



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTÀ DI SCIENZE MM. FF. NN.

**Dipartimento di Geoscienze
Direttore Prof. Cristina Stefani**

*TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN
GEOLOGIA E GEOLOGIA TECNICA*

**ANALISI SPERIMENTALE DEGLI EFFETTI
DEI CICLI DI GELO E DISGELO O DI
ESSICCAMENTO SULLA PERMEABILITÀ
DEI TERRENI DI COPERTURA DELLE
DISCARICHE**

RELATORE

Prof.ssa Simonetta COLA

CORRELATORE

Ing. Giorgia DALLA SANTA

LAUREANDO

Giuseppe PETROSILLO

ANNO ACCADEMICO 2016-2017

Ai miei genitori.

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE EFFECTS OF FREEZE-THAW CYCLES AND DRYING ON PERMEABILITY OF COMPACTED SILTY CLAY BARRIERS IN LANDFILL TOP COVERS

Abstract

Compacted clay layers are often used in barrier system to prevent the migration of water and pollutants. Environmental factors, acting during or after the clay deposition, may affect the layer integrity and induce a variation of hydraulic conductivity over time. The aim of the present study is to access this variation when induced by freeze-thaw cycles and drying. The first cycle occurs during the winter season in northern regions, while the later occurs everywhere due to the endogenous heat produced by the mass of the waste. This thesis summarizes various results about silt and clay samples used. Were made measures of hydraulic conductivity on compacted samples were made before and after freeze-thaw cycles and drying. The hydraulic conductivity is evaluated directly from a variable load test in oedometer cell. The results show the consequences of both thermal stresses. The samples used in this work are more susceptible to freeze-thaw cycles that leads the development of fracture networks responsible for the increase in hydraulic conductivity. No significant increase of hydraulic conductivity was observed in dried samples due to the self-healing which occurs naturally.

Sommario

Abstract	5
INTRODUZIONE	9
1. STATO DELL'ARTE	15
1.1. Le discariche secondo la normativa italiana	15
1.2. Le discariche secondo la normativa europea	16
1.3. Componenti principali di una discarica	18
<i>1.3.1. Normativa italiana per la barriera di fondo</i>	<i>19</i>
<i>1.3.2. Normativa italiana per la barriera di copertura.....</i>	<i>20</i>
<i>1.3.3. Requisiti dei terreni da impiegare.....</i>	<i>23</i>
<i>1.3.4. Compattazione delle argille.....</i>	<i>27</i>
<i>1.3.5. Energia di compattazione.....</i>	<i>28</i>
<i>1.3.6. Contenuto in acqua e terreni impiegati.....</i>	<i>30</i>
<i>1.3.7. Fattori microstrutturali che influenzano la permeabilità delle argille compattate.....</i>	<i>33</i>
<i>1.3.8. Compattazione in sito</i>	<i>35</i>
1.4. Effetti delle variazioni di temperatura sui terreni coesivi	36
<i>1.4.1. Processi di gelo-disgelo nelle terre coesive.....</i>	<i>36</i>
<i>1.4.2. Influenza dei cicli di gelo-disgelo su terre coesive e compattate 39</i>	
<i>1.4.3. Temperatura di congelamento dei terreni coesivi.....</i>	<i>41</i>
<i>1.4.4. Processi di essiccamento nelle terre coesive.....</i>	<i>48</i>
<i>1.4.5. Produzione del biogas.....</i>	<i>48</i>

1.4.6.	<i>Conseguenze dell'essiccamento.....</i>	<i>50</i>
1.4.7.	<i>Variazione della temperatura nello strato impermeabile di copertura di una discarica.....</i>	<i>55</i>
2.	PROGRAMMA SPERIMENTALE.....	57
2.1.	Parametri fisici e mineralogici.....	57
2.2.	Compattazione delle terre	65
2.3.	Misure di conducibilità idraulica.....	69
2.4.	Congelamento e scongelamento dei provini.....	71
2.5.	Essiccamento dei campioni.....	74
3.	RISULTATI	77
3.1.	Deformazione verticale indotta dai cicli di gelo-disgelo sui provini 77	
3.2.	Restringimento volumetrico.....	79
3.3.	Conducibilità idraulica	82
4.	DISCUSSIONI	85
4.1.	Cicli di gelo-disgelo	85
4.2.	Essiccamento in forno	87
4.3.	Indice dei vuoti	88
4.4.	Effetti combinati dei cicli di gelo-disgelo ed essiccamento sulla barriera impermeabile.....	89
5.	CONCLUSIONI.....	93
	Bibliografia	97
	Ringraziamenti.....	101

INTRODUZIONE

Le discariche rivestono un ruolo importante a livello ambientale poiché sono un sistema progettato e costruito per contenere i rifiuti, minimizzando così il rilascio di contaminanti nell'ambiente. Le possibili conseguenze ambientali dello stoccaggio dei rifiuti assumono una importanza rilevante, è perciò indispensabile isolare al meglio i rifiuti evitando la contaminazione delle matrici ambientali (suolo, sotto suolo e acque sotterranee) ed evitando che le sostanze dannose raggiungano la biosfera. Allo scopo di isolare i rifiuti depositati dall'ambiente circostante, le discariche sono costituite da tre elementi principali:

1. copertura superiore a bassa permeabilità per limitare l'infiltrazione dell'acqua meteorica nella massa dei rifiuti e la fuoriuscita di gas prodotti dalla loro decomposizione;
2. rivestimento di base e laterale a bassa permeabilità per impedire o limitare la fuoriuscita del percolato;
3. sistema di raccolta e rimozione del percolato.

L'impermeabilità della copertura e del rivestimento di base e laterale spesso è garantita dalla presenza di uno strato di materiale coesivo e compattato.

I materiali coesivi sono generalmente reperiti in sito qualora presenti; in alternativa, si possono miscelare terre o aggiungere piccole percentuali di bentonite la quale migliorerebbe le prestazioni del terreno. Le argille o i limi argillosi sono infatti caratterizzati da forze di coesione tra i grani e per questo hanno ridotta permeabilità e vengono impiegati per la realizzazione dello strato impermeabile (di base, laterale e copertura) in discarica. Il largo impiego di queste terre è dovuto ad una bassa conducibilità idraulica iniziale che indica con quanta facilità un terreno si lascia attraversare dall'acqua. Inoltre, il terreno

viene sottoposto a compattazione tramite l'applicazione di energia meccanica per aumentare la densità, abbassando così il valore della conducibilità idraulica fino ai valori richiesti dalla normativa per il rivestimento di base, laterale e di chiusura del corpo di discarica.

La normativa italiana prescrive per la copertura di una scarica un pacchetto di strati finalizzati all'impermeabilizzazione e al ripristino ambientale oltre che a garantire una corretta messa in opera degli strati superiori, evitare la formazione del battente idraulico e consentire la captazione dei biogas prodotti all'interno del corpo dei rifiuti.

Il sistema di copertura finale viene realizzato al termine dello scarico controllato dei rifiuti seguendo le direttive del D.Lgs 36/2003.

I requisiti imposti dalla normativa italiana circa la barriera minerale impermeabile di copertura costituita da materiale coesivo e compattato nel pacchetto di copertura sono:

1. spessore (s) minimo di 50 cm;
2. conducibilità idraulica (k) massima $\leq 10^{-8}$ m/s;

E' importante sottolineare che le caratteristiche equivalenti sono accettate, intendendosi pertanto accettabili spessori maggiori e valori di k più grandi o viceversa, purché il rapporto s/k resti costante.

Terminata la realizzazione della coperture di base e laterale segue lo stoccaggio dei rifiuti; terminato quest'ultimo si provvede alla realizzazione del terreno di copertura che isolerà definitivamente i rifiuti dall'ambiente esterno. Dopo la deposizione, però, la massa dei rifiuti subisce un processo di degradazione biologica che porta a cedimenti importanti distribuiti in modo diseguale.

Nelle discarica per rifiuti solidi urbani (RSU) oltre il 40% dei cedimenti avvengono durante il primo anno di esercizio ad opera della degradazione biologica della sostanza organica presente nei rifiuti.

Se la barriera di copertura superficiale venisse completata immediatamente dopo lo stoccaggio dei rifiuti, essa subirebbe la formazione di depressioni localizzate a seguito degli assestamenti della massa rifiuti, modificando quindi il deflusso delle acque ipodermiche e rendendo necessaria la risistemazione ed il riempimento di questi avvallamenti, con grandi costi aggiuntivi.

Per questo motivo spesso viene realizzata una copertura temporanea (Fig.0.1) che viene poi terminata in un secondo momento quando l'assestamento dei rifiuti sarà avvenuto completamente.



Figura 0.1 - Rappresentazione schematica della copertura temporanea (spessori degli strati non in scala). Il sottile geotessuto superficiale in HDPE non è rappresentato. Il geotessuto funge solo da contenimento degli odori e da protezione, evitando il diretto contatto dello strato impermeabile con l'acqua meteorica, con gli animali e con l'uomo).

In questo lasso di tempo i materiali coesivi che costituiscono lo strato impermeabile all'interno della copertura temporanea risentono quindi sia di stress meccanici legati alle eterogeneità del materiale conferito, che possono causare assestamenti differenziali (Grisolia et al. (1995); Monassero et al.

(1996); Watts e Charles (1999)), sia di sollecitazioni termiche, in particolare durante il periodo di esposizione all'aria (Hanson e Yesiller (2010)). I cicli di gelo-disgelo e cicli di essiccamento causano in un terreno coesivo una perdita del contenuto d'acqua e la formazione di fessure, con conseguente aumento della sua permeabilità (Campanella e Mitchell (1968), Konrad (1980)). Se ciò accade nel periodo antecedente alla realizzazione della copertura definitiva, lo strato impermeabile potrebbe non essere più conforme a quanto richiesto dalla normativa.

Lo studio eseguito e di seguito presentato, si pone l'obiettivo di contribuire mediante una analisi sperimentare ad una migliore comprensione delle variazioni di conducibilità idraulica della barriera impermeabile di copertura a causa delle sollecitazioni termiche alle quali è sottoposta.

Le condizioni principali che verranno trattate in questo lavoro di tesi e che possono causare una modifica irreversibile del coefficiente di permeabilità sono:

- fluttuazioni termiche dell'aria esterna alla discarica che vengono raggiunte in periodi invernali;
- calore interno alla discarica prodotto dalla decomposizione dei rifiuti.

In particolare, in questo lavoro di tesi, si è posta l'attenzione a terreni coesivi caratterizzati da indice plastico (IP) diverso. Infatti la normativa indica range ammissibili dell'IP ($8 < IP < 40$). Confrontando terreni con diverso IP si vuole comprendere meglio quali siano i terreni più o meno soggetti alle variazioni di permeabilità dovute alle sollecitazioni termiche analizzate.

Il lavoro è stato articolato in diverse fasi: il primo passo è stato un attento studio bibliografico al quale è seguita la scelta della ricerca da intraprendere.

In seguito è stato effettuato il prelievo di terre e la loro caratterizzazione con la

determinazione delle caratteristiche di plasticità (limiti di Atterberg). La terza fase ha richiesto per ciascuna terra lo studio della curva di compattazione tramite procedura Proctor (1933) per la determinazione del contenuto di acqua ottimale (W_{opt}) da conferire al terreno per ottenere il peso di volume massimo (γ_{dm}) e per ottenere il valore più basso di conducibilità idraulica tramite la compattazione meccanica.

Identificato il W_{opt} sono stati preparati tre campioni con i quali, mediante il permeametro a carico variabile è stata determinata per ogni terra la:

- conducibilità idraulica del campione senza aver subito sollecitazioni termiche;
- conducibilità idraulica a seguito dei cicli di gelo-disgelo;
- conducibilità idraulica a seguito dell'essiccamento in forno.

Infine, i dati ottenuti sono stati interpretati e discussi.

1. STATO DELL'ARTE

1.1. Le discariche secondo la normativa italiana

Il decreto Legge specifico in materia di discariche come precedentemente detto è il Decreto Legislativo n. 36 del 13 gennaio 2003. La definizione di discarica data dall' Art. 2 è: "l'area adibita a smaltimento dei rifiuti mediante operazioni di deposito sul suolo o nel suolo, compresa la zona interna al luogo di produzione dei rifiuti adibita allo smaltimento dei medesimi da parte del produttore degli stessi, nonché qualsiasi area ove i rifiuti sono sottoposti a deposito temporaneo per più di un anno".

L'oggetto della legge mira a prevenire o a ridurre i rischi dovuti al non corretto smaltimento dei rifiuti in discarica; mira perciò a proteggere la salute umana e l'ambiente. Le disposizioni previste dalla legge devono essere ritenute valide per l'intero ciclo di vita della discarica, dalla fase di progettazione e realizzazione, alla fase di gestione pre- e post-operativa, ovvero a chiusura avvenuta.

Le discariche vengono classificate secondo l' articolo 4 in:

- discariche per rifiuti inerti;
- discariche per rifiuti non pericolosi;
- discariche per rifiuti pericolosi.

I rifiuti inerti come calcinacci, macerie, residui da demolizione o da cantieri edili sono una tipologia di rifiuti che non subiscono trasformazioni fisiche, chimiche o biologiche dopo la loro deposizione. Questo tipo di rifiuti anche se in contatto con altre materie, non comportano effetti nocivi tali da provocare inquinamento ambientale o danno alla salute umana (Facciorusso, 2003).

Tra i rifiuti non pericolosi vi sono i rifiuti solidi urbani (RSU) e i rifiuti non pericolosi di qualsiasi origine. Fanno parte dei rifiuti solidi urbani i rifiuti

domestici, rifiuti giacenti sulle strade ed in aree pubbliche e i rifiuti vegetali provenienti da aree verdi, quali giardini, parchi e aree cimiteriali. A causa del riciclaggio dei rifiuti molto attivo in molte regioni italiane, oltre che la quantità dei rifiuti risulta varia anche la loro composizione merceologica. Inoltre, i rifiuti nel tempo si decompongono e producono gas (biogas) come il metano oppure liquidi (percolato); questi ultimi derivano direttamente dai rifiuti mediante decomposizione, reazione chimica e acqua di infiltrazione (Facciorusso, 2004). I rifiuti pericolosi e non pericolosi (di qualsiasi altra origine) devono obbligatoriamente soddisfare i criteri di ammissione previsti dalla normativa vigente per la loro deposizione in discarica.

1.2. Le discariche secondo la normativa europea

La direttiva 1999/31/CE del Consiglio, del 26 aprile 1999, relativa alle discariche di rifiuti Gazzetta ufficiale n. L 182 del 16/07/1999 nell' allegato I, sono riportati i requisiti generali per tutte le categorie di discariche.

Dal punto 3.2, la barriera geologica deve possedere condizioni geologiche e idrogeologiche al di sotto e in prossimità di una discarica tali da assicurare una capacità di attenuazione sufficiente per evitare rischi per il suolo e le acque freatiche.

Pertanto, il substrato della base e dei lati della discarica deve consistere in uno strato di minerale che risponda a requisiti di permeabilità e spessore aventi sul piano della protezione del terreno, delle acque freatiche e delle acque superficiali un effetto combinato almeno equivalente a quello risultante dai seguenti criteri:

- discarica per rifiuti pericolosi: $K \leq 1,0 \times 10^{-9}$ m/s; spessore ≥ 5 m;
- discarica per rifiuti non pericolosi: $K \leq 1,0 \times 10^{-9}$ m/s; spessore ≥ 1 m;
- discarica per rifiuti inerti: $K \leq 1,0 \times 10^{-7}$ m/s; spessore ≥ 1 m.

Aggiungendo inoltre che qualora la barriera geologica, non soddisfi naturalmente le condizioni di cui sopra, può essere completata artificialmente e rinforzata con modalità diverse che forniscano una protezione equivalente.

Nel punto 3.3 viene specificato che la barriera geologica sopra descritta dev'essere accompagnata da un sistema di raccolta e di impermeabilizzazione del colaticcio attivo conformemente ai seguenti principi, in modo da assicurare che l'accumulo di colaticcio alla base della discarica sia ridotto al minimo.

Le direttive europee aggiungono inoltre che gli Stati membri possono fissare requisiti generali o specifici per le discariche di rifiuti inerti e per le modalità tecniche sopra menzionate. Se l'autorità competente, considerati i possibili rischi ecologici, giunge alla conclusione che è necessario evitare la formazione del colaticcio, può prescrivere un'impermeabilizzazione di superficie. Circa le raccomandazioni per l'impermeabilizzazione di superficie (punto 3.4), se, in base ad una valutazione dei rischi ambientali tenuto conto, in particolare, della direttiva 80/68/CEE(1), l'autorità competente ha deciso, a norma del punto 2 ("Controllo delle acque e gestione del colaticcio"), che la raccolta e il trattamento del colaticcio non sono necessari o se si è accertato che la discarica non presenta rischi potenziali per il terreno, le acque freatiche o le acque superficiali, i requisiti di cui ai punti 3.2 e 3.3 possono essere ridotti in conseguenza. In caso di discariche per rifiuti inerti, questi requisiti possono essere adattati dalla normativa nazionale.

1.3. Componenti principali di una discarica

Una volta individuato un sito adeguato per la realizzazione della discarica è necessario stabilire se possa essere realizzata interamente al di sopra (Fig. 1.1 a) o al di sotto del piano campagna (Fig. 1.1 c). In alcuni casi si può anche pensare di realizzarla in parte al di sopra e in parte al di sotto rispetto al piano campagna (Fig. 1.1 b).

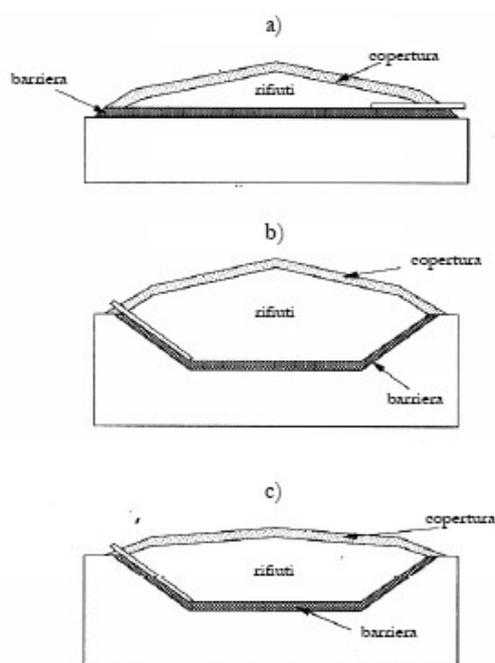


Figura 1.1 - *Differenti tipi di disposizione di una discarica rispetto al piano campagna (Facciorusso, 2004)*

Successivamente si passa alla progettazione delle componenti principali della discarica, che mireranno a minimizzare l'infiltrazione di acqua nei rifiuti attraverso il terreno di copertura, raccogliere e rimuovere il percolato e i gas prodotti dai processi di degradazione dei rifiuti e infine minimizzare la filtrazione dei liquidi nel rivestimento laterale e alla base della discarica.

1.3.1. Normativa italiana per la barriera di fondo

La normativa italiana segue a fedelmente le direttive europee, sebbene sia più cautelativa con il valore di k nelle discariche per rifiuti inerti.

Le indicazioni progettuali circa i requisiti minimi quali ad esempio lo spessore (s) degli strati che costituiranno la barriera e il valore di conducibilità idraulica (k) richiesti per il sistema di contenimento di base per le discariche per rifiuti inerti sono:

- una barriera geologica con una capacità di attenuazione per evitare rischi per il suolo e le acque superficiali e sotterranee con $k \leq 1 \times 10^{-8}$ m/s e $s \geq 1$ m;
- barriera di confinamento con spessore non inferiore ai 0,5m, qualora la barriera geologica non soddisfi naturalmente i requisiti citati al punto sopra;
- posizionamento della barriera di confinamento posta al di sopra del tetto dell'acquifero confinato o della quota di massima escursione della falda, nel caso di acquifero non confinati, con un franco di almeno 1,5 m.

Per le discariche per rifiuti non pericolosi e pericolosi vi sono le seguenti prescrizioni:

- il substrato basale e laterale della discarica deve consistere in una formazione geologica naturale che risponda a requisiti di permeabilità e spessore almeno equivalente a $k \leq 10^{-9}$ m/s e $s \geq 1$ m (discariche per rifiuti non pericolosi) e in discarica per rifiuti pericolosi $k \leq 1 \times 10^{-9}$ m/s e $s \geq 5$ m;

- Per le discariche adibite allo stoccaggio dei rifiuti pericolosi il valore della conducibilità idraulica rimane invariato ma lo spessore da realizzare deve essere $\geq 5\text{m}$;
- qualora la barriera geologica non soddisfi naturalmente le condizioni appena menzionate può essere riprodotta artificialmente fornendo una protezione almeno equivalente a quella citata nel primo punto;
- necessaria impermeabilizzazione del fondo e delle pareti con un rivestimento di materiale artificiale (geomembrana) posto al di sopra della barriera geologica che possa garantire la resistenza alle sollecitazioni chimiche e meccaniche presenti in discarica. La singola geomembrana non costituisce in nessun caso un sistema di impermeabilizzazione e comunque deve essere posta a diretto contatto con la barriera geologica;
- il piano di imposta dello strato inferiore della barriera di confinamento deve distare almeno 1,5 m dal tetto dell'acquifero confinato. Nel caso di acquifero non confinato, almeno 2 m dalla quota di massima escursione della falda.

1.3.2. Normativa italiana per la barriera di copertura

Le indicazioni progettuali previste dalla normativa circa le funzioni minime previste per la barriera di copertura sono le seguenti:

- isolamento dei rifiuti dall'ambiente esterno;
- minimizzazione dell' infiltrazione di acqua;
- riduzione al minimo della necessità di manutenzione;
- minimizzazione dei fenomeni di erosione;
- resistenza agli assestamenti ed a fenomeni di subsidenza localizzata.

