

# Determinazione in sito ed in laboratorio della conducibilità idraulica dei terreni coesivi costipati

L. ESPOSITO\*

**SOMMARIO:** Il problema dello smaltimento dei rifiuti pone gravi problemi, specie per quanto riguarda la protezione delle falde sotterranee. La impermeabilizzazione dei fondi delle discariche per mezzo di terreni coesivi costipati, richiede una corretta determinazione della conducibilità idraulica,  $k$ , dei materiali da usare. Con lo scopo di dare un contributo alla soluzione di questo non facile problema, nel presente lavoro vengono riportati i risultati di una serie di prove in sito e di laboratorio volte a determinarne il valore  $k$ . Dal confronto dei risultati ottenuti risulta evidente che le prove di laboratorio ed alcune di quelle in sito, tendono a sottostimare i valori di  $k$ .

## 1. Premessa

I terreni coesivi costipati vengono spesso usati per rivestire e rendere impermeabili i fondi e le pareti delle discariche controllate di nuova realizzazione, o per la sigillatura e il recupero di vecchi impianti. La normativa vigente in Italia prevede che questi materiali abbiano una conducibilità idraulica, o permeabilità  $k < 10^{-6}$  cm/s.

La determinazione della conducibilità idraulica viene quasi sempre effettuata con prove di laboratorio a causa anche delle obiettive difficoltà insite nella conduzione di prove in sito.

Lo scopo del presente lavoro, è quello di descrivere le tecniche di misura della permeabilità dei terreni coesivi costipati, sia con prove in sito che di laboratorio, riportando infine dei confronti tra i valori di  $k$  determinati con le varie tecniche.

Da questi confronti risulterà evidente come alcune delle prove in sito portino alla determinazione di lavori di conducibilità più alta, anche di qualche ordine di grandezza, di quella determinata con prove di laboratorio. Poiché le prove in sito si sono molto evolute nell'ultimo decennio raggiungendo eccellenti livelli di affidabilità [DANIEL, 1989], i valori di conducibilità che ne derivano sono ritenuti più vicini alla realtà di quanto non lo siano quelli determinati con prove di laboratorio. La maggiore affidabilità delle prove in sito deriva, oltre ad un affinamento delle tecniche di prova, dal coinvolgimento di maggiori volumi di terreno. In ogni caso come si dirà in seguito, è proprio il volume di terreno interessato dal fenomeno di permeazione a determinare le principali differenze tra prove di laboratorio a prove in sito [DANIEL, 1989].

\* Ing. Luigi Esposito, Dipartimento di Difesa del Suolo dell'Università della Calabria - Arcavacata di Rende (Cosenza).

## 2. Materiali adoperati e loro preparazione

I materiali adoperati, provenienti da vari siti dell'Italia Meridionale [Esposito, 1984, 87, 90], designati dalle lettere A, B, C e D hanno le caratteristiche fisiche e le proprietà indici riportate in tabella 1, nella tabella 2 sono riportate le composizioni mineralogiche ed i cationi scambiabili dei quattro terreni. Per le prove di laboratorio, volte a determinare i valori di  $k$  per diversi valori del contenuto d'acqua di costipamento, si è proceduto alla preparazione del materiale necessario per le prove secondo la procedura «standard» per la prova Proctor modificata [ASTM D 1557]. Sui campioni ottenuti si sono eseguite le prove di permeabilità secondo le tecniche che verranno descritte nel successivo paragrafo. Nel diagramma di figura 1 sono riportate le curve di costipamento dei quattro terreni.

Per la esecuzione delle prove in sito è stato necessario realizzare quattro piccoli rilevati sperimentali

Tabella 1. - *Composizione granulometrica e proprietà indici dei terreni utilizzati*

Terreno	Sabbia %	Limo %	Argilla %	PI %	AI %
A	50	27	23	37,9	1,64
B	10	63	27	23,5	0,87
C	30	43	27	19,6	0,72
D	30	47	23	24,3	1,05

Tabella 2. - *Composizione mineralogica della frazione <math>< 2\mu</math>, e cationi scambiabili dei terreni utilizzati*

Terreno	Smectite %	Illite %	Caolinite %	Na <sup>+</sup> ca <sup>++</sup> Mg <sup>++</sup> meq/100 gr
A	79	12	9	6,52 2,32 0,53
B	10	60	30	4,32 1,30 2,13
C	10	25	65	2,12 0,80 0,40
D	16	55	29	2,81 0,90 2,32

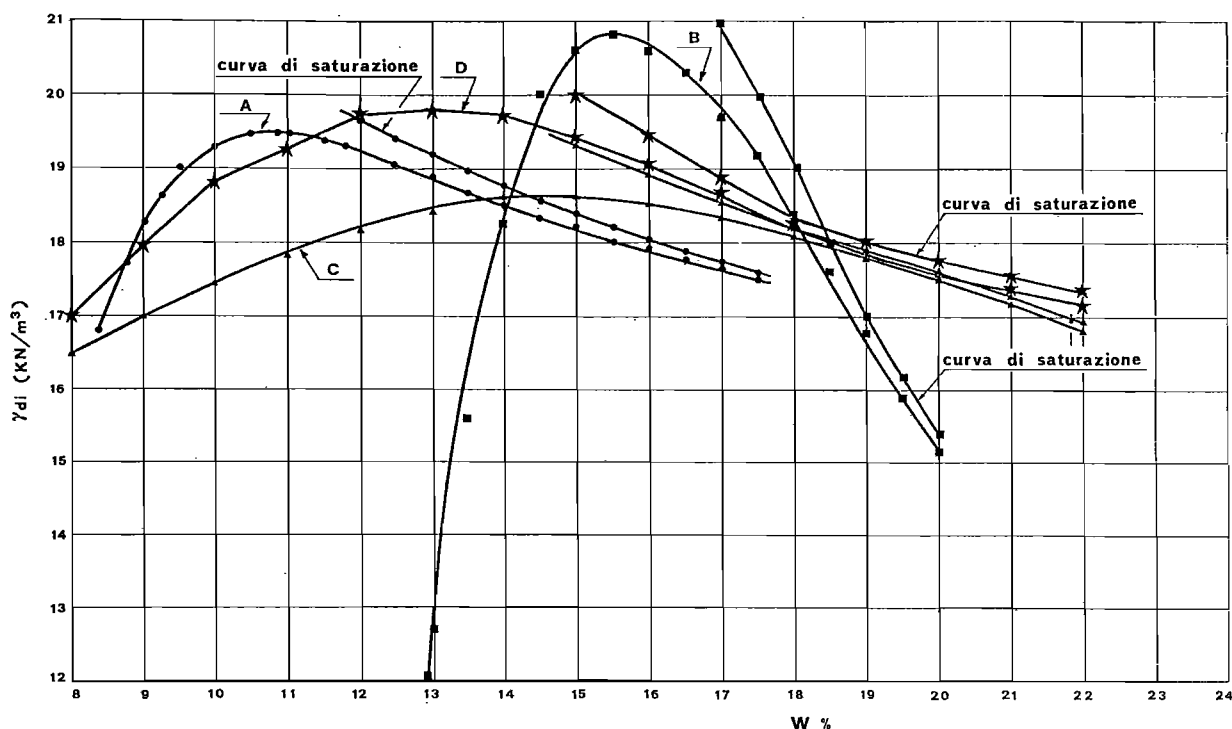


Fig. 1. - Curve di costipamento dei materiali adoperati.

Tabella 3. - Valori della conducibilità idraulica  $k$  determinata con prove in sito e valori di  $k$  per terreno saturo (eq. 12).

terreno	$k$ da prova in sito ( $\text{cm} \times \text{sec}^{-1}$ )	$k_{\text{sat}}$ (eq 12) ( $\text{cm} \times \text{sec}^{-1}$ )
A	$1,8 \times 10^{-8}$	$2,4 \times 10^{-8}$
	$1,9 \times 10^{-8}$	$2,5 \times 10^{-8}$
	$2,1 \times 10^{-8}$	$2,7 \times 10^{-8}$
	$2,4 \times 10^{-8}$	$3,0 \times 10^{-8}$
	$2,6 \times 10^{-8}$	$3,3 \times 10^{-8}$
	$6,0 \times 10^{-7}$	$6,6 \times 10^{-7}$
	$7,0 \times 10^{-7}$	$7,6 \times 10^{-7}$
B	$6,4 \times 10^{-8}$	$7,2 \times 10^{-8}$
	$6,8 \times 10^{-8}$	$7,6 \times 10^{-8}$
	$7,1 \times 10^{-8}$	$7,9 \times 10^{-8}$
	$8,0 \times 10^{-8}$	$8,8 \times 10^{-8}$
	$0,5 \times 10^{-7}$	$1,3 \times 10^{-7}$
	$1,3 \times 10^{-6}$	$1,4 \times 10^{-6}$
	$1,9 \times 10^{-6}$	$2,8 \times 10^{-6}$
C	$7,0 \times 10^{-7}$	$7,4 \times 10^{-7}$
	$7,8 \times 10^{-7}$	$8,2 \times 10^{-7}$
	$8,4 \times 10^{-7}$	$8,8 \times 10^{-7}$
	$9,1 \times 10^{-7}$	$9,5 \times 10^{-7}$
	$1,0 \times 10^{-5}$	$1,4 \times 10^{-5}$
	$1,8 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$
D	$6,5 \times 10^{-8}$	$7,4 \times 10^{-8}$
	$7,4 \times 10^{-8}$	$8,3 \times 10^{-8}$
	$9,0 \times 10^{-8}$	$9,5 \times 10^{-8}$
	$9,5 \times 10^{-8}$	$9,9 \times 10^{-8}$
	$1,2 \times 10^{-7}$	$2,1 \times 10^{-7}$
	$1,3 \times 10^{-6}$	$2,2 \times 10^{-6}$
	$1,9 \times 10^{-6}$	$2,8 \times 10^{-6}$

a pianta quadrata, aventi uno spessore massimo di 0,30 m, e con una dimensione massima in pianta di 10 metri. Nella figura 2 sono riportate una pianta ed una sezione schematica dei rilevati.

