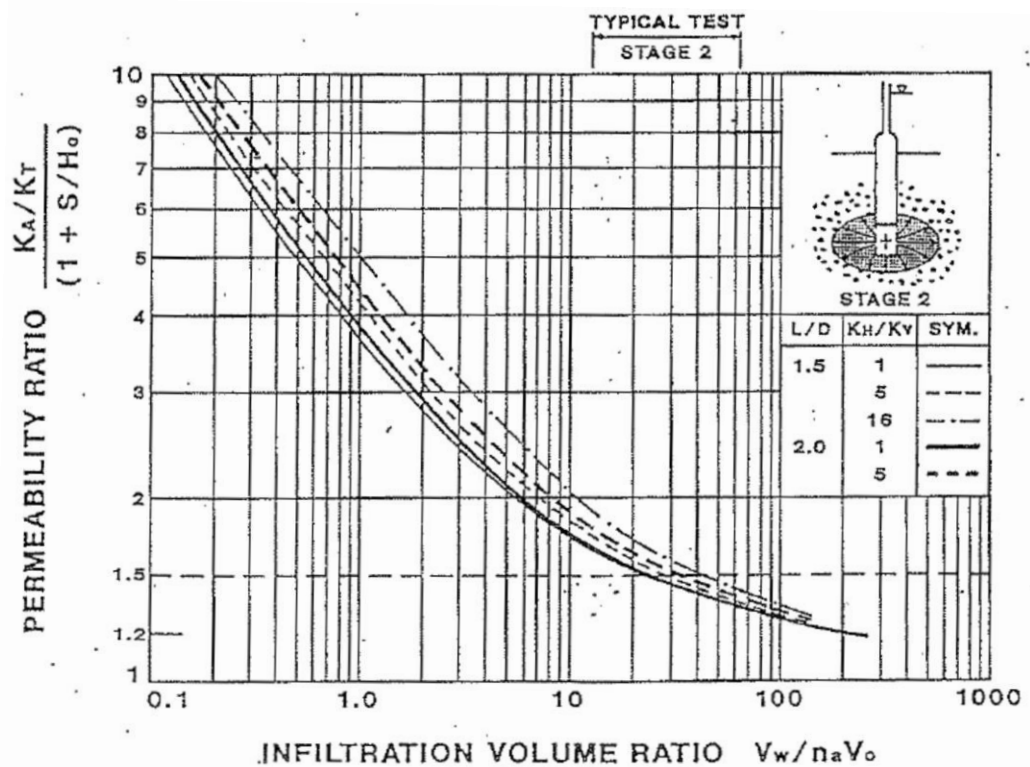


Figura 4.3.1: Andamento del parametro  $R$

Occorre esplicitare i termini che compaiono sull'asse delle ascisse della precedente Figura ovvero:

$V_w = \text{volume d'acqua infiltrata durante la fase [L}^3]$

$n_a = \frac{V_{gas}}{V_{tot}} = \text{porosità aeriforme del suolo [ ]}$

$V_0 = \text{Volume iniziale dipendente dalla fase analizzata [L}^3]$

In particolare l'autore prevede che il volume iniziale risulti di tipo ellittico nella fase I mentre cilindrico nella fase II.

È possibile calcolarli tramite le equazioni 4.3.10. a e 4.3.10. b seguenti:

$$\text{fase I:} \quad V_{0,1} = \frac{\pi D^3}{24} \quad (4.3.10. a)$$

$$\text{fase II:} \quad V_{0,2} = \frac{\pi D^3}{4} \left( \frac{L}{D} \right) \quad (4.3.10. b)$$

Con:  $D = \text{diametro interno del casing [L]}$

$L = \text{estensione del foro (per la fase II) [L]}$

La curva di permeabilità ( $k, t$ ) può essere osservata per avere una prima analisi qualitativa della prova. Il suo andamento tipico dovrà presentare elevati valori iniziali che tenderanno poi a diminuire con andamento simile ad uno asintotico avanzando con il tempo durante la prova. Se l'andamento osservato risulta essere diverso da quello monotono decrescente appena descritto, questo è indice di possibili errori o anomalie durante l'esecuzione della prova.

Per visualizzarne meglio l'andamento tipico è stato riportato in seguito un grafico ricavato da una prova TSB eseguita in un terreno argilloso nella Figura 4.3.2 seguente:

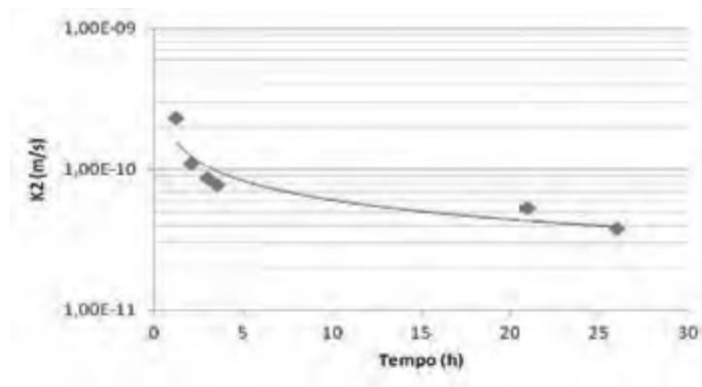


Figura 4.3.2: Andamento del coefficiente  $k_2$  nel tempo

Come già evidenziato in precedenza è sempre bene poter confrontare i risultati di prove in sito come ad esempio il TSB test con delle ulteriori prove in laboratorio. Le conclusioni che si possono trarre dal loro confronto nel caso di similitudine tra i risultati è l'evidenza di un elevato grado di omogeneità del terreno testato e buona affidabilità dei risultati ottenuti; nel caso di discordanza marcata dei risultati possono evincersi bassa affidabilità dei risultati dovuta ad eventuali errori nell'esecuzione di uno od entrambi i test (es: errori di misura) oppure possono essere esplicitati dalla presenza di eterogeneità nel terreno che differenzia il comportamento della macrostruttura rispetto la microstruttura (es: apertura di giunti successivamente la stesura del terreno).

Un esempio di erronea rilevazione dei dati è stato riportato nella Figura 4.3.3 seguente:

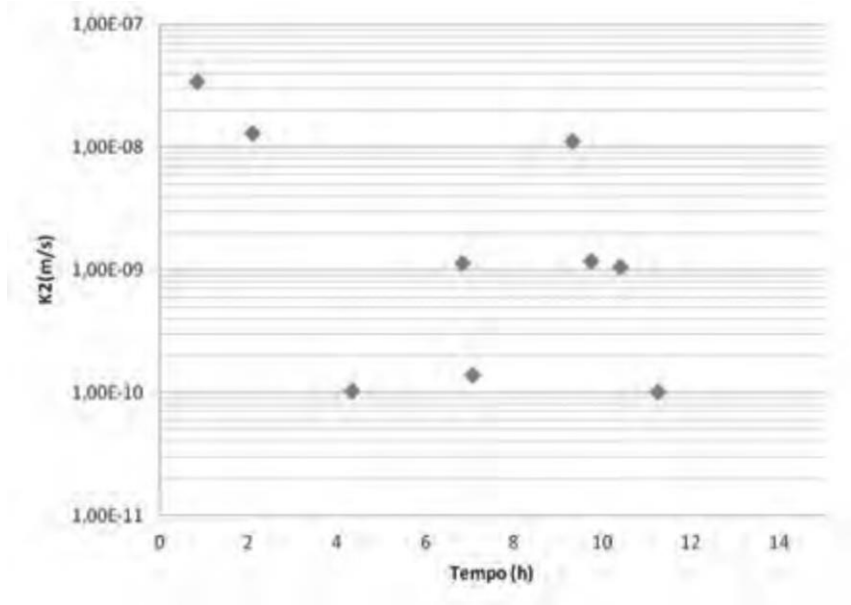


Figura 4.3.3: Errata rilevazione dei dati nel TSB test

In questo caso non è rilevabile alcun tipo di tendenza nel comportamento del valore della conducibilità idraulica essendo i dati dispersi in modo alquanto casuale ed in un range molto ampio (di circa 3 ordini di grandezza). Le possibili cause sono essenzialmente due: la prima eventualità è l'insufficiente compattazione degli strati che porta alla presenza di vuoti o microfratture che ne aumentano la permeabilità media, la seconda è un possibile posizionamento errato della strumentazione con eventuali perdite idrauliche non imputabili al terreno testato.



## 5 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Per poter procedere con la schematizzazione della prova in un software che utilizza gli elementi finiti occorre conoscere anzitutto il comportamento del terreno analizzato. Nel nostro caso è stata possibile la realizzazione di prove in laboratorio utilizzando l'argilla impiegata nel manto di impermeabilizzazione della discarica di Grumolo delle Abadesse.

### 5.1 Prove in laboratorio

Sono state realizzate prove di permeabilità a carico costante e a carico variabile su vari provini presso il laboratorio di Geotecnica dell'Università degli Studi di Padova. La compattazione dei provini è stata realizzata tramite la prova Proctor standard e la sua variante la prova Proctor ridotta<sup>16</sup> per poter osservare più in dettaglio come possa cambiare la permeabilità in profondità dove l'addensamento ottenuto risulterà minore. Mentre nelle prove a carico variabile si ha un gradiente idraulico che varia durante la prova, per quelle a carico costante (essendo fisso) ne è stata possibile la scelta che è ricaduta su un valore pari a 30.

I risultati ottenuti sono stati riportati nelle Tabelle 5.1.1 e 5.1.2 seguenti:

---

<sup>16</sup> La prova Proctor ridotta è avvenuta utilizzando il 60% dell'energia di compattazione rispetto quella utilizzata nella prova standard.

<b>w</b> [%]	<b>k<sub>cost</sub></b> [m/s]	<b>k<sub>var</sub></b> [m/s]
15,7	2,23E-09	1,45E-09
17,1	1,64E-09	1,07E-09
19,3	1,00E-09	6,86E-10
20,9	4,80E-10	3,68E-10
22,6	4,03E-10	3,06E-10
24,8	1,20E-09	4,50E-10

*Tabella 5.1.1: Permeabilità ottenute con provini compattati con la prova Proctor Standard*

<b>w</b> [%]	<b>k<sub>cost</sub></b> [m/s]	<b>k<sub>var</sub></b> [m/s]
17,87	1,59E-09	2,40E-09
19,14	1,75E-09	2,64E-09
21,22	1,03E-09	1,28E-09
22,94	3,50E-10	6,00E-10
25,22	4,50E-10	1,95E-09
26,73	6,00E-10	2,60E-09

*Tabella 5.1.2: Permeabilità ottenute con provini compattati con la prova Proctor Ridotta*

Per una migliore comprensione dei risultati ottenuti, il loro andamento è stato riportato nelle Figure 5.1.1 e 5.1.2 seguenti:

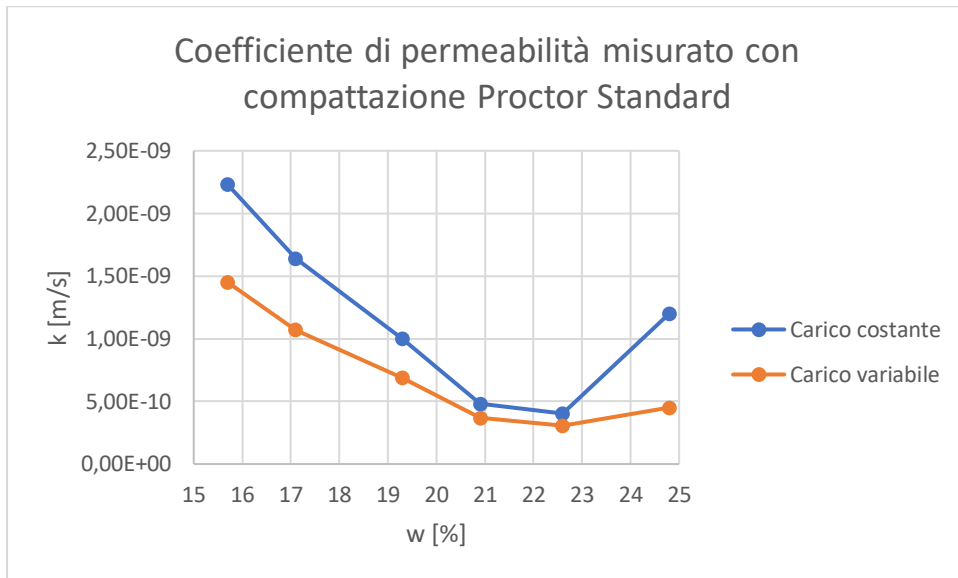


Figura 5.1.1: Terreno compattato con la prova Proctor Standard

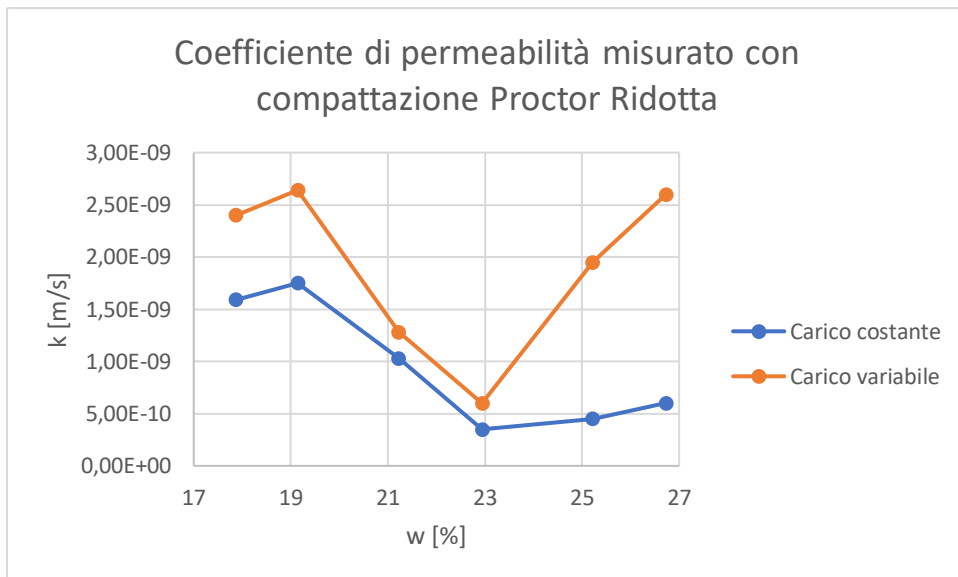


Figura 5.1.2: Terreno compattato con la prova Proctor Ridotta

Dalle Figure si nota immediatamente che si ricavano valori della permeabilità poco discordanti tra prova a carico costante ed a carico variabile (mediamente attorno al 39%) nei provini compattati con la prova Proctor Standard mentre per quelli compattati con la Proctor Ridotta tali differenze aumentano (in media sono circa il 66%). È interessante notare che i coefficienti di permeabilità  $k$  ottenuti con la compattazione standard risultano sempre inferiori nella prova a

carico variabile rispetto quella a carico costante mentre accade l'esatto contrario per i provini compattati con la prova Proctor Ridotta. È ben visibile l'andamento tipico delle curve descritto in letteratura caratterizzato da una diminuzione fino al raggiungimento del valore ottimale del contenuto d'acqua  $w_{opt}$  attorno al 21-23% seguito poi da una nuova crescita della permeabilità (la compattazione in sito è stata fatta proprio attorno ad un valore compreso tra il 21 ed il 23% per minimizzarne la permeabilità). Si può notare inoltre che le differenze tra i risultati si assottigliano vicino al valore  $w_{opt}$  mentre aumentano allontanandosi da tale valore.

