

**RACCOMANDAZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA  
E STRUTTURALE DELLE DISCARICHE**

**Ing. Daniela Di Bartolo**

**Tutor: Ing. Giuseppe Marella**

*Con la collaborazione dell' Ing. Quintilio Napoleoni*

## **Abstract**

Una discarica è un sistema progettato e costruito per contenere rifiuti così da minimizzare il rilascio di contaminanti nell'ambiente. E' fondamentale quindi che venga garantita nel tempo l'integrità delle strutture in essa presenti (sistema di drenaggio del percolato, sistema di captazione del biogas, sistemi barriera, capping).

Il presente lavoro è un'analisi dei fattori di rischio geotecnico-strutturali con particolare riferimento ai cedimenti del corpo rifiuti.

Mentre infatti la stabilità del suolo su cui è posta la discarica è accuratamente studiabile facendo riferimento alle equazioni consolidate della geotecnica, la stabilità del corpo rifiuti è ancora oggetto di studio per le difficoltà presenti nella determinazione delle proprietà geotecniche dei rifiuti solidi urbani dovute a:

- eterogeneità dei rifiuti
- difficoltà per reperire campioni rappresentativi
- mancanza di procedure unificate di campionamento
- variabilità delle proprietà dei rifiuti nel tempo anche in funzione del sistema di abbancamento, dei pretrattamenti effettuati e della presenza dello strato di copertura giornaliero.

Tutti questi fattori sono stati analizzati e presentati alla luce delle recenti scoperte scientifiche, sono state illustrate le caratteristiche geotecniche dei rifiuti e sono stati illustrati i modelli per il calcolo dei cedimenti.

Questi modelli offrono un'ottima riproduzione dei processi deformativi nelle analisi a posteriori di casi reali, ma presentano difficoltà notevoli nell'applicazione in fase progettuale.

Una determinazione in fase antecedente all'esercizio permetterebbe non solo di garantire la sicurezza delle strutture presenti nel corpo discarica ma anche una precisa determinazione delle metodologie di coltivazione che offrano una massimizzazione dei volumi utili di abbancamento, con notevoli ed evidenti risvolti economici.

La soluzione studiata attualmente in campo scientifico è la determinazione del legame fra compressione secondaria e degradazione del rifiuto, come previsto dai modelli di calcolo dei cedimenti, in modo che la conoscenza a priori della prima possa portare ad una efficace determinazione della seconda.

Per ottenere questo saranno però necessarie ulteriori osservazioni di lungo periodo.

# INDICE

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2. PRODUZIONE DI BIOGAS E DI PERCOLATO .....</b>	<b>6</b>
2.1 Il biogas .....	6
2.1.1 Composizione del biogas.....	9
2.1.2 Drenaggio ed estrazione del biogas .....	10
2.2 Composizione e formazione di percolato.....	13
2.2.1 Composizione del percolato e bilancio idrologico nelle discariche .....	14
2.2.2 Metodo di bilancio di acqua mensile .....	16
2.2.3 Stime della quantità e altezza del percolato .....	19
2.2.3 Stime della quantità e altezza del percolato .....	20
2.2.4 Drenaggio e sistemi di raccolta del percolato .....	24
<b>3 I SISTEMI BARRIERA .....</b>	<b>28</b>
3.1 I sistemi barriera di base .....	28
3.1.1 Obiettivi.....	28
3.1.2 Caratteristiche costruttive .....	28
3.2 I sistemi di copertura superficiale.....	31
3.2.1 Obiettivi .....	31
3.2.2 Caratteristiche costruttive .....	32
<b>4. TIPI DI MATERIALI PER BARRIERE.....</b>	<b>36</b>
4.1 Le argille compatte.....	36
4.1.1 Argilla-geosintetico .....	39
4.2 Membrane polimeriche: geomembrane .....	41
4.2.1 I geotessili.....	42
4.3 L'utilizzo del geosintetico nelle discariche .....	44
<b>5. MECCANISMI DI DETERIORAMENTO DEI MATERIALI .....</b>	<b>50</b>
5.1 Interazioni fisicochimiche.....	50
5.1.1 Flocculazione dei materiali per barriere .....	50
5.1.2 Dissoluzione dei suoli barriera .....	52
5.1.3 Rotture delle barriere di materiali addensati.....	52
5.1.4 Pendii esposti fratturati da scorrimento .....	53
5.1.5 Deterioramento dei materiali polimerici.....	54
5.2 Eventi transitori (catastrofici .....	55
<b>6. FLUSSO E TRASPORTO ATTRAVERSO LE BARRIERE .....</b>	<b>58</b>
6.1 Trasporto di massa attraverso le barriere.....	60
6.2 Importanza dell' avvezione e della dispersione.....	66

<b>6.3 Sorbimento , diffusione e dispersione delle barriere minerali.....</b>	<b>69</b>
6.3.1 Sorbimento .....	69
6.3.2 Dispersione-Diffusione .....	70
<b>6.4 Trasporto attraverso le geomembrane .....</b>	<b>71</b>
<b>7 STABILITA' DEI SISTEMI DI CONTENIMENTO .....</b>	<b>73</b>
7.1 La stabilità delle interfacce.....	75
7.2 Cedimenti .....	77
<b>8 ANALISI DELLA STABILITA' DINAMICA.....</b>	<b>81</b>
<b>9 LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA DI UNA DISCARICA CONTROLLATA</b>	<b>83</b>
9.1 Premesse .....	83
9.2 Caratterizzazione del rifiuto. ....	87
9.2.1 Indagini in situ.....	87
9.2.2 Classificazione dei rifiuti.....	88
9.3 Parametri geotecnici dei rifiuti.....	90
9.3.1 Peso dell'unità di volume [ $\gamma$ ].....	92
9.3.2 Contenuto di umidità .....	93
9.3.3 Permeabilità.....	95
9.3.4 Resistenza al taglio.....	96
9.3 Compressibilità dei rifiuti solidi urbani .....	101
9.2 Calcolo dei cedimenti .....	104
9.2.1 Modelli per il calcolo dei cedimenti: .....	105
9.2.3 Effetti dei pretrattamenti.....	113
9.2.4 Effetti della costipazione .....	116
9.2.5 Effetti dello strato di copertura giornaliero.....	118
9.2.6 Effetti della biodegradazione .....	119
9.3 Modelli per verifiche di stabilità .....	121
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>124</b>

# 1. INTRODUZIONE

Una discarica è definita come un sistema progettato e costruito per contenere rifiuti così da minimizzare il rilascio di contaminanti nell'ambiente. Le discariche sono necessarie perché

1. le altre tecnologie per il management dei rifiuti rischiosi come la riduzione delle sorgenti, il riciclaggio, non possono totalmente eliminare i rifiuti generati;
2. le tecnologie di trattamento dei rifiuti pericolosi come l'incenerimento e il trattamento biologico, producono residui.