Il materiale per la realizzazione dei piccoli rilevati, è stato trattato secondo i seguenti passi:

- i) essiccamento del terreno all'aria;
- ii) frantumazione del terreno per mezzo di un mulino con sfere di acciaio rivestito di gomma;
- iii) stacciatura del materiale allo staccio n. 4 della serie ASTM;
- iv) il terreno passante è stato opportunamente umidificato e miscelato per mezzo di una impastatrice;
- v) il terreno umidificato è stato conservato in sacchi di polietilene per una settimana, in modo da avere una omogenizzazione del contenuto d'acqua per diffusione.

Per il costipamento del materiale preparato come detto in precedenza, si è fatto ricorso ad un rullo a piedi. Ciascun piedino ha una lunghezza di 76 mm una superficie di  $135 \text{ cm}^2$ , tutti gli elementi occupano una superficie pari al 22% di quella totale del rullo, che ha un peso complessivo di 71 KN.

I rilevati sono stati realizzati costipando il materiale necessario in due strati di 0,15 m ciascuno, il numero dei passaggi del rullo è stato tale da ottenere una densità in sito pari al 95% di quella massima sul ramo «umido» della curva di costipamento. Ciò sta a significare che il terreno al termine

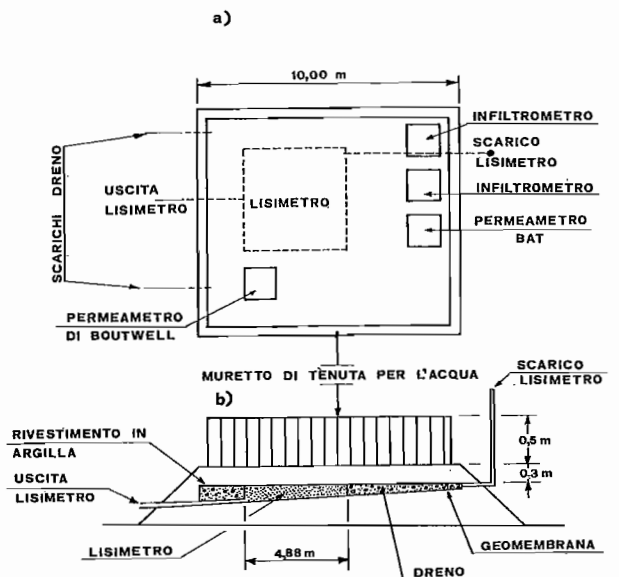


Fig. 2. - Pianta e sezione schematica dei rilevati con disposizione degli apparecchi di misura.

del costipamento aveva un grado di saturazione certamente superiore al 90%. I rilevati sperimentali sono stati poggiati su dreni di ghiaia grossa pulita, isolati dal terreno sottostante da una geomembrana (si veda la figura 2). Gli apparecchi per le misure in sito sono stati disposti come indicato nella pianta di figura 2a, il lisimetro è stato realizzato all'interno del dreno, si veda la figura 2b, ed è isolato dal materiale costituente il dreno per mezzo di fogli di polietilene ad alta densità [DAY e DANIEL, 1987]. Nella realizzazione dei rilevati sperimentali si sono avute delle difficoltà a causa della lavorabilità dei terreni coesivi. Infatti specie per i materiali con elevata plasticità si sono avuti problemi di miscelazione, di idratazione e di omogeneizzazione. Queste difficoltà sono state meno sentite per terreni con plasticità medio-bassa.

### 3. Prove di permeabilità in laboratorio

Le prove di permeabilità in laboratorio sono state condotte utilizzando due diversi apparecchi. Con il primo di questi, riportato schematicamente in figura 3, e detto cella a pareti rigide [CRAIG, BENSON e DANIEL, 1990], terminato il costipamento vengono sacrificate entrambe le facce del provino per minimizzare gli effetti che il costipamento ha sulle superfici limiti.

Il provino, contenuto sempre nel cilindro di costipamento, viene montato tra le due piastre terminali e sistemato sul banco di prova. Tutti i campioni utilizzati hanno avuto la possibilità di rigon-

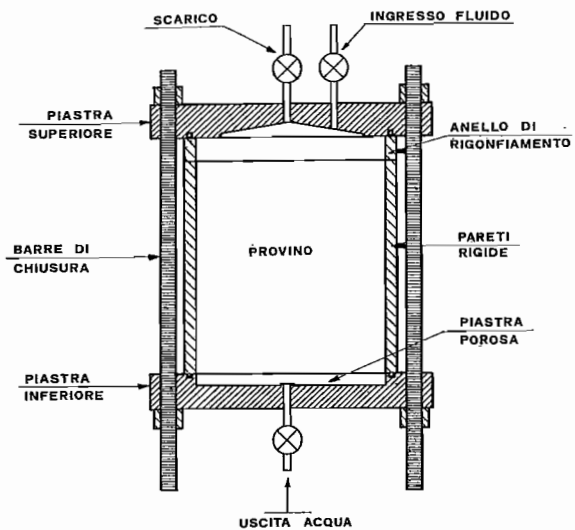


Fig. 3. - Sezione schematica del permeametro a pareti rigide.

fiare liberamente, come del resto avviene in sito. Il fluido adoperato per le prove, acqua deaerata, è stato messo in pressione per mezzo di un sistema acqua mercurio, i gradienti idraulici sono stati contenuti tutti nell'intervallo 20-100. Le prove, che hanno avuto durate variabili a seconda del tipo di materiale, sono terminate solo quando non si sono rilevate più variazioni apprezzabili dei valori di conducibilità  $k$ . Di solito questa condizione è coincisa con l'eguaglianza delle portate in ingresso ed in uscita. Fanno eccezione i terreni con permeabilità molto basse ( $k = 10^{-10}$ ), per i quali, una volta terminata la prova, la conducibilità viene calcolata sui valori delle portate in ingresso. Questa differenza tra portate in ingresso e in uscita, riscontrata per i terreni con bassa conducibilità, viene attribuita in

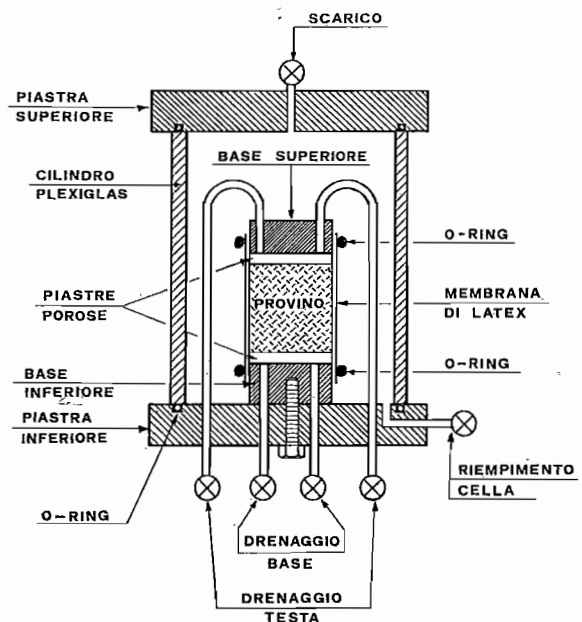


Fig. 4. - Sezione schematica del permeametro a pareti flessibili.

parte al notevole adsorbimento d'acqua da parte del terreno, ed in parte all'evaporazione di acqua dalle burette del circuito idraulico [Craig, Benson e DANIEL, 1990].

La durata tipica delle prove è stata di due settimane circa per terreni con valori di  $k \leq 10^{-7}$  cm/sec. di qualche mese per terreni con valori di  $k \leq 10^{-7}$  cm/sec.

Per il secondo tipo di apparecchio, la cui cella è riportata schematicamente in figura 4, il costipamento del terreno è stato eseguito direttamente in un formaprovini in dotazione all'apparecchio. Questo, prodotto dalla GEONOR, è descritto in dettaglio da ESPOSITO e DENTE [1984]. I provini sono stati montati nella cella con una tecnica identica a quella adoperata per le prove triassiali, saturando piastre porose e dischi di carta da filtro con soluzione molto diluita, 0,005 N, di solfato di calcio.

Ai provini non è stata applicata «back pressure»

per ottenere le stesse condizioni che si verificano in sito. La pressione di cella ed il gradiente idraulico sono stati applicati simultaneamente, partendo per entrambi da valori piuttosto bassi 17 KPa e 10 rispettivamente. Nel caso di terreni poco permeabili il gradiente idraulico è stato incrementato fino a portarlo a valori di 100 o superiori. All'incremento di gradiente idraulico ha fatto, ovviamente, riscontro l'incremento di pressione di cella. Con questi accorgimenti si è riusciti ad ottenere dei flussi misurabili, ed inoltre ciascuna prova è stata fatta proseguire fino ad avere una stabilizzazione dei valori di  $k$ . Per limitare gli effetti della presenza di aria nel provino, si è fatto uso di acqua deareata e prolungando le prove fino ad avere l'eguaglianza delle portate in entrata ed uscita. Per tutti i provini, al termine delle prove si è rilevato un grado di saturazione molto prossimo al 100% (98,9%, in media).