Tale osservazione è stata avvalorata dal tracciamento della Figura 5.1.3 seguente:

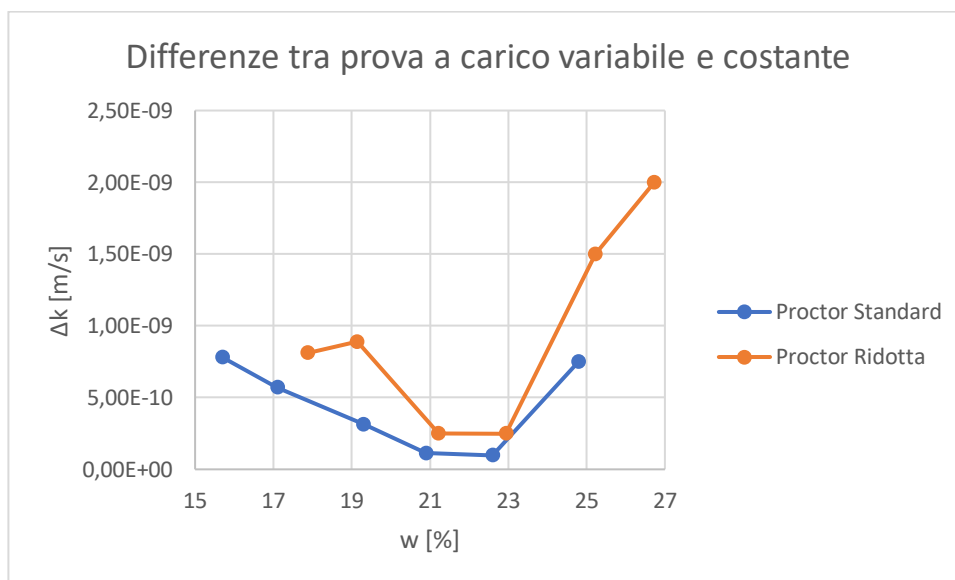
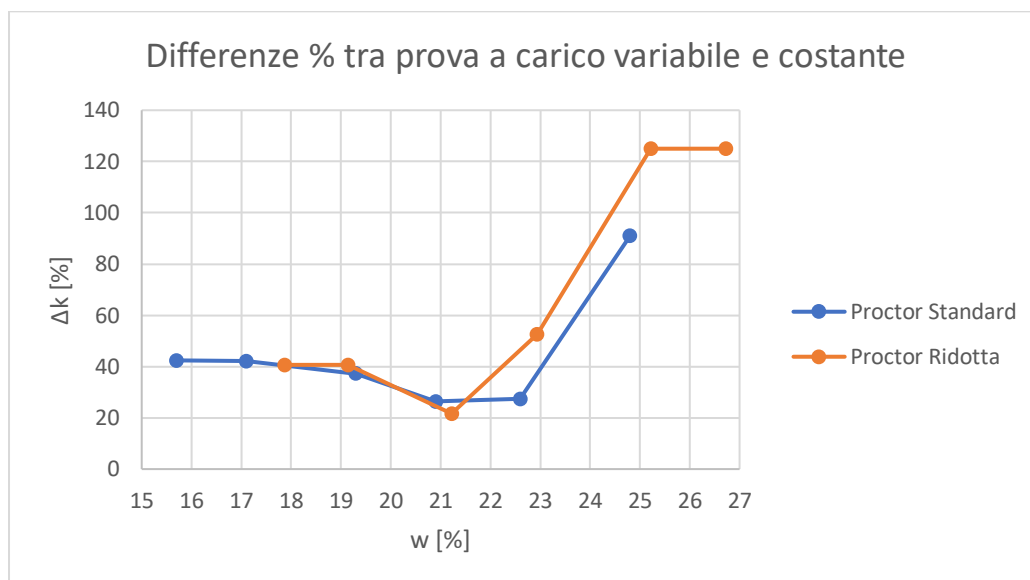


Figura 5.1.3: Divergenze nei risultati tra prove a carico costante ed a carico variabile durante le prove eseguite in laboratorio

In corrispondenza dei valori più distanti del contenuto ottimo d'acqua  $w_{opt}$  si nota un aumento sia degli errori sia del parametro  $k$  quindi a priori non sarebbe possibile capire se l'errore commesso risulti più o meno rilevante. È evidente che risulta di migliore comprensione l'impiego del rapporto fra gli scostamenti  $\Delta k$  ed il valore medio del parametro, ottenendo in questo modo uno

scostamento in termini percentuali e non più in termini assoluti come nel grafico precedente.

È stato quindi creato anche tale grafico per aiutare la comprensione degli errori ed è stato riportato nella Figura 5.1.4 seguente:



*Figura 5.1.4: Divergenze percentuali nei risultati tra prove a carico costante ed a carico variabile durante le prove eseguite in laboratorio*

Si può evincere dalla figura che gli errori commessi risultano molto simili per le due diverse compattazioni considerando il medesimo contenuto d'acqua inoltre questi risultano "contenuti" per valori inferiori ad  $w_{opt}$  mentre tendono ad aumentare notevolmente per valori superiori ad  $w_{opt}$  (arrivando addirittura a scostamenti di entità superiori al parametro stesso, risultando quindi letture totalmente inaffidabili).

Bisogna sottolineare comunque il fatto che il coefficiente di permeabilità ottenuto sia risultato sempre inferiore a  $10^{-8}m/s$  risultando quindi adeguato alla prescrizione imposta dalla normativa per lo strato impermeabilizzante della discarica.

## 5.2 Prove in sito

In seguito alle prove di laboratorio precedentemente descritte è stato scelto di procedere con delle prove in sito costituendo un campo prove direttamente nella copertura della discarica. Le prove inerenti il permeametro Boutwell sono state svolte in collaborazione con i tecnici del laboratorio “*Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l.*” di Roma, azienda che opera nei settori di scienze della terra e dell’ingegneria civile.

Sono state realizzate tre prove distinte all’interno del campo prova come si vede dalla Figura 5.2.1 seguente:



*Figura 5.2.1: Campo prova realizzato in discarica*

L’interpretazione analitica della prova ha permesso l’individuazione dei parametri riportati nella Tabella 5.2.1 seguente:

<i>Prova</i>	<i>Suzione [kPa]</i>	$k_v$ [m/s]	$k_h$ [m/s]	<i>Coefficiente di anisotropia m</i>
Bout. 01	2	$1,32 \cdot 10^{-9}$	$3,92 \cdot 10^{-7}$	17
Bout. 02	20	$1,02 \cdot 10^{-10}$	$2,61 \cdot 10^{-8}$	16
Bout. 03	17	$1,08 \cdot 10^{-10}$	$4,84 \cdot 10^{-8}$	21

*Tabella 5.2.1: Risultati delle prove Boutwell*

Considerazione fondamentale da fare sulle imposizioni normative riguarda il fatto che non viene specificato quale valore del coefficiente di permeabilità deve soddisfare le limitazioni richieste ovvero se  $k_h$  o  $k_v$  oppure entrambi. Dalla Tabella precedente si nota che il limite di  $10^{-8}$  m/s non risulta soddisfatto soltanto nella prova Boutwell 01 e solamente per il valore di  $k_h$ . Tale discordanza rispetto le successive due prove è esplicabile dal fatto che nella zona in cui è stato effettuato il TBS test nel terreno i blocchi di argilla possano essere stati posati in modo grossolano ed è possibile il loro aggiramento da parte dell'acqua filtrante (per tale motivo nelle raccomandazioni tecniche viene data grande importanza alla stesa e compattazione adeguate).

Il coefficiente di anisotropia  $m$  riportato nella Tabella 5.2.1 è stato ricavato tramite l'equazione 5.2.1 seguente:

$$m = \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \quad (5.2.1)$$

È possibile affermare che è stato ottenuto un buon grado di compattazione qualora le differenze tra le due permeabilità ottenute presentino differenze contenute al più entro due ordini di grandezza. I risultati ottenuti riguardo la suzione misurata nelle prove evidenziano dei valori molto contenuti che porteranno quindi ad una correzione da apporre al modello piccola.

### 5.3 *Confronto tra laboratorio e sito*

Essendo la permeabilità testata nelle prove di laboratorio quella in senso verticale, il confronto risulta possibile esclusivamente riguardo tale parametro e non è possibile rispetto quella orizzontale. Boutwell e Derick (1986) affermano che l'affidabilità del test con il permeometro Boutwell è paragonabile ad una analisi di filtrazione eseguita in laboratorio su provini di ottima qualità, ma molto più rappresentativi in quanto eseguiti su un volume circa 100 volte maggiore rispetto a quello di un provino triassiale e circa 200 volte rispetto a quello di una prova edometrica. Le prove in sito risulteranno quindi essere più rappresentative rispetto quelle in laboratorio sebbene le condizioni al contorno presenti non risultino ben definite come invece lo sono nelle prove realizzate in laboratorio.

### 5.4 *Legame Costitutivo*

Per una miglior comprensione del problema nel programma sperimentale è stata prevista l'individuazione del legame costitutivo del materiale nel campo della parziale saturazione espresso tramite il tracciamento della curva di ritenzione idrica. Tali prove richiedendo una strumentazione particolare (edometro a suzione controllata e psicrometro WP4-T) sono state eseguite su provini di terreno inviati al laboratorio di Geotecnica dell'Università di Palermo. I provini sono stati compattati secondo la prova Proctor Standard ad un valore del contenuto d'acqua pari a  $w = 22\%$ .

L'edometro a suzione controllata permette sia di verificare la suzione di matrice  $s$  usando la tecnica di traslazione degli assi sia la suzione totale  $\psi$  usando la tecnica dell'equilibrio di vapore. La prova è stata spinta in un range di variazione della suzione tra  $0,01 \sim 0,8 \text{ MPa}$ .

Il complesso della strumentazione utilizzata è stato riportato nella Figura 5.4.1 seguente:





Figura 5.4.1: Edometro a suzione controllata

Lo psicrometro WP4-T (Decagon Service, Inc. Pullman, Whashington, USA) ha reso possibile la misura della suzione in un intervallo diverso e decisamente più ampio rispetto la strumentazione precedente, ovvero tra 2~100 MPa.

Le parti che compongono lo psicrometro utilizzato sono state riportate nella Figura 5.4.2 seguente:

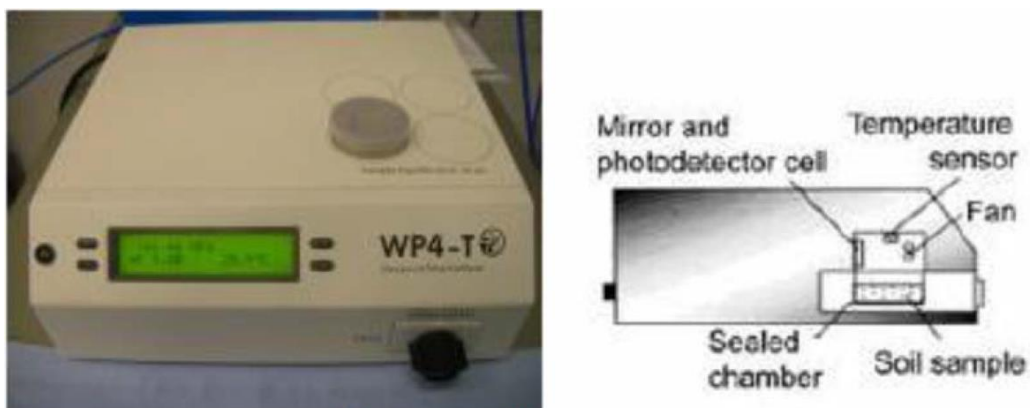


Figura 5.4.2: Psicrometro WP4-T

### Modello di Van Genuchten

Ai dati sperimentali ottenuti con i due strumenti precedentemente visti è stato dunque applicato il modello di Van Genuchten corretto da Romero e Vaunat (3.2.1.4) visto in precedenza e riportato in seguito riscrivendolo in funzione dell'indice dei vuoti igroscopico  $e_w$  secondo l'equazione 5.4.1 seguente:

$$e_w(\psi) = C_s \frac{e_{w,s} - e_{w,r}}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} + e_{w,r} \quad (5.4.1)$$

Con:  $e_w$  = indice dei vuoti igroscopico [ ]

(i pedici  $s, r$  indicano rispettivamente le condizioni satura e residua)

È stato possibile poi tracciare il grafico del modello adattandolo ai dati sperimentali ottenuti sia nel percorso "wet" sia in quello "dry" secondo la Figura 5.4.3 seguente:

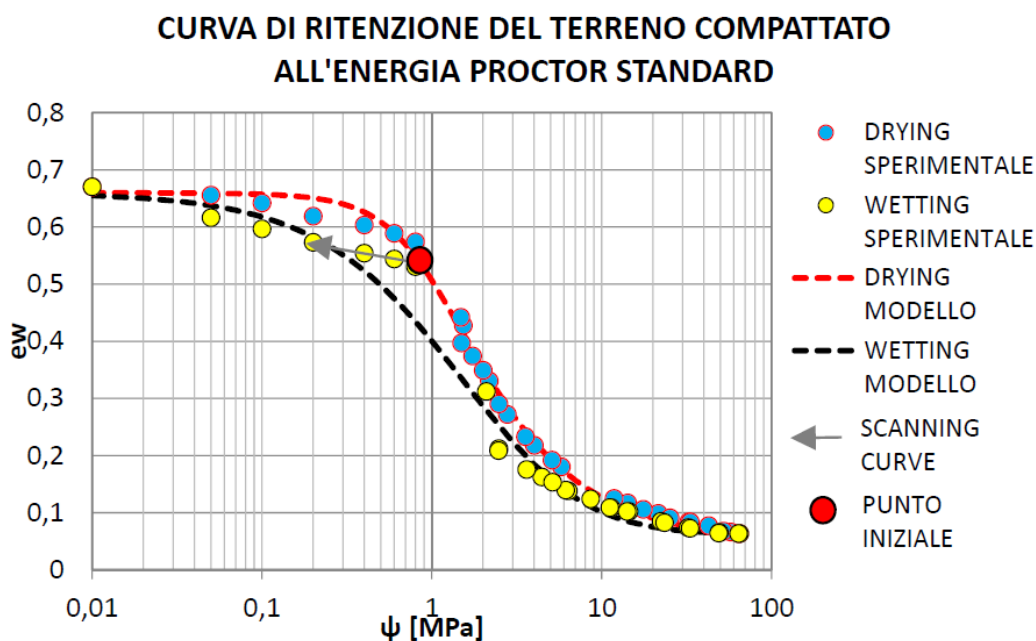


Figura 5.4.3: Modelli di Van Genuchten per i percorsi "wet" e "dry"

Sebbene le prove con lo psicrometro possano spingersi fino a valori della suzione di 110 MPa, ciò non è stato possibile nel nostro caso in quanto le condizioni ambientali lo hanno reso impossibile

raggiungendo al massimo un valore di 65 MPa a causa degli elevati valori di umidità presente.

Successivamente è stato provato a semplificare il modello secondo quanto proposto da Mualem (1976) correlando i parametri  $m$  ed  $n$  secondo l'equazione 5.4.2 seguente:

$$m = \frac{n - 1}{n} \quad (5.4.2)$$

Tale semplificazione si è resa necessaria al fine di smorzare l'andamento asintotico della curva dovuto al coefficiente correttivo  $C_s$  precedentemente descritto.