Per questo motivo devono:

3. devono prevenire o minimizzare il trasporto di contaminanti attraverso se stessi al terreno circostante e alla falda acquifera
4. devono conservare la loro integrità strutturale per tutto il loro periodo di vita di progetto.

Il terzo punto richiede l'applicazione dei principi del trasferimento e del trasporto della massa, mentre il quarto richiede l'applicazione degli aspetti geotecnica riguardanti in primo luogo la stabilità dei pendii e i cedimenti. Queste due funzioni sono centrali non solo per il progetto di una discarica, ma anche per il progetto dei singoli componenti come le coperture superiori, gli strati inferiori, i sistemi di drenaggio, le pareti, ecc.. Le discariche sono usualmente progettate per adempiere ad un accettabile livello di servizio per un periodo di tempo che va da 30 e per più di 1000 anni per depositi di rifiuti nucleari. L'efficacia di una discarica, rispettando gli obiettivi di progetto, può essere espressa in forma generale in funzione di diversi fattori:

$$E_t = f [ ( D + P_m + C ) + ( Q ) + ( M_o + M_e ) + ( S_g + S_h ) + ( L_t ) ]$$

Dove:

$E_t$  = efficacia della discarica ad un particolare tempo dopo la costruzione

$D$  = dimensioni dei componenti della discarica

$P_m$  = proprietà materiali della discarica

$C$  = configurazione (arrangiamento) dei componenti

$Q$  = qualità di sicurezza pratica durante la costruzione

$M_o$  = progetto e efficienza operativa del sistema di monitoraggio

$M_e$  = efficacia della manutenzione in termini del tipo e della frequenza delle attività di manutenzione

$S_g$  = caratteristiche geotecniche e geologiche del sito

$S_h$  = caratteristiche ideologiche e climatiche del sito

$L_t$  = carichi variabili nel tempo e fenomeni che inducono stress dentro e/o tra i componenti della struttura

Un cambiamento nel progetto influisce su D,  $P_m$  e C, una variazione nel posizionamento su  $S_g$  e  $S_h$  e una modifica riguardante manutenzione e piani di monitoraggio  $M_e$  e  $M_o$ .

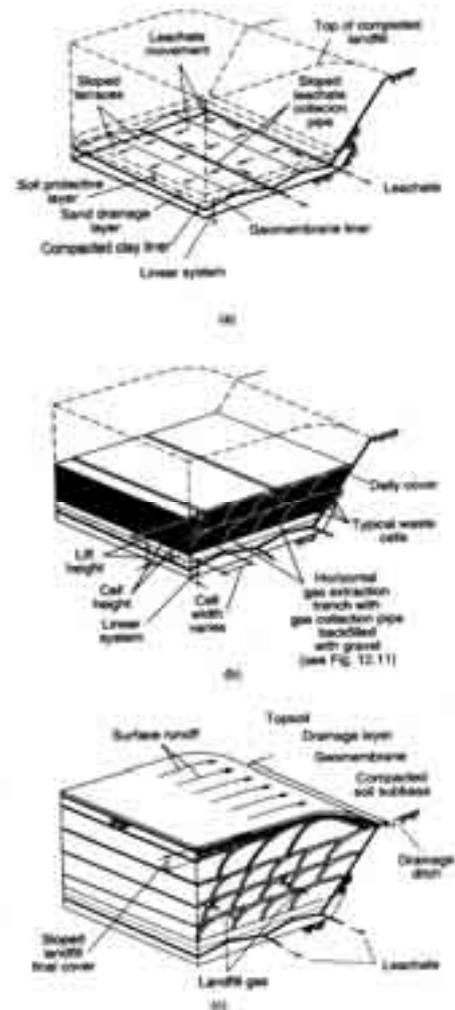
La performance di una discarica può essere valutata in una varietà di modi e dettagliate analisi richiedono l'adozione di una precisa definizione di "performance" e di stabilire dei livelli di sistema o performance del componente al di sotto del quale il sistema o il componente può essere considerato danneggiato. La performance di una discarica è l'estensione degli obiettivi di progetto. Per la maggior parte delle discariche gli obiettivi funzionali di progetto ricadono in una delle seguenti categorie:

- riduzione nella percentuale di flusso e/o volume totale di contaminanti rilasciati nell'ambiente protetto o umidità che si infiltra nei rifiuti contaminati
- riduzione nelle concentrazioni di contaminanti specifici fuori dalla discarica

La performance può essere stimata in danno quando i livelli massimi in volumi di flusso o concentrazioni di contaminanti sono superiori ai punti specificati dentro e fuori il sistema di contenimento. Il danno strutturale di uno o più componenti di una discarica è differente dal danno funzionale. Il danno di un componente può non essere necessariamente guidato dal danno funzionale di una discarica. Comunque, il danno strutturale di un componente critico può condurre al proprio danno funzionale e, possibilmente, al danno funzionale del sistema. Le caratteristiche generali di una discarica sono illustrate in fig. 1. Vengono di seguito descritti alcuni termini comunemente usati per descrivere gli elementi di una discarica. Il termine *cell* (cella) è usato per descrivere il volume di materiale piazzato in una discarica durante il tempo di un'operazione, usualmente un giorno (vedi fig 1b). Una cella include i rifiuti solidi depositati e il materiale di copertura giornaliero (*daily cover*) che lo circonda. Il *daily cover* o copertura giornaliera, usualmente consiste in 6 o 12 pollici di terreno o materiale alternativo come compost, sabbia, ecc...usato storicamente per prevenire che ratti e altri vettori di malattie possano entrare o uscire dalla discarica. Oggi il *daily cover* è usato principalmente per controllare che i materiali da rifiuto non vengano sollevati dal vento e per controllare l'ingresso dell'acqua nella discarica durante le operazioni. Il *lift* è uno strato completo di celle sull'area attiva della discarica (vedi fig 1b).

Tipicamente, le discariche comprendono una serie di *lift*. Il *bench* (banco o terrazza), è usato dove l'altezza della discarica supera i 50 - 75 piedi. I banchi sono usati per mantenere la stabilità dei pendii della discarica, per il posizionamento dei canali di drenaggio dell'acqua, e per il posizionamento delle tubature di recupero del gas. Il *final lift* include lo strato di copertura. I *landfill liners* sono materiali (sia naturali che artificiali) che sono usati per appianare le parti al di sotto della discarica (fig 1a). I *liners* usualmente sono costituiti da strati successivi di argilla compattata e/o materiale geosintetico progettato per prevenire la migrazione di percolato e biogas.