Tutto ciò, per le discariche che conterranno rifiuti inerti, non pericolosi e pericolosi deve essere realizzato mediante una struttura multistrato costituita, dall'alto verso il basso, almeno dei seguenti strati (Fig.1.2):

1. strato superficiale di copertura (terreno vegetale) con spessore ≥ 1 m che favorisca lo sviluppo delle specie vegetali (nei primi 20-30cm) di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale. Inoltre deve fornire una protezione adeguata contro l'erosione e proteggere le barriere sottostanti dalle escursioni termiche;
2. strato drenante costituito da inerte grossolano (ghiaia) con spessore ≥ 0.5 m in grado di impedire la formazione di un battente idraulico sopra le barriere di cui ai successivi punti 3) e 4) in modo che non contribuisca alla formazione del percolato e per ridurre anche la pressione dell'acqua che può determinare fenomeni di instabilità nella copertura;
3. strato minerale compatto (terreni coesivi come ad esempio argille e limi argillosi) dello spessore ≥ 0.5 m e di conducibilità idraulica di $\leq 10^{-8}$ m/s o di caratteristiche equivalenti, integrato da un rivestimento impermeabile superficiale per gli impianti di discarica di rifiuti pericolosi;
4. strato di inerte ghiaioso avente la funzione di drenaggio del gas e di rottura capillare con spessore ≥ 0.5 m (per le discariche di rifiuti inerti questo strato potrebbe non essere necessario);
5. strato di regolarizzazione con la funzione di permettere la corretta messa in opera degli strati sovrastanti.

SCHEMA SISTEMA DI COPERTURA FINALE

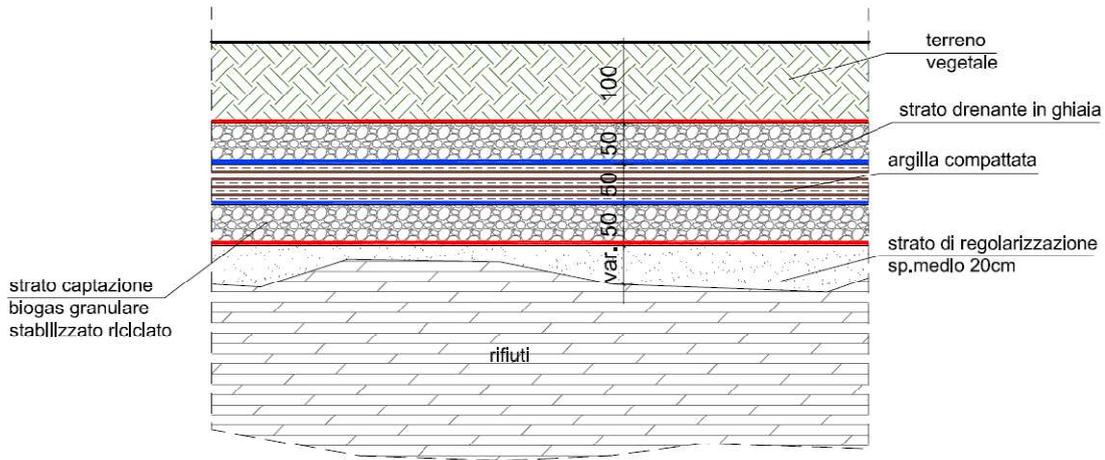


Figura 1.2 - Schema di copertura superficiale di una discarica RSU in provincia di Verona conforme alla normativa italiana (LegnagoServizi Spa,2009).

Si può notare come la normativa sia molto meno restrittiva per il terreno di copertura rispetto alla barriera di fondo, lo si nota dalla diminuzione di un ordine di grandezza del coefficiente di permeabilità (che passa da 10^{-9} a 10^{-8} m/s).

La copertura finale di una discarica può essere realizzata con due metodologie: per incremento di strato e per incremento di area, (Fig. 1.3). Le due metodologie si differenziano essenzialmente perché nel primo caso ogni singolo strato viene realizzato indipendentemente dallo strato successivo, nella seconda metodologia invece, si preferisce realizzare il tutto a moduli, in questo caso ogni strato della copertura finale risulta essere realizzato nello stesso tempo.

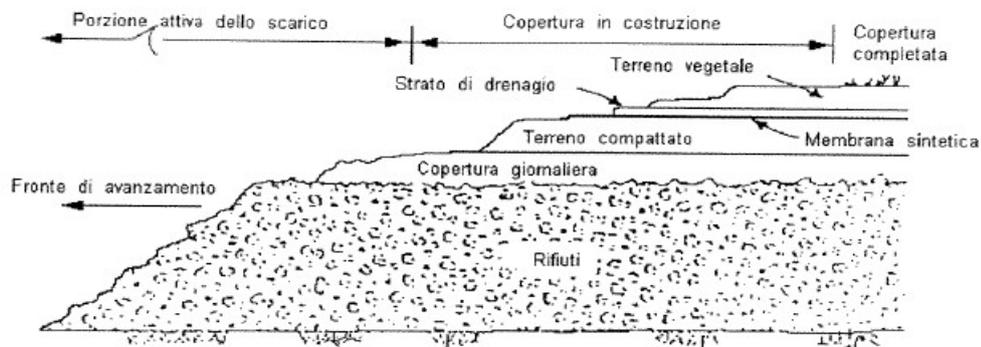


Figura 1.3 - Sistema di copertura finale con il metodo degli incrementi di area.

1.3.3. *Requisiti dei terreni da impiegare*

Lì dove presente un terreno idoneo per la realizzazione delle barriere impermeabili si preferisce sfruttare il terreno in sito, è bene che si tratti di terre coesive quali ad esempio argille o limi argillosi.

Per garantire una migliore lavorazione è richiesta al terreno: duttilità, palabilità e compattabilità. La duttilità è la capacità del terreno di adattarsi alle deformazioni del sottofondo dello strato, se il terreno è caratterizzato da una sufficiente duttilità, i fenomeni di fessurazione risultano ridotti; la palabilità e la compattabilità invece, garantiscono una messa in opera senza eccessiva difficoltà.

I requisiti richiesti per raggiungere un'accettabile lavorabilità ed una conducibilità idraulica $\leq 10^{-9}$ m/s (facendo riferimento allo strato impermeabile di base) sono i seguenti (Daniel, 1993) :

- percentuale di fine (calcolata sul passante al setaccio N.200 ASTM) $\geq 20 \div 30\%$;
- percentuale di ghiaia (determinata al setaccio N.4) $\leq 40\%$;
- dimensione massima delle particelle pari a $25 \div 50$ mm;
- indice di plasticità $\geq 7 \div 10\%$ fino a valori massimo del 40%.

I limiti di Atterberg sono parametri geotecnici semplici e rapidi da determinare, tuttavia entra in gioco la soggettività dell'operatore nella stima dei limiti. Il valore dell'Indice di plasticità (IP) definito come l'ampiezza dell'intervallo plastico di un terreno che dipende dalla percentuale di argilla nel terreno è rappresentativo del contenuto di argilla in un terreno e, pertanto, fornisce un importante parametro di correlazione con il coefficiente di permeabilità. E' però da considerare che anche l'attività di certi minerali argillosi può condizionare sensibilmente l'IP.

In figura 1.4 è rappresentato il legame tra la conducibilità idraulica e l'indice di plasticità del terreno compattato (Daniel, 1993). Ogni punto rappresenta un campione di terreno compattato con la procedura Proctor standard ad un contenuto d'acqua dello 0÷2% maggiore dell'optimum, ovvero il contenuto d'acqua da conferire al terreno per ottenere la massima densità secca ed il valore più basso di conducibilità idraulica. I valori della conducibilità idraulica risultano inferiori al valore limite imposto dall'EPA, pari a 10^{-9} m/s, per i terreni con un indice di plasticità maggiore del 10%. Sebbene terreni con un indice di plasticità superiore al 40% forniscono adeguati valori di conducibilità idraulica spesso risultano essere difficili da lavorare e quindi vi è una tendenza a preferire terre con IP inferiori.

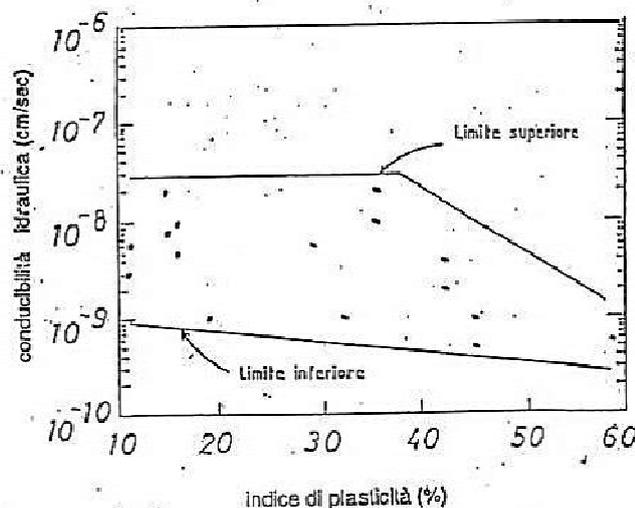


Figura 1.4 - Influenza dell'indice di plasticità sulla conducibilità idraulica (Daniel, 1993)

E' importante sottolineare che l'indice di plasticità non è un parametro richiesto dal D.Lgs 36/2003 dove si danno indicazioni precise solo sulla permeabilità e spessore dello strato.

Anche la percentuale di ghiaia non è un parametro richiesto dalla normativa, tuttavia alte percentuali impediscono il raggiungimento dei valori di k desiderati. In figura 1.5 è riportato l'andamento della conducibilità idraulica con la percentuale di ghiaia (Shelley e Daniel, 1993) dal quale è possibile osservare un aumento della conducibilità idraulica per valori di percentuale di ghiaia maggiori del 30%. Quando non si dispone di materiali idonei nell'area destinata alla costruzione della discarica controllata, può risultare conveniente ricorrere alla preparazione di miscele di terreni diversi o si può pensare di aggiungere bentonite ottenendo quindi dei geocompositi bentonitici. L'aggiunta di una percentuale variabile dal 5÷10% di bentonite sodica può ridurre la conducibilità idraulica di sabbie limose (Daniel, 1993) (Fig. 1.6); nel caso di bentonite calcica le percentuali da aggiungere devono essere orientativamente raddoppiate.

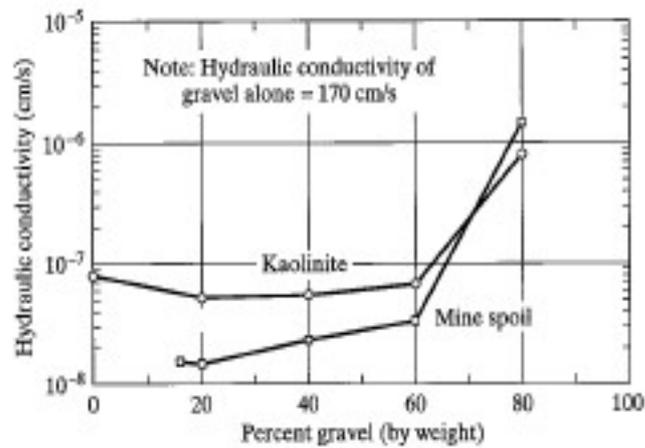


Figura 1.5 - Effetto della percentuale di ghiaia sulla conducibilità idraulica (Shelley e Daniel, 1993).

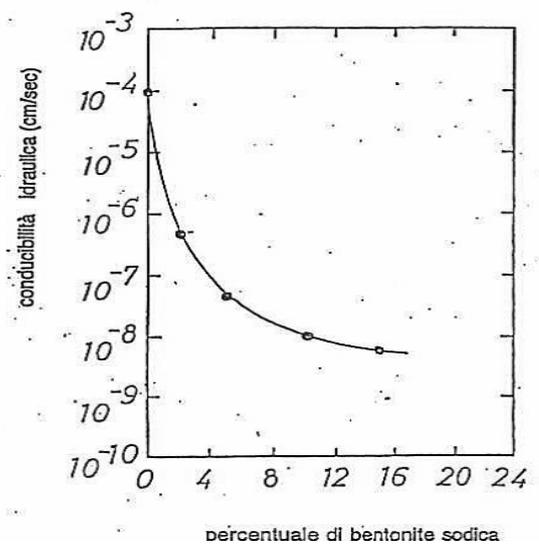


Figura 1.6 - Andamento della conducibilità idraulica in funzione della percentuale di bentonite sodica aggiunta (immagine tratta dal libro "Geotechnical Practice for Waste Disposal", Daniel, 1993).

Un vantaggio dei geocompositi bentonitici è di essere in grado di "autoripararsi" quando sono sottoposti a fenomeni di essiccamento e congelamento-scongelo. Ad esempio, a seguito della fessurazione

prodotta dall'essiccamento una ulteriore idratazione fa sì che il terreno ritorni alle condizioni di permeabilità iniziali grazie al potere rigonfiante della bentonite (Facciorusso, 2004).

1.3.4. Compattazione delle argille

La compattazione delle argille consiste nell'aumentare artificialmente la densità del terreno attraverso l'applicazione di energia meccanica, si tratta perciò di una tecnica ingegneristica che serve a migliorare le prestazioni dei materiali coesivi.

Con questa tecnica si può addensare un terreno con un certo quantitativo di acqua, raggiungendo pertanto, il valore massimo della densità secca attraverso la riduzione dei vuoti (riempiti da aria). La compattazione implica l'avvicinamento dei granuli e delle particelle del terreno tramite l'applicazione di un carico improvviso e i vantaggi che ne conseguono sono:

- riduzione della compressibilità (e quindi dei cedimenti);
- aumento della resistenza (e quindi della stabilità e della capacità portante);
- riduzione della permeabilità (parametro indispensabile per l'efficienza delle barriere impermeabili in discarica);
- riduzione degli effetti che possono essere prodotti dal gelo, da fenomeni di imbibizione o di ritiro (legati alla quantità di vuoti presenti).

Il primo ad occuparsi di questo fenomeno è stato l'ingegnere americano Proctor (1933) mettendo in evidenza che l'addensamento che si ottiene alla fine della operazione di compattazione del terreno è funzione di tre variabili: energia di compattazione, contenuto in acqua e tipo di terra (granulometria, composizione mineralogica etc.). Con il termine densità secca si intende il rapporto tra il peso

del solido e il volume totale. La densità secca perciò, dipende dal volume che a sua volta dipende dalla struttura del terreno che lo costituisce.

La prova Proctor, descritta nelle normative UNI EN 13286-2:2005 e CNR BU 69/73, consiste nel porre della terra a strati in un recipiente metallico cilindrico, successivamente il terreno viene compattato sotto l'azione di un pestello a caduta libera il quale è movimentato da un macchinario che lo solleva automaticamente fino all'altezza normata, quindi lo lascia cadere sul materiale; dopo ogni colpo la base del compattatore ruota e trasla in modo da imprimere il colpo successivo in una zona limitrofa ma non sovrapposta alla precedente (Fig.1.7).

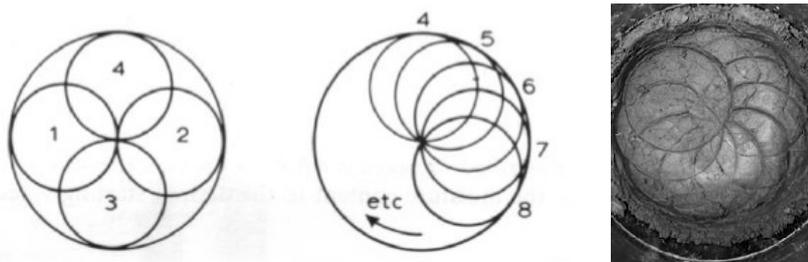


Figura 1.7 - Movimento del pestello automatico sul provino.

1.3.5. Energia di compattazione

Un parametro che influenza l'energia di compattazione è il numero di colpi, funzione del tipo di fustella (Fig.1.8 e Tab.1.1), la cui scelta è legata principalmente alla granulometria del materiale di prova. Il numero dei colpi passando da una fustella più piccola ad una più grande aumenta da 25 a 56.

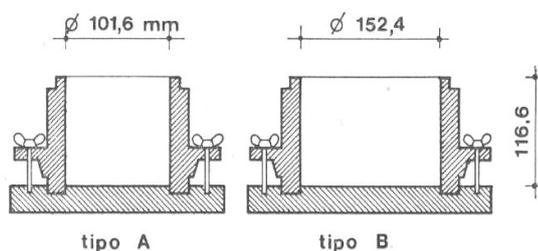


Figura 1.8 - Tipo di fustella

Tabella 1.1 - Numero di colpi del pestello in funzione del tipo di fustella.

MODALITÀ DI COMPATTAZIONE	FUSTELLA	
	PICCOLA	GRANDE
STANDARD	3 strati 25 colpi	3 strati 56 colpi
MODIFICATO	5 strati 25 colpi	5 strati 56 colpi

E' possibile compattare le terre con diverse energie di compattazione e di conseguenza non esiste un unico contenuto ottimo di acqua per il raggiungimento della massima densità secca, a tal punto l'energia di compattazione può essere variata modificando il peso del pestello, l'altezza di caduta, il numero degli strati ed infine il numero di colpi per strato (Tab. 1.2).

Tabella 1.2 - Caratteristiche dell'apparecchiatura e modalità di esecuzione della prova Proctor standard e modificata.

Tipo di prova	Dimensione del cilindro			Dimensione del pestello		Numero degli strati	Numeri di colpi per strato	Altezza di caduta pestello (cm)	Energia di costipamento (kg cm/cm ³)
	D (cm)	H (cm)	V (cm ³)	D (mm)	Peso (kg)				
AASHTO Standard	10,16	11,7	945	50,8	2,5	3	25	30,5	6,05
AASHTO Modificato	10,16	11,7	945	50,8	4,54	5	25	45,7	27,5

L'AASHTO ha standardizzato due differenti modalità di compattazione a diversi livelli di energia (Tab.1.2):

- AASHTO Standard
- AASHTO Modificato.

1.3.6. Contenuto in acqua e terreni impiegati

Il diagramma di compattazione (Proctor, 1933) mostra la dipendenza della densità secca massima raggiungibile per una data energia di compattazione in funzione del contenuto di acqua presente al suo interno.

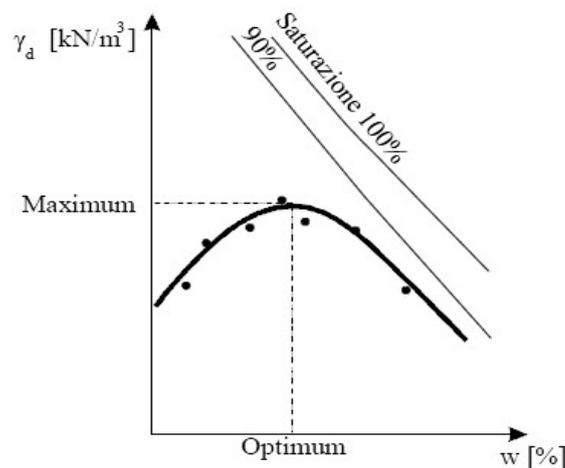


Figura 1.9 - Curva di compattazione

La curva di compattazione (mantenendo costante l'energia e il modo in cui essa viene fornita), come si può vedere dalla figura 1.9 ha un andamento tipico a campana e la massima densità "maximum" viene raggiunta in corrispondenza di un certo contenuto di acqua detto "optimum". In questo modo il terreno con il contenuto ottimo di acqua avrà ridotto al minimo i suoi vuoti e sarà perciò compattato nel modo ottimale.

Lambe (1958) spiega la compattazione considerando le proprietà colloidali delle argille caratterizzata da struttura costituita da particelle singole, ciascuna di essa circondata dal suo doppio strato di ioni negativi ed acqua (Fig. 1.10).

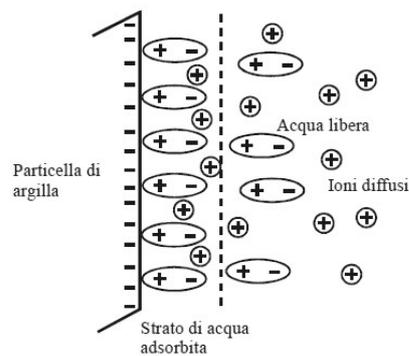


Figura 1.10 - Schema di una particella di argilla con lo strato di acqua adsorbita

Le particelle quindi, potranno disporsi in due modalità differenti, quella flocculata, caratterizzato da una orientazione disordinata e dal prevalere delle forze di legame attrattive, e quella dispersa, caratterizzata invece da un maggiore ordine nell'orientazione delle particelle e dal prevalere delle forze di repulsione (Lambe, 1958) (Fig1.11).

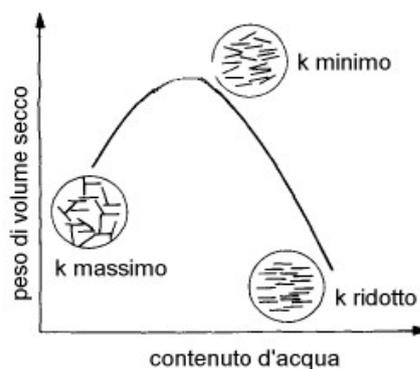


Figura 1.11 - Orientamento delle particelle di terreno suggerito da Lambe (1958) in funzione del contenuto di acqua; particelle disposte in maniera flocculata a sinistra e disposte in maniera dispersa a destra.

Secondo la legge di *Guy-Chapman*, la formazione dell'una o dell'altra struttura dipende dall'estensione dei doppi strati d'acqua che circondano le particelle, la variazione di uno dei fattori influenti sull'estensione dei doppi strati può cambiare la struttura da flocculata a dispersa e viceversa.

Per bassi valori del contenuto d'acqua, la concentrazione elettrolitica è elevata, i doppi strati sono depressi e la struttura risulta flocculata come visibile nel punto A della figura 1.12; aumentando il contenuto d'acqua la concentrazione elettrolitica diminuisce, i doppi strati si espandono, la struttura diventa più ordinata facendo sì che la densità raggiunga il suo valore massimo (punto B di Fig. 1.12). Infine, se il contenuto d'acqua aumenta ancora, la densità diminuisce nuovamente perché gli strati d'acqua che circondano le particelle aumentano notevolmente di volume (punto C di Fig.1.12).