Il nuovo andamento della curva è stato riportato in un grafico semi-logaritmico assieme all'andamento del modello precedente al fine di poterne cogliere le differenze nella Figura 5.4.4 seguente:

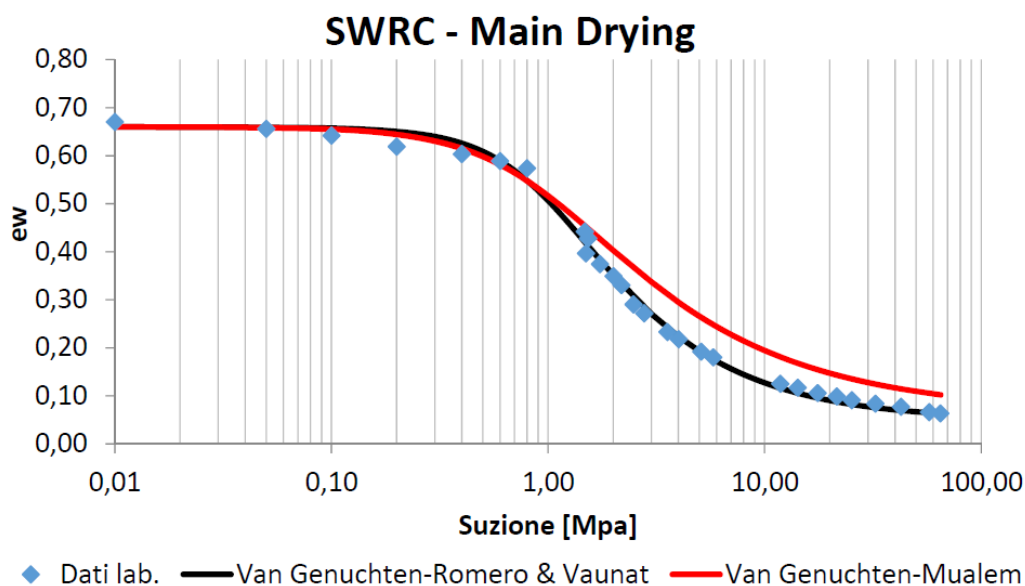


Figura 5.4.4: Confronto tra il modello proposto da Romero-Vanuati e modello semplificato secondo Mualem

Si evince immediatamente come il modello di Mualem risulti molto simile a quello di Romero e Vanuat per valori della suzione medio-bassi mentre tenda a discostarsi maggiormente per valori più pronunciati. Dato che le condizioni in sito presentano livelli di

suzione ridotti, la scelta di una curva rispetto l'altra risulta quasi indifferente.

Le differenze riscontrate nel modello rispetto ai valori ricavati da prove in sito sono esplicabili probabilmente ad errori nella taratura dell'edometro a suzione controllata. Ad esempio, in corrispondenza del valore della suzione pari a  $20kPa$  il modello prevede una saturazione dell'85% mentre i dati di laboratorio indicano un valore di 98% . Un ulteriore "campanello d'allarme" sulla scarsa attendibilità dei dati di laboratorio derivanti dall'edometro è dato dal fatto che questi prevedano che fino ad una suzione di  $300kPa$  il terreno rimanga ancora praticamente saturo. Tale ragione ha spinto a trascurare i dati derivanti dall'edometro a suzione controllata in favore di quelli derivanti dallo psicrometro, ritenuti maggiormente attendibili. Il modello è stato ricavato solamente durante il processo di imbibizione del terreno essendo proprio questo quello necessario nella successiva modellazione numerica della prova.

La curva di ritenzione idrica così ricavata è stata riportata nella Figura 5.4.5 seguente:

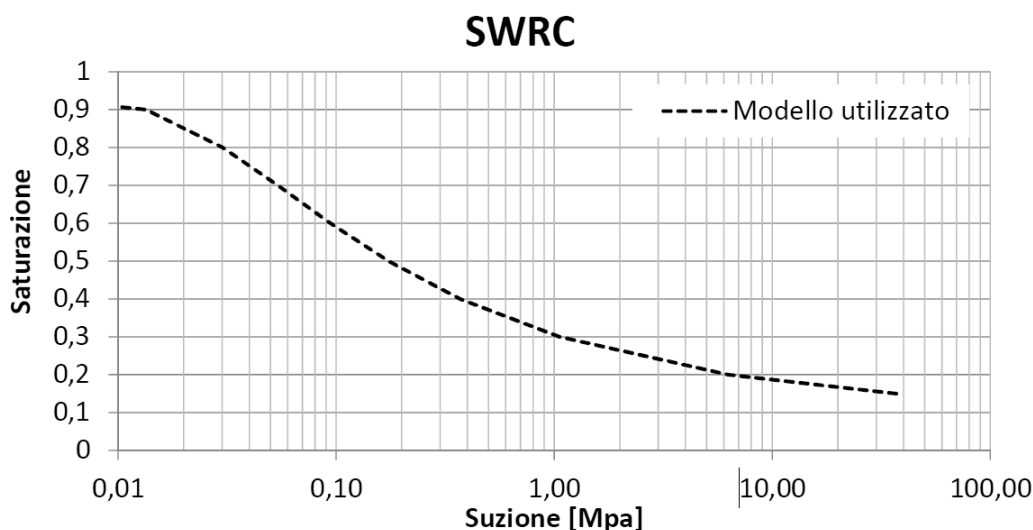


Figura 5.4.5: Modello utilizzato nel programma ad elementi finiti

Sono stati infine riportati i parametri significativi utilizzati nel modello finale nella Tabella 5.4.1 seguente:

<b>PARAMETRI</b>	<b>Valori utilizzati</b>
<i>n</i>	1,27974
<i>m</i>	-0,21859
<i>α</i>	0,42249

*Tabella 5.4.1: Parametri del modello utilizzato nel programma di calcolo*



## **6 Modellazione agli elementi finiti della prova Boutwell**

Per poter modellare numericamente ricreando ciò che è stato fatto in sito è stato scelto di utilizzare un programma ad elementi finiti, in particolare nel nostro caso è stato scelto il programma “Plaxis 2D”. Tale programma di calcolo lavora tramite l'utilizzo degli elementi finiti prevedendo due distinti sottoprogrammi, uno riguardante esclusivamente gli input e l'altro gli output. La modellazione è stata fatta considerando la terza prova Boutwell riportata nella Tabella 5.2.1 procedendo interamente con il programma degli input, utilizzando poi quello degli output per visualizzare i risultati ottenuti. Data la particolare semplicità della geometria nella prova, lo studio del test TBS ha reso necessaria la risoluzione di un problema di tipo assial-simmetrico riducendo in tal modo sensibilmente il numero delle incognite del problema rispetto ad un problema piano generico. Il programma degli input permetteva la scelta della discretizzazione in elementi triangolari a 6 nodi oppure a 15 nodi; la scelta è ricaduta nel secondo tipo di elementi che forniscono risultati più accurati rispetto ai precedenti avendo un numero maggiore di punti Gauss al loro interno. È necessario poi imporre tutti i valori delle costanti di riferimento ( $g$ ,  $T_{ref}$ ,  $\gamma_w$ , ...) scegliendo se cambiare o meno i valori forniti di default. È stata necessaria inoltre la definizione di 3 distinti materiali ovvero limo, sabbia e Gravel<sup>17</sup>.

Di questi materiali sono state richieste tutte le possibili proprietà attraverso l'apposita finestra: General, Parameters, Groundwater, Thermal, Interfaces, Initial.

---

<sup>17</sup> Gravel è un materiale fittizio estremamente drenante ed imposto saturo che è stato inserito allo scopo di poter imporre un livello piezometrico esterno rispetto alla geometria studiata.

- *General*

Consente di imporre il modello costitutivo del materiale, il tipo di drenaggio, i pesi saturo ed insaturo, l'indice dei vuoti. Si faccia attenzione che le scelte fatte nei primi due influenzano i parametri richiesti nelle successive.

- *Parameters*

Richiede un minimo numero di parametri in accordo con il modello costitutivo scelto su *General*, come ad esempio Moduli elastici, coeff. di contrazione laterale, coesione, angolo d'attrito, velocità delle onde di compressione e di taglio ecc. La scelta è stata in modo tale da risultare credibile sebbene sarà ininfluente nella filtrazione.

- *Groundwater*

In questa fase è stata inserita la curva di ritenzione idrica secondo il modello di Van Genuchten semplificato da Vanuat. Per quanto riguarda il limo, i parametri inseriti sono in accordo alla Tabella 5.4.1 precedentemente vista.

- *Thermal*

Tutti i parametri legati alle variazioni di temperatura sono stati imposti nulli nel nostro caso avendo trascurato per semplicità le variazioni termiche eventualmente presenti.

- *Interfaces*

È stato scelto di creare interfacce di tipo rigido non essendo il problema imposto un problema di tipo deformativo o tensionale bensì di filtrazione.

- *Initial*

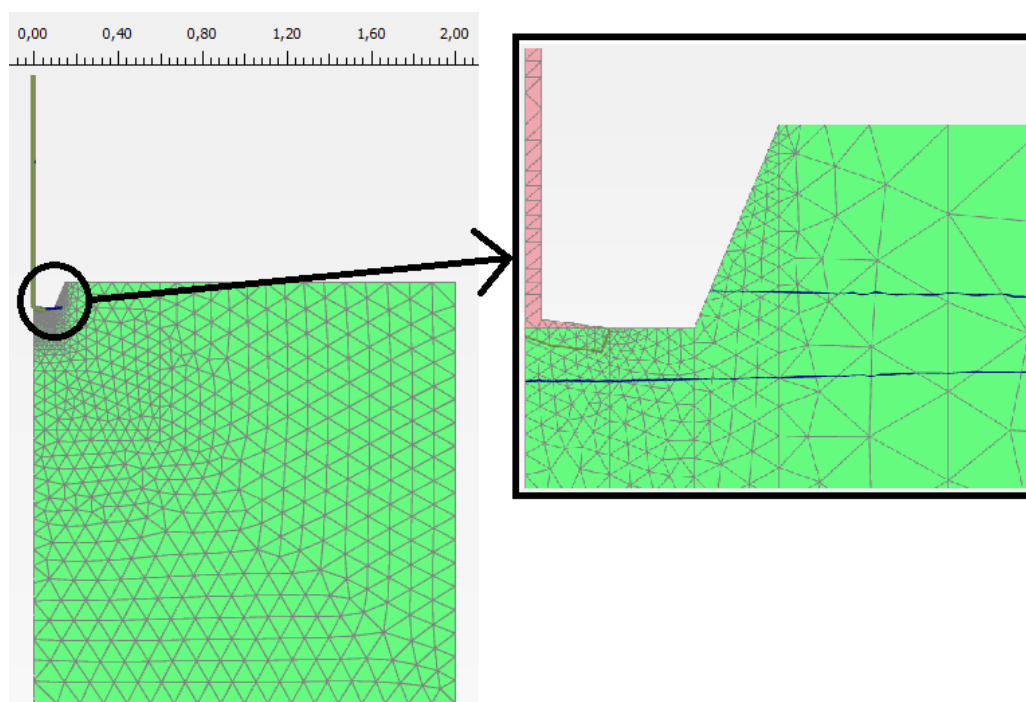
Riguarda l'individuazione del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  che è stato imposto essere calcolato automaticamente dal programma (seppure anche questo parametro sarà ininfluente nella filtrazione).

La creazione del modello quindi è stata fatta, come già accennato, sfruttando l'assial-simmetria quindi prevedendo la creazione di una zona rettangolare dove avverrà l'inserimento del casing, un'altra sempre rettangolare al di sotto di questa dove avverrà l'immissione



della sabbia tarata nella fase II, una zona trapezia esternamente al casing dove avverrà l'inserimento del sigillante ed infine la strumentazione è stata modellata come fosse una zona rettangolare di piccolo diametro (uguale a quello della buretta) raccordata con il fondo del foro da una zona trapezia di piccola altezza per permettere l'immissione del fluido sull'intera base.

La geometria finale ottenuta nel programma è stata riportata nella Figura 6.1 seguente:



*Figura 6.1: Modello discretizzato nel programma "Plaxis 2D"*

Per la fase illustrata precedentemente il materiale di color verde chiaro indica il limo estratto dalla copertura della discarica mentre quello di colore rosaceo indica il materiale fittizio Gravel inserito per le motivazioni illustrate in precedenza. Il contorno di colore blu indica invece la frontiera della zona saturata di terreno in quel preciso istante della prova.



## 6.1 Programma Input

Il programma degli input viene caratterizzato da una barra superiore che prevede l'articolazione in: Soil, Structures, Mesh, Flow Conditions, Staged Construction, come visualizzabile dall'estratto riportato nella Figura 6.1.1 seguente:



Figura 6.1.1: Menù principale presente nel programma Plaxis 2D

### 1) **Soil**

In questa fase del programma è stata creata tramite il comando “create borehole” (  ) la geometria dello strato di terreno testato imponendone i limiti. Sono stati poi inseriti i dati relativi ciascun materiale tramite il comando “show materials” (  ) secondo le indicazioni precedenti.

### 2) **Structures**

In questa fase è stata creata la geometria in dettaglio inserendo il foro di forma trapezia<sup>18</sup>, creazione dello strato fittizio gravel di raggio pari a 1 cm che si raccordi con il diametro esterno del casing a fine foro, dividendo la mesh sulla zona di scavo nella fase II e nelle zone limitrofe al fine di creare una variazione graduale dell'infittimento. Ciò è stato possibile tramite l'inserimento di elementi come nodi, linee, poligoni ed interfacce.

### 3) **Mesh**

In questa fase è stata creata tutta la mesh con il comando “generate mesh” dove è stato possibile scegliere il grado di infittimento (*very*

---


<sup>18</sup> È stato considerato di forma trapezia senza modellare il sigillante bentonitico per semplificare il problema in quanto la filtrazione attraverso questo deve risultare trascurabile (purché risulti adeguatamente progettato e realizzato).

*fine* nel nostro caso) di ciascun poligono agendo eventualmente poi sulle linee di frontiera attraverso il “coarseness factor”.


#### 4) **Flow Conditions**

In questa fase sono state scelte le frontiere impermeabili imponendo “closed”, sono stati creati tramite “create water level” i livelli idraulici imposti dalle condizioni della prova.

#### 5) **Staged Construction**

In quest’ultima fase è stato possibile seguire passo passo la prova creando i vari step modificando opportunamente i materiali presenti, i livelli idraulici ecc. Le varie fasi sono state create con il comando “edit phase” che apre una nuova finestra che richiede vari parametri riguardanti il calcolo numerico del programma ed altri riguardanti i parametri geotecnici, da citare ad esempio sono il calcolo della pressione dei pori e quello termico oltre che l’indicazione dell’intervallo temporale trascorso dalla fase precedente. Cliccando infine sull’icona “calculate” (  ) è stato possibile il calcolo finale di una o tutte le fasi generate che permetterà l’apertura successiva del programma degli output.

## 6.2 *Programma output*

L’apertura degli output avviene in automatico successivamente il calcolo oppure successivamente tramite il comando “view calculation results” (  ) che aprirà il modello deformato in scala reale. In questo programma è possibile vedere i risultati calcolati scegliendo sia la fase sia i parametri cui si vogliono analizzare i risultati. Mentre le fasi possibili sono evidentemente quelle create e gestite dall’utente nel programma degli input, i parametri ottenuti dal programma sono organizzati secondo parametri deformativi (*deformations*) e tensionali (*stresses*).

Nei parametri deformativi a loro volta si trovano le sottocategorie spostamenti totali, gli spostamenti relativi tra fasi, incrementali, inoltre le deformazioni assiali  $\varepsilon_i$  e gli scorrimenti angolari  $\gamma_i$  totali,

quelli rispetto la fase precedente ed incrementali riferiti agli assi cartesiani oppure agli assi principali.