Il *landfill cover* finale è uno strato applicato sopra l'intera superficie della discarica dopo che sono state completate tutte le operazioni di riempimento (fig. 1c). Questo consiste in strati successivi di argilla compatta e /o materiale geosintetico progettato per prevenire la migrazione di biogas e per limitare l'ingresso di acqua di superficie nella discarica. Il liquido che si forma al di sotto della discarica è chiamato percolato (*leachate*). In generale il percolato è il risultato della percolazione in discarica delle precipitazioni, dell'acqua che scorre sulla superficie e di quella di irrigazione. Il percolato includerà inizialmente anche l'acqua contenuta nei rifiuti e contiene una varietà di composti chimici derivati dalla solubilizzazione dei materiali depositati nella discarica e dai prodotti delle reazioni chimiche e biochimiche che avvengono in essa. Viene detto biogas delle discariche la mistura dei gas trovati all'interno della discarica. Il volume di gas è costituito da metano (CH<sub>4</sub>) , biossido di carbonio (CO<sub>2</sub>), e dai principali prodotti della decomposizione biologica anaerobica delle frazioni biodegradabili organiche dei rifiuti.



**Figura 1: spaccati di discariche: (a) dopo che è stata installata la geomembrana sopra il piano di argilla compatta e prima che è stata installato il drenaggio e lo strato di terreno protettivo, (b) dopo che due piani di rifiuti solidi sono stati completati, e (c) discarica completata con l'installazione dello strato di copertura.**

## 2. PRODUZIONE DI BIOGAS E DI PERCOLATO

### 2.1 Il biogas

Una discarica di rifiuti solidi, può essere concettualizzata come un reattore biochimico, dove i rifiuti solidi e l'acqua sono gli input maggiori, e il biogas e il percolato output maggiori. I materiali stoccati nella discarica includono materiali organici parzialmente biodegradati e altri materiali inorganici. I sistemi di controllo dei biogas, sono usati per prevenire la fuoriuscita di biogas nell'atmosfera. Il biogas recuperato può essere utilizzato per produrre energia o per essere infiammato sotto condizioni controllate per eliminare l'emissione di costituenti dannosi nell'atmosfera. La generazione dei principali biogas si pensa che avvenga in cinque fasi sequenziali come illustrato in fig. 2. Ciascuna di queste fasi è descritta brevemente sotto.

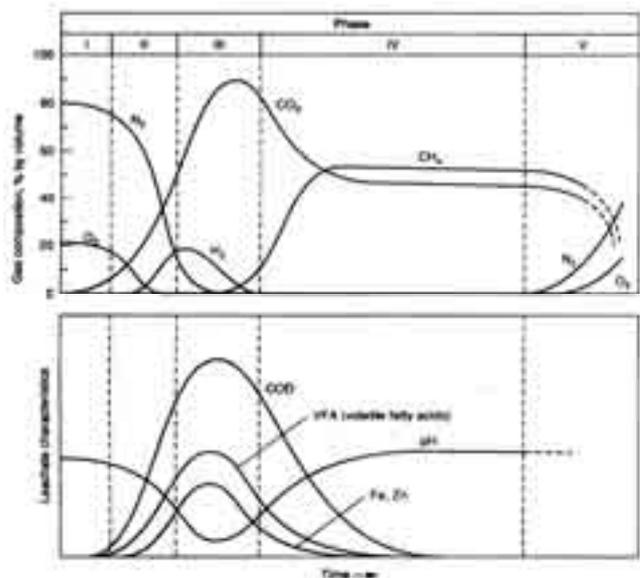
#### *Fase I – Iniziale aggiustamento.*

In questa fase i componenti organici biodegradabili nei rifiuti solidi iniziano a subire una decomposizione batterica subito dopo piazzati nella discarica. Nella fase I, la decomposizione biologica avviene sotto condizioni aerobiche perché una certa quantità di aria è intrappolata all'interno della discarica. La principale sorgente degli

organismi sia aerobici che anaerobici responsabili della decomposizione dei rifiuti è il terreno usato sia per la copertura giornaliera che per la copertura finale.

#### *Fase II – Fase di transizione.*

In questa fase l'ossigeno è diminuito e iniziano a svilupparsi le condizioni anaerobiche. Quando la discarica diventa anaerobica, i nitrati e i solfati, che possono servire da elettroni accettori nelle conversioni biologiche, sono spesso ridotti a gas azoto e idrogeno solfuro. L'inizio delle condizioni anaerobiche possono essere monitorate da misurazioni del potenziale di ossido/riduzione. Le condizioni di riduzione sufficienti per portare alla riduzione del nitrato e del solfato sono intorno a 50-100mV. La produzione del metano



**Figura 2: Fasi generalizzate nella generazione di gas (I- iniziale aggiustamento, II – fase di transizione, III – fase acida, IV – fermentazione del metano e V - fase di maturazione.**

avviene quando il valore del potenziale di ossido/riduzione è nell'intervallo di 150-300mV. Con il diminuire del potenziale di ossido/riduzione, l'insieme di tutti i microrganismi responsabili della conversione di materiale organico nei rifiuti solidi urbani in metano e biossido di carbonio, comincia un processo in tre passi nel quale il materiale organico complesso è convertito in acidi organici e altri prodotti intermedi come descritto nella fase tre. Nella fase II, il percolato che si forma ha un pH che inizia a diminuire a causa della presenza di acidi organici e all'effetto delle elevate concentrazioni di CO<sub>2</sub> all'interno della discarica.

### *Fase III – Fase Acida.*

Nella fase III, l'attività batteriologica cominciata nella fase II è accelerata con la produzione di un significativo ammontare di acidi organici e una più bassa quantità di gas idrogeno. Il primo momento nel processo in tre passi riguarda la trasformazione mediante enzimi (idrolisi), da composti con peso molecolare più alto (es. lipidi, polimeri organici, e proteine) in composti adatti per essere usati dai microrganismi come sorgente di energia e celle di carbonio. Il secondo passo del processo (acidogenesi) riguarda la conversione batteriologica dei composti risultanti dal primo passo in componenti con un più basso peso molecolare caratterizzato da acido acetico (CH<sub>3</sub>COOH) e piccole concentrazioni di qualche altro acido organico complesso. Durante la fase III il principale gas generato è il CO<sub>2</sub>. Verrà anche prodotta una quantità più bassa di H<sub>2</sub>. I microrganismi coinvolti in questa conversione, descritti come non metanogenici, consistono in batteri anaerobici. Questi microrganismi sono spesso identificati nella letteratura come acidogeni o creatori di acidi. A causa degli acidi prodotti durante la fase III, il pH dei liquidi contenuti all'interno della discarica, diminuirà. Il pH del percolato, se formato, diminuirà spesso al valore 5 o più basso a causa della presenza degli acidi organici e all'effetto delle elevate concentrazioni di CO<sub>2</sub> dentro la discarica. La domanda di ossigeno biochimico (BOD<sub>5</sub> – biochemical oxygen demand), la domanda di ossigeno chimico (COD – chemical oxygen demand), e la conduttività del percolato crescerà significativamente durante la fase III dovuta ad una dissoluzione degli acidi organici nel percolato. Ancora, a causa del basso valore del pH nel percolato, un numero di costituenti inorganici, principalmente metalli pesanti, saranno solubilizzati durante la fase III. Molti nutrienti essenziali sono anche rimossi nel percolato. Se il percolato non è riciclato, i nutrienti essenziali saranno persi dal sistema. E' importante notare che se il percolato non è formato, la conversione dei prodotti durante la fase III rimarrà all'interno della discarica come costituenti sorbiti e contenuti nell'acqua dei rifiuti.