E' bene considerare che anche l'energia fornita influisce sul grado di orientazione e sulla distanza tra le particelle come si può vedere dal punto E in figura 1.12 in condizioni asciutte, mentre non può influenzare la distanza, dato l'elevato grado di saturazione, in condizioni umide (punto D di Fig. 1.12)

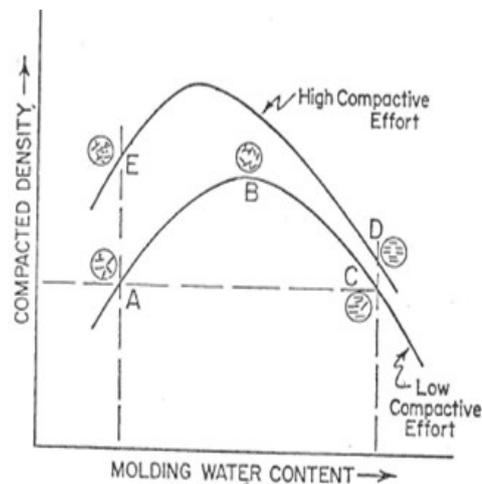


Figura 1.12 - Andamento della densità secca al variare del contenuto d'acqua e dell'energia per un terreno argilloso compattato (Lambe, 1958).

Dalla figura 1.12 è possibile osservare, proprio come dalla figura 1.13 che se per uno stesso tipo di terreno si utilizza la stessa tecnica di compattazione, variando l'energia si ottiene una famiglia di curve con andamento simile. Al crescere dell'energia aumenta la densità secca massima e diminuisce il contenuto d'acqua optimum. Per i contenuti d'acqua superiori all'optimum le diverse curve tendono a confondersi in un'unica linea che tende ad essere approssimativamente parallela alla curva di saturazione.

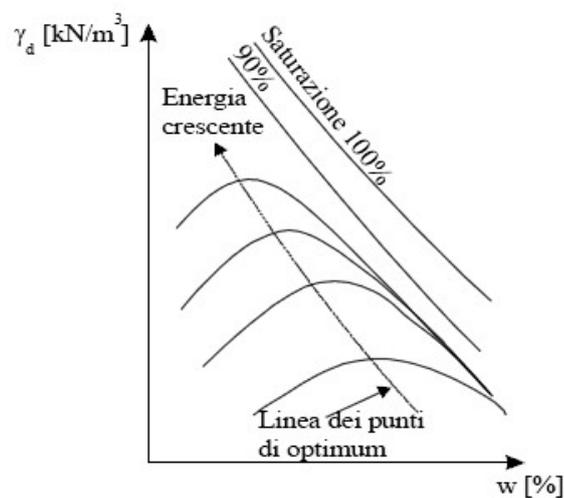


Figura 1.13 - Andamento della curva di costipamento al variare dell'energia.

1.3.7. Fattori microstrutturali che influenzano la permeabilità delle argille compattate

La conducibilità idraulica di argille compattate è fortemente influenzata dai fattori strutturali quali la dispersione e la presenza di zolle. Lambe (1958) si occupò del primo aspetto come descritto nel paragrafo precedente.

Gli studi di Barden e Sides (1970) condotti per indagare il secondo aspetto, quello delle zolle di terra, mostrarono che anche un provino costipato con una

modalità che impartisce sforzi di taglio molto modesti esibisce una notevole variazione di permeabilità; la causa è da attribuirsi con ogni probabilità alla chiusura dei macropori tra le zolle. La teoria delle zolle proposta da Olsen (1962) rivela che si genera un flusso relativamente grande tra le zolle di terra piuttosto che tra le particelle di argilla che costituiscono le zolle stesse (Fig. 1.14).

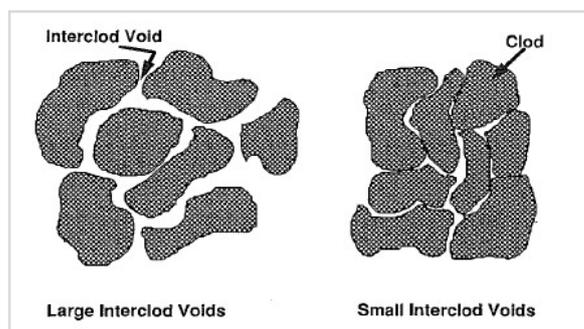


Figura 1.14 - Teoria delle zolle proposta da Olsen (1962).

Si evince pertanto che la conducibilità idraulica del suolo compattato umido è inferiore rispetto al suolo compattato secco perché il terreno con una struttura flocculata ha vuoti maggiori rispetto a un terreno con una struttura dispersa e, sebbene può capitare di conferire al terreno un certo quantitativo di acqua superiore al contenuto ottimo, Daniel e Benson (1990) identificano comunque un campo di accettazione della curva proctor che dia valori accettabili del parametro k (Fig. 1.15).

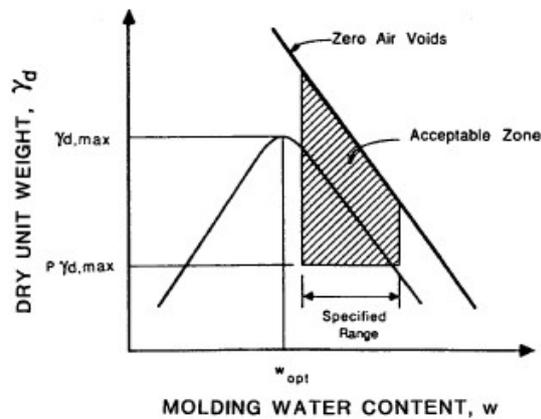


Figura 1.15 - Zona di compattazione accettabile costruita in funzione della conducibilità idraulica (Daniel e Benson, 1990)

1.3.8. Compattazione in sito

La compattazione dei terreni in sito avviene mediante attrezzature diverse in relazione alla natura del terreno e all'energia richiesta per la compattazione. Le tecniche impiegate possono trasmettere al terreno azioni meccaniche di tipo statico (di compressione e di taglio) e di tipo dinamico (di urto o vibrazione). Le attrezzature quindi, si suddividono in mezzi prevalentemente statici e mezzi prevalentemente dinamici. In particolare, per il costipamento dei terreni a grana fine impiegati per la realizzazione della barriera di copertura di una discarica, sono efficaci i mezzi prevalentemente statici quali ad esempio i rulli lisci, rulli gommati e rulli a punte (Fig.1.16).



Figura 1.16 - Rulli lisci, gommati e a punte

1.4. Effetti delle variazioni di temperatura sui terreni coesivi

I terreni coesivi rispondono alle variazioni termiche modificando la loro microstruttura, risultano perciò molto sensibili alle sollecitazioni termiche data la presenza di acqua che è parte integrante della struttura (Clay, Meunier).

L'esposizione dei sedimenti coesivi all'essiccamento fa sì che l'evaporazione dell'acqua produca la formazione di fratture ed un irreversibile restringimento volumetrico che non potrà essere trascurato (Towhata et al., 1993; Cekerevac e Laloui, 2004) in quanto la conducibilità idraulica del terreno sarà compromessa definitivamente.

I cicli di gelo-disgelo invece, generano la formazione di lenti di ghiaccio e di conseguenza il loro scioglimento. Ne consegue la formazione di fratture verticali e vuoti che fanno aumentare la permeabilità verticale del terreno (Chamberlain e Gow 1979; Qi et al.2006).

1.4.1. Processi di gelo-disgelo nelle terre coesive

Le terre coesive impiegate per la realizzazione dello strato impermeabile nella copertura delle discariche, come detto in precedenza sono compattate; questo vuol dire che al loro interno contengono una certa percentuale di acqua. L'acqua presente nel sottosuolo è costituita da acqua di ritenzione (adsorbita, pellicolare e capillare) e acqua gravifica (Fig.1.17).

Il campo elettrico generato dalla carica negativa delle particelle di argilla è bilanciato dalla presenza di ioni positivi disciolti nell'acqua, i quali sono attratti dall'acqua interstiziale delle particelle, il tutto dipende dalla forza di attrazione che a sua volta dipende dalla distanza tra gli ioni e le particelle dei minerali

argillosi (Fig.1.17). Nello stesso modo, gli anioni sono respinti dalle particelle di argilla (Meunier, 2005).

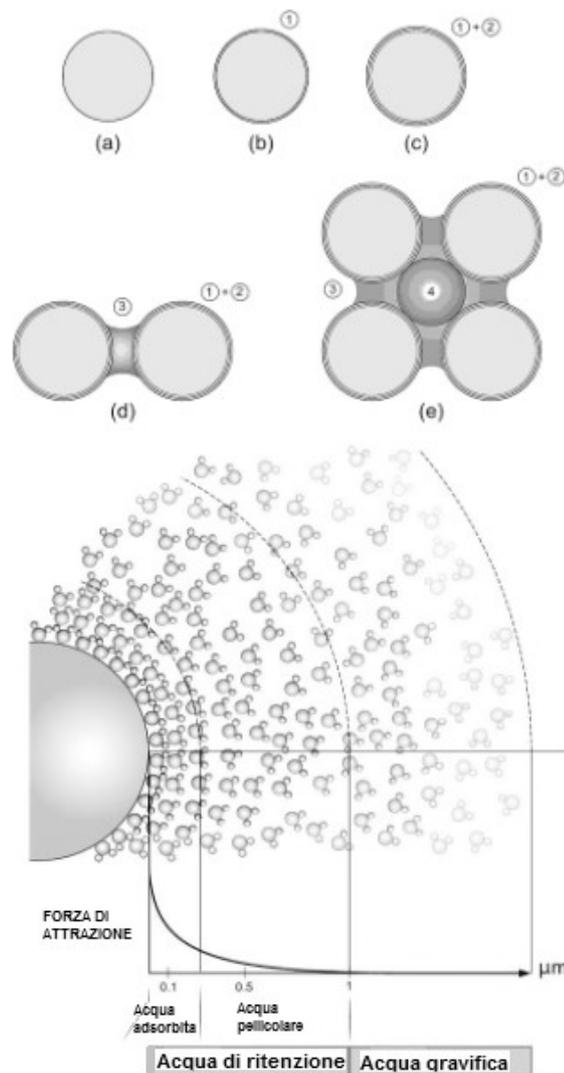


Figura 1.17 - In alto: Schematizzazione dell'acqua presente nel sottosuolo: 1 acqua igroscopica; 2 acqua pellicolare; 3 acqua capillare; 4 acqua gravifica; a) singolo grano solido; b) grano con acqua igroscopica; c) singolo grano con acqua igroscopica e pellicolare; d) due grani con formazione di acqua capillare; e) mezzo poroso con presenza di acqua gravifica nella parte centrale del vuoto intergranulare. In basso: Interazione fisica acqua-terreno (Immagini prese dal libro "Ingegneria degli acquiferi" di Antonio di Molletta e Rajandrea Sethi 2003).

Quando l'acqua nei pori del terreno subisce variazioni di fase, il campo elettrico produce degli effetti nella struttura del terreno. E' chiaro quindi che i minerali argillosi con superficie specifica maggiore siano più sensibili alle variazioni di temperatura (Reinsch et al., 2013; Jesuβek et al., 2013).

Il processo di gelo inizia con la formazione delle prime lenti di ghiaccio all'interno dei pori del terreno dove vi è acqua libera (acqua gravifica), qui la temperatura di congelamento è più alta e l'attrazione tra cationi e anioni risulta essere inferiore (Tsytovich 1975, Jumikis 1977, Andersland e Anderson 1979, Nagasawa e Umeda 1985).

A causa del gradiente idraulico e delle diverse temperature, si genera la migrazione di acqua verso la zona congelata facendo sì che la dimensione delle lenti di ghiaccio aumenti ulteriormente (Dashjamts e Altantsetseg, 2011; Esch 2004; Perfect et al. 1991).

Quando i pori del terreno costituiti da acqua gravifica sono completamente occupati da ghiaccio, solo l'acqua di ritenzione è libera di muoversi e quindi di contribuire alla formazione delle lenti di ghiaccio (Kim et al., 1992). La quantità dell'acqua di ritenzione dipende essenzialmente dal tipo di terreno (dimensione dei grani, mineralogia, grado di saturazione, temperatura, aderenza dell'acqua con la particella di argilla, umidità e sali presenti nell'acqua interstiziale (Banin e Anderson 1974; Yong et. al. 1979; Bing e Ma 2011)).

A causa dell'espansione dell'acqua dovuta al congelamento, i macropori del terreno si allargano e il terreno genera fratture con distruzione della struttura iniziale del terreno mentre le particelle di argilla vengono impacchettate nel ghiaccio (Konrad 1989, 1980; Farouki 1981) producendo un aumento della conducibilità idraulica (Kim e Danile 1992).

Konrad nel 1980 osserva che le principali modifiche nella struttura del terreno si generano a seguito del primo ciclo di gelo-disgelo e poiché Chamberlain and Gow (1979) e Qi et al. (2006) osservano che queste modifiche producono un

aumento della conducibilità idraulica verticale, è chiaro che quest'ultimo parametro subisca una brusca diminuzioni sin dal primo ciclo.

1.4.2. *Influenza dei cicli di gelo-disgelo su terre coesive e compattate*

Othman et al. (1994) hanno studiato gli effetti che i cicli di gelo e disgelo possono produrre su terreni coesivi compattati, dimostrando quindi, che si possono verificare aumenti della conducibilità idraulica di due o tre ordini di grandezza per argille compattate con una k (prima dei cicli di gelo-disgelo) inferiore 10^{-9} m/s.

Sterpi nel 2014 confronta una stessa argilla a diverse energia di compattazione riuscendo a mettere in evidenza che le argille più compattate risultano essere le più suscettibili all'aumento della conducibilità idraulica in seguito ai cicli di gelo e disgelo (Fig. 1.18) confermando quanto messo in evidenza da Kim e Daniel nel 1992 e cioè che l'aumento dell'energia di compattazione non diminuisce i danni prodotti dai cicli di congelamento e scongelamento.

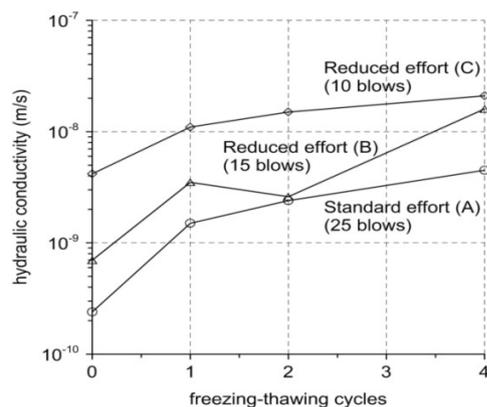


Figura 1.18 - *Variazione della conducibilità idraulica in funzione dei cicli di gelo con la prova proctor standard (A) e modificata (B e C) (Sterpi, 2014).*

Questo fenomeno ci permette come messo in evidenza da Sterpi (2014) di preferire sempre e comunque le terre più compattate in quanto restituiscono (a seguito dei cicli di gelo e disgelo) valori più bassi di permeabilità rispetto alle argille meno compattate.

La grande sensibilità di campioni altamente compattati può essere spiegato considerando gli effetti del congelamento sul tasso dei vuoti e sul grado di saturazione. Per un dato contenuto di acqua ($w=15.5\%$) ad esempio, campioni ad alta, media e bassa compattazione sono caratterizzati dalle rispettive posizioni A, B, e C in fig.1.19.

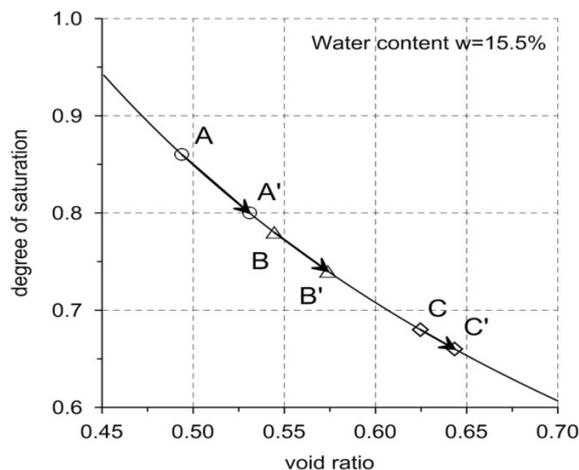


Figura 1.19 - Relazione tra il tasso dei vuoti e il grado di saturazione a seguito del gelo per un contenuto di acqua costante (Sterpi 2014)

Quando il congelamento avviene in un sistema chiuso, cioè senza accesso di acqua libera, l'aumento in volume indotto dal passaggio di fase acqua-ghiaccio fa sì che il tasso dei vuoti aumenti e il grado di saturazione diminuisca a seguito del congelamento. L'aumento del volume come osservato da Sterpi nel 2014 è maggiore nei campioni dove l'acqua riempie una grande frazione dei vuoti, ad esempio nei terreni che contengono un quantitativo di acqua maggiore. Questa è una ulteriore conferma a quanto osservato da Kim e Daniel nel 1992, i quali

analizzano terreni coesivi compattati ed osservano che la principale causa della variazione della conducibilità idraulica a seguito dei cicli di gelo-disgelo sta appunto nella diversa umidità del terreno.

Alcuni autori come ad esempio Aldaeef e Rayhani (2015) per analizzare le performance idrauliche dei terreni coesivi compattati fanno riferimento ad un valore di permeabilità normalizzata (k_r); questo parametro non è altro che il rapporto tra la conducibilità idraulica a seguito del ciclo termico (k_f) e il valore di conducibilità idraulica al momento iniziale (k_0) e serve per osservare al meglio le variazioni di conducibilità idraulica.

Una condizione che impedirebbe la migrazione dell'acqua nella fase di congelamento del terreno di copertura impiegato in discarica è il carico litostatico (Sterpi 2014), qualora questo dovesse mancare, come nel caso delle coperture temporanee realizzate durante l'assestamento dei rifiuti in discarica, è bene fare in modo che non si verifichi il congelamento del terreno se si vogliono mantenere bassi i valori di conducibilità idraulica (Kim e Daniel, 1992).

1.4.3. Temperatura di congelamento dei terreni coesivi

Volendo condurre dei cicli di gelo-disgelo in questo elaborato di tesi e sapendo che i terreni coesivi compattati contengono al loro interno un certo quantitativo di acqua, è importante capire a quale temperatura non si verificano più variazioni del contenuto di acqua liquida nel terreno per poter effettuare delle misure di conducibilità idraulica nella condizione più estrema, cioè quella in cui tutta l'acqua del terreno è congelata.

Questa temperatura prende il nome di temperatura minima (T_{min}) (Konrad e Samson, 2000). E' importante prendere in considerazione l'effetto della

temperatura di congelamento sui cambiamenti della conducibilità idraulica per una migliore comprensione dei processi fisici durante il congelamento.

I cambiamenti dovuti al gelo-disgelo come già ampiamente detto, modificano la struttura dei terreni a grana fine a causa del congelamento dell'acqua nei pori del materiale (Chamberlain e Gow 1979; Konrad 1989; Bowders e McClelland 1993; Othman et al. 1993); ciò accade nel caso l'acqua non riesca ad uscire liberamente verso l'esterno in fase di congelamento.

Gli effetti del congelamento sono influenzati dalla velocità di raffreddamento e dalla temperatura di congelamento finale che dipende dalla profondità di penetrazione del gelo.

Othman e Benson (1993) sottopongono tre argille compattate a diversi tassi di raffreddamento (lento, medio e rapido) stabilendo che gli aumenti di permeabilità di queste argille dipendono dalla velocità di raffreddamento. All'aumentare del tasso di raffreddamento si produce un maggiore aumento della conducibilità idraulica a seguito dei cicli di gelo-disgelo (Fig.1.20).

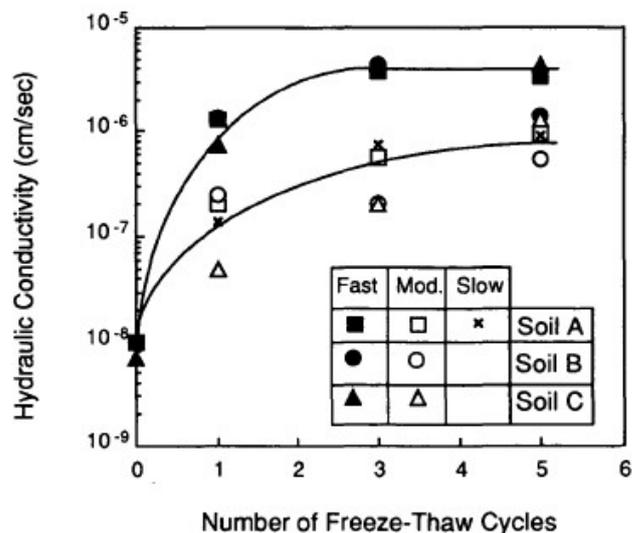


Figura 1.20 - Tasso di raffreddamento sulla conducibilità idraulica (Othman e Benson 1992)

Anche il profilo di temperatura e quindi la T di congelamento finale nello strato di copertura delle discariche impone le condizioni finali di congelamento per lo strato di argilla compattata (cioè, T_t alla sua sommità e T_b sul fondo dello strato compattato) che hanno valori diversi dalla temperatura in superficie T_G (Fig. 1.21).

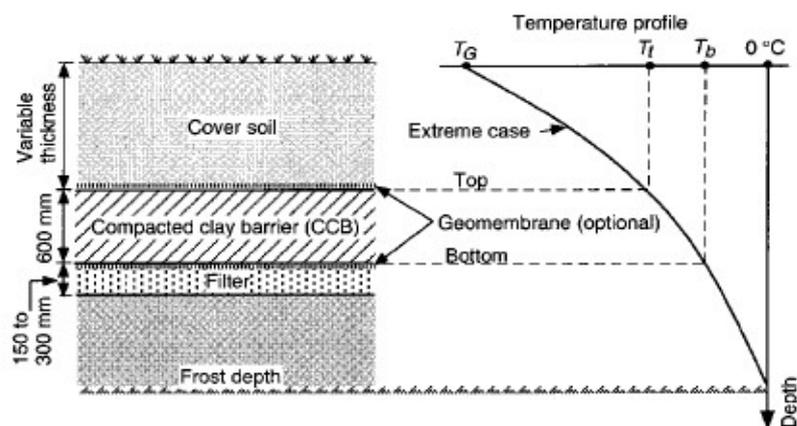


Figura 1.21 - Profilo di temperatura in nella terreno di copertura di una discarica (Konrad e Samson, 2000)

A seconda dello spessore di copertura del suolo i valori di temperatura imposti alla barriera di argilla devono essere compresi tra il 20 e il 50% della T_G (temperatura di congelamento più bassa sulla superficie del terreno).

Konrad e Samson nel 2000 determinato con il TDR (Riflettometria nel Dominio del Tempo), la curva del contenuto d'acqua non congelata per un campione compattato, questa tecnica viene usata per rilevare la quantità di acqua nel terreno. I risultati sono riportati in figura 1.22.