I risultati delle prove di laboratorio sono riassunti nei diagrammi delle figure 5, 6, 7 e 8.

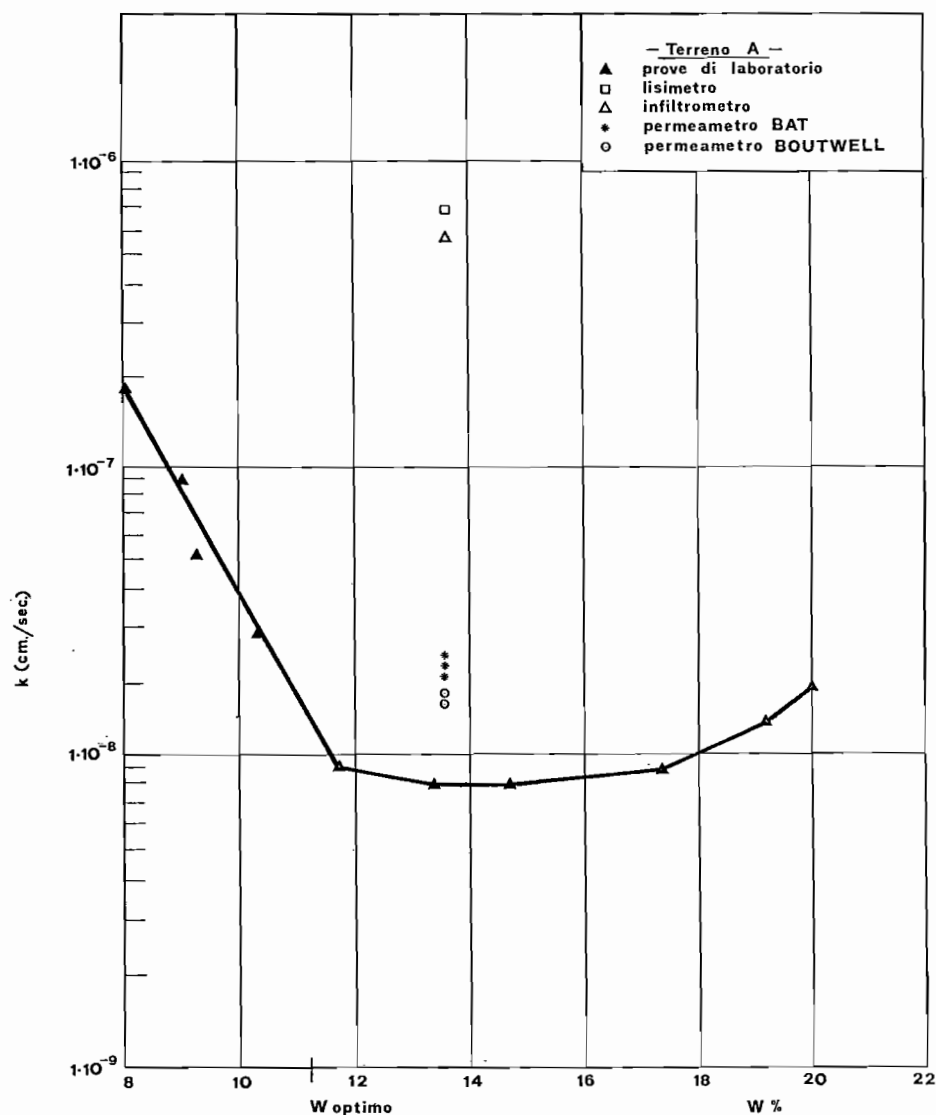


Fig. 5. - Valori della conducibilità idraulica determinata con prove di laboratorio ed in sito per il terreno A.

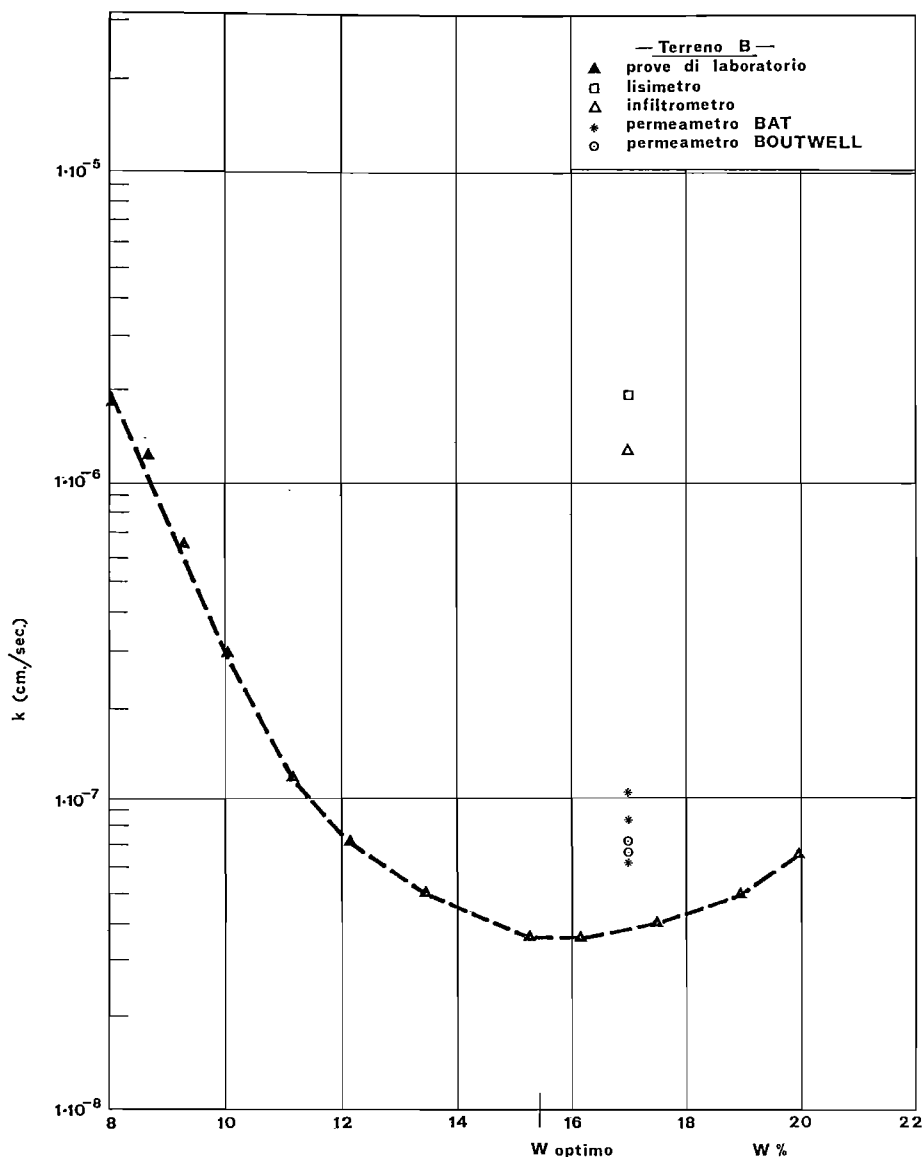


Fig. 6. - Valori della conducibilità idraulica determinata con prove di laboratorio ed in sito per il terreno B.

#### 4. Prove in sito per la determinazione della conducibilità idraulica

Le prove di conducibilità in sito sono state eseguite sui materiali costituenti i quattro piccoli rilevati, nelle zone indicate, figura 2b. Per poter eseguire le prove, il materiale costituente i rilevati è stato sommerso da un battente d'acqua dell'altezza di 0,3 metri, figura 2b, per circa 4 mesi.

La conducibilità idraulica in sito può essere determinata in base a quattro tecniche fondamentali schematicamente riportate in figura 9 [DANIEL, 1989]. Per ciascuna tecnica indicata esistono diverse apparecchiature, tuttavia in seguito verranno descritte brevemente solo quelle di cui si è

fatto uso, dando, tra l'altro, indicazioni delle principali ipotesi poste a base del tipo di prova, sull'affidabilità dei risultati e sui principali pregi e difetti dell'apparecchio.

##### 4.1. Permeametro di BOUTWELL

Questo apparecchio, messo a punto e descritto da BOTWELL e DERICK [1986], rientra come tecnica tra le prove in foro.

La prova si basa sul principio che modificando la geometria della zona interessata dalla permeazione, la variazione relativa delle conducibilità idraulica, in direzione verticale ed orizzontale,