#### *Fase IV – Fase di fermentazione del metano*

In questa fase, un secondo gruppo di microrganismi che converte l'acido acetico e il gas idrogeno, creato dagli acidi formatori in fase acida, a metano (CH<sub>4</sub>) e CO<sub>2</sub>, diventa predominante. I batteri responsabili di questa conversione sono strettamente anaerobici e sono chiamati metanogenici o formatori di metano. A causa degli acidi e dell'idrogeno prodotto dagli acidi formatori che sono stati convertiti in CH<sub>4</sub> e CO<sub>2</sub> nella fase IV, il pH all'interno della discarica aumenterà verso valori più neutri in un intervallo tra 6.8 e 8. Il pH del percolato se formato, aumenterà e diminuirà la concentrazione di BOD<sub>5</sub> e COD e il valore della conduttività del percolato.

#### *Fase V – Fase di maturazione.*

Questa fase comincia dopo che tutto il materiale organico biodegradabile disponibile è stato convertito in CH<sub>4</sub> e CO<sub>2</sub> nella fase precedente. Se l'umidità continua a migrare attraverso i rifiuti, porzioni di materiale biodegradabile che prima non era disponibile, sarà convertito in questa fase. La percentuale della generazione del gas diminuisce significativamente nella fase V, perché la maggior parte dei nutrienti disponibili sono stati rimossi con il percolato durante le prime fasi e i substrati che rimangono nella discarica sono lentamente biodegradabili. I principali gas sviluppati nella fase V sono il CH<sub>4</sub> e la CO<sub>2</sub> anche se ci possono essere piccole somme di altri gas come azoto e ossigeno.

#### *Durata delle fasi*

La durata delle singole fasi nella produzione del biogas sarà variamente dipendente dalla distribuzione dei componenti organici nella discarica, dalla disponibilità dei nutrienti, dal contenuto di umidità dei rifiuti e quella che passa attraverso essi, e dal grado di iniziale compattazione. Per esempio se parecchi carichi di sterpaglie sono compattati allo stesso tempo, la percentuale di carbonio/azoto e il bilancio dei nutrienti può non essere favorevole per la produzione del biogas. L'incremento della densità dei materiali posti nella discarica diminuirà la disponibilità dell'umidità di alcune parti dei rifiuti e così riduce la percentuale di bioconversione e di produzione di biogas. Tipici dati sulla percentuale di distribuzione dei principali gas in funzione del tempo, sono riportati

Time interval since cell completion, months	Average percent by volume		
	Nitrogen, N <sub>2</sub>	Carbon dioxide, CO <sub>2</sub>	Methane, CH <sub>4</sub>
0-3	5.2	88	5
3-6	3.8	76	21
6-12	0.4	65	29
12-18	1.1	52	40
18-24	0.4	53	47
24-30	0.2	52	48
30-36	1.3	46	51
36-42	0.9	50	47
42-48	0.4	51	48

nella tab 1

**Tabella 1: Percentuali tipiche di distribuzione di gas in discariche durante i primi 48 mesi**

### 2.1.1 Composizione del biogas

I principali gas delle discariche sono prodotti dalla decomposizione della frazione organica biodegradabile dei rifiuti solidi urbani. Altri gas in traccia, sebbene presenti in piccole percentuali, possono essere tossici e possono presentare rischi alla salute pubblica. I gas trovati nelle discariche includono l'ammoniaca (NH<sub>3</sub>), monossido di carbonio (CO), idrogeno (H<sub>2</sub>), solfuro di idrogeno (H<sub>2</sub>S), metano (CH<sub>4</sub>), azoto (N<sub>2</sub>), e ossigeno (O<sub>2</sub>). La tipica percentuale di distribuzione dei gas trovati in discarica è riportata in tab. 2. I dati sul peso molecolare e sulla densità sono presentati in tab. 3. Come mostrato in tab. 2, il metano e il biossido di carbonio sono i principali gas prodotti dalla decomposizione anaerobica dei componenti organici biodegradabili dei rifiuti. Quando il metano è presente in aria in concentrazioni tra 5 e 15 per cento, diventa esplosivo. Perché solo limitate quantità di ossigeno sono presenti in una discarica quando le concentrazioni di metano raggiungono questo livello critico, c'è un leggero pericolo che la discarica esploda. Comunque, le misture di metano nel range esplosivo possono essere formate se i gas della discarica fuoriescono e si mescolano all'aria. La concentrazione di questi gas che può essere prevista nel percolato, dipenderà dalla loro concentrazione nella fase gassosa a contatto con esso.

Component	Percent (dry volume basis)
Methane	45-60
Carbon dioxide	40-60
Nitrogen	2-5
Oxygen	0.1-1.0
Ammonia	0.1-1.0
Sulfides, disulfides, mercaptans, etc.	0-1.0
Hydrogen	0-0.2
Carbon monoxide	0-0.2
Trace constituents	0.01-0.6

Characteristic	Value
Moisture content	Saturated
Specific gravity	1.02-1.06
Temperature, °F	100-160
High heating value, Btu/std ft <sup>3</sup>	475-550

Source: Adapted in part from Refs. 15, 26, and 37.

Tabella 2: ipici costituenti e caratteristiche dei gas di discarica

Gas	Formula	Molecular weight	Density	
			g/L	lb/ft <sup>3</sup>
Air		28.97	1.2928	0.0808
Ammonia	NH <sub>3</sub>	17.03	0.7708	0.0482
Carbon dioxide	CO <sub>2</sub>	44.00	1.9768	0.1235
Carbon monoxide	CO	28.00	1.2501	0.0781
Hydrogen	H <sub>2</sub>	2.016	0.0898	0.0056
Hydrogen sulfide	H <sub>2</sub> S	34.08	1.5392	0.0961
Methane	CH <sub>4</sub>	16.03	0.7167	0.0448
Nitrogen	N <sub>2</sub>	28.02	1.2507	0.0782
Oxygen	O <sub>2</sub>	32.00	1.4289	0.0892

Note: For ideal gas behavior, the density is equal to  $mp/RT$  where  $m$  is the molecular weight of the gas,  $p$  is the pressure,  $R$  is the universal gas constant, and  $T$  is the temperature.

Source: Adapted from Ref. 38.