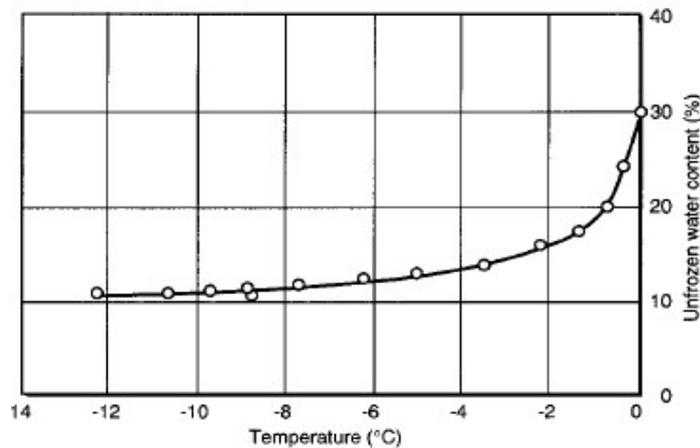


Figura 1.22 - Curva del contenuto d'acqua non congelata in funzione della temperatura (Konrad e Sanmson, 2000).

Il contenuto di acqua non congelata varia da valori del 30% fino a valori del 10% per temperature comprese tra 0 e -12°C e raggiunge un valore relativamente costante per temperature inferiori a -12°C.

Durante la fase di congelamento e quindi di diminuzione della temperatura, le lenti di ghiaccio che iniziano a formarsi fanno sì che si abbia un brusco aumento della temperatura, questo aumento improvviso della temperatura non è altro che il rilascio di calore latente dovuto alla formazione dei cristalli di ghiaccio; successivamente la temperatura scende fino ad arrivare alla temperatura di congelamento del terreno (Dalla Santa et al., 2016) (Fig.1.23).

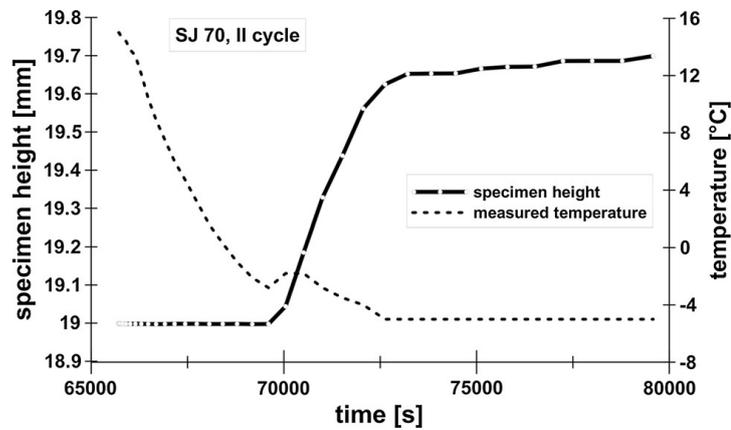


Figura 1.23 - Altezza del campione di terreno e temperatura durante la fase di congelamento (Dalla Santa et al., 2015).

La presenza dei sali nell'acqua del terreno abbassa ovviamente la temperatura di congelamento dell'acqua.

Sempre Dalla Santa nel 2015 in accordo con quanto presente in letteratura (Bing e Ma 2011; Hivon e Segò 1995) mette in evidenza la diminuzione sia della quantità d'acqua nel terreno sia della temperatura di congelamento man mano che i cicli di gelo e disgelo si ripetono (Fig.1.24); il primo fenomeno è dovuto alla trasformazione liquido-solido; il secondo fenomeno invece, avviene poichè vi è un aumento della concentrazione dei sali nell'acqua rimanente.

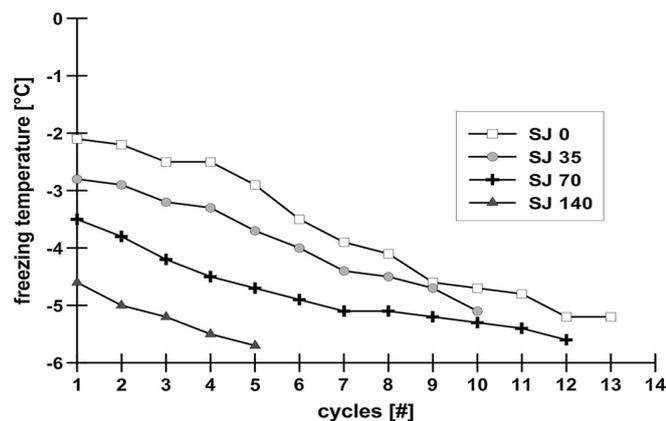


Figura 1.24 - Variazione dei punti di congelamento in funzione del numero dei cicli di gelo-digelo (Dalla Santa et al., 2015)

La temperatura minima di congelamento oltre che dalla presenza dei sali dipende anche dal contenuto argilloso e dalla mineralogia della terra impiegata, generalmente la temperatura alla quale non si verificano più cambiamenti del contenuto di acqua allo stato liquido è inferiore intorno ai -10°C (T_{\min}). Konrad e Samson (2000) osservano che in una limo argilloso la T_{\min} è prossima allo zero, nelle argille limose la T_{\min} è variabile al disotto dei 0°C , generalmente dai -5°C fino ai -10°C (Fig.1.25).

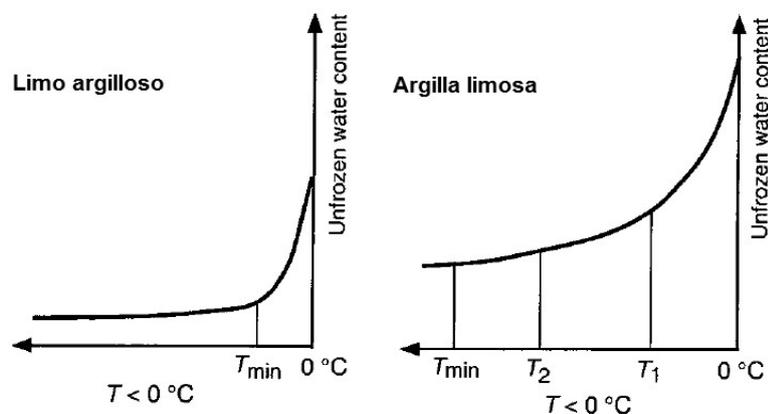


Figura 1.25 - Temperatura di congelamento in funzione del contenuto di acqua non ghiacciata (Konrad e Samson, 2000).

Nella figura 1.26, la conducibilità idraulica dei campioni scongelati segue una relazione lineare nel digramma indice dei vuoti-log k. Gli autori mettono in evidenza che quanto più la T_{\min} diminuisce, tanto più la conducibilità idraulica tende ad aumentare nei campioni scongelati poiché vi sarà la formazione di lenti di ghiaccio sempre più invasive per la struttura del terreno.

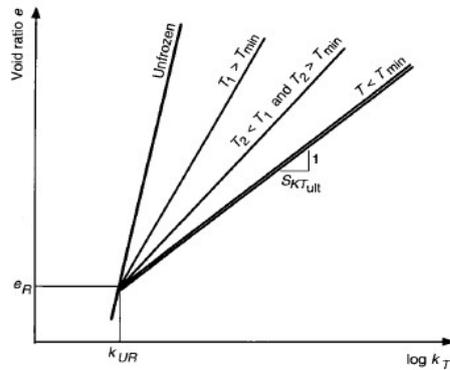


Figura 1.26 - Conducibilità idraulica di terre scongelate a granulometria fine (Konrad e Sanmson, 2000)

Oltre la T_{min} è indispensabile ai fini di una efficiente riproduzione dei cicli di gelo-disgelo osservare se i cicli unidimensionali di congelamento e scongelamento producono gli stessi effetti dei cicli tridimensionali. Questo problema è stato affrontato da Othman e Benson (1992) i quali sperimentano queste due metodologie su tre terreni coesivi compattati. Preparando per ogni terra tre provini a diverso contenuto di acqua, quello che gli autori osservano è che entrambe le metodologie restituiscono valori simili di k . Gli autori inoltre osservano che le differenze mineralogiche non influenzano i risultati di conducibilità idraulica poiché il valore dalla k risultano essere molto simili per tutti e tre i terreni con IP diverso (Fig.1.27).

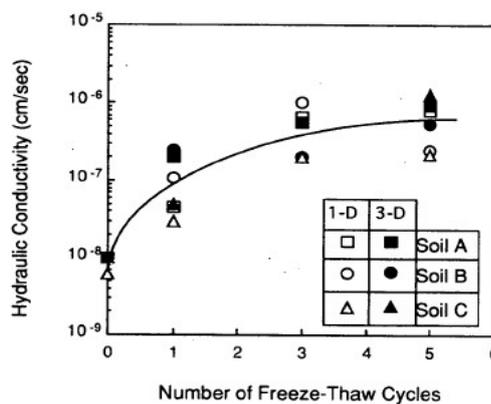


Figura 1.27 - Confronto della conducibilità idraulica sottoponendo campioni di terra con diverso IP a cicli di gelo-disgelo in maniera unidimensionale e tridimensionale (Othman e Benson, 1992)

Quest'ultimo aspetto andrebbe contro a quanto affermato da Chamberlin et. al nel 1990 il quale afferma che i cambiamenti della conducibilità idraulica per diversi indici di plasticità risultano essere meno compromettenti per i terreni più plastici. Una spiegazione a questo fenomeno può essere data dal fatto che le argille altamente plastiche tendono ad avere una maggiore quantitativo di acqua adsorbita per la presenza di minerali argillosi attivi e quindi hanno meno acqua disponibile per la formazione di lenti di ghiaccio. Questa spiegazione è supportato da esperimenti condotti da Tsytoovich (1975) il quale, prendendo un unico terreno con diversi quantitativi di acqua nei pori, mostra che l'aumento del quantitativo di acqua fa sì che aumenti anche il quantitativo di acqua adsorbita riducendo significativamente la fratturazione durante la fase gelata delle argille.

1.4.4. Processi di essiccamento nelle terre coesive

L'essiccamento dei terreni coesivi prodotto dal calore di natura endogena (proveniente dalla decomposizione delle sostanze organiche) o dalla temperatura dell'aria nei periodi estivi, genera una diminuzione nel contenuto di acqua nei pori del terreno ed un incremento in suzione della matrice (Konrad and Ayad, 1997) con conseguente formazione di vuoti e fratture (Tang et al., 2011).

1.4.5. Produzione del biogas

Lo stoccaggio dei rifiuti in discarica include materiali inorganici e materiali organici solo parzialmente biodegradati.

Appena depositati in discarica, i rifiuti subiscono la degradazione anaerobica della sostanza organica nonché il meccanismo principali per la formazione dei biogas.

I principali componenti costituenti il biogas sono il metano e l'anidride carbonica, le cui concentrazioni nel biogas possono variare in funzione di molti parametri. Tra questi, i principali sono:

1. la composizione dei rifiuti;
2. l'età della discarica;
3. la presenza del sistema di estrazione del biogas;
4. la tipologia del sistema di impermeabilizzazione.

La produzione dei biogas avviene in cinque fasi: iniziale, di transizione, acida, di fermentazione del metano e di maturazione. Importante da prendere in considerazione è la durata di ciascuna fase che dipenderà essenzialmente dalla natura del rifiuto e dalla sua pezzatura, dalla disponibilità dei nutrienti, dalla quantità di umidità dei rifiuti e dall'umidità che può passare attraverso essi. Questa ultima condizione può essere risolta mediante la compattazione dei rifiuti la quale ridurrebbe gli spazi vuoti riducendo anche la bioconversione e produzione dei biogas. Anche la temperatura e le sue variazioni nel tempo all'interno dello scarico controllato giocano un ruolo importante per la produzione dei biogas poiché influenzano la velocità dei processi biologici. Le temperature ottimali sono dell'ordine di 40-50°C.

La presenza della massa dei rifiuti ad elevate temperature può influenzare la temperatura del terreno di copertura della discarica e le proprietà geotecniche delle terre impiegate per la sua realizzazione (Yesiller 2010); inoltre, influenza il movimento dell'acqua all'interno dello strato impermeabile e può compromettere la sua impermeabilizzazione che a sua volta può generare produzione del percolato (Kodikara et al. 2000).

Da pubblicazioni presenti in letteratura (Collins, 1993; Yoshida et al., 1996) non è raro trovare discariche che raggiungono temperature di circa 50-70°C.

Yoshida e Rowe nel 2003 affrontando le prestazioni a lungo termine delle barriere impermeabili impiegate nella realizzazione delle discariche, confermando che temperature di 50°C sono state ritrovate in una discarica a Tokio che conteneva al suo interno circa 35m di rifiuti solidi urbani posizionati direttamente sopra la barriera geologica impermeabile senza un sistema di raccolta del percolato. Il raggiungimento di questa temperatura avviene in una decina di anni ed è essenzialmente legato ad una grande quantità di percolato che si produceva e che non veniva rimosso. Con il passare del tempo questa temperatura tende ad attenuarsi raggiungendo comunque temperature di 41°C dopo circa venti anni (Yoshida & Rowe, 2005).

Le temperature quindi all'interno dei corpi dei rifiuti raggiungono un picco di temperatura che poi diminuisce nel tempo.

La quantità e qualità dei rifiuti e del percolato possono influire sulla temperatura delle barriere di fondo e sulla barriera di copertura (Brune et al. (1991); Koerner (2006)).

A tal conferma, Klein et al. (2001) analizzando una discarica a Ingolstadt (Germania) in cui vi è deposizione di rifiuti inceneriti, osservano un aumento della temperatura fino a 46°C in diciassette mesi (temperature che in altre discariche, proprio come affermato da Rowe nel 2003 vengono raggiunte in venti anni).

1.4.6. Conseguenze dell'essiccamento

Come evidenziato da White nel 1994 l'aumento volumetrico a seguito dell'idratazione delle argille ad alto IP è dovuto all'alto contenuto argilloso e alla loro alta superficie specifica poiché hanno maggiore capacità di assorbimento che alla fine si traduce in un maggiore contenuto di acqua di saturazione; alla fine, quando questi suoli ad alta plasticità si disidratano, si

verifica una perdita di acqua superiore rispetto ai suoli a basso IP (Fig. 1.28) e quindi maggior restringimento volumetrico (Fig.1.29). Quest'ultima conseguenza della disidratazione aumenta con l'aumentare della energia di compattazione Rayhani et al. (2007).

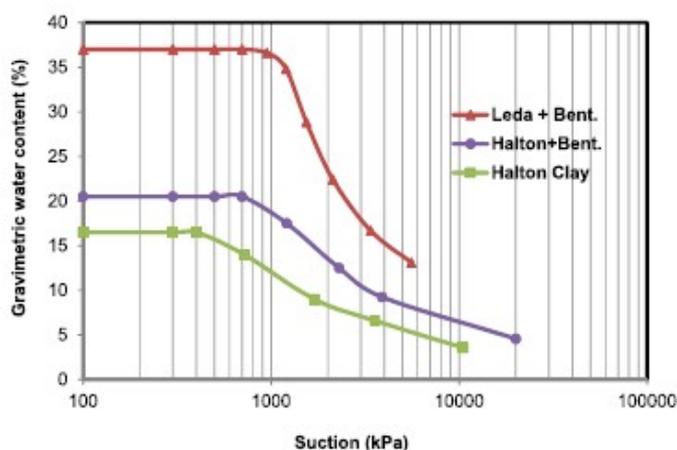


Figura 1.28 - Curva di ritenzione idrica¹ (definita nel 82 da Williams) di tre argille a diverso I_p in cui il valore della suzione di matrice (differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua nei pori del terreno) è posto in funzione della quantità d'acqua nel terreno (Aldaef e Rayhani, 2015).

¹ La curva di ritenzione definita da Williams(1982) è divisa in tre parti: boundary effect zone, per i valori più bassi di suzione, il terreno è saturo e un aumento di suzione non produce diminuzioni significative del grado di saturazione. Questa prima parte termina lì dove vi è l'entrata di aria che genera delle bolle d'aria nei pori più grandi del terreno. Nella seconda zona, detta di transizione (transition zone), al crescere della suzione la quantità di acqua nel terreno si riduce sensibilmente e la fase liquida diviene discontinua. Nella terza zona infine, detta residua di non saturazione (residual zone of unsaturation), a grandi incrementi di suzione corrispondono piccole riduzioni della quantità di acqua nel terreno.

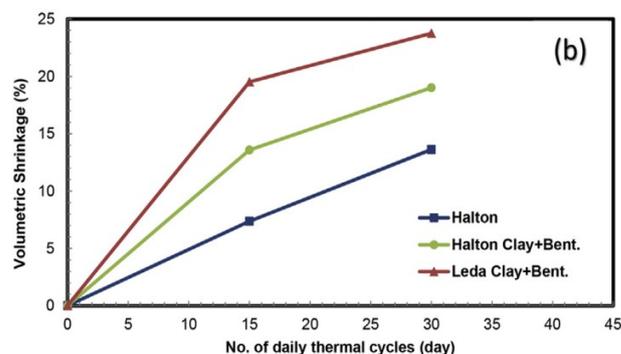


Figura 1.29 - Restringimento volumetrico di tre argille a diverso IP (Aldaeef e Rayhani, 2015)

Uno strato di argilla potrà rigonfiarsi o contrarsi a seconda dell'apporto idrico al quale è sottoposto, a tal fine, Aldaeef e Rayhani (2015) dell'università canadese conducono una serie di esperimenti sulla performance degli strati di argilla compattata in condizioni termiche simulate in laboratorio. L'essiccamento prodotto dall'evaporazione genera una diminuzione nel contenuto di acqua nei pori ed un incremento in suzione della matrice (Konrad e Ayad, 1997) che porta alla formazione di fratture (Tang et al. 2011) nel materiale, a tal proposito si ha una riorganizzazione dovuta alle compressioni interne, che aumentano con l'aumentare della suzione di materiale (Albrecht e Benson, 2001; Peron et al., 2009).

L'essiccamento è correlato quindi al contenuto di umidità nel suolo, al tasso di suzione matriciale, alla temperatura che si sviluppa nel pacchetto di strati ed ovviamente allo spessore degli strati (Priyankara et al., 2006).

Morris et al. nel 1992 mettono in evidenza che le fratture sono un problema legato anche al carico litostatico poiché dove vi è assenza di carico la suzione tende ad essere massima; questa problematica dovrebbe pertanto essere evitata quando si è in presenza di una barriera di compertura temporanea.

Quando si parla di fratturazione indotta dall'essiccamento è bene fare riferimento al parametro "CIF". Si tratta della intensità di fratturazione che

appunto definisce l'estensione delle fratture superficiali. Il parametro "CIF" è definito come il rapporto tra l'area di superficie fessurata e l'area totale. Questo parametro dipende dalla durata del periodo di essiccamento, dalla suzione che avviene nel terreno e dallo spessore dello strato in cui avviene la fratturazione. Priyankara et al. nel 2006 mettono in evidenza che gli strati più sottili mostrano una riduzione di umidità maggiore rispetto agli strati più spessi a causa della maggiore velocità di evaporazione. Inoltre, mettendo il parametro CIF in funzione del tempo, evidenzia la dipendenza della fratturazione con lo spessore dello strato. Sapendo che la fessurazione è dipendente dal contenuto di umidità del campione, dalla figura 1.30 si evince che gli strati più sottili hanno una velocità di evaporazione maggiore rispetto a quelli più spessi e, sebbene tutti gli spessori tendano a generare fratture, quelli più sottili le sviluppano in tempi più brevi.

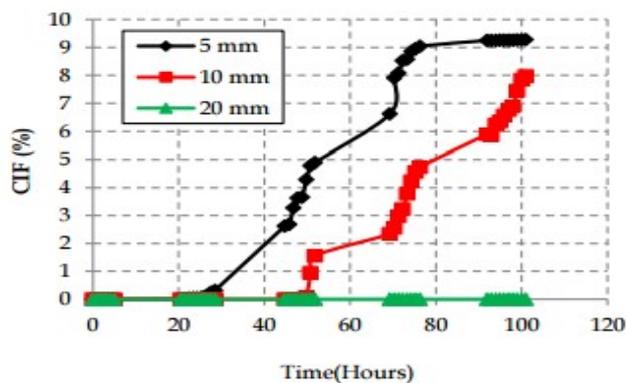


Figura 1.30 - Variazione del parametro CIF nel tempo. Durante il processo di evaporazione, l'evaporazione si conclude una volta che il contenuto di umidità del terreno raggiunge l'Air Entry Value (AEV) del suolo. Quando viene raggiunto questo valore il terreno inizia a generare fratture (Priyankara et al. 2006).

Eigenbrod (2003) identifica i possibili meccanismi che portano o meno all'autorigeneramento dei terreni coesivi:

- Ostruzione delle fratture da materiale eroso dalle fratture superficiali durante la permeazione per terreni di bassa plasticità, a tal fine, alcuni ricercatori (Fickies et al.,1979) ipotizzano che la deposizione del materiale nelle fessure può in parte spiegare l'incapacità del terreno di ritornare al suolo valore di conducibilità idraulica precedente;
- Rigonfiamento delle particelle di argilla vicino alle fratture superficiali in argille con alto potere rigonfiante e quindi ad elevata plasticità.

La fratture quindi possono intrappolare quantità d'acqua nei momenti piovosi generando sovrappressioni nel terreno e, a tal proposito, alcuni autori affermano che l'uso di materiali con bassi valori di rigonfiamento possono limitare l'estensione delle fratture.

Rayhani, Yanful e Fakher nel 2007 ribadiscono che:

- La fratturazione e la permeabilità dipende essenzialmente dal tipo di materiale;
- La dimensione delle fratture dipende dall'Ip e quindi dal contenuto argilloso;
- La conducibilità idraulica aumenta in relazione all'Ip e al numero dei cicli di essiccazione e drenaggio;
- Per valutare gli effetti del suolo come la fratturazione e la permeabilità è bene usare il rapporto tra la permeabilità alla fine del ciclo di essiccamento e la permeabilità all'inizio del ciclo; è importante che questo valore sia prossimo all'1 per garantire efficienza allo strato.
- Il rapporto tra i due valori di conducibilità idraulica assume valori elevati (circa 30) a seguito del primo ciclo e valori molto più bassi (1.42) a seguito del secondo ciclo; da questo si può evincere che gli effetti del primo ciclo generano grandi variazioni rispetto ai cicli successivi producendo un aumento della conducibilità idraulica di circa un ordine di grandezza;

- L'autoriparazione dei terreni coesivi è strettamente legato alla conducibilità idraulica dei campioni, quest'ultima diminuisce all'aumentare della saturazione soprattutto in campioni ad alto I_p .