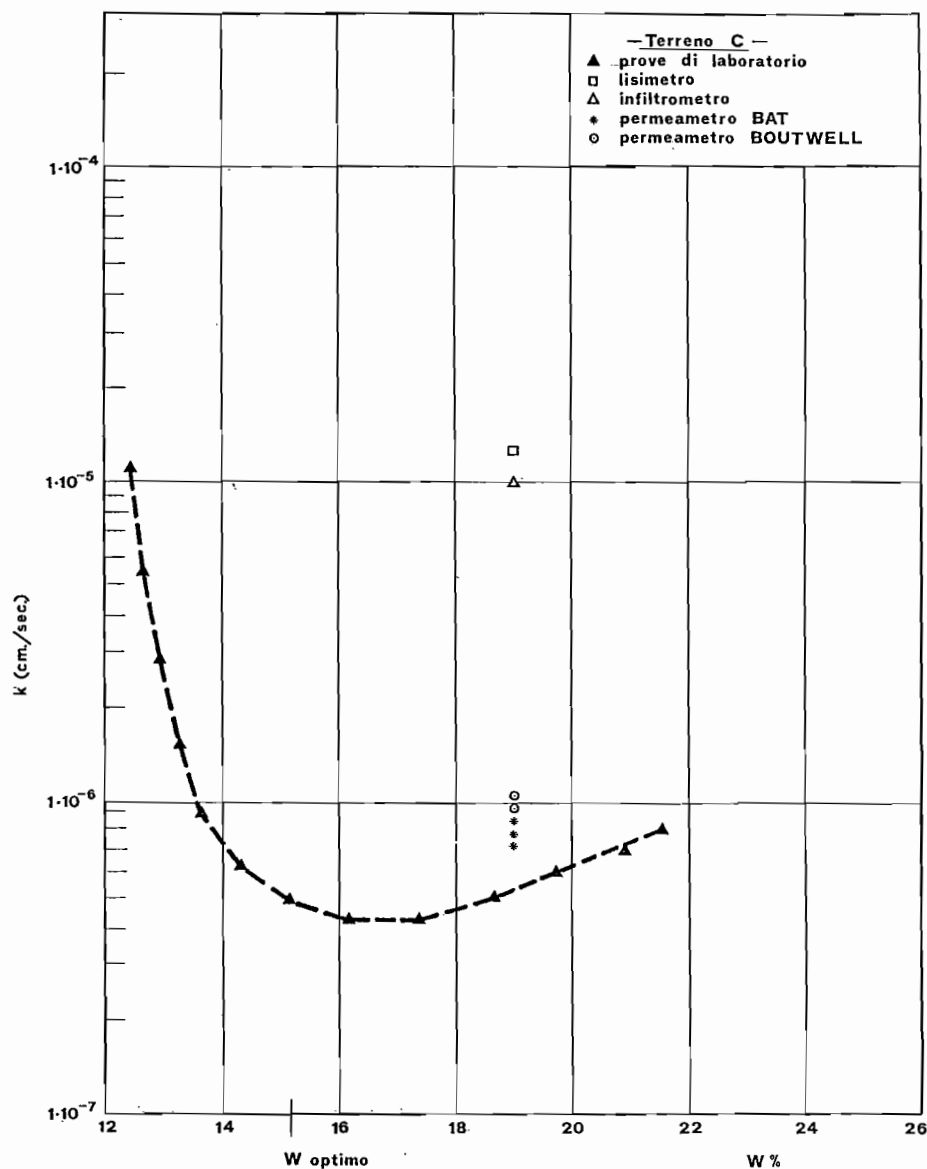


Fig. 7. - Valori della conducibilità idraulica determinata con prove di laboratorio ed in sito per il terreno C.

avviene in maniera determinata e quindi calcolabile.

L'apparecchio, schematicamente rappresentato in figura 10, è in realtà costituito da un tubo in P.V.C. del diametro di 137 mm, con un tubo di misura del diametro di 6 mm. L'apparecchio viene inserito in un foro appositamente preparato, sigillando con una miscela di cemento e bentonite l'intercapedine tra parete del foro e parete del permeametro. La cementazione dell'intercapedine ha lo scopo di impedire che l'acqua possa trovare vie preferenziali, alterando i risultati della prova. Nel primo stadio della prova, I, viene condotta una prova a carico variabile, con flusso prevalentemente verticale dal fondo del permeametro, deter-

minando in tal modo un valore  $k_1$  della conducibilità. Il valore di  $k_1$  è dato da [HVORSLEV, 1949]:

$$k_1 = \frac{\pi \cdot d^2}{11 \cdot D \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln(H_1/H_2) \quad (1)$$

Il valore di  $k_1$  viene diagrammato in funzione del tempo, e quando tende a divenire stazionario (piccole variazioni), la prima fase della prova ha termine. Terminata la prima fase, il permeametro viene rimosso, e si esegue un approfondimento del foro per mezzo di un campionatore a pareti sottili. eseguita un'accurata pulizia del foro, si rimonta il permeametro lasciando scoperta una parte del foro, figura 10b. Inizia quindi la seconda fase, II, con la esecuzione di una prova a carico variabile

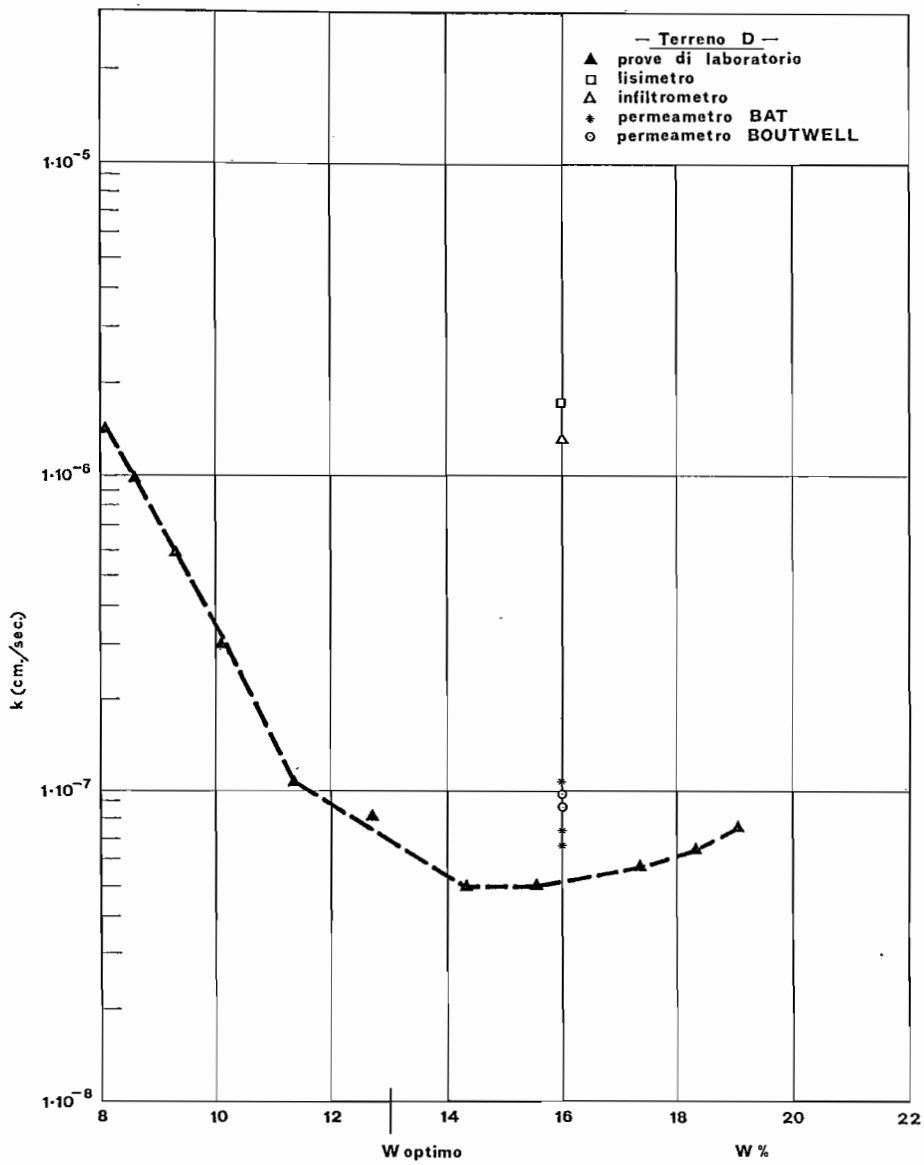


Fig. 8. - Valori della conducibilità idraulica determinata con prove di laboratorio ed in sito per il terreno D.

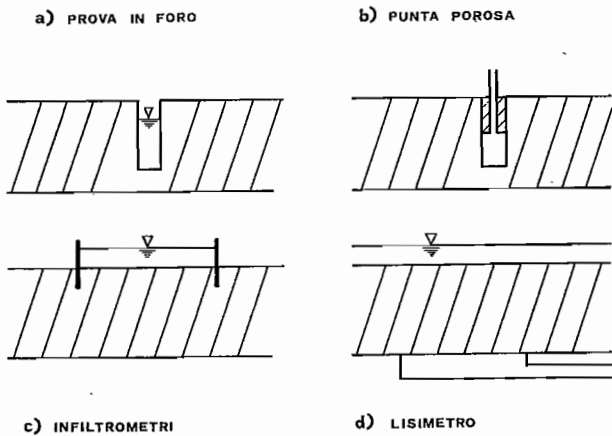


Fig. 9. - Schema dei vari tipi di prove in sito.

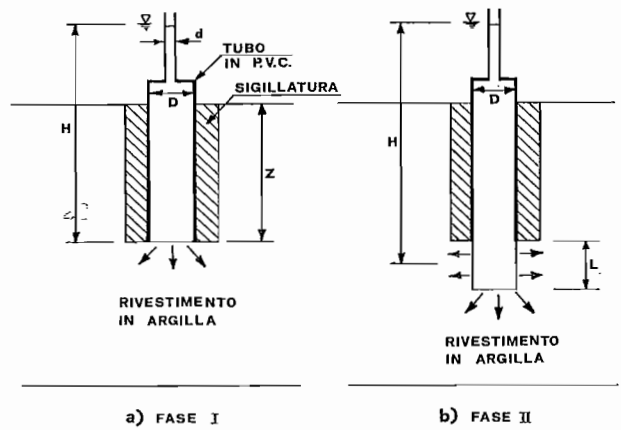


Fig. 10. - Schema delle fasi di prova del permeametro BOUTWELL.