Tabella 3: Peso molecolare e densità dei gas di discarica a condizioni standard (0°C, 1 atm)

## 2.1.2 Drenaggio ed estrazione del biogas

Ci sono due sistemi di estrazione dei gas: sistemi di estrazione verticali ed orizzontali. Il rilascio dei gas è controllato per ridurre le emissioni in atmosfera, per minimizzare il rilascio di emissioni odorose, per minimizzare la migrazione di gas nei sottostrati nelle discariche senza barriere e per permettere il recupero di energia dal metano. I sistemi di controllo possono essere classificati come attivi o passivi. Nei sistemi attivi, un vuoto indotto è usato per controllare il flusso del gas. Nei sistemi di controllo passivi la pressione del gas che è generata dentro la discarica, serve come forza guida per il movimento del gas. Sia per i principali gas che per quelli presenti in traccia, il controllo passivo nel periodo in cui tali gas sono stati prodotti, può essere ottenuto con vie a più bassa permeabilità che guidano il flusso di gas nella direzione desiderata. Quando la produzione dei principali gas è limitata, i controlli passivi non sono veramente efficaci perché la diffusione molecolare sarà il meccanismo di trasporto predominante.

*Il controllo attivo* - Per il controllo attivo dei gas di una discarica, sono stati usati sia pozzi verticali che orizzontali. In alcune installazioni sono state usate entrambe le soluzioni.

### *Pozzi di estrazione verticali*

Un tipico esempio di recupero dei gas, mediante pozzi di estrazione verticali, può essere visto nella fig. 3. I pozzi sono spazati così che il loro raggio di influenza si sovrappone. I pozzi di estrazione verticale sono usualmente installati dopo che la discarica o porzioni di essa sono stati completati.

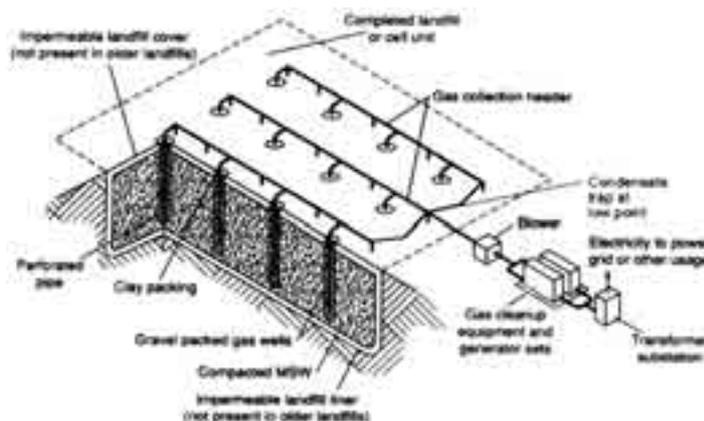


Figura 3: Recupero dei gas di discarica usando pozzi verticali

Nelle discariche più vecchie, i pozzi verticali sono installati sia per il riuso dell'energia che per il controllo del movimento dei gas. Il tipico pozzo di estrazione consiste di 4-6 pollici di tubo rivestito (usualmente polivinilcloruro PVC o polietilene PE) posato in 18-36 pollici di scavo (vedi fig. 4). La parte di sotto, da un terzo a metà del rivestimento, è perforata e posta in un riempimento di ghiaia. La lunghezza rimanente del rivestimento non è perforata ed è riempita con terreno e sigillata con argilla. I pozzi di raccolta di gas sono tipicamente progettati per penetrare per l'80% della profondità dei rifiuti nella discarica, in quanto il loro raggio di influenza si estenderà fino alla parte più bassa della discarica.

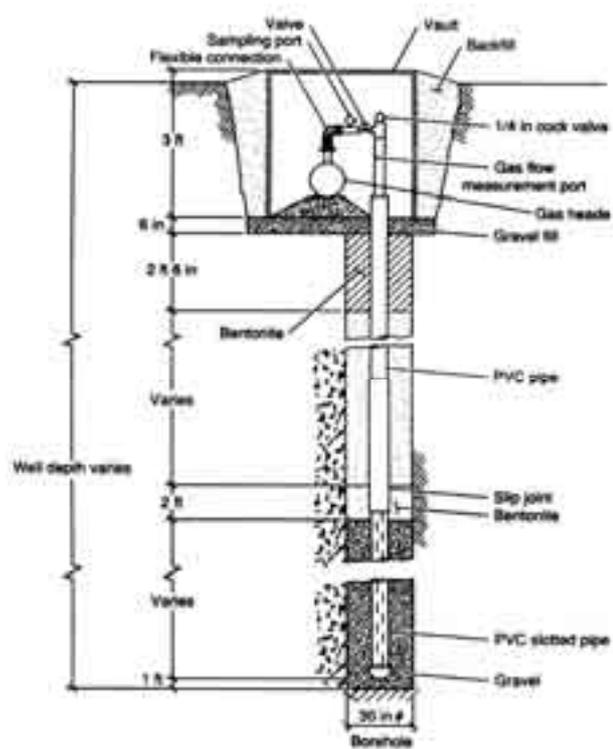


Figura 4: Tipico pozzo di estrazione di gas di discarica

#### Pozzi di estrazione di gas orizzontali

Questo metodo rappresenta un'alternativa ai pozzi di raccolta verticali. Nelle figg.5-6 è illustrato l'uso di pozzi verticali perimetrali in congiunzione con pozzi di estrazione di gas orizzontali. Questo tipo di pozzi di estrazione di gas vengono installati dopo che due o più strati di rifiuti sono stati completati. La trincea orizzontale di estrazione di gas è scavata nei rifiuti ed è riempita per metà da ghiaia e sono installati tubi perforati con giunti aperti (vedi fig. 7). Questa viene poi ricoperta con

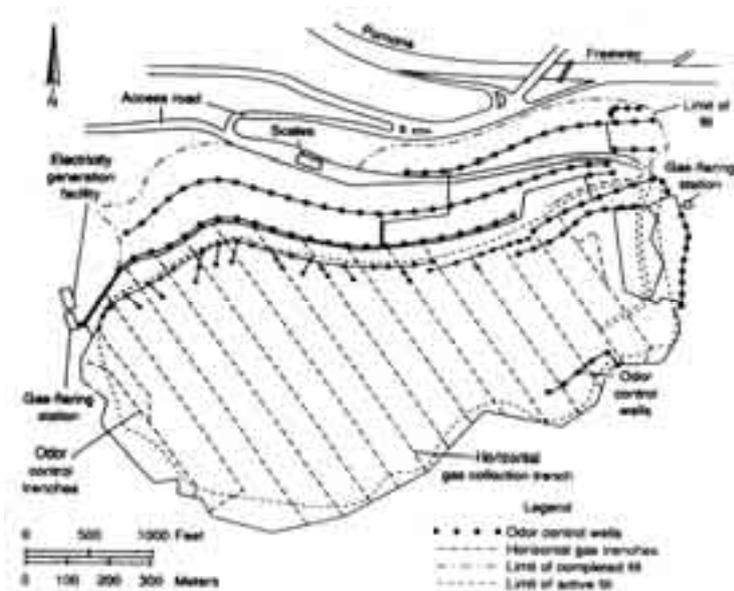


Figura 5: Planimetria delle attrezzature di estrazione di gas nella discarica di Puente Hills. (distretto di Los Angeles)

ghiaia e chiusa con rifiuti solidi. Con l'utilizzo della trincea chiusa da ghiaia e tubi perforati con giunti aperti, l'estrazione del gas rimane funzionale anche