1.4.7. Variazione della temperatura nello strato impermeabile di copertura di una discarica

Come più volte detto, lo strato impermeabile di copertura in discarica è soggetto a sollecitazioni termiche, questo tema è stato trattato da Marcato nel 2015. Dalla analisi sperimentale del suo lavoro di tesi (consultato presso l'università degli studi di Padova) si è evinto che:

1. il gradiente termico nello strato impermeabile è più elevato rispetto al gradiente termico presente nei sottostanti strati di materiali inerti. In quest'ultimi prevale infatti la convezione rispetto alla conduzione, testimoniata dalla presenza di moti convettivi che consentono una sorta di omogeneizzazione della temperatura in quelle aree dove tali moti di fluido si sviluppano;
2. grazie all'alta conducibilità termica equivalente degli strati a granulometria grossolana, la sollecitazione termica dei rifiuti ha influenza diretta sulla base dello strato impermeabile indipendentemente dalla temperatura media stagionale dell'aria: se i rifiuti sono a 30°C, lo strato impermeabile risente di circa 28°C, mentre se la massa in fase di biodegradazione è a 70°C, lo strato impermeabile risente di una temperatura dal basso di circa 65°C;
3. le temperature presenti negli strati più superficiali risentono maggiormente delle variazioni stagionali dell'aria rispetto alle

temperature degli strati più profondi, così come testimoniamo anche gli studi condotti da Hanson e Yesiller (2003).

Poiché nei periodi invernali lo strato è sottoposto al gelo-disgelo nella parte alta, se si suppongono temperature endogene di 60°C, nella parte centrale dello strato verrebbero raggiunte temperature intermedie.

E' chiaramente deducibile che gli effetti del gelo-disgelo siano più invasivi quando il calore endogeno è a temperature più basse (30°C).

La seconda situazione critica invece è quella estiva, nel caso in cui il calore endogeno raggiunga i 60°C, in questa situazione tutto lo strato raggiungerebbe temperature maggiori di 30°C (considerando questa come la temperatura esterna).

Riassumendo quindi, le condizioni più critiche alle quali il terreno di copertura è sottoposto sono essenzialmente due:

1. Situazione invernale con temperatura esterna [-5°C; +5°C] (gelo-disgelo) e temperatura endogena 30°C;
2. Situazione estiva con temperatura esterna 30°C e temperatura endogena 60°C.

Mediante dei modelli simulati dall' Ing. Dalla Santa, quelle sopra elencate risulterebbero essere le condizioni più critiche. Lo spessore compromesso dalle condizioni termiche più critiche risulta essere di 10 cm sia nella situazione 1 che nella situazione 2. La differenza vi è essenzialmente nella localizzazione di questo spessore compromesso. Nel primo caso si tratta della parte alta dello strato impermeabile, nel secondo caso, della parte bassa dello stesso.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Al fine di comprendere gli effetti sulla conducibilità idraulica dello strato impermeabile della copertura temporanea delle discariche quando lo stesso è sottoposto alle sollecitazioni termiche, è stata portata avanti una attività di laboratorio su terreni coesivi compattati e caratterizzati da diverso IP. In particolare, si sono eseguite misure di conducibilità idraulica a carico variabile su provini compattati subito dopo la compattazione e dopo averli sottoposti a successivi cicli di gelo-disgelo o a processi di essiccamento. I risultati sono poi stati confrontati.

2.1. Parametri fisici e mineralogici

I terreni analizzati provengono da una successione sedimentaria di terreni coesivi in provincia di Bologna (Molinella). A seguito del campionamento di questi terreni, dalle carote (Fig.2.1) sono stati prelevati dei campioni di terreno per determinare i parametri fisici, la composizione mineralogica e i limiti di Atterberg (Fig. 2.2).



Figura 2.1 - Cassetta catalogatrice contenente le carote del sondaggio eseguito a Molinella (BO).

Una volta selezionati, sulla base dell'indice di plasticità IP, i terreni da analizzare, sono stati sottoposti a prove di compattazione al fine di trovare il contenuto ottimo di acqua. Infine sono state eseguite le misure di permeabilità per determinare se i valori di conducibilità idraulica rispettassero i requisiti minimi imposti dalla normativa.

Una volta valutata l'idoneità dei terreni disponibili, sono stati preparati i campioni compattati da sottoporre ai cicli di gelo-disgelo e all'essiccamento.

I campioni prelevati per l'analisi sperimentale sono tre, provenienti da differenti profondità:

Campione 1) MOL8 da 5 a 5,70m;

Campione 2) MOL30 da 6 a 7m;

Campione 3) MOL15 da 27,50m a 28,10m.

Il nome dei campioni è stato attribuito facendo riferimento ai valori degli indici plastici trovati per ciascun terreno. Nei tre campioni è stato rispettivamente trovato un IP pari a: 30, 15 e 8. Si tratta di terreni da plastici a poco plastici, come si può vedere in tabella 2.1.

Tabella 2.1- Plasticità dei terreni

IP	Terreno
0 - 5	Non plastico
5 - 15	Poco Plastico
15 - 40	Plastico
> 40	Molto Plastico

Il comportamento di un terreno, è fortemente influenzato dalla quantità di acqua presente nel sistema. Poiché il terreno in base al suo contenuto di acqua può passare dallo stato solido a quello liquido, passando per lo stato semisolido e plastico, vengono pertanto definiti i limiti di Atterberg che appunto corrispondono ai limiti di separazione tra due stati congiunti.

Questi limiti sono appunto il limite di ritiro, plastico e liquido.

L'IP invece è definito dalla seguente formula:

$$I_p = w_l - w_p$$

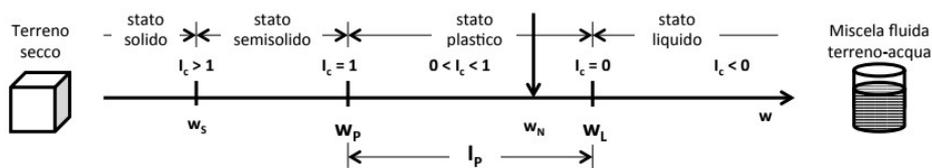


Figura 2.2 - Rappresentazione dei limiti di Atterberg

Allo scopo di evidenziare l'influenza sui limiti di Atterberg della quantità di argilla presente in un terreno è stato definito l'indice di attività (Skempton, 1953) definito come:

$$A = \frac{I_p}{\% \text{ in peso delle particelle } < 0,002 \text{ mm}}$$

Nel caso dei campioni MOL30 e MOL15 si tratta di terre attive, MOL8 invece è un terreno inattivo².

Tra i vari metodi di classificazione proposti per le terre coesive il cui comportamento è legato soprattutto alla composizione mineralogica, quello di Casagrande (1948) ha assunto una notevole diffusione. Si tratta pertanto di una classificazione basata sui limiti di Atterberg (determinati sul materiale passante al vaglio n.40 dell'ASTM) nel quale si individuano sei zone, e quindi sei classi di terreni, in funzione del limite liquido e dell'indice plastico. Gli scostamenti dalla retta A (correlazione tra l'IP e WL) mostrano un comportamento

² La frazione argillosa, nonché la percentuale in peso delle particelle < 0,002 mm è stata calcolata mediante il metodo del densimetro.

particolare e permettono di distinguere le argille dai limi e le terre organiche (Fig.2.3).

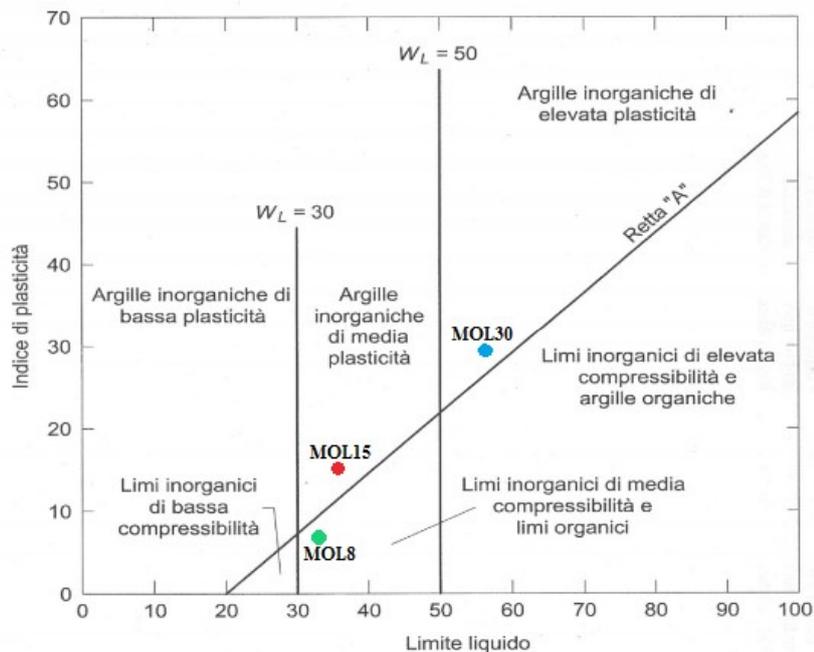


Figura 2.3 - Carta di plasticità di Casagrande (1948).

Stando alla carta di plasticità di Casagrande, passando da $IP=30$ a $IP=8$ si ha una argilla inorganica di elevata plasticità, una argilla inorganica di media plasticità ed un limo di media compressibilità. Il peso specifico dei campioni è mediamente pari a $2,72 \text{ g/cm}^3$ ed il contenuto organico è variabile dall' 1 al 3 %. Tutti i parametri fisici dei terreni sono sintetizzati in tabella 2.2.

Tabella 2.2 - Parametri fisici dei campioni utilizzati

Parametri fisici	MOL30	MOL15	MOL8
Limite liquido W _l (%)	56	35	33
Limite plastico W _p (%)	26	20	25
Indice plastico I _p (%)	30	15	8
Contenuto organico (%)	3	1	2
G _s (g/cm ³)	2,71	2,70	2,74
Frazione argillosa (%)	16	8	0
Indice di attività	1,875	1,875	0

La composizione mineralogica è stata determinata mediante diffrazione a raggi X comparato con l'analisi chimica a fluorescenza, la quale ha rilevato la presenza in percentuali diverse di fillosilicati, carbonati, quarzo e feldspati a seconda delle terre (Tab.2.3 e Fig.2.4). Nello specifico, tra i fillosilicati sono presenti sono miche, clorite, caolinite e serpentino. Nel campione MOL30 sono inoltre presenti minerali argillosi espandibili a strati misti come illite-smectite.

Tabella 2.3 - Composizione mineralogica dei campioni utilizzati.

Composizione mineralogica	MOL30	MOL15	MOL8
Fillosilicati (%)	62	39	32
Quarzo (%)	19	30	31
Calcite (%)	11	19	24
Dolomite (%)	1	1	1
Feldspati (%)	6	12	12

L'analisi granulometrica (Fig. 2.5) è stata fatta mediante vagliatura meccanica su vagli da 2 a 0.075 mm (dal vaglio n.10 al vaglio n.200 dell'ASTM) e per sedimentazione sul materiale passante vaglio 0.075 mm (n.200 ASTM) misurando nel tempo da densità della miscela acqua-terreno.

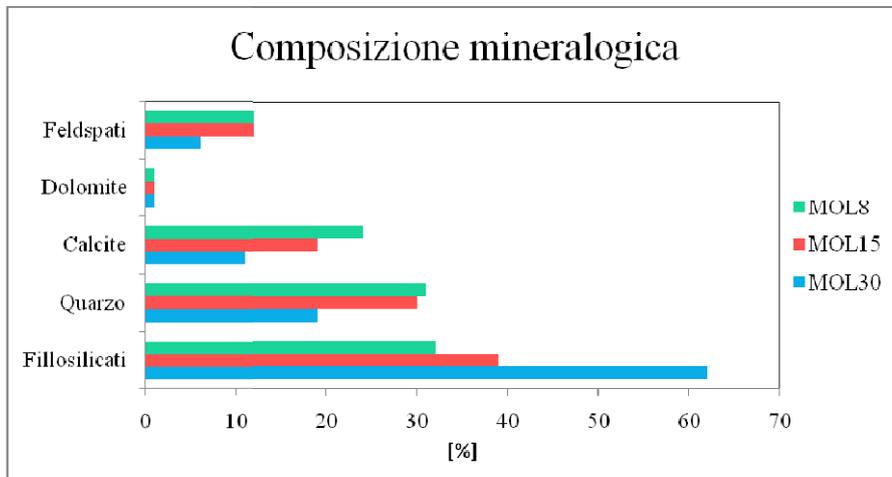


Figura 2.4 - Composizione mineralogica dei campioni.

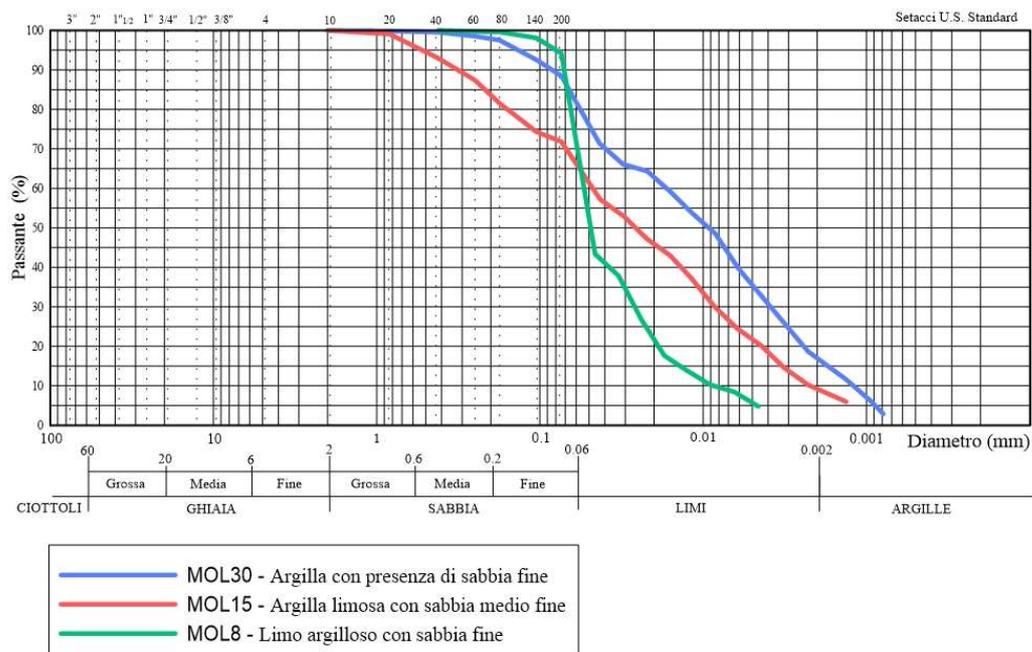


Figura 2.5 - Distribuzione granulometrica dei terreni analizzati.

Dalla figura 2.5 è possibile osservare che le terre più plastiche sono quelle che contengono percentuali maggiori di materiale fine.

Di seguito si riportano alcune fasi del lavoro svolto in laboratorio durante la determinazione dei parametri fisici, granulometrici e mineralogici dei terreni impiegati (Fig.2.6, Fig.2.7 e Fig.2.8).

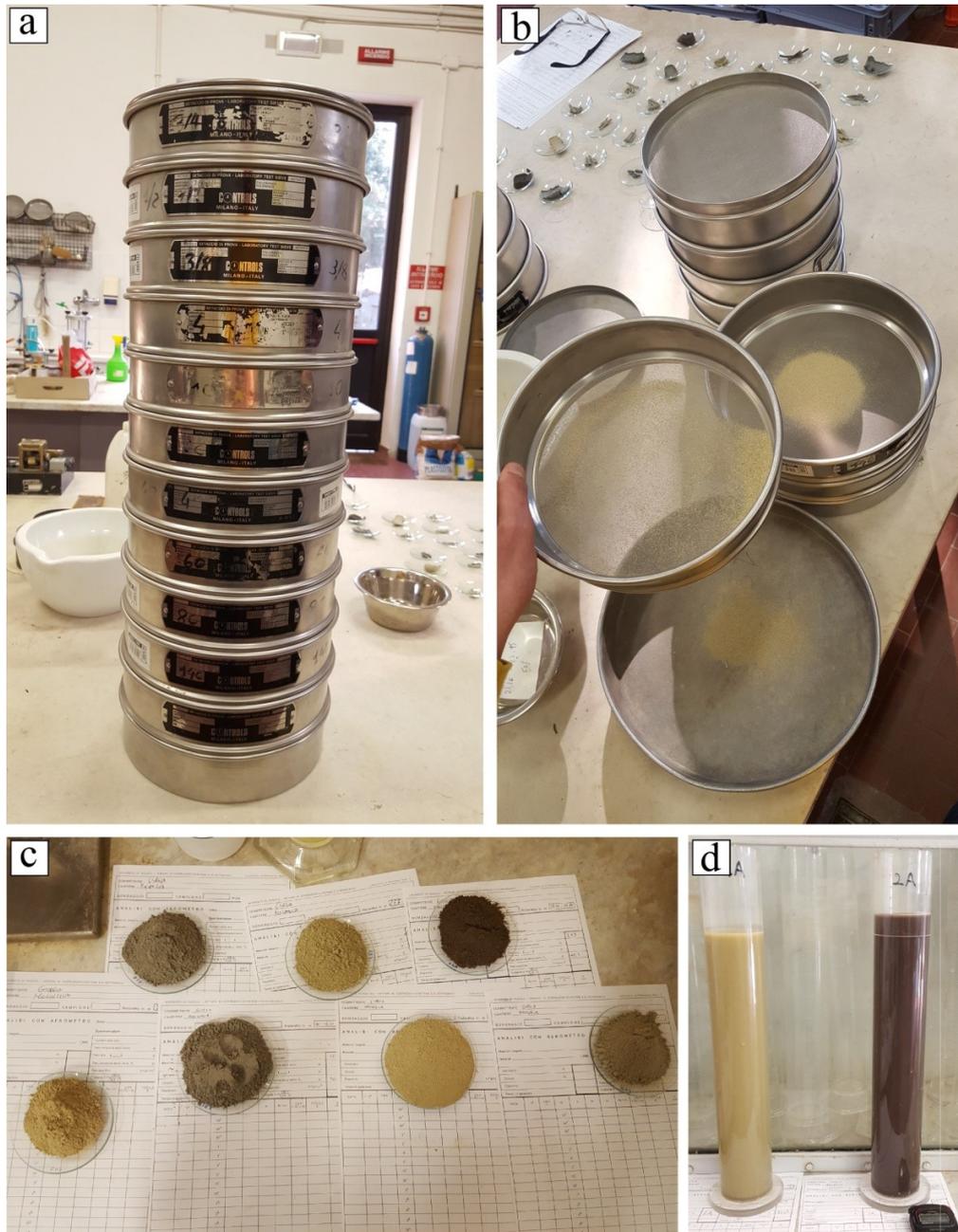


Figura 2.6 - a) e b) serie di setacci; c) terra passante al vaglio 0.075 mm; d) cilindri di sedimentazione.



Figura 2.7 - Determinazione dei limiti: a) cucchiaio di Casagrande utilizzato per la determinazione del limite liquido; b), c) e d) terreni dai quali (attraverso la perdita di acqua) sono stati individuati il WL e WP.

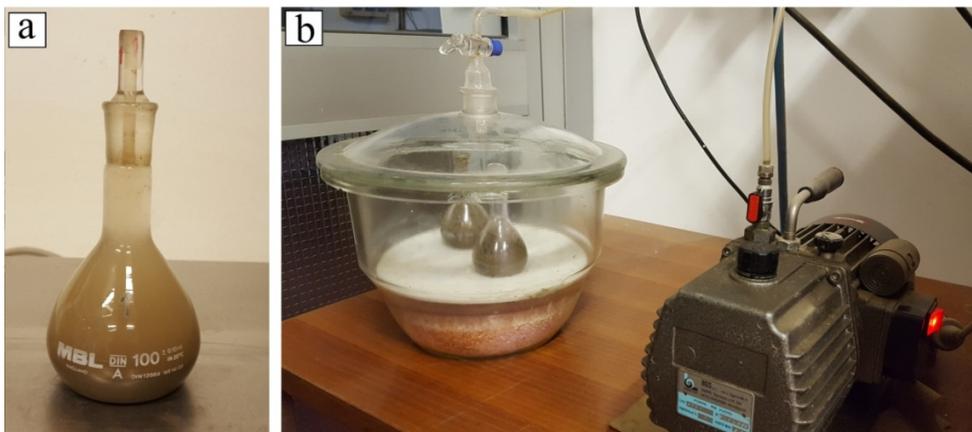


Figura 2.8 - Calcolo del G_s : a) picnometro con terra e acqua; b) motore che aspira l'aria per velocizzare la decantazione del terreno nei picnometri.

2.2. Compattazione delle terre

La procedura adottata per la compattazione delle terre è stata quella standard (AASHTO Standard, T 99) e ci si è serviti di una fustella piccola. Le terre impiegate per la compattazione sono state precedentemente seccate in forno a 105°C per 24 ore. Una volta secche, sono state frantumate fino a passare dal setaccio n.4 (AASHTO). Il terreno è stato disposto in una fustella cilindrica di date dimensioni e compattato mediante un pestello di peso noto e fatto cadere per un fissato numero di volte sul materiale disposto in strati (Tab. 1.1 e in Tab. 1.2).

Impastato il terreno con un certo quantitativo di acqua prestabilito ed avvenuta la compattazione, è stato determinato il peso netto del provino umido del campione (P_u) ed il volume interno della fustella (V); dalla seguente formula è stato perciò ricavata la densità umida del provino:

$$\gamma_u = \frac{P_u}{V}$$

Dai valori della densità umida del provino, γ_u , e del contenuto d'acqua (w) dopo averlo fatto essiccare a 105°C per 24 ore è stato ricavato il peso di volume secco dalla seguente formula:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_u}{1 + w}$$

Quanto sopra descritto è avvenuto per ciascuna terra e con quattro percentuali via via crescenti di acqua in base alle quali la densità secca del materiale sarebbe dovuta aumentare (con i primi due contenuti di acqua) e diminuire (con

gli ultimi due contenuti di acqua).