Nei parametri tensionali è sempre presente la distinzione in base al riferimento agli assi (cartesiani o principali) calcolando tensioni normali e tangenziali, sono inoltre presenti altri parametri come parametri di stato ( $k_x$ ,  $k_y$ ,  $E$ ,  $c$ ), della pressione dei pori (livello piezometrico, pressioni dell'acqua, attiva, eccedente, suzione,  $R_u$ ), flussi delle acque nel sottosuolo (lungo  $x$  ed  $y$ , in valore assoluto, saturazione, permeabilità relativa), flussi di calore (saturazione del ghiaccio), punti plasticizzati.

È stato riportato l'esempio di quanto ottenuto dopo 24 ore durante la fase di saturazione per quanto riguarda il parametro suzione efficace  $Suction_{eff}$  nella Figura 6.2.1 seguente:

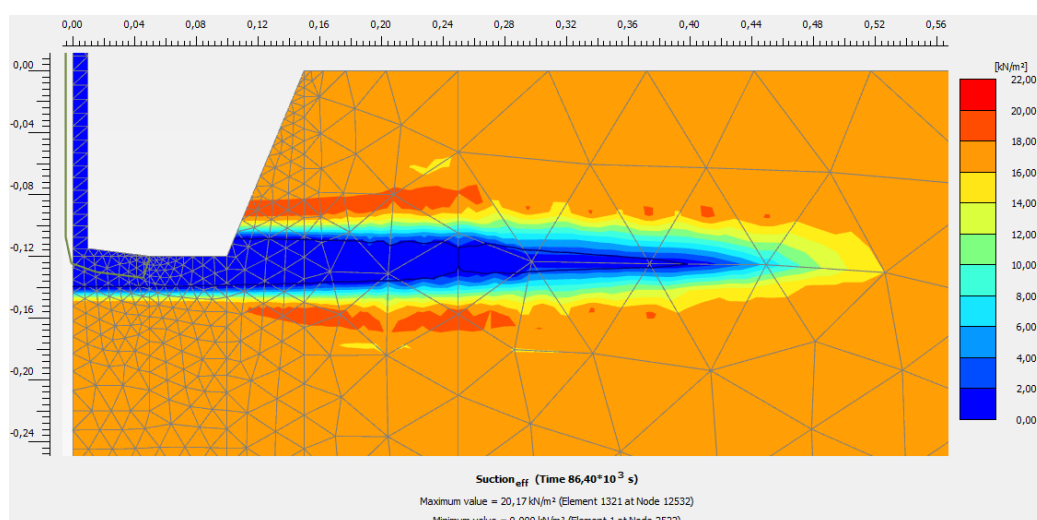


Figura 6.2.1: Suzione efficace dopo 24h di saturazione

I colori indicano dei range ben definiti del valore del parametro rappresentato secondo la legenda riportata a destra; la scala grafica viene riportata sia orizzontalmente sia verticalmente. Si può notare che nella zona satura il valore della suzione dovrà necessariamente risultare nullo mentre assumerà valori finiti nella zona insatura in accordo con il contenuto d'acqua presente. Il livello di suzione

presente nel materiale testato è quello misurato durante il test in discarica ed è stato ottenuto in maniera indiretta nel programma. È stato imposto il grado di saturazione  $S_r = 87,87\%$  da cui il programma stesso ricava la suzione di  $s = 17 \text{ kPa}$  misurata nella prova in sito attraverso la curva di ritenzione idrica definita in precedenza.



## 7 Risultati ottenuti

Si è voluto analizzare anzitutto il processo di filtrazione nella fase di saturazione del terreno suddividendolo in 56 sotto-fasi per poterne apprezzare meglio l'evoluzione temporale. In secondo luogo si è voluto analizzare l'attendibilità della soluzione della prova TBS vedendo il parametro probabilmente più sensibile della prova, ovvero il livello misurato nella buretta durante l'esecuzione delle prove stesse, confrontando quanto ottenuto in sito e quanto ottenuto per via numerica sfruttando il calcolatore ad elementi finiti. Sono infine state modellate entrambe le fasi nei loro vari step in cui si sono svolte o meglio in cui è stata presa una misurazione del livello nella buretta.

### 7.1 Espansione del fronte saturo

È stato scelto di "infittire" le fasi soprattutto inizialmente per poi, mano a mano che avanzi il processo, estendere i  $\Delta t$  come segue: all'inizio si è partiti da 15 minuti durante le prime 4 ore del processo, si è passati poi a 30 minuti fino al raggiungimento delle 12 ore, incrementi orari fino alle 24 ore ed infine incrementi di 2 ore per le restanti 24 ore mancanti. È stato sfruttato il fatto che il programma grafichi il bordo della zona satura di terreno per poterne misurare la geometria che è risultata come lecito aspettarsi di tipo ellittico (data l'anisotropia della permeabilità del terreno). È stato scelto di partire a prendere le misure della zona satura dal punto  $P$  corrispondente al diametro esterno del casing, ottenendo in questo modo separatamente le lunghezze orizzontali e verticali rispettivamente ovvero  $L_x, L_y$ .

Quanto appena esposto è riportato nella Figura 7.1 seguente:

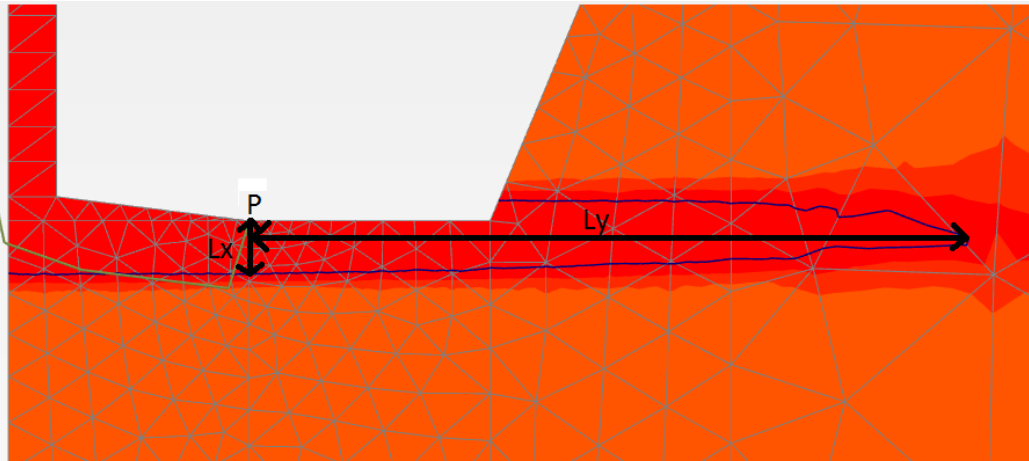


Figura 7.1: Riferimento scelto per le lunghezze della zona satura

Data la marcata anisotropia del materiale testato è stato ottenuto un processo di filtrazione prevalentemente orizzontale durante la saturazione ottenendo quindi  $L_x > L_y$  in ciascuno step.

Le evoluzioni temporali delle lunghezze della zona satura sono state riportate nei grafici delle Figure 7.2 e 7.3 di seguito riportati:

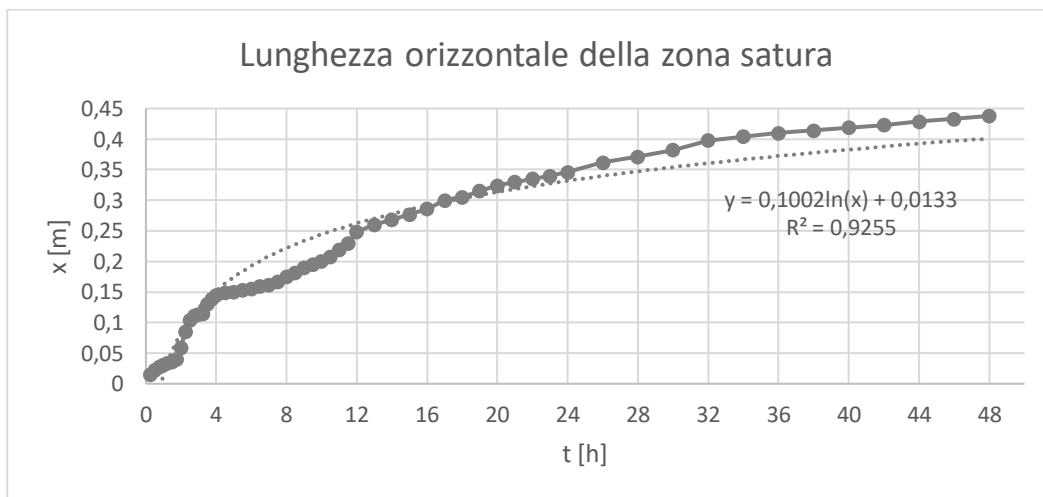


Figura 7.2: Evoluzione temporale della zona satura orizzontalmente



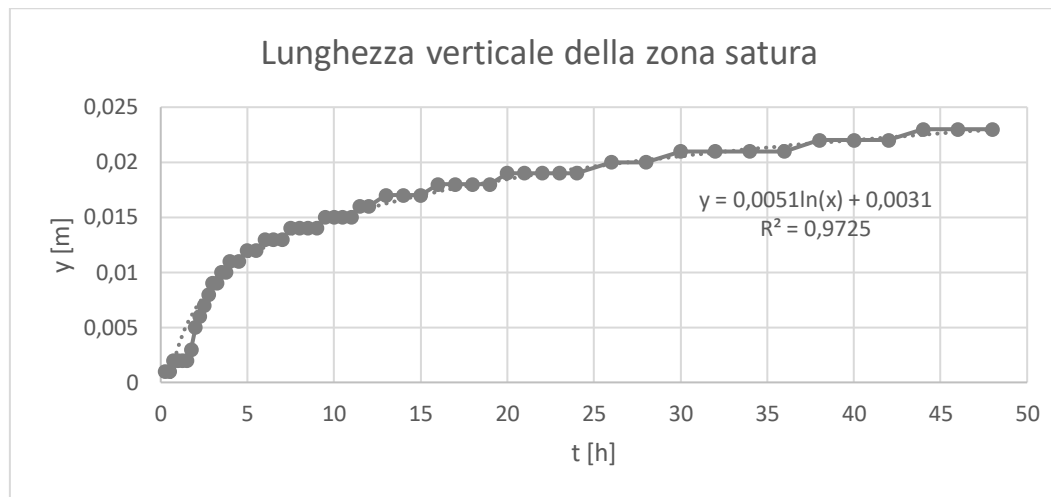


Figura 7.3: Evoluzione temporale della zona satura verticalmente

Assieme all’andamento misurato nel programma “Plaxis 2D” è stato scelto di provare il tracciamento delle linee di tendenza secondo uno schema di tipo logaritmico: mentre per quanto riguarda l’andamento verticale questo si è rivelato un buon adattamento, per l’andamento orizzontale invece non è stato lo stesso, ottenendo un indice di indeterminazione  $R^2$  decisamente inferiore.

Per migliorare l’adattamento è stato quindi scelto per il primo caso di cambiare modello passando dal logaritmico ad uno di tipo esponenziale negativo dipendente da due parametri  $a, b$  riportato nell’equazione 7.1 seguente:

$$y = a(1 - e^{-bx}) \quad (7.1)$$

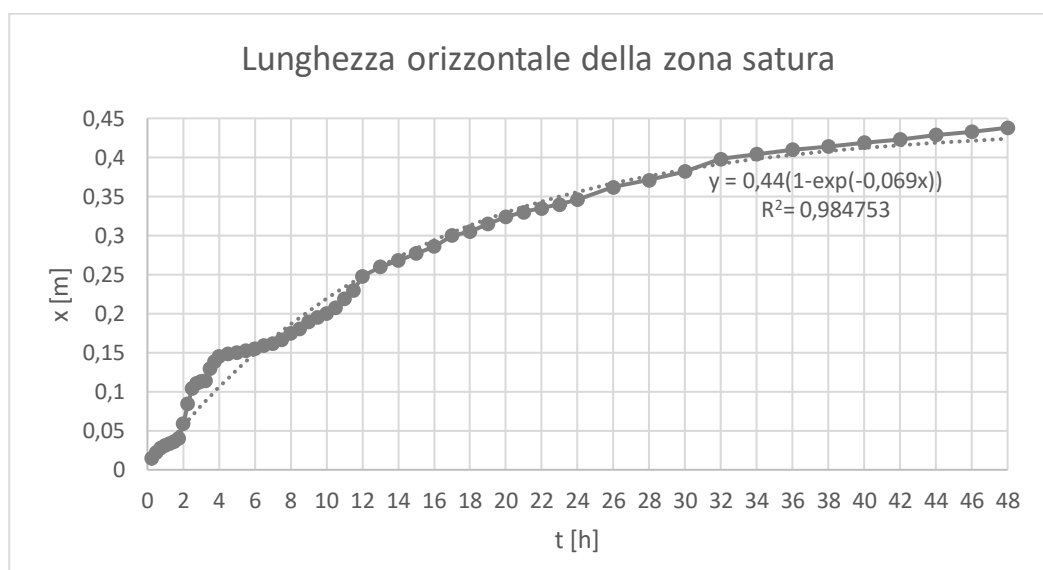
Con:  $a, b =$  parametri del modello scelto [ ]

$x =$  istante temporale considerato [h]

$y =$  parametro  $L_x$  corrispondente all’istante considerato [L]

Tale scelta ha portato ad un netto miglioramento dell’indice  $R^2$  (superiore anche alla regressione ottenuta in precedenza per  $L_y$ ) tramite l’individuazione dei parametri  $a = 0,44; b = 0,069$ .

Quanto fatto per migliorare l’adattamento è stato riportato nella Figura 7.2.a seguente:



*Figura 7.2.a: Nuova interpolazione della Figura 7.2 precedente*

Gli scostamenti massimi si hanno prevalentemente nella fase iniziale del processo e risultano imputabili a due azioni principalmente: la prima riguarda l'inizializzazione del processo filtrante che per poter procedere in modo congruo deve prima creare una zona di terreno satura al di sotto del casing che gli possa permettere la filtrazione verso la direzione di minor dispersione energetica, la seconda invece riguarda la continua variazione delle condizioni geometriche al contorno dovute alla presenza del sigillante anulare di forma trapezia (imposto perfettamente impermeabile nel programma di calcolo) che inizialmente impedisce totalmente l'espansione verso l'alto poi, dopo una certa espansione invece, la permette vincolandola soltanto in modo relativo.

Si può notare comunque che trascorse 12 ore, l'andamento monotono crescente della curva risulti abbastanza stabile in una forma molto simile appunto all'esponenziale negativa modellata.

## 7.2 Confronto dei livelli nella buretta durante la Fase I

I livelli misurati nella modellazione della fase I non si sono rivelati molto aderenti a quanto misurato in sito durante la prova. Si è notato che, a parità di variazioni temporali, la perdita di livello nella modellazione su Plaxis è risultata molto ridotta quindi ciò ha spinto a vedere se modificando i parametri dati al terreno in esame è possibile ottenere un miglioramento dei risultati avvicinandosi a quanto misurato in sito. Le possibilità per favorire il deflusso d'acqua nella buretta sono state due: la riduzione del livello di suzione presente nel terreno agendo indirettamente aumentandone il grado di saturazione oppure agire in modo diretto incrementando i coefficienti di permeabilità.