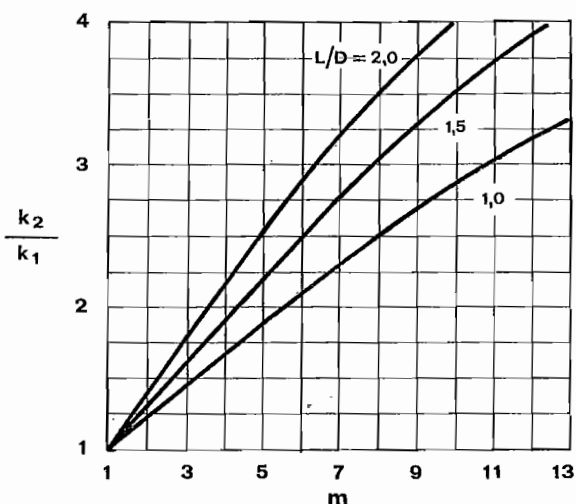


Fig. 11. - Valori del rapporto di anisotropia  $m$  in funzione dei rapporti  $k_2/k_1$  ed  $L/D$ .

determinando un valore  $k_2$  della conducibilità. Il valore di  $k_2$  è dato da [HVORSLEV, 1949]:

$$k_2 = (A/B) \cdot \ln(H_1/H_2) \quad (2)$$

dove nella (2):

$$A = d^2 \cdot \{ \ln [L/D + \sqrt{1 + (L/D)^2}] \} \quad (3)$$

$$B = 8 \cdot D \cdot (L/D) \cdot (t_2 - t_1) \cdot \{ 1 - 0,652 \cdot \exp[-1,57 \cdot (L/D)] \} \quad (4)$$

Lo stadio II della prova ha termine quando il valore di  $k_2$  tende a rimanere stazionario. Determinati i valori di  $k_1$  e  $k_2$ , è necessario correlare il loro rapporto al coefficiente di anisotropia, definito come:

$$m = \sqrt{k_h/k_v} \quad (5)$$

Per fare ciò si ricorre ai valori del rapporto  $k_2/k_1$  riportati nel diagramma di figura 11 in funzione di  $m$  ed  $L/D$ . Si ricava infatti da questo diagramma il valore di  $m$  corrispondente al valore attuale del rapporto  $k_2/k_1$ , ricavando quindi i valori di  $k_h$  e  $k_v$  in base alle seguenti relazioni:

$$k_h = m \cdot k_1 \quad (6)$$

$$k_v = (1/m) \cdot k_1 \quad (7)$$

In entrambe le fasi i livelli del liquido sono stati misurati per mezzo di un trasduttore di pressione, con classe di precisione 0,1%, posto sul fondo del foro [DUNNICLIFF, 1988]. La registrazione dei dati è stata fatta in automatico, attraverso una unità di acquisizione dati gestita da un elaboratore.

Le ipotesi poste alla base del funzionamento del permeametro, e quindi delle espressioni che consentono il calcolo della conducibilità, sono:

- che il terreno sia omogeneo ed uniformemente saturo;
- che la pressione neutra sia nulla alla base del permeametro, nella fase I della prova, o al centro della parte di foro non rivestito, nella fase II della prova;
- che i contorni siano all'infinito;
- che il terreno non rigonfi durante la prova;
- che in entrambe le fasi della prova viene raggiunta una condizione di moto stazionario.

Ovviamente se le condizioni su riportate non sono soddisfatte in tutto o in parte, l'affidabilità dei risultati ottenuti ne risente certamente.

Tuttavia il mancato soddisfacimento di queste ipotesi non comporta errori eccessivi [BOUTWELL e DERICK, 1986], mentre le maggiori approssimazioni sono dovute al non tener conto della «suction» che si genera nel terreno, e alla piccolezza del volume di terreno interessato dal fenomeno di permeazione.

I principali vantaggi derivanti dall'uso di questo permeametro sono, il suo costo contenuto e la possibilità che offre di determinare i due valori di conducibilità in verticale ed in orizzontale. Per quanto concerne l'affidabilità dei risultati, BOUTWELL e DERICK affermano che è da considerare soddisfacente, tenuto conto del fatto che i valori di  $k$  determinati in sito, sono molto prossimi a quelli determinati in laboratorio su campioni di eccellente qualità.

#### 4.2. Cella porosa

La cella porosa adoperata per le prove oggetto del presente studio, è stata messa a punto da TORSTENSSON [1984], ed è denominato permeametro BAT. L'apparecchio, schematicamente illustrato in figura 12, è costituito da una batteria di tubi in metallo galvanizzato, e del diametro di 25 mm, che portano all'estremità inferiore una punta porosa. Questa internamente, è in comunicazione con un breve condotto chiuso superiormente da un diaframma in gomma.

L'apparecchio può essere messo in opera per infissione diretta nel terreno o in un foro opportunamente predisposto. Per eseguire le prove di permeabilità, è necessario calare all'interno della batteria di tubi una piccola camera che termina con un ago ipodermico, quest'ultimo forando il diaframma di gomma, mette in contatto la camera con la punta porosa (figura 12). La camera contiene al suo interno sia acqua che aria, la pressione di quest'ultima può essere variata a piacere. Quando l'acqua fluisce dalla cella verso il terreno, la pressione



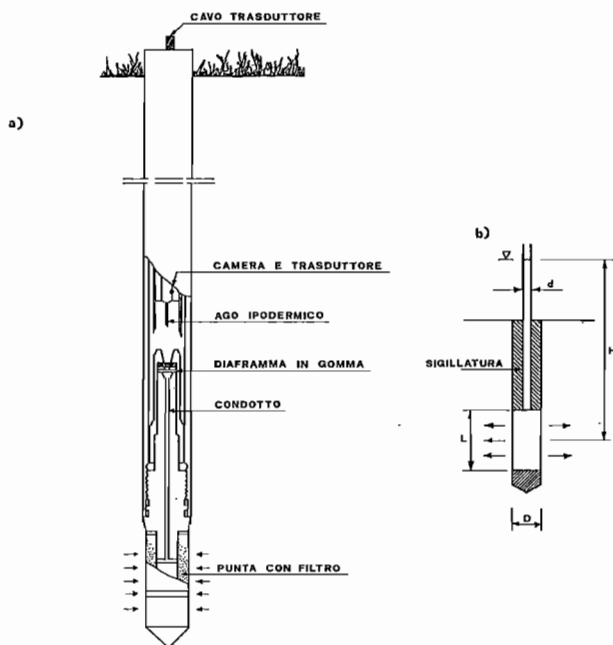


Fig. 12. - Permeametro BAT e suo schema di funzionamento.

all'interno della camera cambia e la variazione viene registrata da un trasduttore di pressione. Le altezze del liquido, e quindi le quantità di acqua permeata, vengono ricavate, note le variazioni di pressione, per mezzo della legge di BOYLE.

Con questo tipo di permeametro possono essere condotte sia prove a carico costante che prove a carico variabile, e i valori della conducibilità  $k$  valgono, in base allo schema di figura 12b [Hvorslev, 1949]:

- prova a carico costante:

$$k = \frac{q}{F \cdot H} \quad (8)$$

- prova a carico variabile:

$$k = \frac{\pi \cdot (d^2/4)}{F \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln(H_1/H_2) \quad (9)$$

dove nella (8) e (9)  $F$  è dato da:

$$F = \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\ln[L/D + \sqrt{1 + (L/D)^2}]}$$

Per il permeametro BAT valgono le ipotesi già indicate per il caso precedente, in aggiunta bisogna tener conto delle seguenti:

- che le condizioni di prova siano isoterme;
- che nessun effetto deriva dall'aria che si dissolve nell'acqua.

In ogni caso gli errori maggiori nella valutazione di  $k$  derivano dal rimaneggiamento del terreno provocato dall'infissione dell'apparecchio, e dal ridotto volume di terreno interessato al fenomeno.

I principali vantaggi del BAT sono la relativa rapidità di prova anche in terreni poco permeabili (2-3 settimane al massimo), la possibilità di ripetere la prova senza grosse complicazioni. Per quanto riguarda l'affidabilità dei valori di  $k$ , CHEN e YAMAMOTO [1987], la giudicano sufficientemente buona solo per terreni con gradi di saturazione elevata ( $S \geq 80\%$ ).

### 4.3. Infiltrometri

Gli infiltrometri sono degli apparecchi concettualmente molto semplici, si tratta infatti di cilindri in metallo galvanizzato o in plastica. I diametri dei cilindri, detti correntemente anelli, possono variare da qualche decimetro a poco più di un metro, le altezze per contro non eccedono il mezzo metro. I tipi principali di infiltrometri sono riportati in figura 13. L'apparecchio usato per le prove oggetto del presente studio, è del tipo a doppio anello chiuso. Questo tipo di apparecchio, che è la logica evoluzione di quelli che l'hanno preceduto, assicura la unidirezionalità del flusso, grazie al doppio anello, e minimizza gli errori dovuti alla evaporazione grazie all'anello chiuso. Per la messa in opera dell'apparecchio, è necessario realizzare un piccolo scavo, che viene cementato con una miscela di cemento e bentonite una volta sistemati gli anelli dell'apparecchio (si veda la figura 14). terminate le operazioni di montaggio, che devono essere condotte con molta cura, gli anelli vengono riempiti con acqua, e misurandone le variazioni di livello in funzione del tempo, si determina la velocità di infiltrazione  $I$  data da:

$$I = \frac{Q}{t \cdot A} = \frac{q}{A} \quad (10)$$

dove nella (10)  $Q$  = quantità di flusso;  $t$  = intervallo

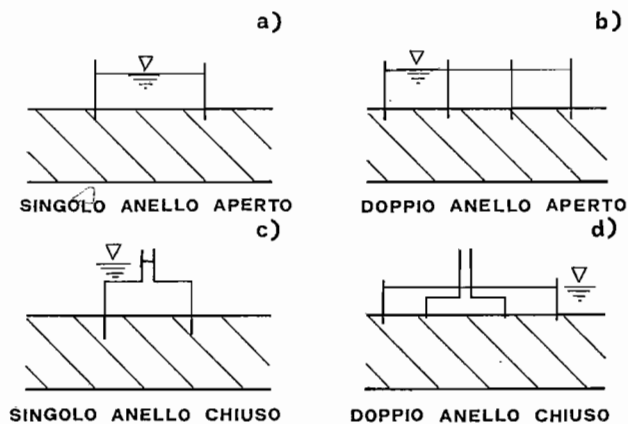


Fig. 13. - Schema dei vari tipi di infiltrometri.