Riportando in un grafico con in ascissa il contenuto di acqua conferiti al terreno e in ordinata la densità secca calcolate, è stata ottenuta una curva a campana; al vertice della curva corrisponde la massima densità secca (γ_{dm}) in corrispondenza di un certo contenuto di acqua (W_{opt}).

Per ogni terra, sono riportati i dati relativi al contenuto ottimale di acqua e alla densità secca (Tab. 2.4) e le rispettive curve Proctor (Fig. 2.9, Fig. 2.10 e Fig. 2.11). Di seguito si riportano alcune fasi del lavoro svolto in laboratorio durante l'esecuzione delle prove (Fig.2.12 e Fig.2.13).

Tabella 2.4 - *Contenuto ottimo di acqua e densità massima secca di ciascun campione.*

	γ_{dm} [kN/m ³]	W_{opt} [%]
MOL30	16,60	19,60
MOL15	17,98	15,10
MOL8	16,98	17,25

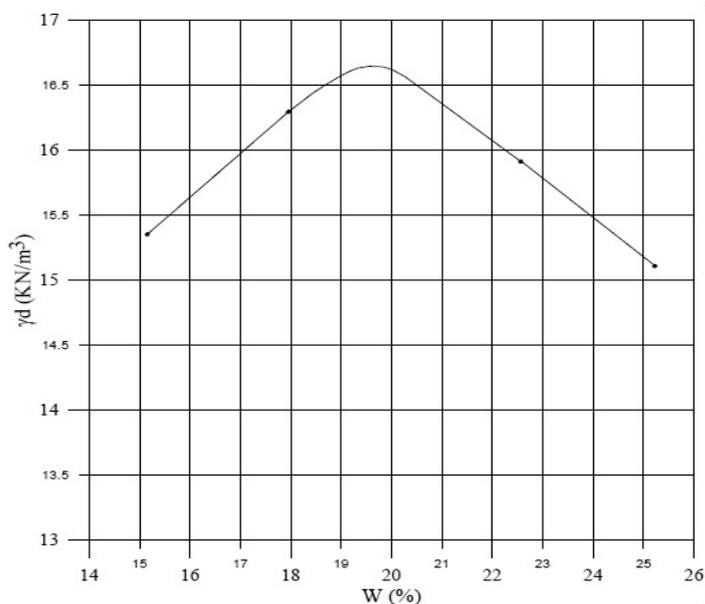


Figura 2.9 - *Curva proctor del campione MOL30.*

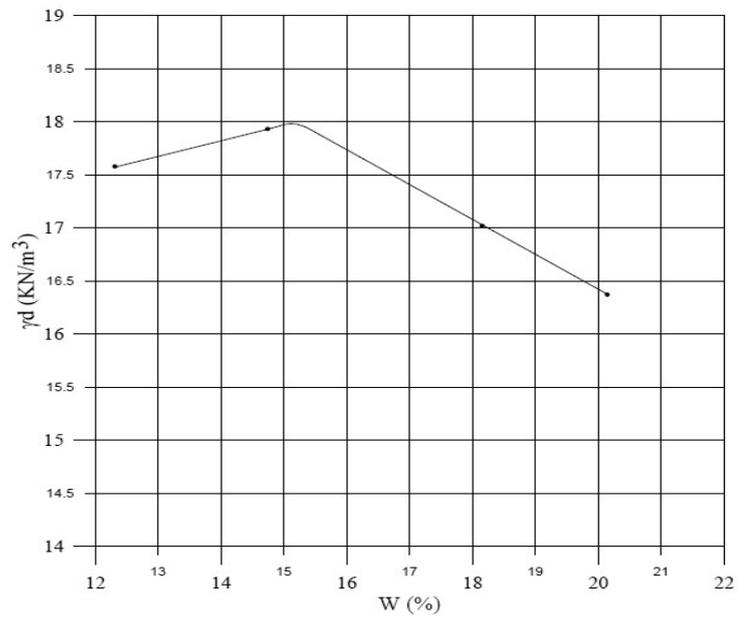


Figura 2.10 - Curva proctor del campione MOL15.

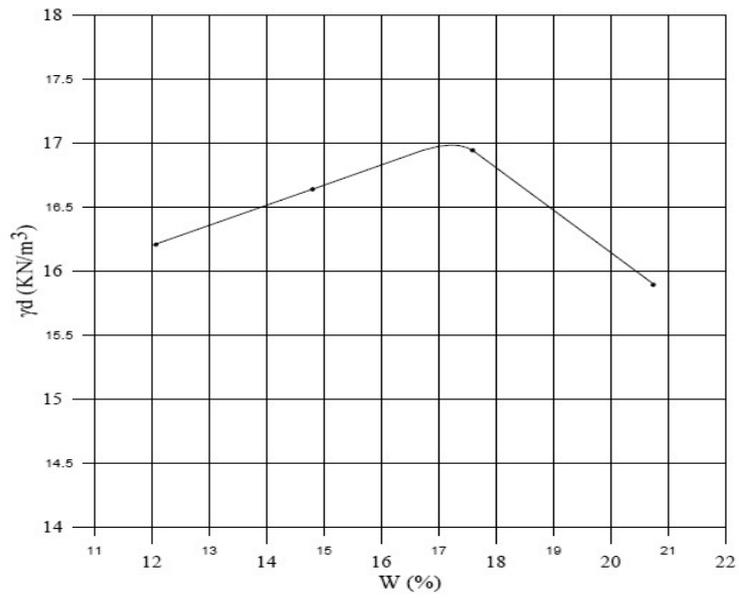


Figura 2.11 - Curva proctor del campione MOL8.



Figura 2.12 - Preparazione della terra. Da a) in d) le fasi di preparazione della terra: frantumazione, conferimento di acqua e impastamento.

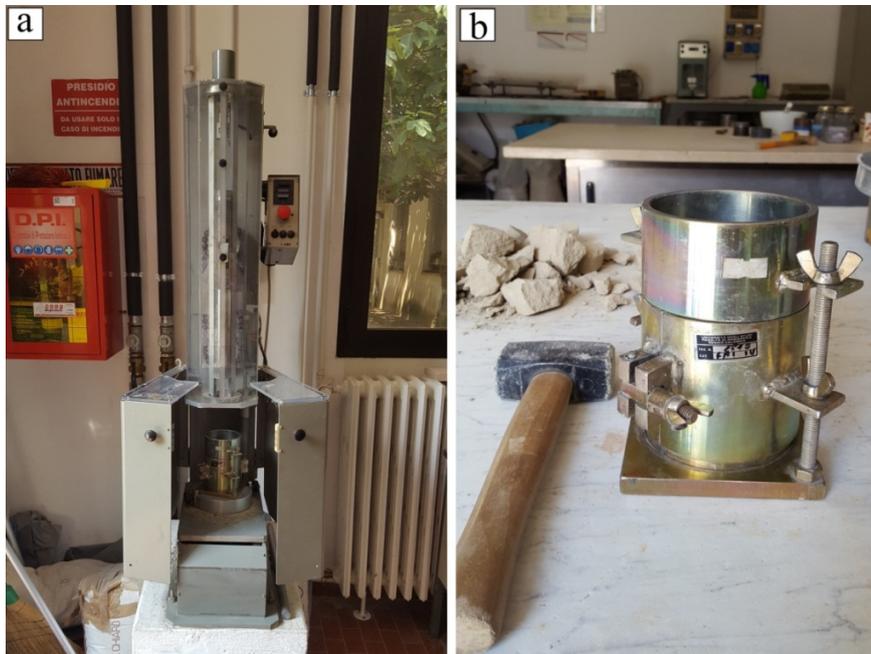


Figura 2.13 - Compattazione. a) Macchina compattatrice con fustella; b) fustella più collare di contenimento del terreno compattato in eccesso.

2.3. Misure di conducibilità idraulica

Sui terreni compattati (nel modo descritto nel paragrafo precedentemente), sono state eseguite prove di permeabilità a carico variabile in cella edometrica (Fig. 2.14c) per determinare i valori di conducibilità idraulica. Si ricorda che il valore minimo di conducibilità idraulica richiesto dalla normativa per lo strato impermeabile nella copertura delle discariche, risulta essere $\leq 10^{-8}$ m/s. Tutti i terreni a seguito della compattazione risultano avere valori di conducibilità minori a quelli imposti dal D.lgs 36/2003.

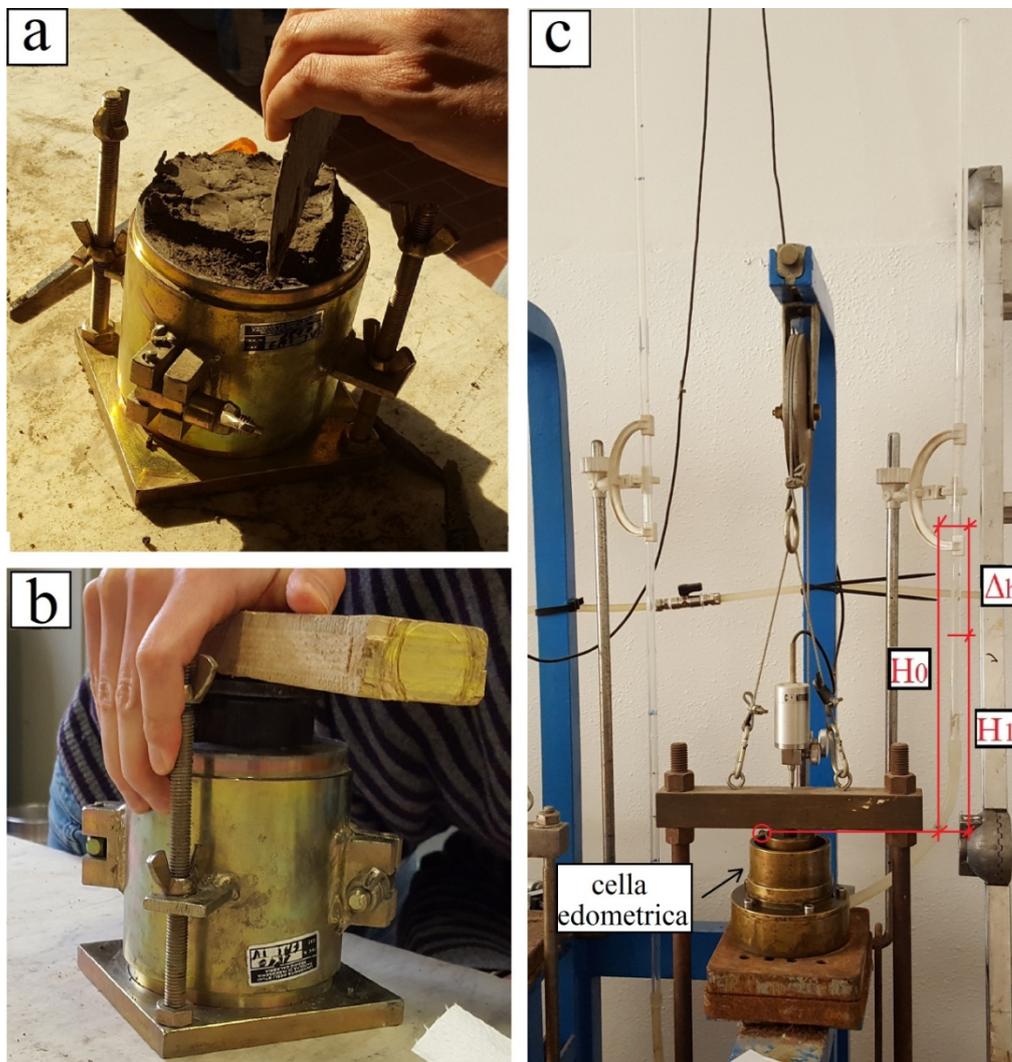


Figura 2.14 - a) fustella con terreno compattato al Wopt; b) prelievo del provino edometrico; c) configurazione sperimentale per la determinazione della conducibilità idraulica in cella edometrica.

Avvenuta la compattazione, è stato prelevato il provino secondo le dimensioni dell'edometro, con dimensioni iniziali del provino pari a:

- Altezza: 2 cm;
- Diametro: 7,05 cm;
- Area: 39,04 cm².

Prima di procedere con le misure di conducibilità idraulica è avvenuta la

saturazione del provino applicando un carico di 5KPa. La scelta di applicare un basso carico è dettata dal voler simulare al meglio la realtà poiché la copertura temporanea delle discariche non possiedono un carico applicato o, qualora presente (per la presenza del terreno), risulta essere comunque ridotto.

Durante la fase di saturazione e in parte anche grazie alla presenza del carico, i provini hanno cambiato la loro altezza. I risultati sono mostrati nel capitolo seguente.

Il tempo di saturazione è stato variabile e dipendente dal tipo di terreno. Avvenuta la saturazione, nella buretta è stato inserito un quantitativo di acqua tale da creare un gradiente idraulico mediamente di 20cm (H₀). Nei giorni successivi il livello dell'acqua è sceso ed è stato misurato (H₁). Per ciascun provino tramite la seguente formula è stata calcolata la conducibilità idraulica del terreno:

$$k = \frac{a l}{A t} \ln \frac{H_0}{H_1}$$

dove:

a = area della buretta [cm²];

l = altezza del provino [cm];

A = area del provino [cm²];

H₀ = altezza iniziale dell'acqua nella buretta [cm];

H₁ = altezza finale dell'acqua nella buretta [cm].

Si sottolinea che sono state effettuate diverse misure a diversi gradienti idraulici per validare la legge di Darcy.

2.4. Congelamento e scongelamento dei provini

Determinato il valore di conducibilità idraulica del campione compattato, è stato preparato un ulteriore campione con le stesse modalità per

sottoporlo ai cicli di gelo-disgelo per simulare quanto avviene alle coperture temporanee delle discariche nei periodi più freddi dell'anno. Tali cicli compromettono i valori di conducibilità idraulica della parte superiore dello strato impermeabile.

Per simulare i cicli di gelo-disgelo, ci si è serviti di un dispositivo sperimentale sviluppato presso il Dipartimento di Geoscienze dell'Università di Padova in collaborazione con il CNR-IGG (Consiglio Nazionale di Ricerca, Istituto di Geoscienze e Georisorse). Si tratta perciò di un prototipo costituito da una scatola controllata termostaticamente all'interno della quale vi è un liquido antigelo (nel quale viene posta la cella edometrica contenente il provino).

Il dispositivo consiste in un sistema di 12 celle di Peltier che garantiscono una precisa regolazione della temperatura tramite un controllo elettronico. Il dispositivo di regolazione della temperatura è collegato ad un sistema di circolazione dell'acqua (Fig. 2.15); il tutto è completato con un degasatore termico e da dispositivi di sicurezza (Dalla Santa et. al., 2016).

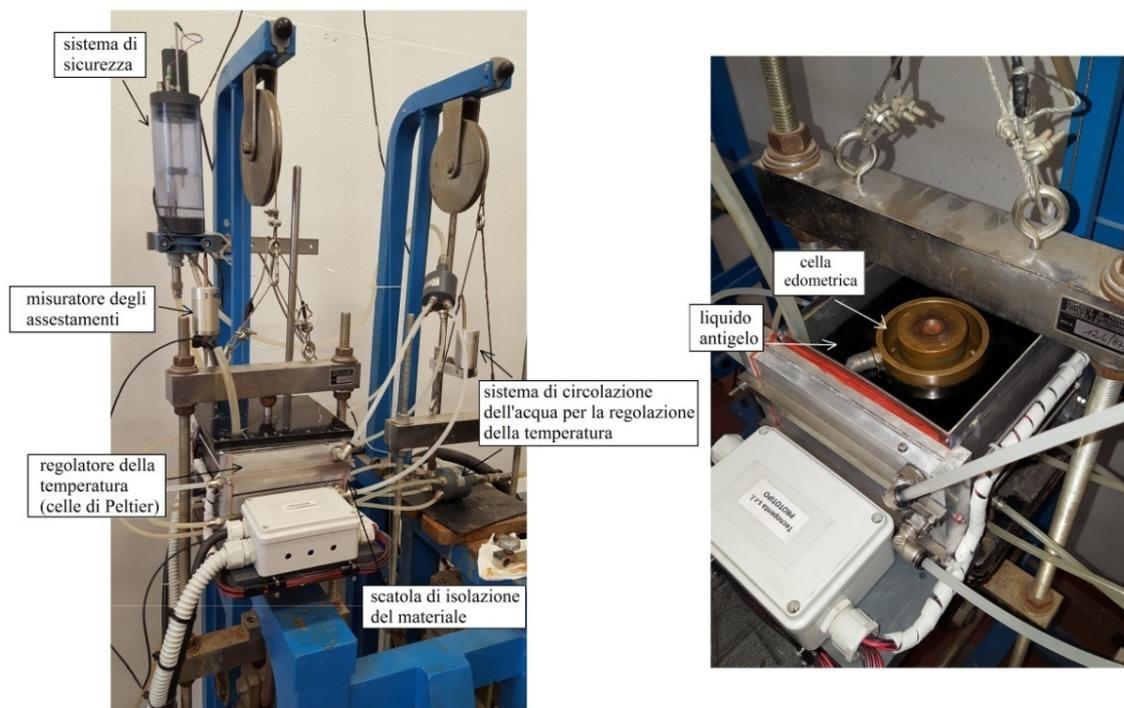


Figura 2.15 - a sinistra) Configurazione sperimentale del test in condizioni termiche controllate; a destra) dettaglio dell'interno della scatola di isolamento con la cella edometrica immersa nel liquido antigelo.

Per simulare le condizioni reali in laboratorio sono stati effettuati 7 cicli termici per ogni provino di terreno, in questo modo perciò si è cercato di simulare le condizioni termiche comprimendo la scala temporale. L'intervallo termico imposto è stato di $[-5,5^{\circ}\text{C}; +5^{\circ}\text{C}]$ e anche qui il carico applicato imposto è stato di 5KPa. I provini sono stati fatti congelare e scongelare mediamente verso le ore 18.00 e le ore 9.00 del giorno dopo. Le temperature e le deformazioni sono state continuamente registrate e il test si è concluso quando non si sono verificate più significative variazioni ($<0,036\text{mm}$) nei cedimenti o nei rigonfiamenti del terreno.

Al termine dei cicli di gelo e disgelo, la cella edometrica è stata rimossa dal dispositivo e solo successivamente, previa saturazione, è avvenuto il calcolo della conducibilità idraulica (nella stessa modalità descritta nel capitolo

precedente).

E' importante sottolineare che al termine dei cicli di gelo-disgelo, la deformazione verticale registrata, subisce un ulteriore cambiamento non appena il provino viene saturato per effettuare le misure di conducibilità idraulica. Perciò, tenendo conto della nuova altezza del provino, sono stati calcolati i valori di conducibilità idrauliche dei provini di terreno.

2.5. Essiccamento dei campioni

Dopo aver misurato i valori di conducibilità idraulica iniziale del campione compattato, proprio come fatto per i cicli di gelo e disgelo, è stato riprodotto un ulteriore campione da sottoporre ad essiccamento. I campioni di terreno perciò sono stati posti in forno a 60°C per 24 ore.

La scelta della temperatura mira a riprodurre il calore endogeno prodotto dalla decomposizione dei rifiuti che, sulle basi dei dati presenti in letteratura (Collins,1993; Yoshida et al., 1996), potrebbero essere raggiunte.

Rimossi i campioni dal forno e confrontando le dimensioni finali del provino con le dimensioni iniziali è stato possibile osservare un restringimento volumetrico misurato mediante la seguente formula:

$$\varepsilon_v = \frac{V_i - V_f}{V_i}$$

I risultati sono illustrati nel capitolo seguente.

Per garantire una corretta misura della permeabilità i campioni sono stati siliconati e solo dopo aver fatto asciugare il silicone è stato fatto saturare il provino all'interno della cella edometrica con conseguente misurazione della conducibilità idraulica.

Per avere conferma dei risultati, è stata determinata la conducibilità idraulica di

un provino con le medesime caratteristiche di compattazione in cella triassiale consolidata e non drenata (TRX-CU). I risultati ottenuti hanno validato i valori di conducibilità idraulica ottenuti con il carico variabile.

La figura 2.16 mostra quanto stato fatto in laboratorio.

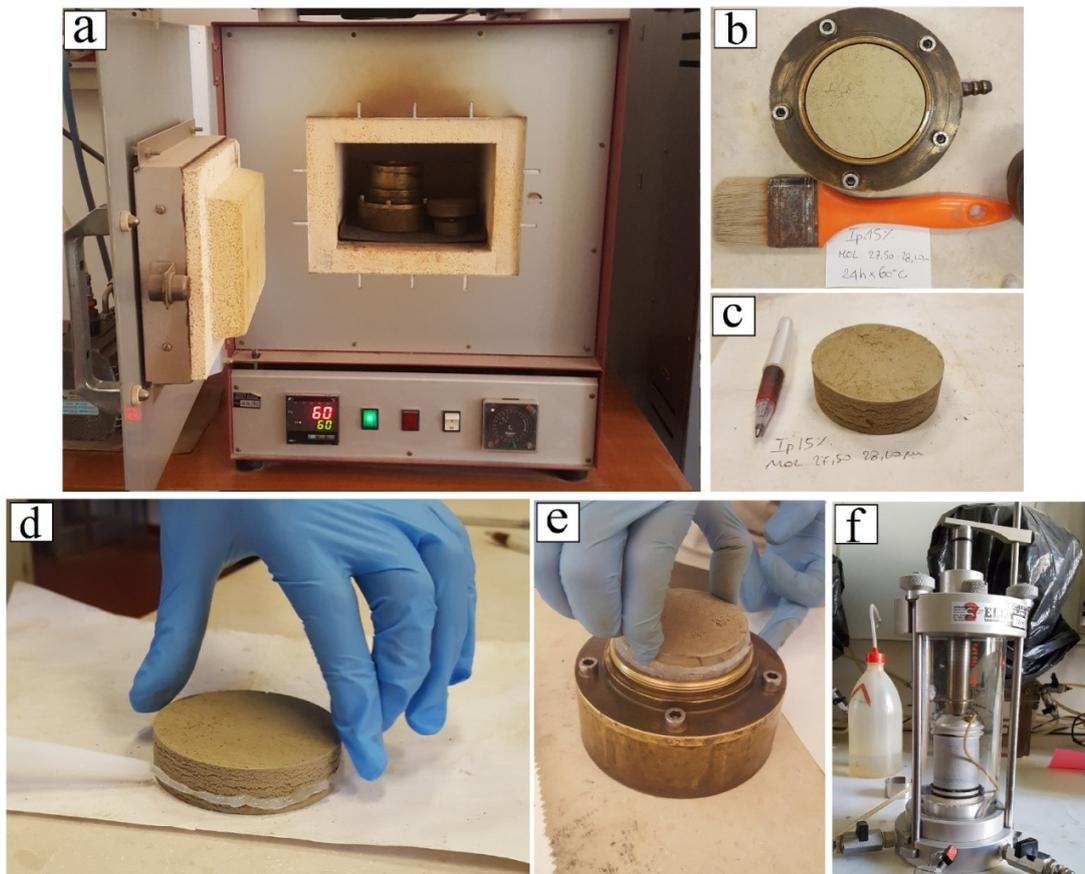


Figura 2.16 - a) Cella edometrica in forno a 60°C; b) e c) provino essiccato; d) e e) silconamento del provino e posizionamento in anello edometrico; f) determinazione di k in cella triassiale.