Come prima cosa è stato scelto di ridurre il livello di suzione nel terreno che è stato ritenuto essere eccessivo passando dal valore di  $17\text{kPa}$  ( $S_r = 87,87\%$ ) ad un valore di  $6\text{kPa}$  ( $S_r = 95\%$ ). In secondo luogo è stata cercata la soluzione più aderente alle misurazioni aumentato entrambi i coefficienti di permeabilità di uno stesso fattore e ripetendo l'analisi con le nuove caratteristiche, in modo tale da non variare la forma della geometria della zona satura ottenuta durante la prova.

Sono state riportate le misurazioni antecedenti il primo refill della fase I per poter intuire quale possano essere le caratteristiche che portino i risultati ad aderire al meglio a quanto misurato in sito nella Figura 7.2.1 seguente:

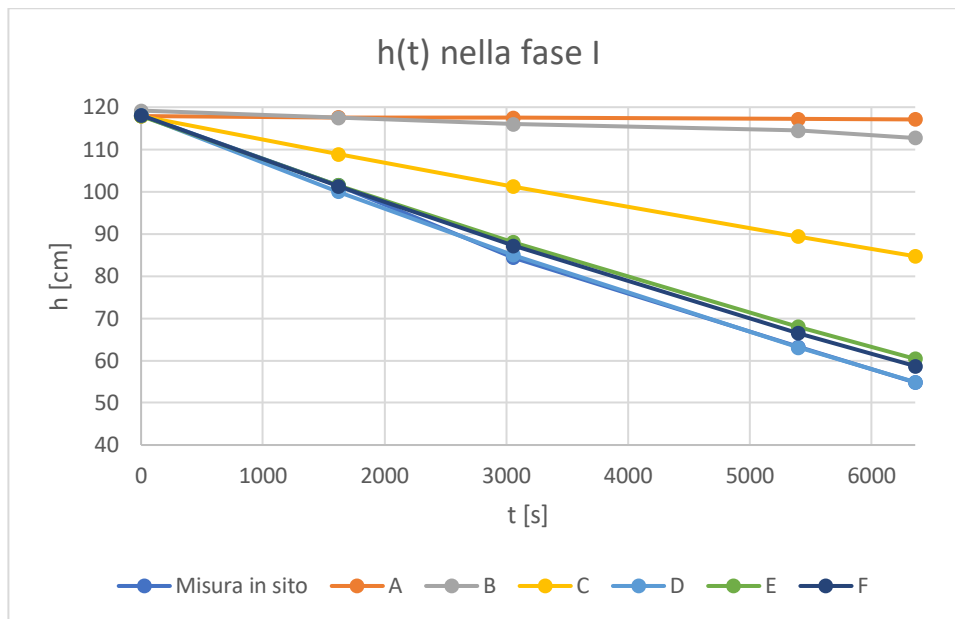


Figura 7.2.1: Livelli modellati al variare dei coefficienti  $k_i$

Le caratteristiche delle curve sono state esplicitate nella Tabella 7.2.1 seguente indicandone le caratteristiche:

Nome	Suzione [kPa]	Fattore moltiplicativo delle $k_i$ calcolate analiticamente
A	6	· 1
B	6	· 8,9
C	6	· 48,5
D	6	· 100
E	6	· 95
F	6	· 93

Tabella 7.2.1: Caratteristiche delle curve modellate nella Figura 7.2.1

Dato che le curve più simili alle misurazioni fatte sono quelle con permeabilità incrementate di 100, 95 e 93 volte quindi si può immediatamente affermare che la modellazione numerica della fase I non è risultata aderente ai dati sperimentali dato che i coefficienti di permeabilità necessari per renderla tale dovrebbero essere incrementati di circa due ordini di grandezza.

Una volta determinati i parametri più adatti da dare al modello è stata modellata l'intera prova con i vari refill fatti nei tre giorni in cui è avvenuta la prova stessa per le curve che si adattavano meglio quindi le D ed F. I risultati ottenuti sono stati riportati nelle Figure 7.2.2, 7.2.3, 7.2.4 seguenti:

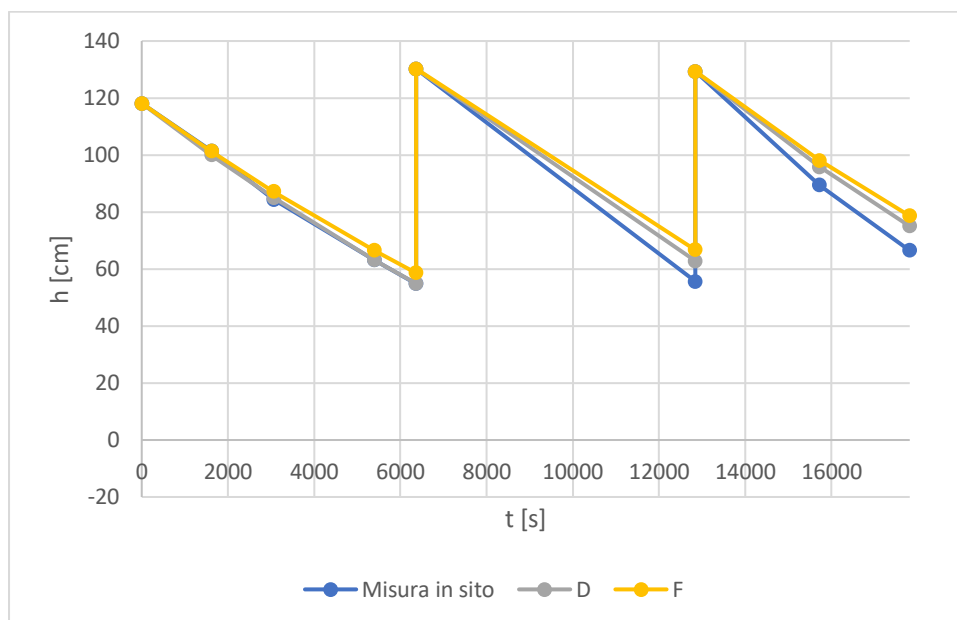


Figura 7.2.2: Livelli durante il primo giorno della Fase I

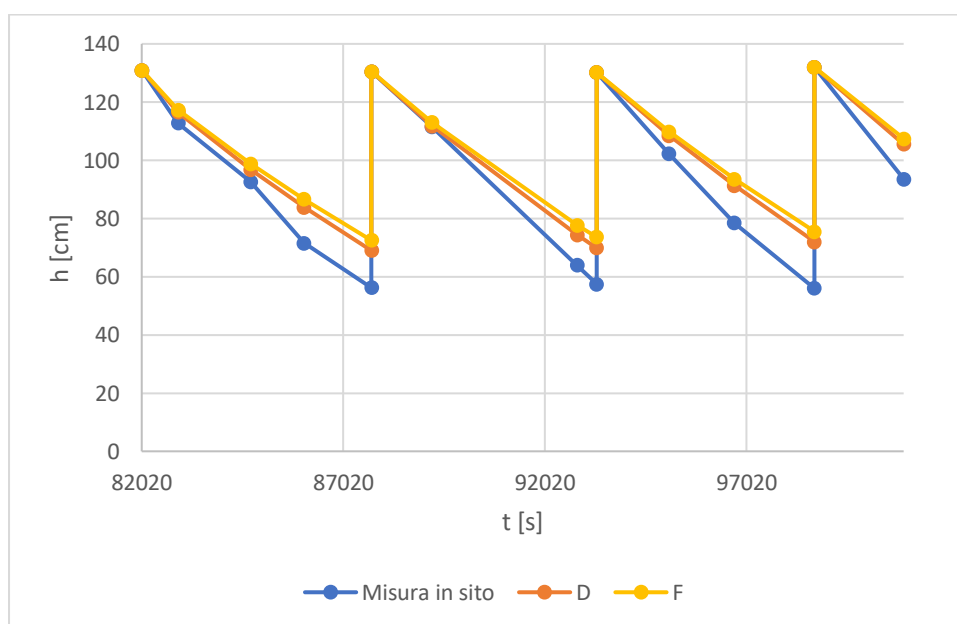


Figura 7.2.3: Livelli durante il secondo giorno della Fase I

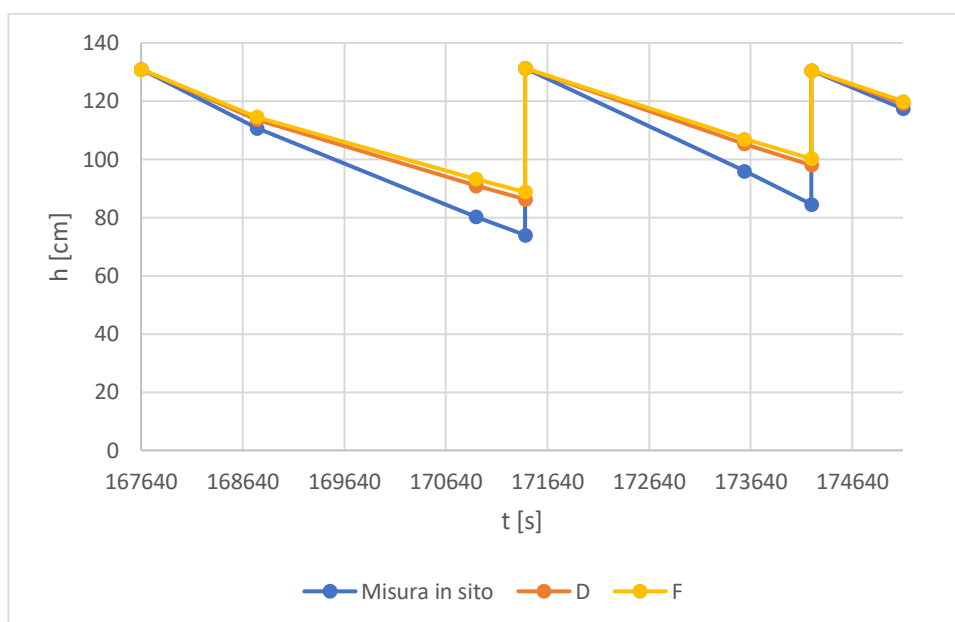
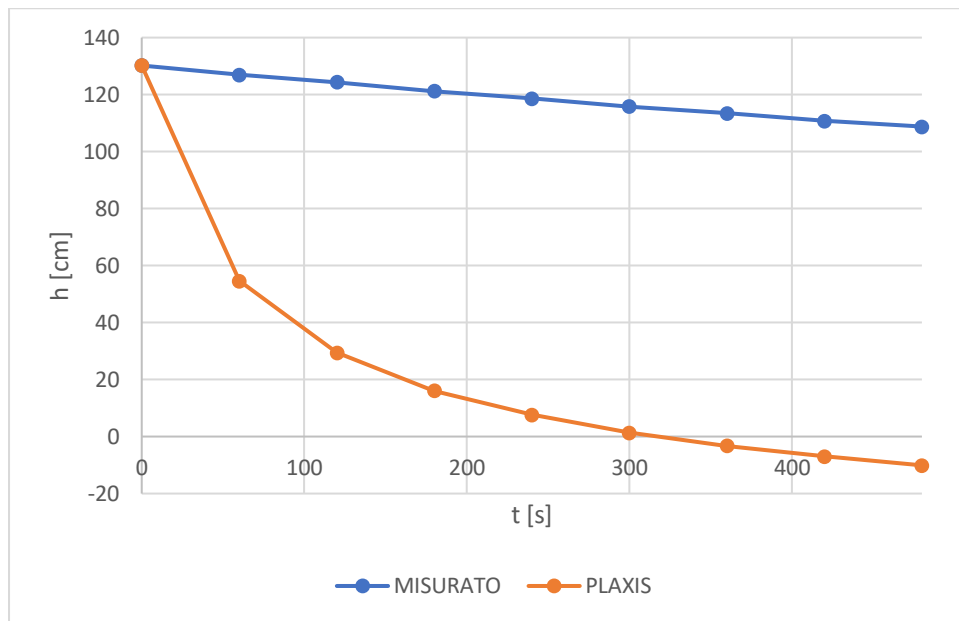


Figura 7.2.4: Livelli durante il terzo giorno della Fase I

Guardando l'andamento complessivo si nota un migliore adattamento da parte della curva D rispetto la curva F. Si noti che non si ha la coincidenza dei risultati quindi per ottenere un adattamento migliore occorrerebbe incrementare nuovamente il fattore moltiplicativo delle permeabilità.

### 7.3 Confronto dei livelli nella buretta durante la Fase II

I livelli misurati nella modellazione della fase II, a differenza di quelli della fase I, si sono rivelati decisamente più aderenti a quanto ottenuto in sito durante la prova. Provando inizialmente a modellare la prova con i parametri che si erano rivelati i più adatti nella fase I (curva D) sono state ottenute infatti delle cadute di livello eccessive, come riscontrabile nella Figura 7.3.1 seguente:



*Figura 7.3.1: Livelli durante il primo giorno della curva D*

Si è reso necessario considerare il fatto che i parametri del terreno modellato possano risultare adatti soltanto per la fase I mentre risultare inadatti per la fase II. Questo ha comportato una nuova ricerca dei parametri del terreno che meglio si adattassero alla seconda fase del processo provando a vedere cosa accadesse riducendo le permeabilità fino ad utilizzare i parametri originali (con la sola suzione ridotta oppure senza ridurre il livello di suzione ottenuto tramite le prove in sito).

Quanto fatto è riscontrabile nella Figura 7.3.2 seguente:

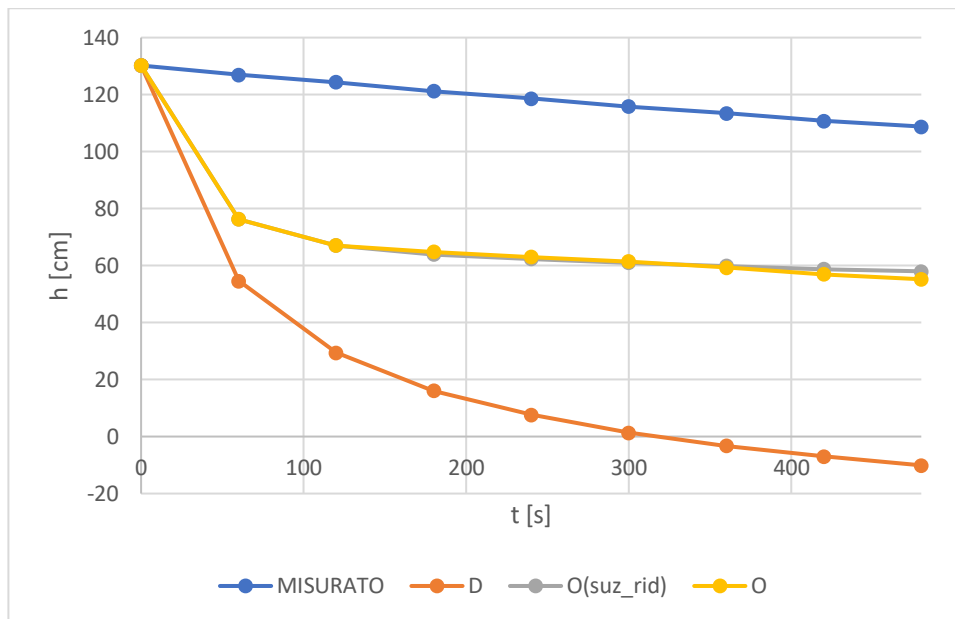


Figura 7.3.2: livelli durante il primo giorno della fase II

Le curve nel grafico rappresentano il terreno modellato con i coeff.  $k_i$  originali ed il livello di suzione ridotto per quanto riguarda la curva “O(suz\_rid)” mentre tutti i parametri originali ottenuti dalla modellazione analitica della prova per quanto riguarda la curva “O”. Si nota immediatamente che la riduzione della permeabilità porta ad un miglior adattamento dei dati (seppur non ancora adeguato) e che il livello di suzione non abbia una grossa influenza durante lo svolgimento di questa fase della prova. È stato notato inoltre che dopo una grossa perdita di livello iniziale, per le permeabilità originali l’andamento prosegue quasi “parallelamente” a quanto misurato. Tale considerazione ha permesso di riflettere sul motivo per cui accadesse ciò ed è stato esplicitato dal fatto che al momento della partenza della fase, la sabbia tarata al di sotto della strumentazione non fosse risultata tutta totalmente satura quindi l’elevata caduta di livello iniziale era necessaria per poter saturare la zona restante di sabbia insatura. Una volta capito questo per poter eliminare questa situazione transitoria è stato deciso, mantenendo invariati i parametri di suzione e permeabilità del terreno, di ampliare il tempo in cui eseguire i refill in modo tale da permettere



la completa saturazione della sabbia tarata e minimizzare gli effetti delle condizioni iniziali (non esattamente uguali a quelle in sito). Quanto era stato fatto prima si riferiva ad un refill di 10s, ora si è voluto vedere cosa accada variando i tempi dei refill. Sono state provate le soluzioni numeriche ottenute con refill di 100,200 e 510 s. I dati ottenuti sono stati riportati nella Figura 7.3.3 seguente:

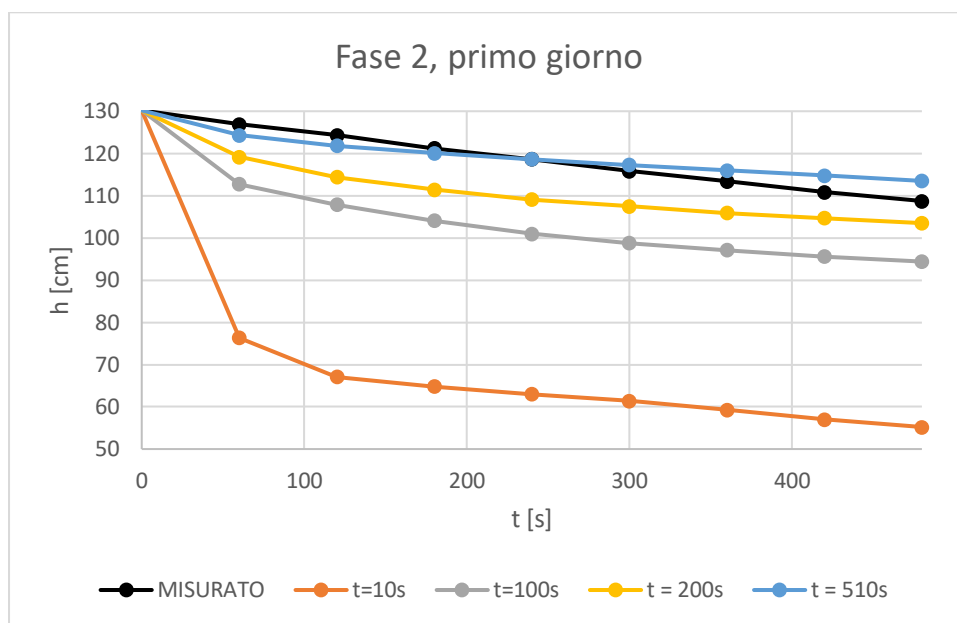
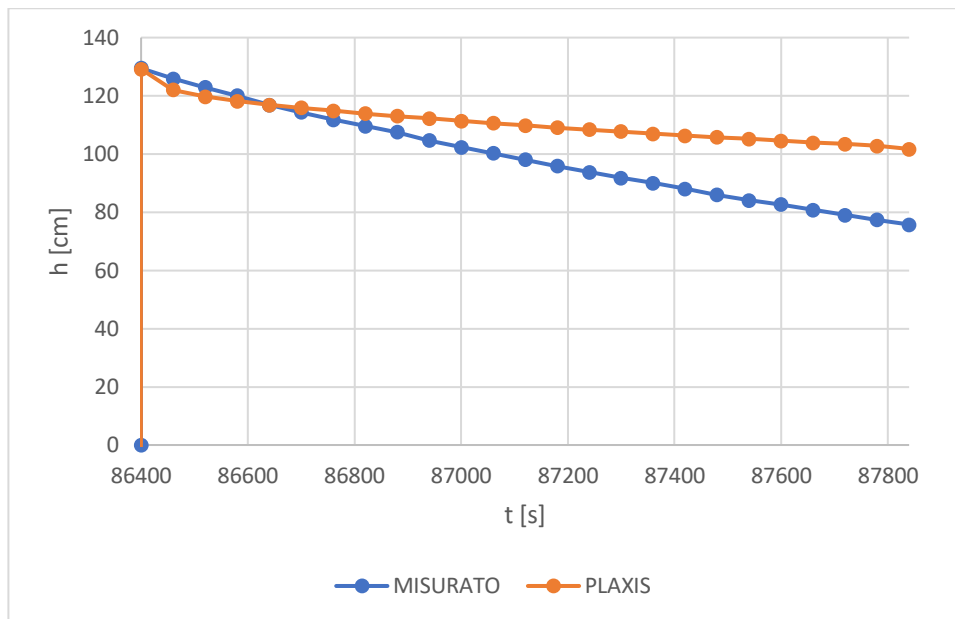


Figura 7.3.3: Effetto della durata del refill sui livelli ottenuti

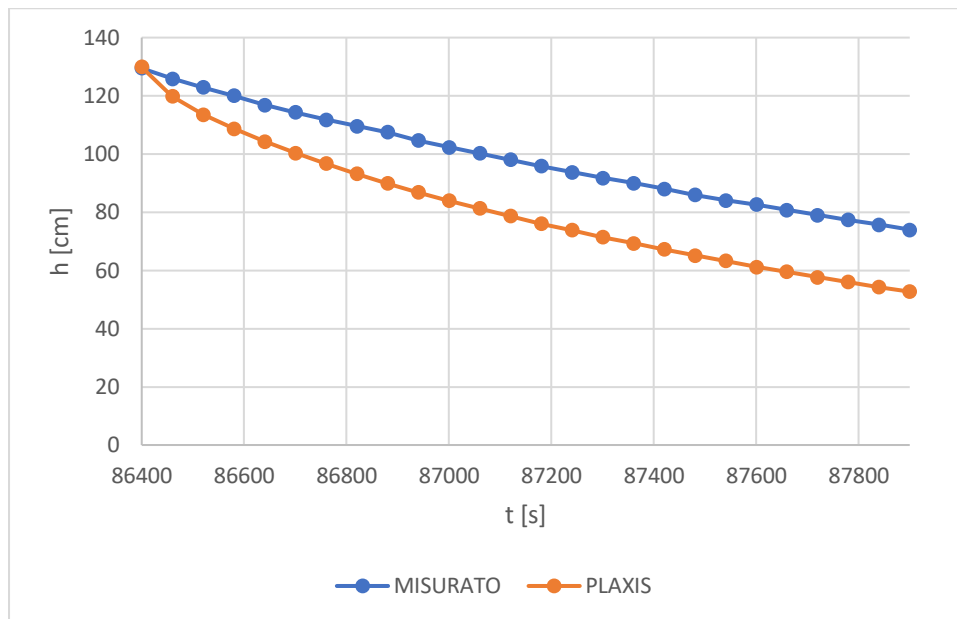
La dilatazione del tempo del refill sicuramente ha portato netti miglioramenti tuttavia si può notare che le pendenze delle curve non siano esattamente uguali a quella della curva misurata in sito il che suggerirebbe di analizzare cosa accadrebbe per tempi più lunghi. Si è quindi proceduto con la situazione del refill di 510s graficando cosa accade nel secondo giorno della prova secondo la Figura 7.3.4 seguente:



*Figura 7.3.4: Livello nel secondo giorno della fase II con parametri originali e tempi dei refill molto lunghi*

Risulta dunque più evidente dilatando i tempi in cui perduri la prova che la permeabilità da modellare per ottenere risultati più aderenti a quelli misurati dovrà essere maggiore. Per capire di quanto maggiore dovesse risultare la permeabilità è stato modellato il caso in cui entrambe vengano aumentate di un ordine di grandezza osservando quanto questo incida sul livello ottenuto nella buretta. Per questo caso è stato necessario dilatare ulteriormente il tempo del refill portandolo a 1000s per poter minimizzare i transitori iniziali che sono risultati più rilevanti rispetto i casi precedenti.

Nella Figura 7.4.5 seguente è stato riportato quanto ottenuto durante il secondo giorno (sempre per il fatto di avere un range temporale di riferimento maggiore) della prova con permeabilità aumentate di un ordine di grandezza:



*Figura 7.3.5: Livelli durante il secondo giorno della fase II con permeabilità aumentate e tempi dei refill molto lunghi*

Il decremento del livello in questo caso risulta eccessivo rispetto a quello misurato il che, unito a quanto visto nella Figura 7.3.4 in precedenza, porta a dire che il valore della permeabilità che porterà ad ottenere risultati più simili alla prova in sito risulterà essere leggermente più elevato di quanto calcolato ma comunque dello stesso ordine di grandezza. Questo permette di dire che la modellazione fatta per la fase II risulti verosimile a quanto fatto in sito a differenza della fase I per la quale si è resa necessaria una modifica dei coefficienti di permeabilità di due ordini di grandezza per ottenere livelli nella buretta abbastanza confrontabili.

È stato cercato infine di ottenere le permeabilità più aderenti a tali cadute di livello nella buretta al fine di ottenere valori più simili a quanto sperimentato tramite le prove in sito, incrementando i valori originariamente calcolati per un fattore moltiplicativo. La scelta ritenuta più verosimile è ricaduta sul fattore amplificativo pari a 5,25.

È stato scelto di illustrare questa situazione per poterne apprezzare meglio le differenze rispetto i valori analitici ottenuti dalle prove in sito nei grafici delle figure 7.3.6, 7.3.7, 7.3.8 seguenti:

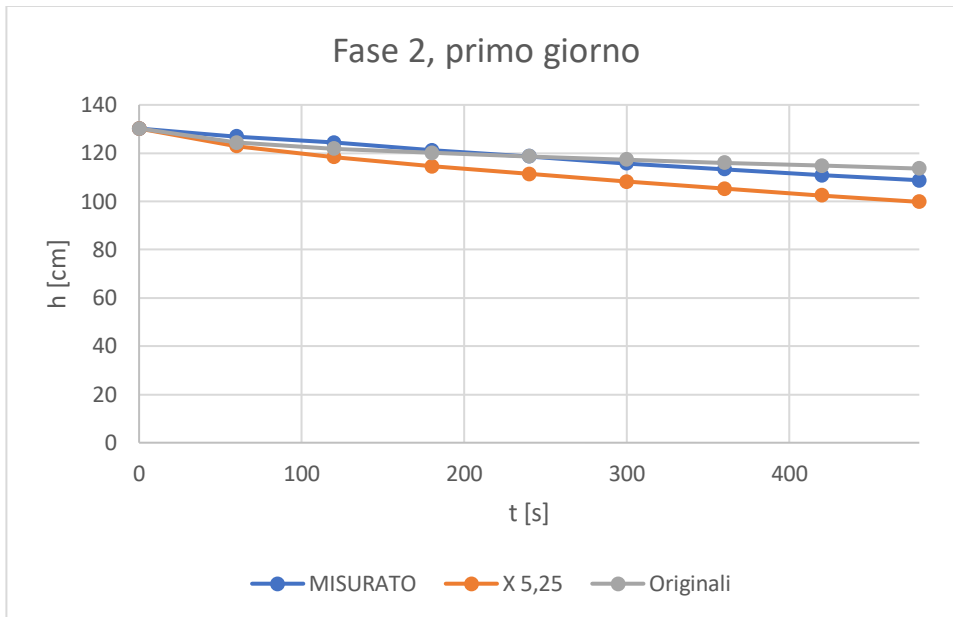


Figura 7.3.6: Livelli durante il primo giorno della fase II

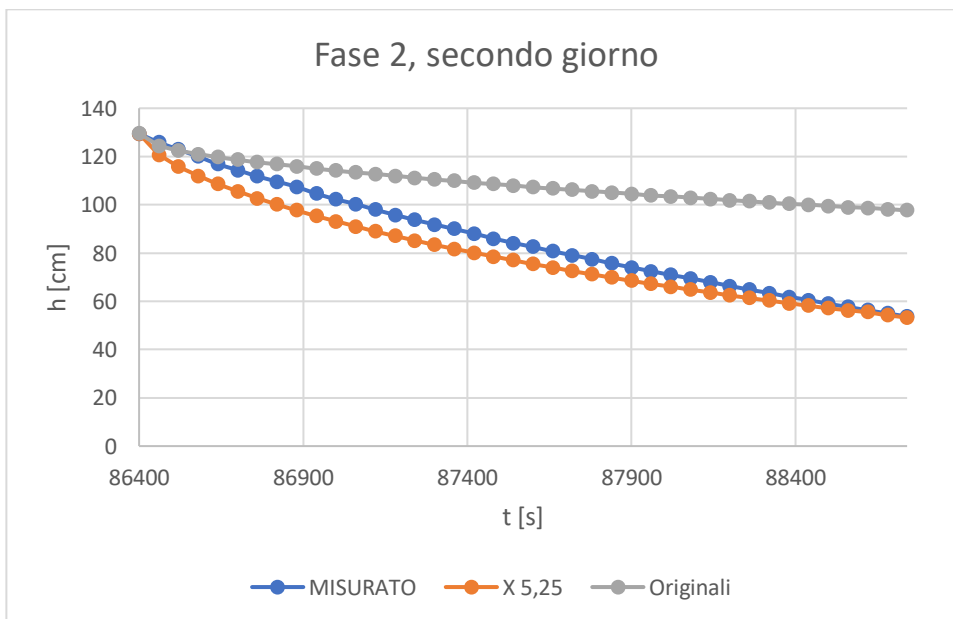


Figura 7.3.7: Livelli durante il primo giorno della fase II

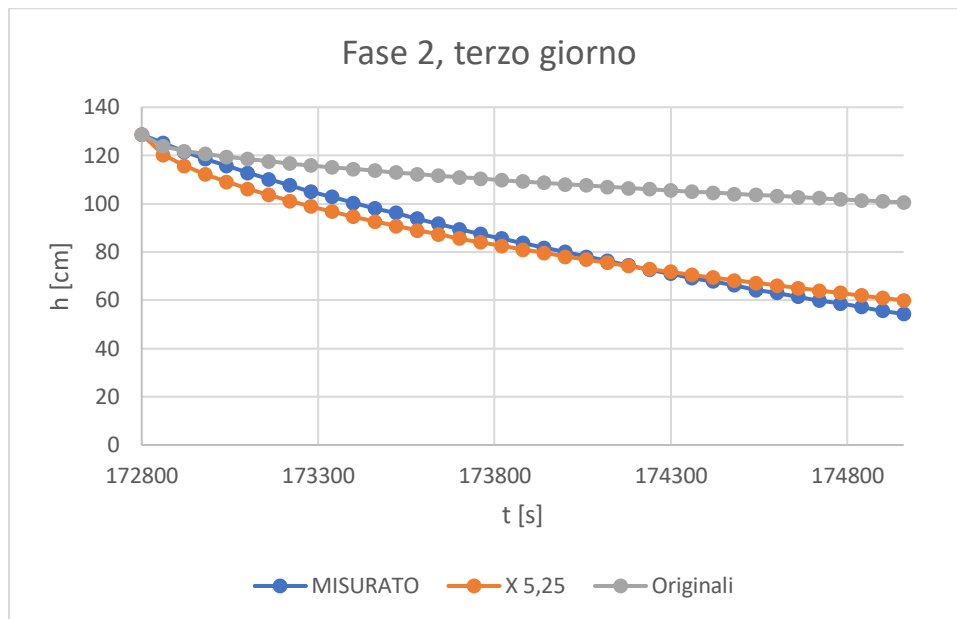


Figura 7.3.8: Livelli durante il terzo giorno della fase II

Nelle figure precedenti è stato riportato il confronto tra i livelli misurati in sito, quelli modellati utilizzando la soluzione analitica della prova e quest'ultimi amplificati del coefficiente correttivo 5,25.