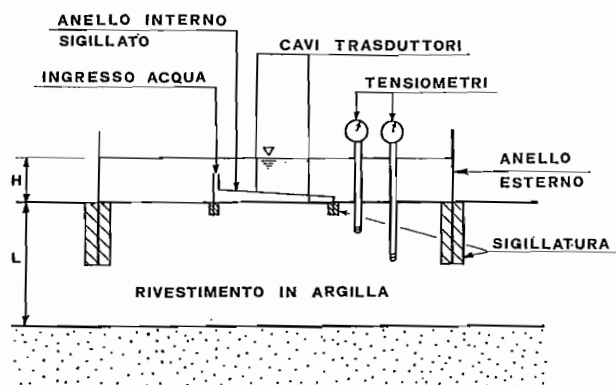


Fig. 14. - Infiltrometro a doppio anello adoperato.

di tempo;  $A$  = area dell'infiltrometro;  $q$  = velocità di flusso.

La quantità di flusso  $Q$ , e quindi il valore di  $I$ , viene determinata misurando i livelli dell'acqua all'interno del cilindro. Noto il valore di  $I$ , la conducibilità  $k$  è data da:

$$k = \frac{I \cdot L_f}{H + L_f + \varnothing_f} = \frac{I}{i} \quad (11)$$

dove nella (11):

$i$  = gradiente idraulico

$L_f$  = profondità del fronte di avanzamento dell'acqua

$\varnothing_f$  = «suction» esistente nel terreno nelle immediate vicinanze del fronte di avanzamento dell'acqua.

Di norma si può porre  $\varnothing_f$  pari a zero senza commettere un grosso errore [Daniel, 1989], per contro il valore di  $L_f$  deve essere determinato con cura o per mezzo di tensiometri o attraverso misure del contenuto d'acqua del terreno a fine prova. Per tutte le prove eseguite i valori di  $L_f$  sono stati determinati attraverso misure del contenuto d'acqua. Si è scelta questa metodologia per il gran numero di determinazioni consentite, a differenza delle misure con i tensiometri che permettono poche misure puntuali. La determinazione della conducibilità idraulica con gli infiltrometri richiede una precisa determinazione della quantità di acqua infiltratasi, nei primi apparecchi questa determinazione veniva effettuata attraverso un piccolo contenitore flessibile, che costituiva anche la riserva di liquido, collegato all'anello interno come mostrato in figura 15 [DANIEL, 1989]. Periodicamente il contenitore veniva rimosso e pesato per determinare la quantità di acqua infiltratasi, ed eventualmente riempito nuovamente. Per tutte le prove della presente ricerca la quantità di acqua infiltratasi è stata determinata attraverso la misura dei livelli idrici in fun-

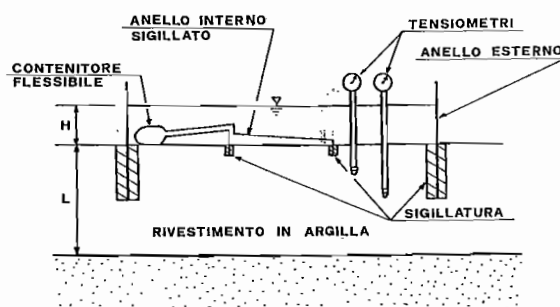


Fig. 15. - Schema dell'infiltrometro a doppio anello nella sua versione originale.

zione del tempo. Per la corretta determinazione dei livelli idrici, si sono posti sul fondo dell'anello interno due o più trasduttori di pressione con classe di precisione 0,1%, si veda la figura 14. Questo sistema, oltre a consentire il raggiungimento di una notevole precisione, ha permesso l'acquisizione dei dati in maniera continua ed automatica. Inoltre il ricorso a due o più strumenti di misura per singolo apparecchio permette il recupero temporaneo di uno dei trasduttori, eventualmente a turno, per operazioni di controllo ed eventuale ritaratura.

Le ipotesi poste a base del funzionamento degli infiltrometri sono:

- che il terreno sia omogeneo ed uniformemente saturo al di sotto del fronte di avanzamento dell'acqua;
- che la prova avvenga in condizioni isoterme;
- che il rigonfiamento del terreno al termine della prova sia completo.

Come si può rilevare le ipotesi sono poco numerose, ed inoltre la seconda e la terza sono quasi certamente soddisfatte mentre la prima non lo è certamente [DANIEL, 1989]. A riprova di quanto affermato risulta che i valori di  $k$  determinati per mezzo degli infiltrometri sono molto affidabili in assoluto [DANIEL e TRAUTWEIN, 1987; CHEN e YAMAMOTO, 1987; ELSBURY, 1988]. Il principale inconveniente degli infiltrometri è la durata della prova, che per terreni con  $k \leq 10^{-7}$  cm/sec., può variare da alcune settimane a qualche mese.

#### 4.4. Lisimetro

La misura della conducibilità idraulica con i lisimetri può essere condotta solo se l'apparecchio viene predisposto prima della realizzazione del rilevato. Nel caso specifico il lisimetro, realizzato all'interno del dreno sottostante il rilevato, è di forma quadrata con il lato di circa 5 metri (si veda lo schema di figura 2). Il materiale costituente il lisimetro è lo stesso del dreno con in più un filtro,

realizzato con geotessile, nella parte superiore, e l'aggiunta del 20% in peso di sabbia monogranulare. Inoltre il materiale costituente il lisimetro è stato preventivamente saturato, ed è isolato dalla restante parte del dreno per mezzo di fogli di polietilene ad alta densità, come già detto in precedenza. Il materiale costituente il lisimetro è stato messo in comunicazione con l'esterno attraverso un tubo di sfiato, in tal modo si è avuta la certezza che la pressione non eccedesse quella atmosferica. La conducibilità idraulica  $k$ , viene misurata per mezzo della legge di DARCY nota la velocità di flusso nel lisimetro. L'unica è più importante assunzione per il funzionamento del lisimetro è che il flusso raggiunga uno stato stazionario. Il principale inconveniente deriva dalla durata della prova, specie per terreni di bassa conducibilità.

Considerata la quasi assenza di ipotesi ed il notevole volume di terreno interessato, i valori di  $k$  determinati con il lisimetro sono in assoluto i più affidabili [DAY e DANIEL, 1985; LAHTI et al., 1987; ELSBURY et al., 1988].

#### 4.5. Commento ai risultati delle prove in sito

Al termine di questa breve descrizione dei metodi usati per la determinazione in sito della conducibilità idraulica, è da dire che in tutte le prove descritte il terreno tende a divenire saturo. In ogni caso poiché i gradienti sono piccoli l'acqua non riesce a rimuovere totalmente l'aria. Poiché è noto che terreni non saturi sono meno permeabili di quelli saturi [MITCHELL et al., 1965; OLSON e DANIEL, 1981], le prove in sito sono soggette a critiche perché non garantiscono la saturazione totale del terreno. Se il grado di saturazione a fine prova eccede l'80% è tuttavia possibile ricavare il valore della conducibilità in condizioni di totale saturazione attraverso la seguente espressione [DANIEL, 1989]:

$$k_{\text{sat}} = \frac{k}{S^n} \quad (12)$$

dove  $k_{\text{sat}}$  = valore della conducibilità in condizioni di totale saturazione;  $k$  = valore della conducibilità misurato nella prova in sito;  $S$  = grado di saturazione espresso come decimale;  $n$  = parametro approssimativamente pari a 3 [MITCHELL et al., 1965].

poiché in tutte le prove eseguite i terreni a fine prova avevano un grado di saturazione superiore al 90%, il valore di  $k_{\text{sat}}$  è stato determinato in base alla espressione (12). È da dire che tra i valori di  $k$  derivati dalle misure in sito ed i valori di  $k_{\text{sat}}$  non si

notano grosse differenze come si evince dai valori riportati in tabella 4. È evidente che per i confronti tra i vari tipi di prove in sito, e tra prove in sito e di laboratorio, si farà riferimento ai valori di  $k_{\text{sat}}$  determinati come detto sopra.

Tabella 4. - Confronto tra i valori di conducibilità idraulica,  $k$ , determinata con prove di laboratorio a rigonfiamento impedito e a rigonfiamento consentito.