Con i sedimenti differenziali che si avranno nella discarica col passare del tempo (vedi fig.7). Le trincee orizzontali sono installate ad intervalli verticali all'incirca di 80 piedi e 200 in orizzontale

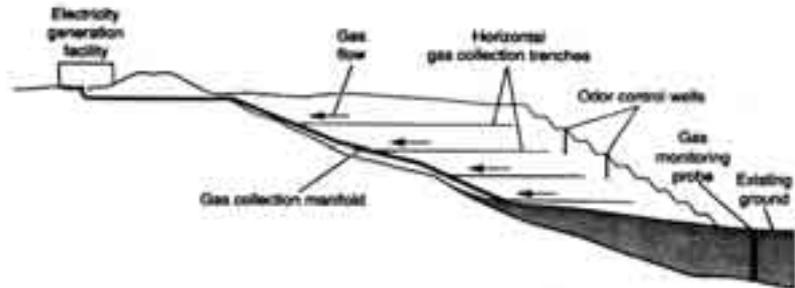


Figura 6: Sezione della discarica di Puente Hills che mostra le trincee orizzontali di gas.

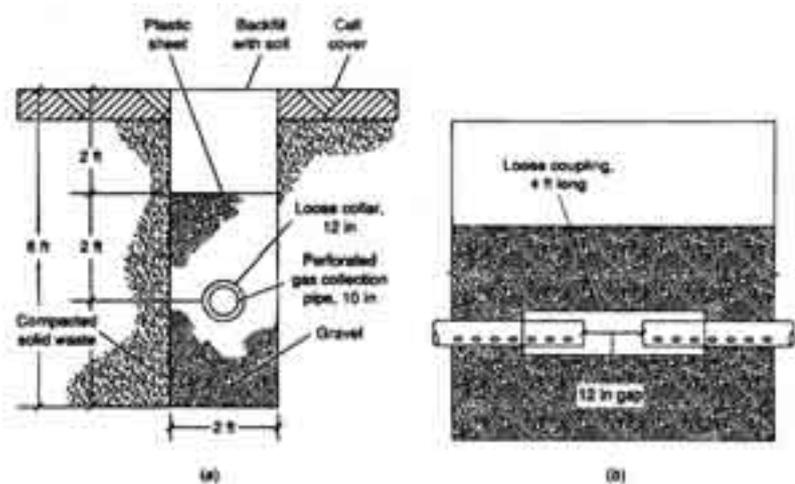


Figura 7: Dettagli di una trincea orizzontale di estrazione di gas: (a) sezione, (b) vista laterale

### Il controllo passivo

Uno dei più comuni metodi per il controllo passivo dei gas di discarica è basato sul fatto che la laterale migrazione dei gas può essere ridotta dal rilevamento della pressione del gas all'interno della discarica. Per questo scopo sono installate delle aperture nella copertura finale della discarica estese dentro fino alla massa dei

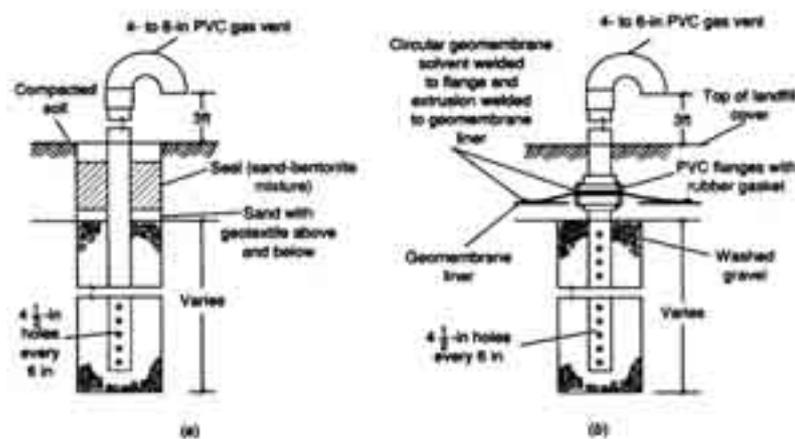
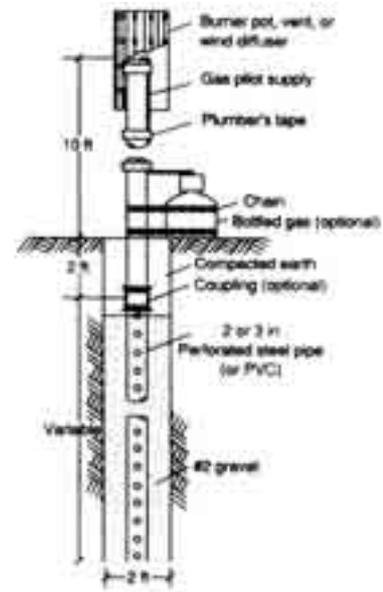


Figura 8: Tipiche aperture sulla superficie di una discarica per il controllo passivo dei gas: (a) apertura per una copertura che non contiene lo strato di geomembrana; (b) apertura per una discarica che ha una copertura di uno strato sintetico.

rifiuti solidi (vedi fig. 8). Il gas si muove dentro le aperture fino all'esterno della discarica. In base alla relativa bassa permeabilità, molte discariche, attrezzate con aperture passive e chiuse con terreno di copertura, hanno provato uno stress vegetativo sulla copertura della discarica o una migrazione di gas dal sottosuolo all'esterno della discarica, indicante che solo una porzione di gas fluisce attraverso le aperture passive. Quando le discariche sono collocate vicino ad edifici occupati sono necessari sistemi di controllo attivi per ottenere un adeguato controllo della migrazione dei gas. Se il metano nei gas di sfogo ha una concentrazione sufficiente, possono essere connessi parecchie aperture insieme e attrezzate con bruciatori di gas (vedi fig. 9).



**Figura 9: Tipico bruciatore di gas con fiamma pilota usato per infiammare i gas da una o parecchie aperture interconnesse.**

## 2.2 Composizione e formazione di percolato

Il percolato può essere definito come il liquido che è filtrato attraverso i rifiuti solidi. In molte discariche, il percolato è composto dal liquido che è entrato nella discarica da sorgenti esterne, come le superfici di drenaggio e dal liquido prodotto dalla decomposizione dei rifiuti. Il potenziale per la formazione del percolato può essere valutato dal bilancio dell'acqua che riguarda la somma di tutte le quantità di acqua entrante nella discarica e sottraendo la somma d'acqua consumata nelle reazioni chimiche e la quantità uscita come vapore acqueo. Il potenziale percolato è la quantità di acqua in eccesso trattenuta dai materiali della discarica.