3. RISULTATI

3.1. Deformazione verticale indotta dai cicli di gelo-disgelo sui provini

Conoscere la deformazione verticale subita dai provini durante i cicli di gelo-disgelo serve per effettuare le misure di conducibilità idraulica. Le figure (Fig. 3.1, Fig.3.2 e Fig.3.3) perciò, mostrano i cedimenti o i rigonfiamenti che i campioni subiscono nel tempo via via che si ripetono i cicli di gelo-disgelo.

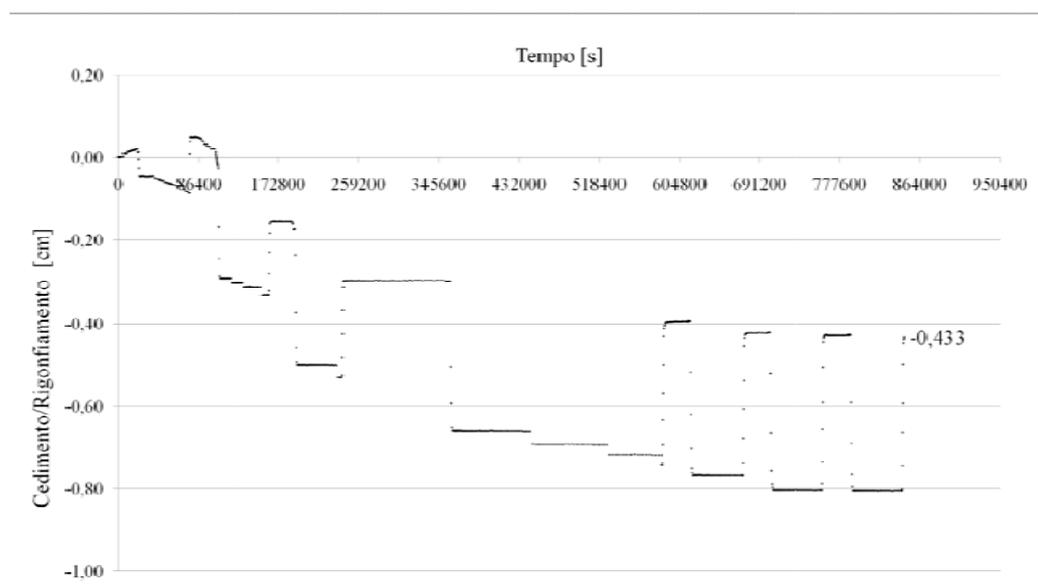


Figura 3.1 - *Variazione di altezza del campione MOL30.*

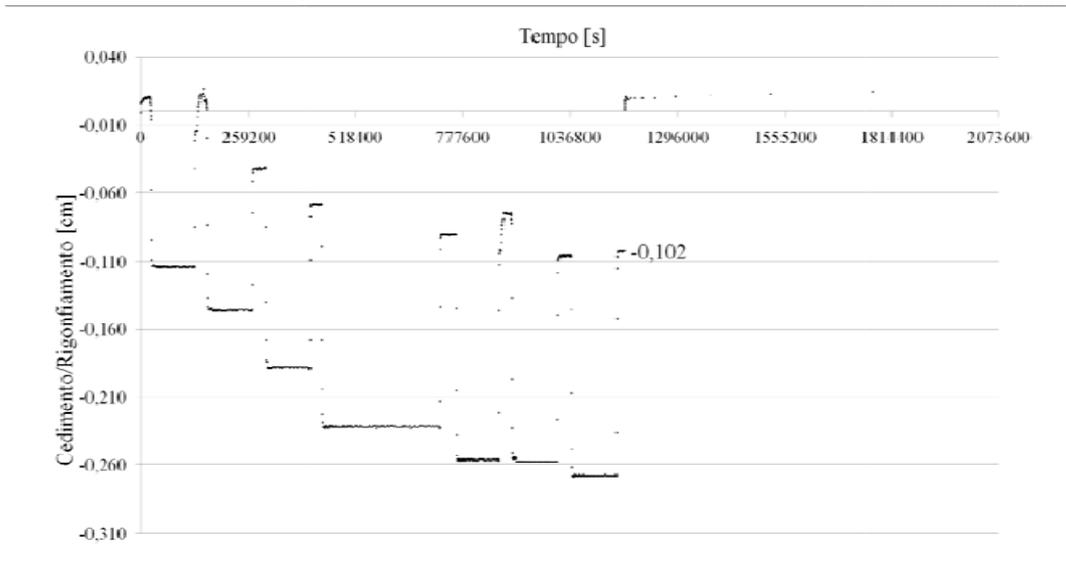


Figura 3.2 - *Variazione di altezza del campione MOL15.*

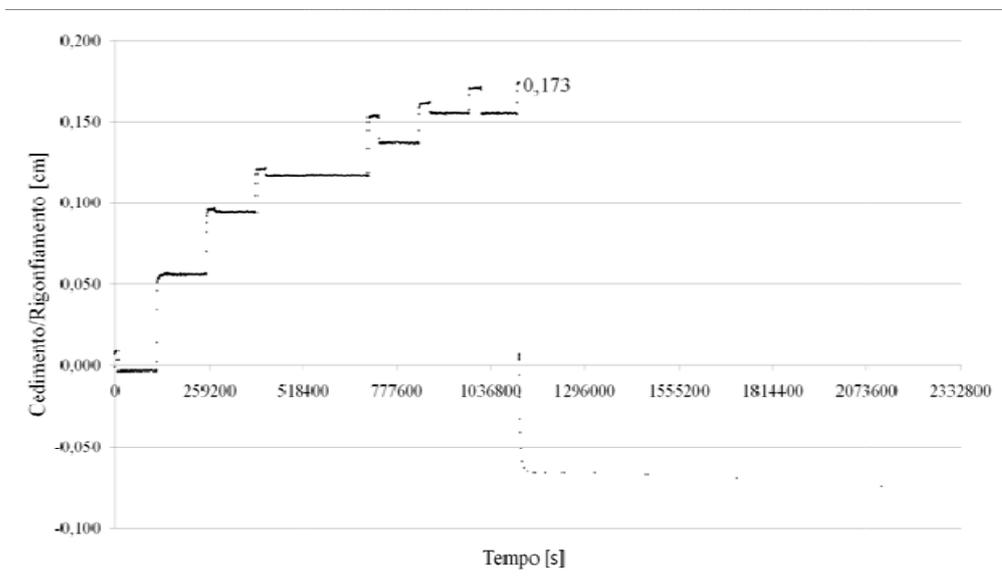


Figura 3.3 - *Variazione di altezza del campione MOL8.*

E' possibile osservare come i campioni MOL30 e MOL15 subiscano cedimento con il ripetersi dei cicli passando pertanto da una altezza iniziale di 2 cm ad una finale rispettivamente di 1,567 cm e 1,898 cm; il campione MOL8 a seguito dei cicli di gelo-disgelo subisce un rigonfiamento di 0,173 cm con una altezza finale pari a 2,173 cm. Alla deformazione verticale subita dai campioni a seguito dei cicli di gelo e disgelo, si aggiunge la deformazione verticale dovuta alla presenza del carico ed alla saturazione in cella edometrica (indispensabile per condurre le misure di k). Le altezze corrette in fase di calcolo della conducibilità idraulica sono le seguenti (Tab. 3.1)

Tabella 3.1 - Altezza dei provini utilizzate per determinare il parametro k .

	Altezza provini dopo la saturazione*		
	No cicli	dopo gelo-disgelo	post forno
MOL30	2,032	2,034	2,080
MOL15	1,995	2,009	1,804
MOL8	1,996	1,990	1,885

**Le altezze di pre-saturazione sono pari a 2 cm; carico = 5KPa*

3.2. Restringimento volumetrico

A seguito dell'essiccamento in forno i campioni hanno mostrato un restringimento volumetrico differente (Tab 3.2): in figura 3.4 sono rappresentati le variazioni di volume maturate a seguito dell'essiccamento e in figura 3.5 è rappresentata la contrazione volumetrica subita dai campioni.

Tabella 3.2 - Dimensione dei provini e restringimento volumetrico

Dimensioni dei provini				
Pre-forno				
	Altezza [cm]	Diametro [cm]	Area [cm ²]	Volume [cm ³]
MOL30	2	7,05	39,04	78,07
MOL15	2	7,05	39,04	78,07
MOL8	2	7,05	39,04	78,07
Post-forno				
	Altezza [cm]	Diametro [cm]	Area [cm ²]	Volume [cm ³]
MOL30	1,75	6,75	35,78	62,62
MOL15	1,81	6,9	37,39	67,68
MOL8	1,87	6,95	37,94	70,94

Restringimento volumetrico			
	MOL30	MOL15	MOL8
ε_v [%]	19,79	13,31	9,13

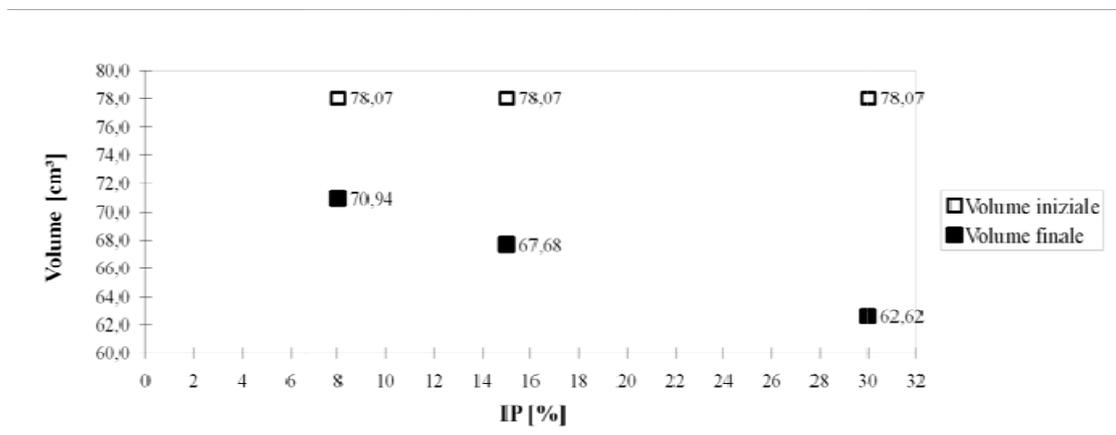


Figura 3.4 - Volumi iniziali e finali di ciascun campione a seguito dell'essiccamento.

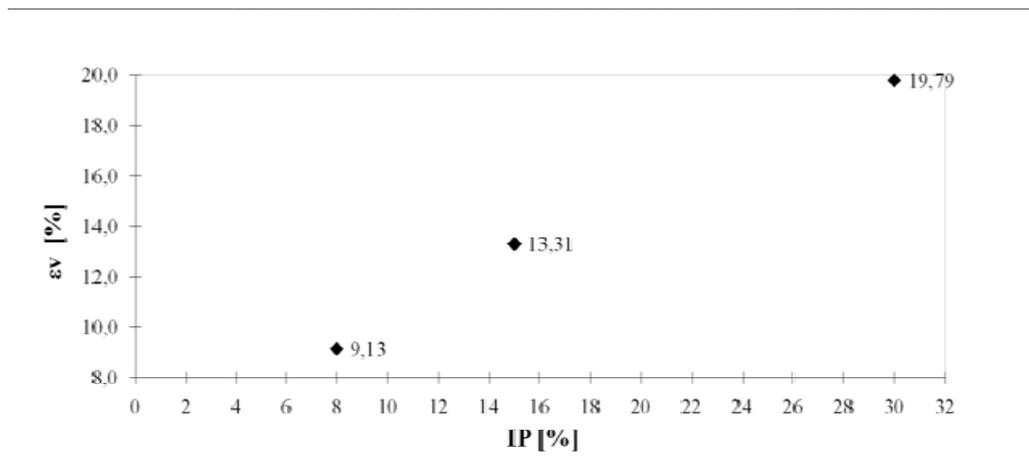


Figura 3.5 - Restringimento volumetrico dei provini.

Sulla base dei restringimenti volumetrici, è stato calcolato l'indice dei vuoti "e" sui campioni (prima e dopo le sollecitazioni termiche) dalla seguente formula:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\gamma_w G_s}{P_s} V - 1$$

dove,

V_s = volume del solido (inclusa l'acqua adsorbita)

V_v = volume dei vuoti

G_s = peso specifico dei grani

V = volume del provino

P_s = peso del solido.

Nella tabella 3.3 sono riportati i valori dell'indice dei vuoti calcolati.

Tabella 3.3 - Indice dei vuoti

	Indice dei vuoti e		
	iniziale	dopo gelo-disgelo	post forno
MOL30	0,75	0,78	0,65
MOL15	0,58	0,58	0,43
MOI.8	0,65	0,69	0,55

3.3. Conducibilità idraulica

In tabella 3.4 sono riportate le misure di conducibilità idraulica (k):

- 1) al momento della compattazione con il contenuto di acqua ottimo;
- 2) a seguito dei cicli di gelo-disgelo;
- 3) dopo l'essiccamento prodotto nel forno.

Tabella 3.4 - Valori di conducibilità idraulica dei campioni.

	<i>Conducibilità idraulica [m/s]</i>				
	Iniziale	Gelo-Disgelo		Essiccamento	
	k1	k2	k2/k1	k3	k3/k1
MOL30	1,03E-10	5,80E-10	5,65	1,27E-10	1,24
MOL15	2,90E-10	5,67E-09	19,57	9,45E-10	3,26
MOL8	3,95E-10	3,92E-09	9,94	1,44E-09	3,66

I seguenti grafici (Fig. 3.6 e Fig. 3.7) rappresentano il confronto tra i valori iniziali di conducibilità idraulica ed i valori a seguito dei cicli di gelo-disgelo ed essiccamento di ciascun provino in funzione del loro IP.

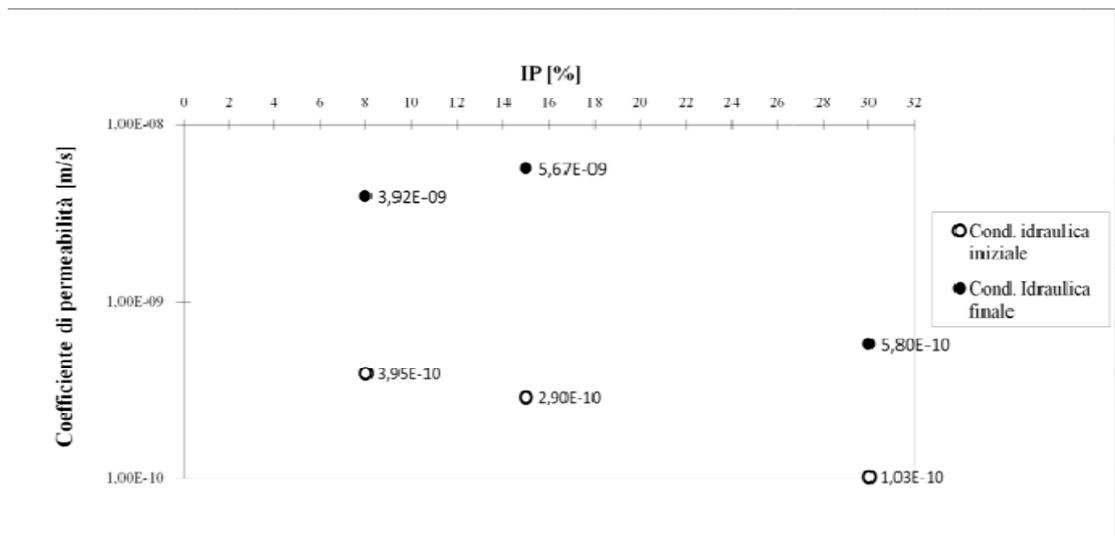


Figura 3.6 - Andamento della conducibilità idraulica in funzione dell'IP a seguito dei cicli di gelo-disgelo.

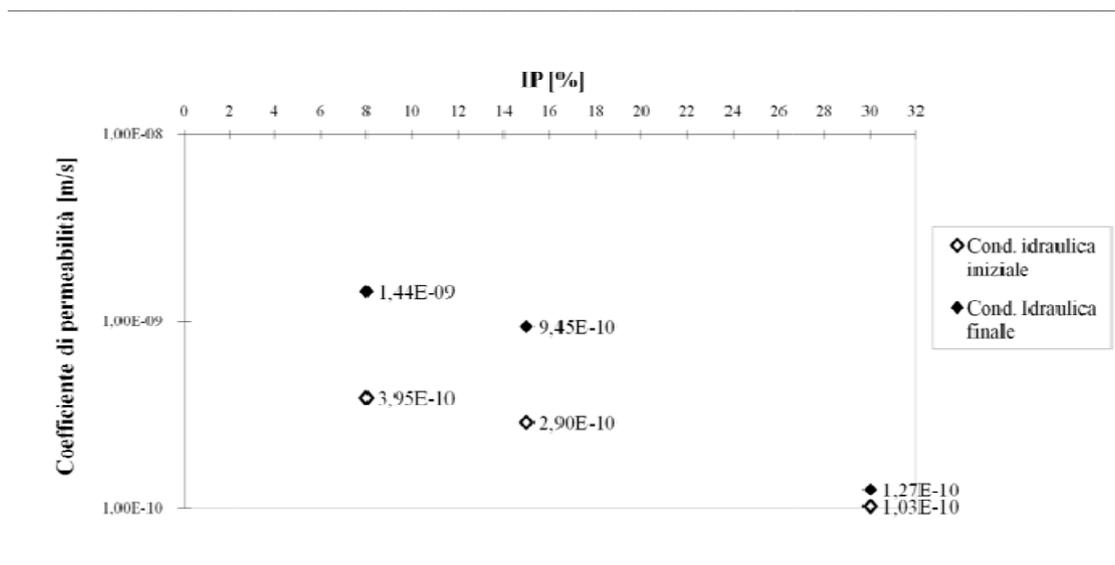


Figura 3.7 - Andamento della conducibilità idraulica in funzione dell'IP a seguito dell'essiccamento.

Per analizzare le prestazioni idrauliche delle barriere impermeabili è stato calcolato (Aldaeef e Rayhani, 2015, Sterpi, 2015) il valore della conducibilità idraulica normalizzata che, come detto nel Capitolo 1 è il rapporto tra il valore di k finale sul valore di k iniziale. Per un miglior confronto della suscettibilità dei provini a seguito dei cicli di gelo-disgelo ed essiccamento in forno è stato realizzato un unico grafico riassuntivo (Fig. 3.8).

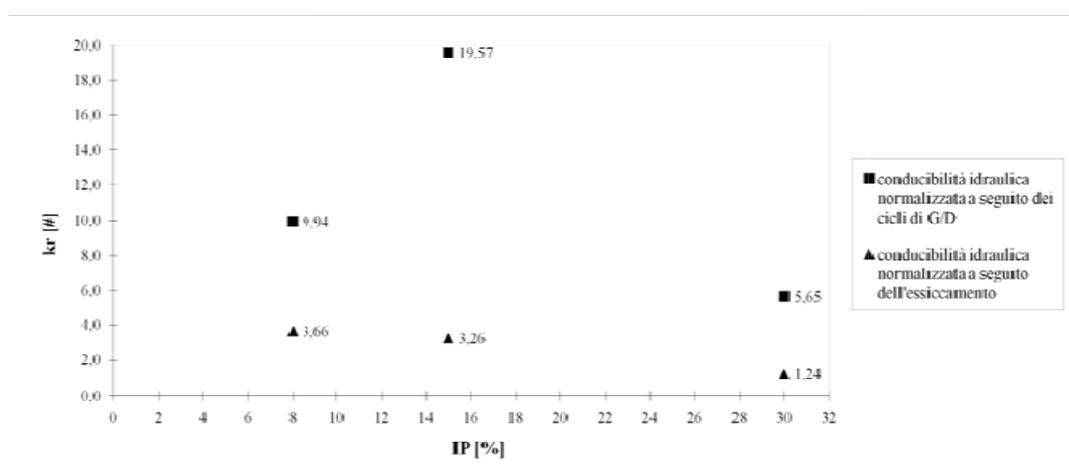


Figura 3.8 - Andamento della conducibilità idraulica normalizzata "kr" in funzione dell'IP.

Come si può ben osservare, tutti i campioni analizzati subiscono delle variazioni maggiori del parametro k a seguito dei fenomeni di gelo-disgelo rispetto ai fenomeni di essiccamento.

4. DISCUSSIONI

4.1. Cicli di gelo-disgelo

Le figure 3.1, 3.2 e 3.3 mostrano l'evoluzione dell'altezza dei provini nel tempo. La durata del congelamento e dello scongelamento è stata rispettivamente di circa 15 e 9 ore per ciascun ciclo. Le fasi più lunghe (le quarte) sono da attribuire alla chiusura del laboratorio nel fine settimana nel quale i provini sono rimasti ghiacciati. Questi intervalli temporali, come messo in evidenza da Dalla Santa et al., (2015), risultano essere idonei per la realizzazione dei cicli nell'anello edometrico. Come precedentemente osservato, a seguito dei cicli, i campioni subiscono cedimenti o rigonfiamenti in base alle caratteristiche fisiche e mineralogiche del terreno. Una volta idratati per effettuare le misura di conducibilità idraulica, le terre che subiscono cedimento tendono a rigonfiarsi coerentemente al loro coefficiente di attività e al loro contenuto mineralogico, il campione MOL8 che invece ha subito rigonfiamento, durante la saturazione e per la presenza del carico applicato, subisce cedimento (Tab.3.1).