#### 7.4 Confronto dei Risultati ottenuti modificando il tipo di modellazione adottata per i refill

Uno dei punti fondamentali nella modellazione della prova Boutwell è l'adeguata realizzazione dei refill nella buretta. Quanto visto fin'ora prevedeva che questa venisse realizzata modellando un'immissione di portata esattamente pari a quanto necessario per poter raggiungere il livello del pelo libero effettivamente realizzato in sito. Questo metodo è risultato molto laborioso per ottenere precisioni del livello abbastanza alte (tolleranze di  $\pm 1mm$ ) in quanto la portata da immettere non poteva essere istantanea ma necessitava di un certo lasso temporale; in questo tempo occorre immettere la portata necessaria al riempimento del volume d'acqua mancante per il raggiungimento del nuovo livello e la portata d'acqua persa per filtrazione sottostante la strumentazione (inoltre ci possono essere

correzioni dovute ad eventuali imprecisioni numeriche del programma di calcolo). È stato modellato inoltre un secondo metodo decisamente più speditivo che prevedeva l'imposizione dei refill come quasi istantanei senza la necessità di calibrare una portata da immettere bensì imponendo il nuovo carico idraulico posseduto a seguito della realizzazione del refill. È stato preferito non imporre tempi nulli nella realizzazione dei refill per evitare eventuali problemi di natura numerica al calcolatore imponendo tempi molto brevi, realizzando due fasi di 0,5s ciascuna. È stata realizzata una fase precedente al refill vero e proprio necessaria alla cancellazione delle proprietà possedute in precedenza dalla buretta in modo tale da poter imporre nella fase del refill effettivo nuove proprietà idrauliche al fluido (non influenzate da quanto ottenuto in precedenza). La precisione ottenuta con questo metodo risulta ridotta rispetto al precedente in quanto durante il lasso di tempo in cui si realizza la fase il livello imposto avrà una naturale decrescita per filtrazione sottostante. Per tale motivo è lecito aspettarsi che le misurazioni prese con questo metodo risultino leggermente inferiori a quanto ottenuto con il metodo precedente che prevedeva l'immissione di portata.

### *Confronto dei metodi nella fase I*

È stato scelto di ripetere la modellazione della prova nel caso più aderente ottenuto utilizzando il metodo precedente che corrisponde per la fase II a quello in cui entrambe le permeabilità sono state incrementate di due ordini di grandezza ed il livello di suzione presente ridotto a  $6kPa$ .

Nei grafici 7.4.1, 7.4.2, 7.4.3 seguenti è stato riportato quanto ottenuto durante i tre giorni in cui è stata realizzata la fase I:

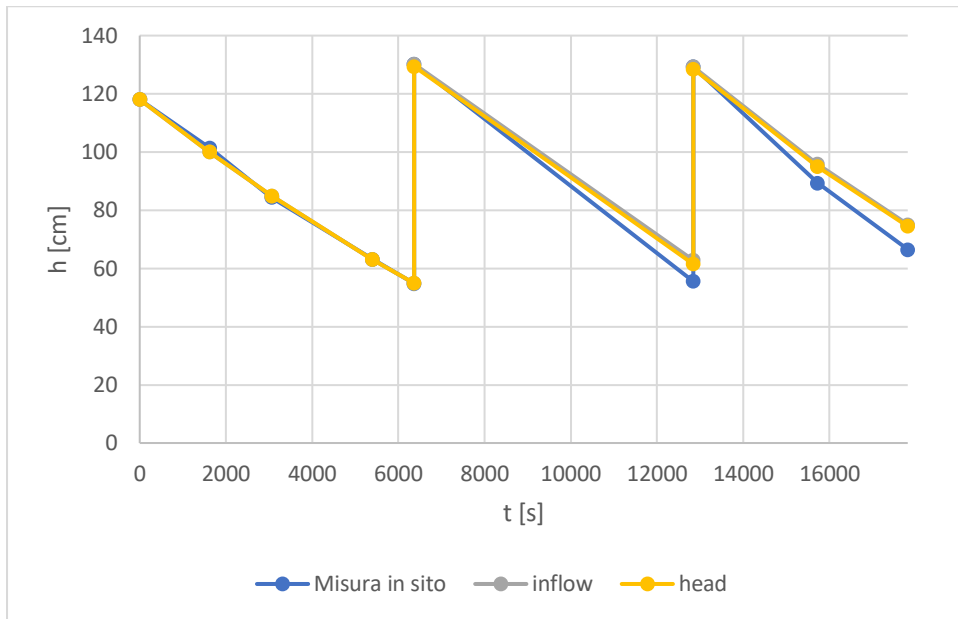


Figura 7.4.1: Livelli ottenuti durante il primo giorno della fase I

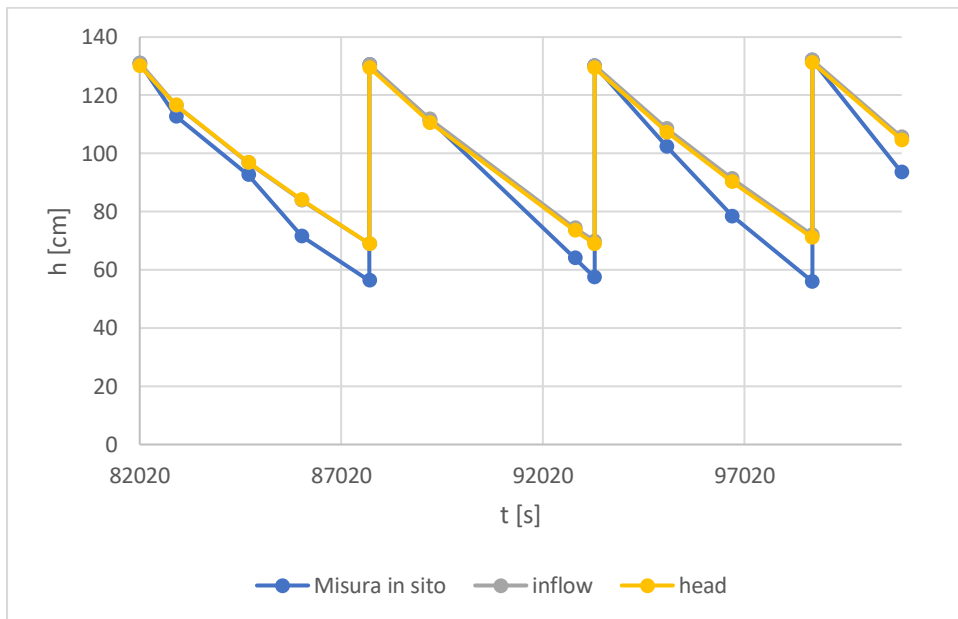


Figura 7.4.2: Livelli ottenuti durante il secondo giorno della fase I

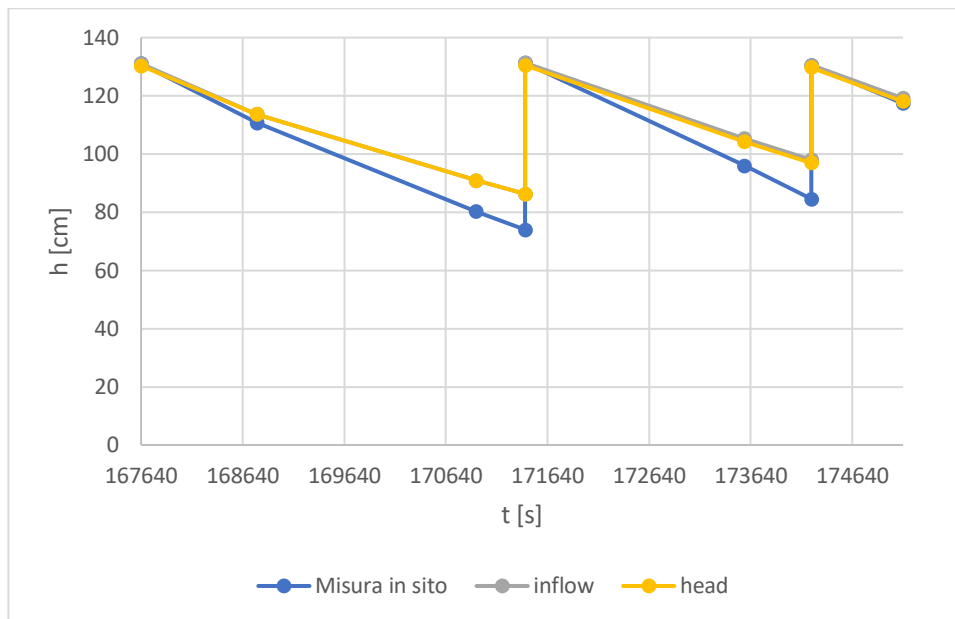


Figura 7.4.3: Livelli ottenuti durante il terzo giorno della fase I

Nei grafici precedenti è stato graficato il caso di immissione di portata come “inflow” mentre il caso dell’imposizione del carico idraulico come “head”.

Si evince che per la fase I il metodo di modellazione dei refill risulta poco influente, ottenendo scostamenti minimi dei risultati ottenuti dalla diversa modellazione.

### Confronto dei metodi nella fase II

È stato scelto di ripetere la modellazione della prova nel caso più aderente ottenuto utilizzando il metodo precedente che corrisponde per la fase II a quello in cui entrambe le permeabilità ed il livello di suzione presente coincidano con quanto ottenuto dalla risoluzione analitica della prova Boutwell.

Nei grafici 7.4.4, 7.4.5, 7.4.6 seguenti è stato riportato quanto ottenuto durante i tre giorni in cui è stata realizzata la fase II:



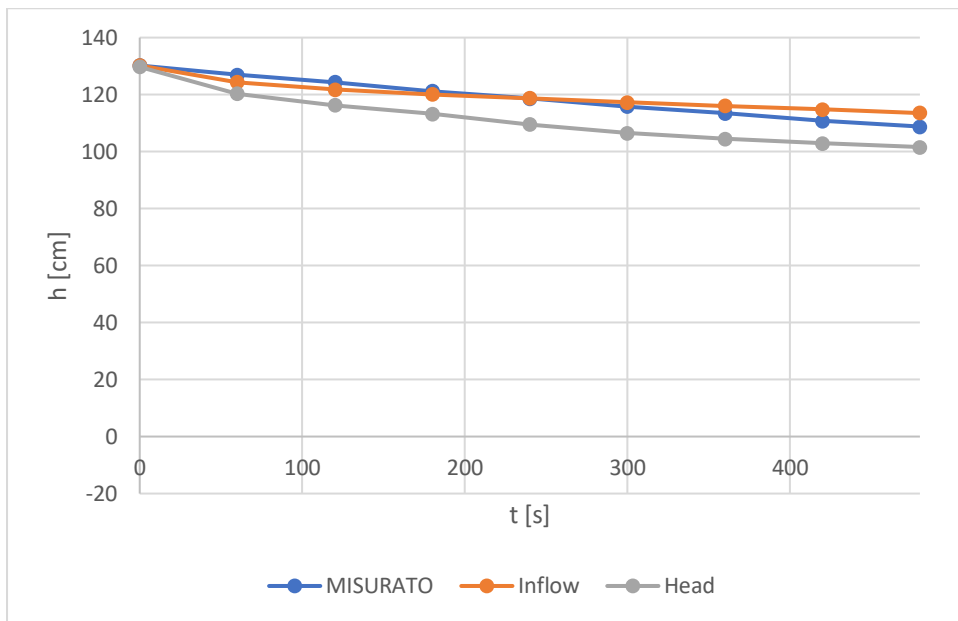


Figura 7.4.4: Livelli ottenuti durante il primo giorno della fase II

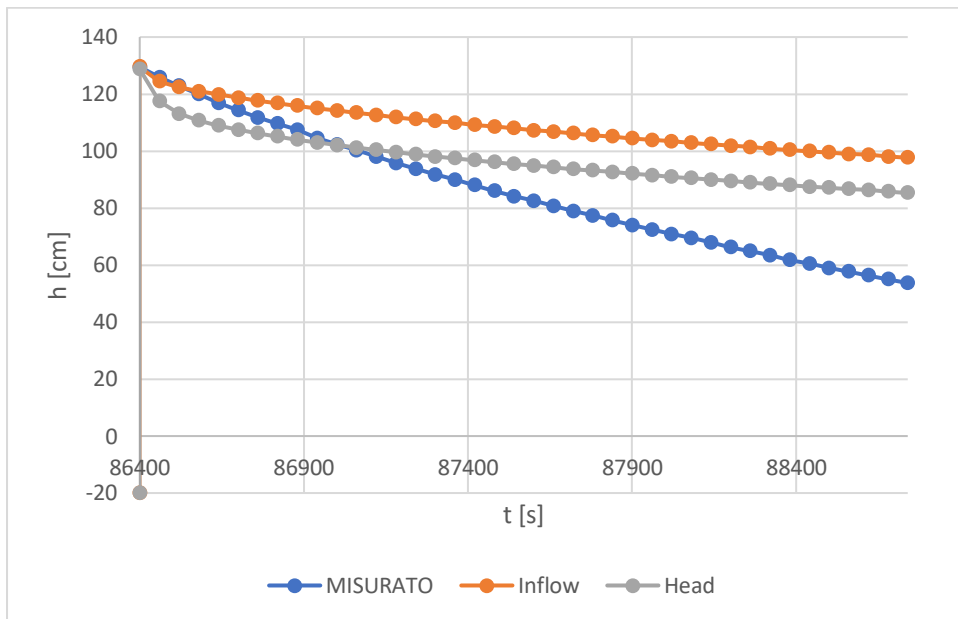


Figura 7.4.5: Livelli ottenuti durante il secondo giorno della fase II

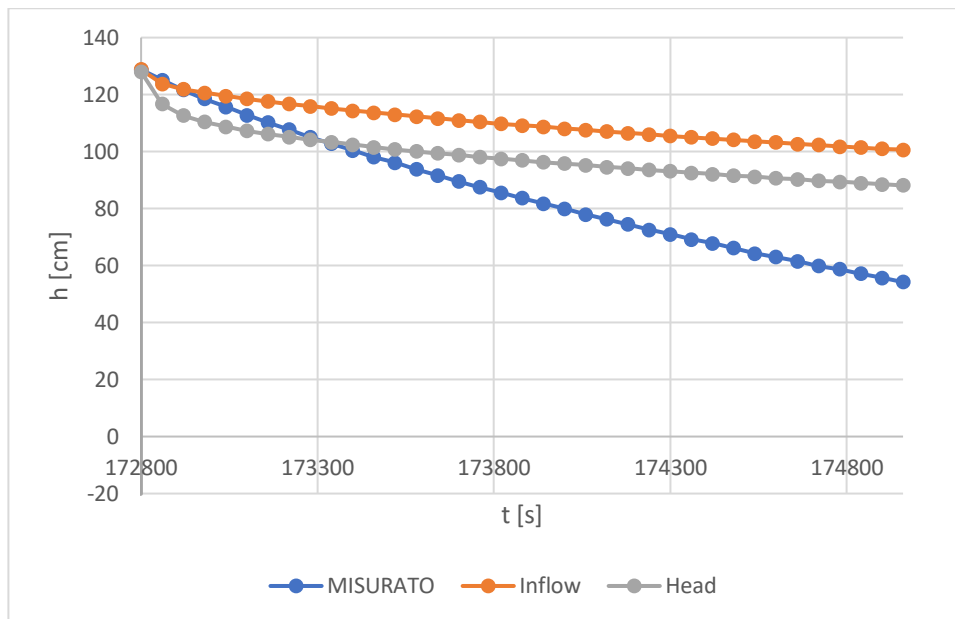


Figura 7.4.6: Livelli ottenuti durante il terzo giorno della fase II

Come fatto nei casi della fase I, nei grafici è stato riportato il caso di immissione di portata come “inflow” mentre il caso dell’imposizione del carico idraulico come “head”.