## 2.2.1 Composizione del percolato e bilancio idrologico nelle discariche

Quando l'acqua percola attraverso i rifiuti solidi che sono in decomposizione, sia i materiali biologici che i componenti chimici sono mischiati in soluzione. Tipici dati sulle caratteristiche del percolato sono riportati nella tab. 4 sia per nuove che per vecchie discariche. Si nota che la composizione chimica del percolato varierà tanto dipendendo dall'età della discarica e dalla storia degli eventi precedenti il tempo del campionamento. Per esempio, se il percolato è raccolto durante la fase acida di decomposizione (vedere fig. 2), il valore del pH sarà basso e le concentrazioni di BOD<sub>5</sub>, TOC, COD, nutrienti, e metalli pesanti, saranno alti. Se, in altro modo, un campione di percolato è raccolto durante la fase di fermentazione del metano (vedere fig. 2), il pH sarà in un intervallo da 6.5 a 7.5, e il BOD<sub>5</sub>, TOC, COD, e il valore della concentrazione dei nutrienti sarà significativamente più basso. Similmente le concentrazioni di metalli pesanti saranno più basse perché molti metalli sono poco solubili a valori di pH neutri. Il pH del percolato non sarà solo dipendente dalla concentrazione degli acidi che sono presenti, sarà anche dipendente dalla pressione del CO<sub>2</sub> nel gas della discarica che è in contatto con il percolato. Anche la biodegradabilità del percolato varierà con il tempo. Il cambio nella biodegradabilità del percolato può essere monitorato dal controllo del BOD<sub>5</sub>/COD. Inizialmente la percentuale di BOD<sub>5</sub>/COD sarà intorno a valori di 0.5. Le percentuali intorno a 0.4-0.6 vengono prese come indicazione che la materia organica nel percolato è realmente biodegradabile. Nelle discariche mature, la percentuale di BOD<sub>5</sub>/COD è spesso nel range di 0.05-0.2. La ragione per cui la percentuale di BOD<sub>5</sub>/COD scende è che il percolato delle discariche mature contiene tipicamente acidi che non sono biodegradabili. A causa della variabilità nelle caratteristiche del percolato, il progetto dei sistemi di trattamento è complesso. Per esempio, il tipo di sistema progettato

Constituent	Value, mg/L*		
	New landfill (less than 2 years)		Mature landfill (more than 20 years)
	Range†	Typical‡	
BOD <sub>5</sub> (5-day biochemical oxygen demand)	2,000-30,000	10,000	100-200
DOC (dissolved organic carbon)	1,500-25,000	8,000	80-100
COD (chemical oxygen demand)	3,000-45,000	18,000	100-500
Total suspended solids	200-2,000	500	100-400
Organic nitrogen	10-800	200	80-120
Ammonia nitrogen	10-800	200	20-80
Nitrate	5-40	20	5-10
Total phosphorus	5-100	30	5-10
Ortho phosphorus	4-80	20	4-8
Alkalinity as CaCO <sub>3</sub>	3,000-10,000	3,000	200-1,000
pH	4.5-7.5	6	6.6-7.5
Total hardness as CaCO <sub>3</sub>	500-10,000	1,100	200-500
Calcium	200-3,000	1,000	100-400
Magnesium	50-1,500	250	50-200
Potassium	200-1,000	300	10-400
Sodium	200-2,500	500	100-200
Chloride	200-3,000	500	100-400
Zinc	50-1,000	300	20-50
Total iron	50-1,200	60	20-200

\*Except pH, which is unitless.  
 †Representative range of values. Higher maximum values have been reported in the literature for some of the constituents.  
 ‡Typical values for new landfills will vary with the maturity stage of the landfill.  
 Sources: Developed from Refs. 2, 3, 8, 10, 40, and 60.

**Tabella 4: Tipici dati di composizione del percolato da nuove o vecchie discariche**

2), il valore del pH sarà basso e le concentrazioni di BOD<sub>5</sub>, TOC, COD, nutrienti, e metalli pesanti, saranno alti. Se, in altro modo, un campione di percolato è raccolto durante la fase di fermentazione del metano (vedere fig. 2), il pH sarà in un intervallo da 6.5 a 7.5, e il BOD<sub>5</sub>, TOC, COD, e il valore della concentrazione dei nutrienti sarà significativamente più basso. Similmente le concentrazioni di metalli pesanti saranno più basse perché molti metalli sono poco solubili a valori di pH neutri. Il pH del percolato non sarà solo dipendente dalla concentrazione degli acidi che sono presenti, sarà anche dipendente dalla pressione del CO<sub>2</sub> nel gas della discarica che è in

contatto con il percolato. Anche la biodegradabilità del percolato varierà con il tempo. Il cambio nella biodegradabilità del percolato può essere monitorato dal controllo del BOD<sub>5</sub>/COD. Inizialmente la percentuale di BOD<sub>5</sub>/COD sarà intorno a valori di 0.5. Le percentuali intorno a 0.4-0.6 vengono prese come indicazione che la materia organica nel percolato è realmente biodegradabile. Nelle discariche mature, la percentuale di BOD<sub>5</sub>/COD è spesso nel range di 0.05-0.2. La ragione per cui la percentuale di BOD<sub>5</sub>/COD scende è che il percolato delle discariche mature contiene tipicamente acidi che non sono biodegradabili. A causa della variabilità nelle caratteristiche del percolato, il progetto dei sistemi di trattamento è complesso. Per esempio, il tipo di sistema progettato

per il trattamento del percolato con le caratteristiche riportate per una discarica nuova sarebbe assai differente da uno progettato per il trattamento del percolato di una discarica vecchia. Il problema dell'analisi è complicato dal fatto che il percolato che è stato generato nel tempo è una mistura derivata da rifiuti solidi di differenti anni. La totale quantità di percolato generato da un sistema di contenimento è prima di tutto una funzione della quantità di acqua infiltrata nel sistema e della quantità di fluidi generati all'interno dei rifiuti. E' dipendente da un numero di processi idrogeologici e climatologici, prima di tutto la pioggia, il gocciolamento ed l'evaporazione. Così per stimare la quantità di percolato bisogna condurre un bilancio dell'acqua

dell'intero sistema. La fig. 10, mostra le varie vie attraverso le quali la precipitazione è incanalata dal sistema di contenimento di rifiuti. Le precipitazioni nella forma di neve o di pioggia sono divise in quelle intercettate dalla vegetazione, quelle temporaneamente immagazzinate seguente allo scivolamento dalla superficie del sistema, e quelle infiltrate nel rivestimento. La proporzione della