Terreno	$k$ da prove a rigonfiamento impedito ( $\text{cm} \times \text{sec}^{-1}$ )	$k$ da prove a rigonfiamento consentito ( $\text{cm} \times \text{sec}^{-1}$ )
A	$2,5 \times 10^{-8}$	$8,5 \times 10^{-8}$
	$1,5 \times 10^{-8}$	$3,0 \times 10^{-8}$
	$1,0 \times 10^{-9}$	$9,0 \times 10^{-9}$
	$1,0 \times 10^{-9}$	$8,0 \times 10^{-9}$
B	$4,0 \times 10^{-7}$	$1,2 \times 10^{-6}$
	$8,5 \times 10^{-8}$	$3,0 \times 10^{-6}$
	$2,0 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-8}$
C	$8,8 \times 10^{-8}$	$4,2 \times 10^{-7}$
	$9,2 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-7}$
	$1,5 \times 10^{-7}$	$6,0 \times 10^{-7}$
D	$2,1 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-8}$
	$5,2 \times 10^{-8}$	$9,0 \times 10^{-8}$
	$7,4 \times 10^{-8}$	$3,0 \times 10^{-8}$

#### 5. Risultati ottenuti e loro analisi

Nei diagrammi delle figure 5, 6, 7 e 8 sono riassunti i valori della conducibilità idraulica  $k$  determinata con prove di laboratorio. Come si ricorderà le prove di laboratorio sono state condotte per mezzo di due differenti apparecchi, tuttavia nei diagrammi delle figure che ne riassumono i risultati non si è indicato il tipo di apparecchio usato. Ciò perché i valori di conducibilità determinati con i due diversi apparecchi sono praticamente coincidenti come si evince dal diagramma di figura 16. Come era da attendersi i valori di conducibilità  $k$ , in funzione del contenuto d'acqua di costipamento, variano in maniera non lineare. I punti sperimentali si lasciano interpolare da curve, con la convessità rivolta verso l'asse delle ascisse, che raggiungono un minimo in prossimità del contenuto d'acqua ottimo. Sugli stessi terreni erano state condotte delle prove di permeabilità con modalità diverse, cioè con applicazione di «back pressure» e rigonfiamento impedito [ESPOSITO et al., 1984/85]. In tabella 5 sono messi a confronto i valori di  $k$  determinati con le due tecniche. Dai valori riportati si nota come la conducibilità  $k$  determinata con le modalità descritte nel presente lavoro risulti più

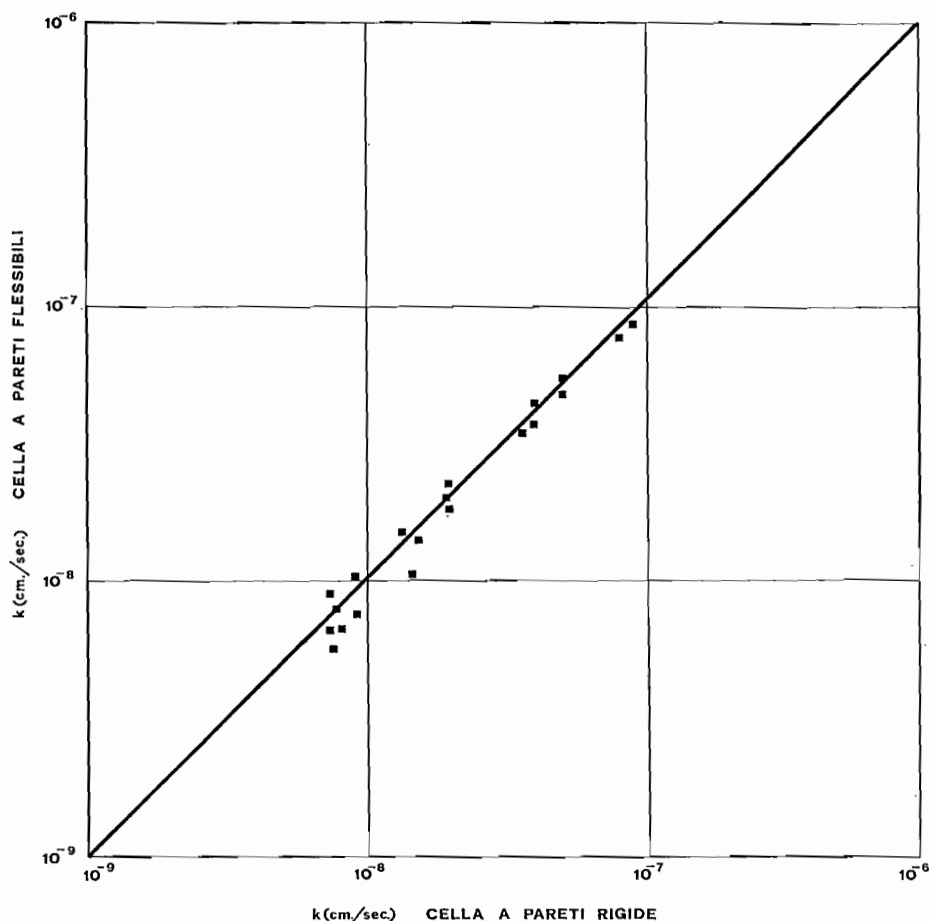


Fig. 16. - Confronto tra i valori di conducibilità idraulica determinata con il permeametro a pareti rigide e quello a pareti flessibili.

alta, anche se non di molto, rispetto a quella determinata negli studi precedenti. Si ritiene che questa differenza sia dovuta essenzialmente alla possibilità che i provini, utilizzati per questa ricerca, abbiano avuto di rigonfiare.

In queste condizioni infatti, per qualsiasi valore del contenuto d'acqua di costipamento, risultano più grandi e numerosi sia i macropori che i micropori, e quindi la superficie disponibile per il flusso [OLSEN, 1962]. Negli stessi diagrammi 5, 6, 7 e 8 delle prove di laboratorio, sono riportati i risultati ottenuti dalle prove in sito. In questo caso infatti tutti i valori di  $k$  sono stati determinati per un unico valore del contenuto d'acqua di costipamento, pertanto nei diagrammi vengono riportati come singoli punti. Da questi diagrammi si rileva come i valori della conducibilità idraulica, determinati con le prove in sito, si dispongono in maniera differente a seconda del tipo di prova.

Infatti per le prove condotte con il permeametro di BOUTWELL e con il permeametro BAT, i valori di  $k$  risultano entrambi molto prossimi a quelli determinati con prove di laboratorio. Nel caso delle prove condotte con l'infiltrometro e con il lisimetro

si hanno valori di  $k$  tra loro molto prossimi, ma che si discostano in maniera sensibile da quelli determinati in laboratorio.

La variazione, che può essere di qualche ordine di grandezza, è più alta per i terreni che hanno una più elevata plasticità.

Dal confronto tra i risultati delle prove di laboratorio ed in sito, appare evidente l'influenza del volume di terreno interessato dal fenomeno di permeazione. Infatti le prove in sito che interessano piccoli volumi di terreno, permeametro di BOUTWELL e permeametro BAT, forniscono valori di conducibilità prossimi a quelli derivanti da prove di laboratorio. Per contro le prove in sito che interessano grossi volumi di terreno, infiltrometri e lisimetro, forniscono valori di  $k$  che si discostano sensibilmente da quelli ricavati con prove di laboratorio.

Queste differenze sono, con molta probabilità, dovute alla presenza di discontinuità che si generano tra macrostrutture dette «clods» o «macro-peds», la cui dimensione può essere anche notevole. Gli effetti della presenza di queste macrostrutture è stata esaminata in dettaglio da CRAIG et al. [1990] e da DANIEL et al. [1990]. In entrambi gli

studi, viene sottolineato come l'effetto della presenza dei «clods» sulla conducibilità idraulica, si attenua notevolmente per materiali costipati con un contenuto d'acqua maggiore dell'ottimo. Infatti i «clods» sono macrostrutture che riproducono su scala macroscopica gli assetti strutturali rilevati a livello microscopico da BARDEN e SIDES [1970]. Pertanto come si modificano gli assetti microstrutturali e la rigidità dei «micropeds» al crescere del contenuto d'acqua; analogamente si modificano gli assetti strutturali e la rigidità dei «clods». In particolare per elevati contenuti d'acqua le unità strutturali perdono la loro identità a causa della loro deformabilità, per cui i macropori esistenti tra di esse scompaiono quasi del tutto [BARDEN e SIDES, 1970]. È evidente che un discorso analogo vale anche per le macrostrutture, la cui perdita di identità comporta la scomparsa delle discontinuità che le separano. Questo è il motivo per cui i terreni in sito sono stati costipati con un contenuto d'acqua maggiore dell'ottimo. Secondo gli studi condotti da DANIEL et al. [1990], un'altra causa di incremento della permeabilità in sito è da attribuire a discontinuità che si generano tra due strati successivi di terreno. Queste discontinuità sarebbero dovute ad un eccessivo spessore degli strati di materiale da costipare, per cui l'azione dell'elemento costipante non riesce a dare la necessaria omogeneità [DANIEL et al., 1990]. Per controllare l'eventuale instaurarsi di questo fenomeno, al termine delle prove in sito, sono stati prelevati numerosi campioni di terreno a varie profondità per determinare i contenuti d'acqua.

Considerata la notevole uniformità dei risultati ottenuti, come si rileva dalla tabella 5, è da ritenere improbabile il verificarsi del fenomeno descritto. Da quanto detto sembrerebbe che le differenze di valori di conducibilità idraulica, rilevata tra quelli derivanti da prove di laboratorio e quelli ricavati da alcune delle prove in sito, è dovuta essenzialmente al volume di terreno interessato dal fenomeno di permeazione. Questo significa che il campo di scelta delle prove in sito risulterebbe limitato ai soli infiltrometri o lisimetri che sono prove dispendiose sia dal punto di vista economico che per i lunghi tempi di esecuzione.

## 6. Conclusioni

Da quanto detto si evince come le prove di laboratorio possono fornire valori della conducibilità idraulica sottostimati rispetto a quelli rilevabili in sito. In ogni caso anche alcune delle prove in sito

Tabella 5. - Valori del contenuto d'acqua determinati lungo le verticali in corrispondenza delle zone di esecuzione delle prove in sito.