Dai risultati di conducibilità idraulica ottenuti, è stato osservato un aumento della conducibilità idraulica per tutti i terreni utilizzati, in alcuni casi, questo aumento ha implicato un cambiamento di un ordine di grandezza del valore di k .

Dalla figura 3.8 è possibile osservare che il terreno più suscettibile ai cicli di gelo-disgelo risulta essere quello con indice plastico pari a 15.

Il parametro k_r , mostra come il terreno con $I_p=15$ subisca una variazione maggiore della k rispetto agli altri due terreni.

Sebbene anche il terreno con $I_p=8$ subisca una modesta ma inferiore variazione della conducibilità idraulica rispetto al campione con IP 15, il meno suscettibile ai cicli di gelo-disgelo risulta essere il campione MOL30.

Il campione con IP 30 è un terreno attivo con un contenuto in fillosilicati pari al 62% ed una frazione argillosa del 16% (vedi Tab. 2.2 e Tab. 2.3). La così bassa variazioni di conducibilità idraulica misurata nel campione può essere attribuita all'assenza delle fratture realizzatesi durante il ripetersi dei cicli. Questo è da attribuire alla presenza dei minerali argillosi attivi presenti nelle argille altamente plastiche, le quali tendono ad avere un maggior quantitativo di acqua adsorbita per la presenza dei minerali argillosi attivi e quindi a possedere meno acqua per la formazione delle lenti di ghiaccio che indurrebbe la formazione di fratture con il conseguente aumento del parametro k . Questo risulta in accordo con quanto affermato da Tsytoovich (1975) e Chamberlin et. al nel 1990.

Sebbene mineralogicamente le terre con $I_p=8$ e 15 siano molto simili, si può giustificare una maggiore suscettibilità del campione MOL15 confrontando i coefficienti di attività. Il campione MOL8, risulta essere un terreno non attivo con una frazione argillosa (passante al setaccio n.200 ASTM) minima a differenza del campione MOL15 (terreno attivo) il quale presenta al suo interno una frazione di fine pari all'8%.

Tutto ciò, giustificherebbe una suscettibilità maggiore del terreno contenente una percentuale di fine più alta poiché è abbondantemente dimostrato che i terreni a granulometria maggiore risultano essere meno compromessi dalle sollecitazioni termiche.

4.2. Essiccamento in forno

Come messo in evidenza dalla figura 3.5 i campioni essiccati in forno subiscono un restringimento volumetrico proporzionalmente al loro indice plastico e pertanto, il campione che subisce un restringimento volumetrico maggiore è il terreno avente IP 30.

Tutto ciò, risulta essere in accordo con i valori del w_{opt} (vedi Tab. 2.4) che tra tutti e tre i terreni assume il valore maggiore proprio nel campione MOL30. Questo terreno quindi ha un maggior contenuto di acqua e quindi quantitativi maggiori di acqua da poter perdere. Anche dalle curve granulometriche (Fig.2.5) si può trovare la conferma alla maggior variazioni volumetrica del campione MOL30 poiché si può osservare per i terreni progressivamente più plastici un aumento della percentuale di materiale fine (passando da 16 a 0 come si può vedere in tabella 2.2) che implica un elevato contenuto di acqua adsorbita che poi sarà disponibile per l'evaporazione.

Il campione MOL15 invece, sebbene abbia il w_{opt} più basso rispetto al campione MOL8, a seguito dell'essiccamento risponde con un maggior restringimento volumetrico. Qui, non è possibile pertanto giustificare il restringimento volumetrico dalla percentuale di acqua conferita durante la compattazione, si può fare riferimento, invece, solamente al contenuto maggiore di materiale fine e al suo coefficienti di attività che lo classifica come un terreno attivo a differenza del provino MOL8. Per tale motivo, avendo frazione fine e quantitativi di acqua adsorbita maggiori, gli effetti dell'essiccamento risultano essere più spinti.

Dalla figura 3.8 è possibile osservare i bassi valori assunti dal parametro k_r . E' ben visibile come l'essiccamento non generi una notevole variazione di

conducibilità idraulica in nessun terreno e, sebbene nel campione MOL8 l'ordine di grandezza cambi, il valore di k_r risulta essere comunque molto basso (3,66).

Il valore di k_r per il campione MOL30 invece, risulta ancora il più basso e pari ad 1,24.

A differenza dei risultati di k osservati a seguito dei cicli di gelo-disgelo, è possibile osservare un minor impatto dell'essiccamento sui terreni (Fig. 3.8). Questo può essere attribuito al fatto che, durante l'essiccamento, si generano delle fratture dovute all'evaporazione dell'acqua e, a seguito della saturazione per misurare i valori di conducibilità idraulica, i terreni subiscono il "selfhealing". Questo fenomeno, tradotto come "auto-guarigione" comporterebbe la chiusura delle fratture dei terreni più attivi e quindi un ripristino dei valori della conducibilità idraulica ai valori iniziali. Per tale motivo, è chiaramente evidente che il terreno meno plastico risente maggiormente (rispetto agli altri terreni) dell'essiccamento.

4.3. Indice dei vuoti

Dalla tabella 3.3, è possibile osservare in linea generale, un aumento del tasso dei vuoti a seguito dei cicli di gelo e disgelo (a causa dell'aumento di volume indotto dal passaggio acqua-ghiaccio) e una diminuzione successivamente all'essiccamento in forno (a seguito del restringimento volumetrico). Osservando il valore dell'indice dei vuoti del campione MOL15, all'inizio e alla fine dei cicli di gelo-disgelo, il valore di e rimane costante. In questa situazione, l'aumento della conducibilità idraulica del campione (Tab.3.3) non trova riscontro nell'inevitabile variazione dell'indice dei vuoti che dovrebbe verificarsi. Anche per gli altri due provini, l'aumento di conducibilità idraulica non è confermato dall'aumento dell'indice dei vuoti. Vi sono pertanto

dei cambiamenti macrostrutturali all'interno della struttura del terreno a seguito delle sollecitazioni termiche.

4.4. Effetti combinati dei cicli di gelo-disgelo ed essiccamento sulla barriera impermeabile

A livello cautelativo nella pratica, il D.Lgs 36/2003 richiede per la barriera impermeabile uno spessore ≥ 0.5 m e un valore di conducibilità idraulica $\leq 10^{-8}$ m/s. L'eventuale acqua meteorica accumulatasi sopra la copertura temporanea, stando al rapporto k/s, dovrebbe impiegare un tempo \geq ai 578 giorni per filtrare attraverso la barriera impermeabile della copertura.

I terreni utilizzati in questo elaborato di tesi, successivamente alla compattazione, hanno tutti dei coefficienti di conducibilità idraulica inferiori rispetto ai limiti della normativa.

Poiché le condizioni più critiche, come riportato nel sottocapitolo 1.5.3, risultano essere quella estiva e quella invernale, lo spessore iniziale di 0,5 m risulterebbe ridotto a 0,30 m poiché i restanti 20 cm risultano essere compromessi dalle sollecitazioni termiche. Come precedentemente detto, infatti, nella parte alta 10 cm sono danneggiati in maniera irreversibile dai cicli di gelo-disgelo, mentre, i restanti 10 cm inferiori sono, invece, compromessi dal calore endogeno prodotto dal corpo dei rifiuti (Fig.4.1).



Figura 4.1 - Condizioni finali dello strato impermeabile.

Considerando la messa in opera dei due terreni maggiormente danneggiati a seguito delle sollecitazioni termiche (MOL8 e MOL15), si può osservare quanto segue:

- l'acqua meteorica prodotta sulla barriera impermeabile realizzata con il terreno avente caratteristiche del provino MOL8, impiegherebbe un tempo di circa 40 anni per filtrare attraverso lo strato; a seguito delle sollecitazioni termiche questo tempo si ridurrebbe a 27 anni.
- In una barriera realizzata con del terreno dal quale è stato prelevato il campione MOL15 invece, passerebbe da un tempo di 55 anni ad uno di 37.

Sebbene questi tempi risultano molto superiori ai limiti imposti dalla normativa, è chiaramente evidente come le sollecitazioni termiche possano far diminuire i tempi di filtrazione in modo più che significativo.

Supponendo pertanto di avere un terreno con un valore di conducibilità idraulica ai limiti della normativa durante la realizzazione delle coperture temporanee, è chiaramente evidente ed indispensabile prendere in considerazione questi fenomeni.

Poiché l'oggetto del lavoro di tesi è stato proprio individuare gli effetti sulla conducibilità idraulica prodotti dalle sollecitazioni termiche nell'attesa della realizzazione della barriera di copertura definitiva, si può concludere affermando che vi è la possibilità di andare incontro ad un aumento della conducibilità idraulica anche in maniera non trascurabile andando così non solo a non rispettare i limiti imposti dalla normativa, ma anche a generare inquinamento diffuso nelle matrici ambientali lì dove si abbia a che fare con percolati pericolosi.

5. CONCLUSIONI

In conclusione, il lavoro di tesi dimostra che i terreni coesivi, compattati e impiegati per la realizzazione dello strato impermeabile nelle coperture temporanee delle discariche sono sensibili alle sollecitazioni termiche in termini di conducibilità idraulica.

Le conclusioni principali sono pertanto le seguenti:

1. Coerentemente a quanto presente in letteratura (Chamberlain e Gow, 1979, Qi et al., 2006 e Otham et al., 1994), i cicli di gelo-disgelo permettono il verificarsi di aumenti di k anche di un ordine di grandezza. Quanto affermato dagli autori è stato riscontrato nel campione MOL15 in cui il valore di k aumenta da $2,90 \cdot 10^{-10}$ m/s a $5,67 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Come affermato da Chamberlin et. al nel 1990, i valori di conducibilità idraulica dipendono dal tipo di terreno e dalle caratteristiche fisiche e mineralogiche, infatti, i terreni meno sensibili agli effetti di gelo disgelo, sono quelli più plastici poiché non posseggono acqua a sufficienza nei pori per generare fratture; quelli più sensibili invece, sono i terreni attivi con IP medio-basso che nel lavoro di tesi è pari a 15; Infine, viene ulteriormente smentito quanto osservato da Othman e Benson (1992), i quali affermavano che non vi fosse nessuna dipendenza dei valori di conducibilità idraulica a seguito dei cicli di gelo-disgelo con le caratteristiche dei terreni.

2. i risultati dell'essiccamento in forno, sono coerenti a quanto evidenziato da White nel 1994. I terreni ad alto IP hanno maggiore capacità di assorbimento dell'acqua e questo alla fine si traduce in una perdita di acqua dovuta all'essiccamento superiore rispetto ai suoli a basso IP. Per

tale motivo le terre con IP maggiore subiscono un maggior restringimento volumetrico.

I risultati di k ottenuti confermano la sensibilità dei terreni meno plastici poiché caratterizzati da una presenza minore di minerali attivi che fanno in modo che non si verifichi il fenomeno del self-healing non appena saturati; cosa che accade nei terreni molto plastici, come visto per il campione MOL30;

3. confrontando le variazioni di k subite dai terreni, nei cicli di gelo-disgelo, si evince una maggiore suscettibilità di tutti i campioni rispetto all'essiccamento poiché l'espansione prodotta dal ghiaccio nelle fratture non solo implica la formazione di fratture non appena il ghiaccio si scioglie, ma comporterebbe anche la rottura delle particelle di argilla andando a compromettere le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni (Sterpi, 2015), pertanto un maggior aumento dei valori di k .

Riassumendo quindi, il campione avete $IP=15$ risulta essere più sensibile ai cicli di gelo-disgelo mentre il campione con $Ip=8$, risulta, invece, più sensibile ai fenomeni di essiccamento. Tuttavia i cicli di gelo-disgelo rispetto all'essiccamento risultano più invasivi in termini di variazioni di conducibilità idraulica.

Concludendo, sebbene il terreno con IP pari a 30 risulti il meno sensibile alle sollecitazioni termiche è comunque preferibile utilizzare dei terreni con IP inferiori poiché più facili da lavorare in sito.

Dovendo pertanto consigliare un terreno per la realizzazione delle coperture temporanee delle discariche in luoghi in cui nei periodi freddi vi è il ripetersi dei cicli di gelo-disgelo (il calore endogeno e quindi l'essiccamento si verificano a prescindere dalle condizioni climatiche esterne), sulla base

dei risultati ottenuti, è consigliabile impiegare dei terreni con IP bassi, preferibilmente anche con basso indice di attività.

Bibliografia

Albright, W. H., Craig H. Benson, P. G., Tarek Abichou, P. E., Tyler, S. W., & Rock, a. S. (2006). Field performance of a compacted clay landfill final. *Journal of Geotechnical and Geonvironmental Engineering* , pp. 1393-1403.

Aldaef, A., & Rayhani, M. (2015). Hydraulic performance of compacted clay liners under simulated daily thermal cycles. *Journal of EnvironmentalL Management* , 171-178.

AASTHO T 99 - Moisture-density relations of soils.

ASTM International. (2007). D 5856-95 Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter.

ASTM D 422 - *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.*

ASTM D 4318 - *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.*

Benson, B. A. (2001). Effect of dessiccation on compacted natural clays. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*,127(1): 67-75.

Benson, C., Abichou, T., Olson, M., & Bosscher, P. (1995). Winter effects on hydraulic conductivity of compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering* , 121(1):69-79.

Benson, H., & Othman, M. (1993). Hydraulic conductivity of compacted clay. *Journal of Geoteehchnical Engineering* , 276-294.

Chamberlain, E., Iskandar, I., & Hunsickert, S. (1990). Effect of freeze-thaw cycles on the permeability and macrostructure of soils. In *Frozen soil impacts on agricultural, range, forest lands*. (pp. 145-155). Cooley, K.R.

Dalla Santa, G., Galgaro, A., Tateo, F., & Cola, S. (2014). Induced thermal compaction in cohesive sediments around a borehole heat exchanger: laboratory tests on the effect of pore water salinity. *Environ Earth Sci* , 75:181.

Dalla Santa, G., Galgaro, A., Tateo, F., & Cola, S. (2016). Modified compressibility of cohesive sediments induced by thermal anomalies due to a borehole heat exchanger. *Engineering Geology* , 143-152.

Day, R. (1997). Hydraulic conductivity of desiccated geosynthetic clay liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 484-486.

Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n.36 .

Di Bartolo, D (2008). Raccomandazioni tecniche per la progettazione geotecnica e strutturale delle discariche. Scaricabile dal sito ISPRA al seguente link: <http://admin.isprambiente.it/it/formeducambiente/stage-e-tirocini/ricerca-stage/raccomandazioni-tecniche-per-la-progettazione>.

Direttiva 1999/31/CE del Consiglio, del 26 aprile 1999, relativa alle discariche di rifiuti Gazzetta ufficiale n. L 182 del 16/07/1999

Facciorusso, J. (2003/2004). Appunti dalle lezioni su: "Aspetti geotecnici nella progettazione".1-56. Link: http://geotecnica.dicea.unifi.it/text_waste.pdf

Kim, W., & Daniel, D. (1992). Effects of freezing on hydraulic conductivity of compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering* , 1083-1097.

Konrad, J., & Samson, M. (2000). Influence of freezing temperature on hydraulic conductivity of silty clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 180-187.

- Meerdink, J. S., Benson, C. H., & Khire, M. (1996). Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils. 565-574.
- Omidi, G., Thomas, J., & Brown, K. (1995). Effect of desiccation cracking on the hydraulic conductivity of compacted clay liner. 91-103.
- Othman, M., & Benson, C. (1993). Effect of freeze-thaw on the hydraulic conductivity of three compacted clays from wisconsin. *Can. Geotech. J.* , 236-246.
- Othman, M., & Benson, C. (1993). Effect of freez-thaw on the hydraulic conductivity and morphology of compacted clay. *Can Geotech J* , 236-246.
- Othman, M.A., Benson, C.H., Chamberlain, E.J., Zimmie, T.F.(1994). Laboratory testing to evaluate changes in hydraulic conductivity of compacted clays caused by freeze-thaw: state-of-the-art. *ASTM Special Technical Publication* , 1142, 227-227.
- Priyankara, N., Thenuware, T. A., Kumara, O. D., Kawamoto, K., & Alagiyawanna, A. M. (2006). Shrinkage behaviour of landfill clay liner materials in dry zone. 2090-2095.
- Rayhani, M., Yanful, E., & Fakher, A. (2007). Desiccation-induced cracking and its effect on the hydraulic conductivity of clayey soils from Iran. *Can. Geotech. J.* , 44: 276-283.
- Rowe, R.K. (2005). "Long-term performance of containment barrier systems." *Geotechnique*, 55(9), 631-678.
- Sterpi, D. (2015). Effect of freeze–thaw cycles on the hydraulic conductivity of a compacted. *Soils and Foundations* , 1326–1332.

Yesiller, N., & Hanson, J. L. (2003). Analysis of temperatures at a municipal solid waste landfill. *Ninth International Waste Management and Landfill Symposium* .

Yesiller, N., Hanson, J. L., & Liu, E.L. (2005). Heat generation in municipal solid waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1330-1344 .

Yesiller, N., Hanson, J. L., Oettle N.K., & Liu, E.L (2008). Thermal analysis of cover system in municipal solid waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1-9 .

Ringraziamenti

Desidero ringraziare la Professoressa Simonetta Cola, relatrice di questa tesi di laurea, per avermi dato la possibilità di trattare l'argomento di tesi da me proposto, per la professionalità con la quale svolge il suo lavoro e per i celeri consigli ricevuti di cui avevo bisogno per portare a compimento la mia tesi.

Doveroso e sentito è il ringraziamento all' Ing. Giorgia Dalla Santa per la disponibilità e precisione dimostratemi nel dirimere ogni dubbio durante il periodo di elaborazione dei dati e stesura e infine grazie per la fiducia datami durante la fase sperimentale.

Un ringraziamento particolare a Mattia Donà, con la sua esperienza e professionalità è riuscito ad insegnarmi ad eseguire le prove di laboratorio, ma soprattutto per la simpatia senza la quale i mesi in laboratorio sarebbero stati più faticosi.

Di qui in poi una breve riflessione privata e dei semplici ma sentitissimi ringraziamenti.

Avere 23 anni, raggiungere Padova senza nessun volto familiare ad accogliermi ed intraprendere l'inizio di questo breve ma intenso percorso da solo, è stato difficile.

E' stato davvero duro l'inizio, è stato come rinascere, questa volta però, con le consapevolezze e i dubbi sulle mie capacità che quando nasciamo non abbiamo. Non è stato di certo facile staccarmi dalla mia famiglia e da quel paese in cui c'era tutta la mia vita. Ma la vita è fatta delle cose di cui abbiamo bisogno per essere felici. Il lavoro, le ambizioni e i sogni ci danno il motivo tutti i giorni per svegliarci e ci rendono vivi..gli affetti invece, beh, quelli danno un colore in più alla nostra vita ma per forza di cose a volte dobbiamo rinunciarvi.

E' per questo che mi è doveroso ringraziare chi mi è stato fisicamente vicino in questi due anni e chi lo è stato solo con il cuore.

Un grazie speciale a coloro che mi hanno raggiunto un po' dopo, a Lucia, Luigi e Silvia.

Grazie a Lù per essersi riconfermata una buona amica e per dimostrarmi giorno dopo giorno che c'è e ci sarà.

Un grazie al diplomatico Gigi che seppur all'inizio non ci fosse così tanta complicità tra noi, ad oggi c'è un bella amicizia.

Grazie a Silvietta che mi ha sostenuto e supportato in questo percorso, c'è sempre stata quando ero nei miei momenti sì, ma soprattutto nei miei momenti no.. portandomi una confezione di caramelle o a volte anche con un panzerotto dolce alla nutella ha cercato a modo suo di tirarmi su di morale.. Perché diciamocelo, datemi da mangiare e sarò la persona più felice del mondo.

Grazie ai miei condomini con i quali abbiamo trascorso belle serate e grazie soprattutto ai miei coinquilini che per due anni sono stati la mia famiglia Padovana.

Grazie ad Alessandro per aver portato un po' di aria del sud in casa e a Rossana che con la sua pronuncia bolognese ha messo sempre dell'allegria in

tutto. Ultima, ma non ultima, seppur arrivata quest'anno, grazie a Carlotta, per la quale è doveroso andare a capoverso.

Non voglio essere lunghissimo e nemmeno tu lo vuoi..ma non posso non ringraziarti per i mille caffè zuccherati e anche per quei pochi che mi hai fatto bere amari. Non posso non ringraziarti per non avermi fatto mai sentire la mancanza di casa. Non posso non ringraziarti per esserci ad ogni mio risveglio e per aver fatto iniziare al meglio tutte le mattine, anche quelle più stressanti di questi ultimi mesi di tesi.

Non posso non ringraziarti per tutte le cose belle che stiamo vivendo insieme. Perciò Grazie SuperEmme, sempre sarai nella tasca a destra in alto.

Grazie a tutti i compagni di università del nordE che nei miei confronti si sono mostrati gentili e disponibili sin dal primo momento.

Grazie a zia Giulia che continua ad essere una costante nella mia vita.

Grazie ai miei genitori, a papà per essermi amico e perché nonostante i periodi difficili continua ad andar avanti perché spinto dall'amore che nutre nei miei confronti.

Grazie a mamma, mia mentor, mia supporter di fiducia, colei che riesce a risolvere o comunque a sostenermi in qualsiasi situazione poiché dotata di una innata capacità, quella di rappresentare qualsiasi figura professionale che fa al caso mio.

Grazie perciò ad entrambi per la fiducia che avete riposto in me e grazie soprattutto perché senza il vostro supporto economico non avrei mai potuto raggiungere questo traguardo.

Infine, grazie a te Nonna. Grazie per avermi fatto comprendere che il tuo amore riesce a trasformare una assenza in presenza.

*Ed ora?
Stay tuned.*