Si evince che, a differenza di quanto ottenuto per la fase I, in questo caso il diverso metodo di modellazione dei refill risulta molto più influente, ottenendo scostamenti dei risultati non trascurabili. In particolare è facile notare come lo scostamento si concentri nei primi 2/3 min iniziali della prova subito dopo la realizzazione del refill. Questo è un indice che la necessità della dilatazione dei tempi dei refill richiesta in precedenza nel metodo dell’immissione di portata non fosse esplicitata totalmente dalla saturazione della sabbia tarata bensì anche da un’altra componente presente in entrambe le modellazioni. Nel secondo metodo infatti la saturazione della sabbia tarata è stata ottenuta immediatamente dall’imposizione del carico idraulico nella stessa. Per ottenere risultati più aderenti a quanto misurato in sito probabilmente occorrerebbe aspettare un certo periodo di tempo che permetta la creazione di una zona satura attorno alla sabbia tarata immessa per poter emulare al meglio le condizioni iniziali in cui effettivamente è stata svolta la prova.

## *7.5 Confronto dei Risultati ottenuti analiticamente utilizzando i livelli piezometrici di output delle permeabilità modificate*

Per verificare la validità dell'approccio analitico di risoluzione proposto da Boutwell rispetto a quanto ottenuto dalla modellazione ad elementi finiti è stato scelto di utilizzare i parametri di permeabilità più aderenti ottenuti nella fase II (quindi i valori originali amplificati di un coefficiente 5,25) per riprodurre nuovamente la fase I. Riportando quindi i livelli nella buretta ottenuti è stato ripetuto il calcolo analitico di entrambe le componenti del coefficiente di permeabilità confrontandolo con quanto imposto nel software di calcolo.

I valori utilizzati nella modellazione sono stati riportati nella Tabella 7.5.1 seguente:

<b>componente</b>	<b><math>k</math> [m/s]</b>
$k_x$	$0,2542 \cdot 10^{-6}$
$k_y$	$0,5665 \cdot 10^{-9}$

*Tabella 7.5.1: Permeabilità utilizzate nel software di calcolo*

Da questi una volta ripetuta l'analisi numerica sono stati ottenuti i nuovi livelli nella buretta di misurazione. Questi livelli ottenuti durante i vari step della modellazione sono stati trattati come i livelli misurati in sito per poter ottenere la soluzione analitica della prova e testare la sua effettiva aderenza con quanto imposto nella modellazione numerica.

È stato quindi possibile la stesura della seguente Tabella 7.5.2:

	<b><math>k</math> [m/s]</b>	<b><math>k_{an}/k_{mod}</math></b>
$k_h$	$5,575 \cdot 10^{-9}$	$2,193 \cdot 10^{-2}$

$k_v$	$6,015 \cdot 10^{-11}$	$1,062 \cdot 10^{-1}$
-------	------------------------	-----------------------

*Tabella 7.5.2: Permeabilità calcolate analiticamente sfruttando i risultati del software di calcolo*

Il test eseguito ha evidenziato la discrepanza tra la soluzione analitica teorizzata dall'autore del test rispetto alla soluzione numerica ottenuta attraverso l'utilizzo del software di calcolo ad elementi finiti. In particolare, le discrepanze risultano essere di un ordine di grandezza per la componente verticale e di due ordini di grandezza per quella orizzontale come era prevedibile essendo stato necessario incrementare di tali entità le permeabilità nel software di calcolo per poter migliorare i risultati ottenuti in termini di livello piezometrico nella buretta. Si è infine provato a ripetere l'analisi modificando lo stato di suzione presente nel terreno modellato imponendo il livello di falda coincidente col piano campagna.

È stata ottenuta in questo modo una modifica dei risultati ma soltanto lieve, come evincibile dalla Tabella 7.5.3 seguente:

	<b><math>k</math> [m/s]</b>	<b><math>k_{an}/k_{mod}</math></b>
$k_h$	$3,572 \cdot 10^{-9}$	$1,405 \cdot 10^{-2}$
$k_v$	$5,792 \cdot 10^{-11}$	$1,022 \cdot 10^{-1}$

*Tabella 7.5.3: Permeabilità calcolate analiticamente sfruttando i risultati del software di calcolo con falda sul piano campagna*

Da tale tabella è dimostrabile la limitata azione dell'effetto della suzione (riducendo in questo caso il suo valore di circa  $6 \text{ kPa}$ ) rimanendo infatti le discrepanze vicinissime ai valori precedenti.

Dalle precedenti analisi è possibile dire che, per il particolare tipo di terreno testato in sito, la soluzione analitica teorizzata da Boutwell mal si adatta rispetto a quanto ottenibile per via numerica, fatto esplicabile presumibilmente all'elevato grado di eterogeneità della permeabilità del terreno sebbene non siano da escludere

completamente altri tipi di cause come ad esempio quelle di misurazione o di altro tipo.

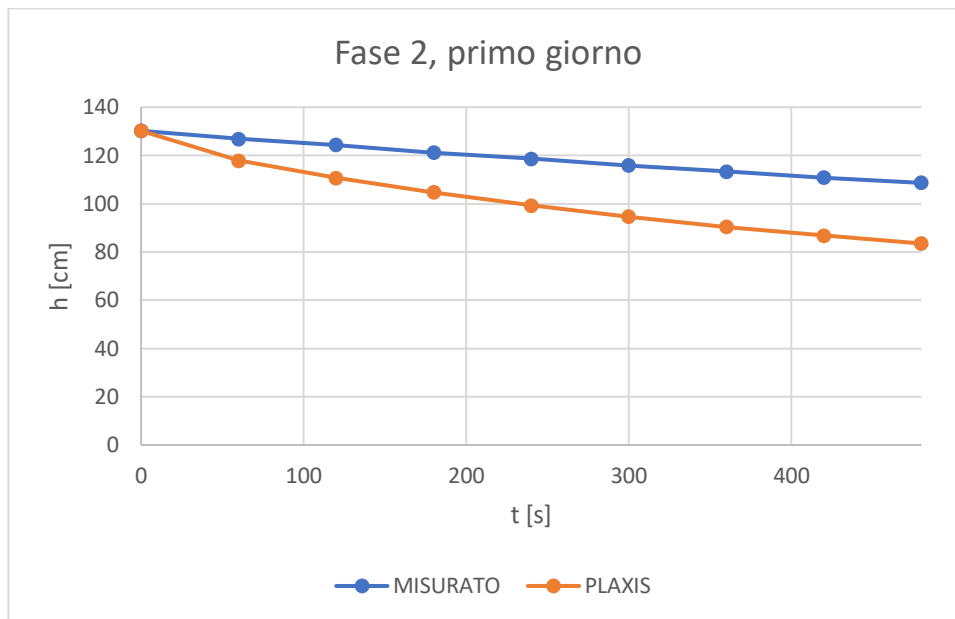
## 7.6 Analisi effettuate su terreni omogenei

Si è voluto infine vedere se la differenza nel coefficiente moltiplicativo necessaria per adattare i dati modellati con quelli misurati nelle due fasi sia dovuta essenzialmente all'elevata disomogeneità del terreno testato. È stato quindi tolto tale fattore analizzando un terreno omogeneo che abbia entrambi i coefficienti di permeabilità pari alla componente orizzontale calcolata analiticamente. La prima prova è stata fatta amplificando il coefficiente di filtrazione orizzontale per un fattore pari a 4.

Sono stati riportati in seguito i risultati ottenuti durante la fase I e la fase II nelle Figure 7.6.1 e 7.6.2 seguenti:



Figura 7.6.1: Terreno omogeneo con permeabilità quadruplicate durante la fase I



*Figura 7.6.2: Terreno omogeneo con permeabilità quadruplicate durante la fase II*

Come si evince dalle figure precedenti, si nota una buona verosimiglianza durante la caduta di livello nella fase I tuttavia nella fase II l'errore commesso non risulta trascurabile.

Per cercare di ottenere un miglioramento dei risultati è stato quindi provato a cambiare il fattore moltiplicativo della permeabilità portandolo a 2,5 mantenendo sempre il terreno omogeneo.

I risultati ottenuti sono stati riportati nelle Figure 7.6.3 e 7.6.4 seguenti:



Figura 7.6.3: Terreno omogeneo con permeabilità amplificata di 2,5 volte durante la fase I

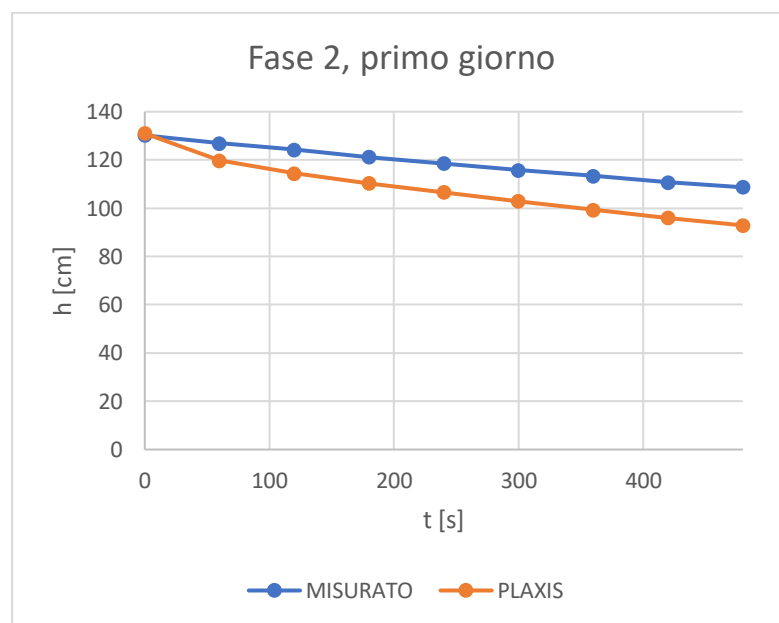


Figura 7.6.4: Terreno omogeneo con permeabilità amplificata di 2,5 volte durante la fase II

Nei casi precedentemente rappresentati è possibile vedere come si sia ottenuto un comportamento globale mediamente accettabile ma nessuna delle due fasi è stata approssimata al meglio rispetto alle

misurazioni ottenute in sito. Se si considera quanto contenuto nella relazione geotecnica del terreno questo fatto risulta esplicabile dalla possibilità di leggero mutamento delle caratteristiche del terreno (maggiore frazione argillosa) spostandosi in profondità ottenendo quindi delle permeabilità leggermente diverse rispetto alla fase I.



## **8 Conclusioni**

In questa tesi è stato simulato un processo di filtrazione in regime di parziale saturazione sfruttando soluzioni di tipo numerico derivanti dall'utilizzo del software di calcolo ad elementi finiti "Plaxis 2D", per riprodurre i risultati della prova in sito Boutwell condotta su uno strato di impermeabilizzazione della discarica di Grumolo delle Abadesse (VI). La prova con permeametro Boutwell è, infatti, utilizzata in generale per la determinazione della permeabilità di terreni compattati per strati.

Come parametri di input per le analisi numeriche si sono impiegati i risultati derivanti da specifiche prove in laboratorio.

Dal confronto fra i risultati numerici e quelli sperimentali si è riscontrato la difficoltà dell'analisi numerica di simulare in modo attendibile la prova sperimentale.

In particolare nello studio si è focalizzata l'attenzione sull'avanzamento del fronte saturo durante la fase di saturazione di un terreno ritenuto in base all'interpretazione della prova fortemente anisotropo. Si è cercato inoltre di riprodurre la variazione del livello nella buretta durante l'esecuzione delle fasi I e II della prova modificando i parametri di permeabilità e suzione ottenuti sperimentalmente e la metodologia di realizzazione dei refill. Il confronto fra i dati sperimentali e quelli numerici ha messo in evidenza, particolarmente per la fase I della prova, evidenti discrepanze che inducono ad un approfondimento della ricerca in tale direzione. Un aspetto molto interessante e non considerato nella teoria della prova ad esempio è quello di prevedere la possibilità di avere stratigrafie non omogenee nel volume di terreno oggetto della prova, testando quindi dei terreni con comportamenti diversi dal punto di vista idraulico durante le due fasi. Attualmente, pertanto, l'interpretazione dei moti di filtrazione in regime di parziale saturazione sulla base di risultati sperimentali risulta

particolarmente complessa e ci si deve accontentare di approcci semplificati in genere cautelativi rispetto alle situazioni reali.

## 9 Riferimenti bibliografici

- “An experimental study on the hydraulic conductivity of compacted bentonites in geoenvironmental applications” Claire Bennet, Università di Cardiff (2014)
- “Direct and Indirect Measurement of Soil Suction in the Laboratory” Hu Pan, Yang Qing, Li Pei-yong, Dalian Jiaotong University, Dalian, China
- “Evaluation of the Equations Used to Calculate Hydraulic Conductivity Values From Two-Stage Borehole Tests” Johnathon Dale Blanchard, University of Arkansas
- “Examples of Determining the Hydraulic Conductivity of Soils - Theory and Applications of Selected Basic Methods” University Handbook on Soil Hydraulics, Jakub Stibinger (2014)
- “Idraulica nei terreni” J. Facciorusso, C. Madaia, G. Vannucchi, Università degli studi di Firenze
- “I moti filtranti nelle costruzioni idrauliche” Claudio Datei, Università degli studi di Padova
- “Interpretazione analitica e numerica della prova con il permeometro Boutwell” Giampaolo Cortellazzo, Tosetto Alessandro
- “Standard Test Method for Field Measurement of Hydraulic Conductivity Using Borehole Infiltration” ASTM D6391
- “Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper” ASTM D5298 – 16

- “Superficie specifica e applicabilità della formula di Kozeny-Carman per la stima della conducibilità idraulica delle terre” Alex Sanzeni, Davide Grazioli, Francesco Colleselli
- “Terreni insaturi” J. Facciorusso, Università degli studi di Firenze
- “The Two-Stage Field Permeability Test for Clay Liners” Gordon P. Boutwell and Ching N. Tsai
- “Two- and Three-Dimensional Unsteady-State Flow and Nonisothermal Analyses” John Wiley & Sons ([www.knovel.com](http://www.knovel.com))
- “Un apparecchio per prove di ritenzione idrica a suzione e carico controllati” Juan Carlos Rojas, Maria Claudia Zingariello, Claudio Mancuso, Filippo Vinale, Università di Napoli Federico II
- “Variability in the Hydraulic Conductivity of a Test Pad Liner System Using Different Testing Techniques” Matthew Jonathan Nanak, University of Arkansas, Fayetteville