Rilevato n°	Terreno	Contenuto d'acqua (%)
1	A	12,8
		13,1
		13,0
		12,9
		13,0
2	B	19,1
		19,4
		19,0
		18,9
3	C	20,2
		20,0
		20,5
		20,3
4	D	18,3
		18,5
		18,4
		18,1
		18,2

palesano questa tendenza a sottostimare i valori di k. Le prove in sito che sembrano fornire i valori di conducibilità più affidabili, sono quelle condotte con gli infiltrometri e con il lisimetro. Questa maggiore affidabilità sembrerebbe derivare dal maggior volume di terreno interessato, volume che ingloba un certo numero di macrostrutture con le relative discontinuità che influenzano in maniera rilevante la conducibilità idraulica. Va sottolineato che le prove condotte con il lisimetro e l'infiltrometro, oltre a essere le più affidabili, sono quelle che richiedono la maggior cautela in fase di montaggio dell'apparecchio ed in fase di conduzione della prova. Pertanto il ricorso a questo tipo di prove si giustifica solo nel caso di impianti molto importanti dal punto di vista di protezione delle falde. Per opere che non comportano questi problemi si ritiene sufficiente eseguire prove di laboratorio o in sito con permeametro BAT, che ha fornito valori di conducibilità discretamente affidabili e con tempi di esecuzione ragionevolmente brevi. Tenendo conto che i valori di conducibilità sono normalmente sottostimati, per cui se il terreno sottoposto a prova ha valori di conducibilità di poco inferiore al minimo previsto per legge, è necessario scartarlo.

Per contro se il valore della conducibilità è molto più bassa del minimo imposto dalla normativa vigente, il materiale può essere utilizzato con ragionevole sicurezza.

Risulta infine evidente la necessità di costipare il

materiale in sito con contenuti d'acqua maggiori dell'ottimo, in tal modo si limiterà l'influenza dei «clods» sui valori di conducibilità [DANIEL et al., 1990]. È da sottolineare infine come la impermeabilizzazione dei fondi delle nuove discariche, o la sigillatura per il recupero di vecchi impianti, sia una operazione estremamente delicata che deve essere preceduto da uno studio accurato.

#### RINGRAZIAMENTI

L'autore esprime la sua gratitudine all'Italgeo Costruzioni ed al suo Personale per la realizzazione dei rilevati sperimentali, per l'assistenza durante il montaggio e la esecuzione delle prove in situ.

#### Bibliografia

- BARDEN L.G., SIDES G.R. (1970) - *Engineering behaviour and structure of compacted clay*. Jour. of Soil Mech. and Found. Div., vol. 96, n. 4, 1171-1200.
- BOUTWELL G.P., DERICK R.K. (1986) - *Groundwater protection for sanitary landfill in the saturated zone*. Waste tech., National Solid Manag. Ass., Chicago III.
- CHEN H.W., YAMAMOTO L.O. (1987) - *Permeability tests for hazardous waste management unit clay liners*. Geot. and Geohydrological Aspect of Waste Manag., D.J.A. Van Zyl et al. Eds, 229-243.
- CRAIG H.B., DANIEL D.E. (1990) - *Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay*. Jour. of Geotech. Eng., vol. 116, n. 8, 1231-1248.
- DANIEL D.E. (1989) - *In situ hydraulic conductivity tests for compacted clay*. Jour. of Geotech. Eng., vol. 115, n. 9, 1205-1226.
- DANIEL D.E., TRAUTWEIN S.J. (1986) - *Field permeability test for earthen liners*. Proc. in situ '86, Blacksburg, V.A., 146-160.
- DAY S.R., DANIEL D. (1985) - *Hydraulic conductivity of two prototype clay liners*. Jour. of Geotech. Eng., vol. 111, n. 8, 957-970.
- DUNNICLIFF J. (1988) - *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. Jon Wiley e Sons.
- ELSBURY B.R., DANIEL D.E., SRADERS G.A., ANDERSON D.C. (1990) - *Lesson learned from compacted clay liners*. Jour. of Geotech. Eng., vol. 116, n. 11, 1641-1660.
- ESPOSITO L. (1990) - *Some factors influencing the swelling behaviour of compacted clayey soils*. Lavoro inviato al Jour. of Geotech. Eng.
- ESPOSITO L., DENTE G. (1984) - *Permeabilità e pressioni di rigonfiamento dei terreni coesivi costipati*. Riv. Ital. di Geot., vol. 18, n. 3, 159-171.
- HVORSLEV M.J. (1949) - *Time lag in the observation of groundwater levels and pressure*. U.S. Army Waterways Exp. Station.
- LAHTI L.R., et al. (1987) - *Quality assurance monitoring of a large clay liner*. Proc. Geotechnical Practice for Waste Disposal, A.S.C.E., 640-654.
- MITCHELL J.K., HOOPER D.R., CAMPANELLA R.G. (1965) - *Permeability of compacted clay*. Jour. of Soil Mech. and Found. Div., vol. 91, n. 4, 41-65.
- OLSEN H.W. (1962) - *Hydraulic flow through saturated clays*. Clays and Clay minerals, vol. 11, 131-161.
- OLSON R.E., DANIEL D.E. (1981) - *Measurement of the hydraulic conductivity in fine grained soils*. A.S.T.M., S.T.P. 746, 18-64.
- TORSTENSSON B.A. (1984) - *A new system for groundwater monitoring*. Ground Water Monitoring, vol. 4, n. 4, 131-138.

#### SUMMARY

##### In situ and laboratory hydraulic conductivity tests for compacted clay

Compacted clays have been used as liners for landfill and impoundments to serve as barriers to the flow of water.

This use of compacted clay requires the determination of its hydraulic conductivity,  $k$ . Usually this determination is conducted by laboratory tests. But the in situ hydraulic conductivity of compacted cohesive soils is often different from the results of laboratory tests. The in situ tests offer the opportunity to test larger, more representative volumes of materials and to include flow through secondary features, e.g., macropores, fissures, etc. The aim of this paper is to present a set of results of the in situ and laboratory hydraulic conductivity tests, conducted on the four soils originating from certain Provinces of southern Italy. The comparison of the results obtained from laboratory and in situ tests, shows that the laboratory tests underestimate the value of  $k$  by an order of magnitude or more.

The characteristics of the four soils employed are listed in tables 1 and 2, while in figure 1 the compaction curves are shown. For the laboratory tests the soils have been compacted following the modified PROCTOR procedure, and using two different apparatuses called rigid - wall cell and flexible - wall cell (see figs 3 and 4). For in situ tests four liners have been constructed 0,3 m thick and 10 meters of length in plan, see figs 2(a) and 2(b). The field liners consist of two layers of compacted clay over the underdrain of clean, coarse gravel.

Within the underdrain was a pan lysimeter measuring 4,88 x 4,88 m. The lysimeter was drained by gravity and had a vent to ensure the pressure equalisation with that of the atmosphere. Plastic sheeting and a geotextile were placed below the underdrain, a woven geotextile was placed above it. The materials employed for the liners' construction was compacted in situ, by a padfoot roller, with a density less than a 100% PROCTOR on the wet branch of the compaction curve ( $W = 95\%$  of  $W_{optimum}$ ). Thirty centimeters of water was ponded on the liners to measure the in situ permeability (fig. 2b). The in situ hydraulic conductivity was measured by BAUTWELL and BAT permeameter (borehole test and porous probe) and by sealed double ring infiltrometer and lysimeter. The locations of the lysimeter, the infiltrometer and permeameters are shown in figure 2a. The apparatus used for in situ tests have been briefly described and schematically shown in figs 10, 12 and 14. Methods of testing are presented and relative advantages and disadvantages are summarized. The results of the laboratory and in situ tests are summarized in the diagrams of figures 5, 6, 7 and 8. From the results reported we can say that:

- for laboratory tests the coefficient of conductivity is a non-linear function of the moulding water content. Minimum values of  $k$  are reached by a water content approaching the optimum;
- for in situ tests the results have been represented only by a single point, because the tests have been conducted for a single value of water content;
- the values of  $k$  determined by in situ tests are different for various apparatus utilized. In fact for BAUTWELL and BAT permeameters the value of  $k$  approaches that determined by laboratory tests. On the contrary the values of  $k$  determined by the infiltrometer and lysimeter is greater than of that determined by laboratory and others in situ tests;
- the difference between the values of  $k$  determined by infiltrometer and lysimeter and those determined by other apparatuses, is greater than that of which order of magnitude.

This difference in the values of  $k$  can be attributed to the different volumes of soil permeated in the variety tests here discussed. For tests conducted by BAUTWELL and BAT permeameters the volumes of soil permeated are of the same order of those utilized in the laboratory tests. For the tests conducted by infiltrometer and lysimeter the volumes of soil permeated are greater than that of those utilized by others in situ and in laboratory tests. When the volume of soil permeated is great, the value of hydraulic conductivity is influenced by the presence of certain fissures or discontinuity gene-

rated by the macrostructures called «clods». These «clods» are arranged into a framework described as random (open structure), flocculated (closed structure) and dispersed (oriented structure). The framework is opened for low water content and is oriented for high water content. In the oriented state the number of fissures reaches its minimum and the influence on the values of  $k$  is lesser than in the others conditions, i. e. opened and closed structures. The behaviour of «clods» is very similar to that of «peds» described by BARDEN and SIDES [1970].

It is evident, from all the results obtained, that the laboratory and some of in situ tests have the tendency to underestimate the value of  $k$ . But the use of infiltrometer and lysimeter is justified only in particular circumstance because of its expensiveness. For routine cases it is sufficient to test the soil in the laboratory or by the BAT permeameter that is a sufficiently quick test, remembering that the value of  $k$  is underestimated. If the value of conductivity is very lesser than the minimum required, the soil can be used with a sufficient degree of safety. In other case the soil must be rejected.