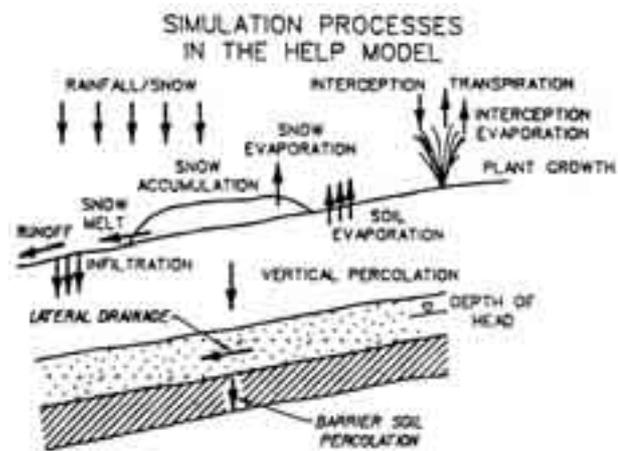


Figura 10: Vie di scorrimento dell'acqua nei sistemi di contenimento dei rifiuti (U.S. EPA, 1991)

precipitazione che si infiltra nel sistema altererà l'acqua immagazzinata nel sottosuolo, che subirà una possibile evapotraspirazione ad opera della vegetazione e del terreno. In aggiunta, una proporzione di acqua infiltrata può essere portata attraverso un sistema di drenaggio laterale se ne è previsto uno nella superficie del sistema di copertura. Eventualmente, una porzione di acqua infiltrata può viaggiare all'interno dei rifiuti e, passato il sistema di copertura e la barriera, contribuire alla percolazione.

### 2.2.2 Metodo di bilancio di acqua mensile

Il metodo di bilancio dell'acqua mensile, comporta l'uso dei dati climatologici e idrologici mensili per tracciare i cambiamenti in infiltrazione, evapotraspirazione, e accumulo di acqua nel terreno. Il bilancio dell'acqua per l'intero sistema è analizzato usando le note caratteristiche di trasmissione e di ritenzione del terreno e rifiuti, con un metodo proposto da Thornthwaite e Mather (1957). Basato sulla conservazione dell'acqua sul posto, la quantità di acqua infiltrata I, è espressa da:

$$I = P + SR - R \quad 1$$

Dove:

P = precipitazione

SR = acqua portata nel sistema scorrendo sulla superficie

R = superficie di scorrimento esterna al sistema.

Nell'eq. 1, sono ignorate le traiettorie di intercettazione della vegetazione.

R può essere stimata da uno qualsiasi dei metodi empirici disponibili nella letteratura idrogeologica. Un formula razionale offre una semplice via per la stima di R in proporzione alla precipitazione:

$$R = CP \quad 2$$

Dove:

C = coefficiente di scivolamento che è una funzione del tipo di terreno, vegetazione, e superficie topografica. La tab. 5 mostra valori tipici di C. Una volta che la quantità di acqua infiltrata I è

conosciuta per mezzo della eq. 1, la quantità che è percolata fuori

**Table 11.3** Runoff Coefficients as Affected by Cover Material and Slope

Type of area	Runoff coefficient, C		
	Flat: slope < 2%	Rolling: slope 2-10%	Hilly: slope > 10%
Grassland areas	0.25	0.3	0.3
Earth areas	0.6	0.65	0.7
Meadows and pasture lands	0.25	0.3	0.35
Cultivated land			
Impermeable (clay)	0.5	0.55	0.6
Permeable (loam)	0.25	0.3	0.35

Source: Pety (1976)

**Tabella 5: Coefficienti di scivolamento in base alla pendenza e ai materiali**

dal terreno di copertura nei rifiuti può essere stimata applicando al terreno di copertura i principi di conservazione dell'acqua. Così:

$$\mathbf{PER = I - AET - \Delta S_c} \quad \mathbf{3}$$

Dove:

PER = quantità di acqua percolata fuori dal terreno di copertura

AET = attuale evapotraspirazione dalla copertura

$\Delta S_c$  = cambio di accumulo di acqua come un risultato di infiltrazione

Facciamo distinzione qui tra la potenziale evapotraspirazione (PET) e l'attuale evapotraspirazione (AET). PET avviene quando è disponibile più di un'adeguata umidità che soddisfi la domanda evaporativa dell'atmosfera. AET, in altra maniera, è l'attuale quantità di evapotraspirazione che prende posto quando il suolo è secco ( $I < PET$ ), mentre la domanda di evaporazione non può essere soddisfatta. Così, AET è sempre più bassa o uguale al PET. La potenziale evapotraspirazione mensile può essere stimata usando l'equazione di Thornthwaite,

$$\mathbf{PET (mm) = 16 (10t/TE)^a} \quad \mathbf{4}$$

Dove:

t = temperatura del mese in considerazione

TE = indice di efficienza della temperatura, data dalla somma degli indici caldi dei 12 mesi nell'anno. Considerando che l'indice di caldo per un dato mese è espresso da  $(t / 5)^{1.514}$ ,

TE può essere scritto come:

$$\mathbf{TE = \sum_{i=1}^{12} (t_i / 5)^{1.514}} \quad \mathbf{5}$$

Nell'eq.4, a è un coefficiente empirico dato da:

$$\mathbf{a = 6.75 \times 10^{-7} (TE)^3 - 7.7 \times 10^{-5} (TE)^2 + 1.79 \times 10^{-2} (TE) + 0.492} \quad \mathbf{6}$$

Il valore PET, dato dalla eq. 4, dipende anche dalle ore di luce solare, in aggiunta alla temperatura e all'indice di caldo. In acconto alla durata disuguale di luce durante l'anno, il PET è usualmente moltiplicato da un fattore di aggiustamento.

Latitude	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
10	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20	0.95	0.80	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.94
30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

**Tabella 6: Fattore di aggiustamento per potenziale evapotraspirazione calcolata con l'equazione di Thornthwaite**

I valori di questo fattore, listati in Tab. 6, dipendono dal mese dell'anno e latitudine del luogo in considerazione. L'eq. 3 è implementata come di seguito per determinare le quantità di percolazione. Viene prima calcolata la quantità  $(I - PET)$ . Se questa quantità è positiva, è soddisfatta la domanda evaporativa dell'atmosfera e il surplus va giù nel terreno di base che si fa più bagnato. In questo caso  $AET = PET$ . Se il contenuto di acqua del terreno di copertura è già alto, questo non può accumulare acqua addizionale, e il surplus percolerà nei rifiuti (noto che la capacità di campo è il massimo contenuto di acqua che il terreno può ritenere sotto drenaggio gravitazionale). Al contrario, se  $(I - PET)$  è negativo, non viene soddisfatta la domanda di evaporazione dall'atmosfera, e  $AET < PET$ . Il terreno cede il suo contenuto di acqua all'atmosfera, se è bagnato, e lo prende se è più secco. L'ammontare dell'essiccamento dipende non solo dalla grandezza di  $(I - PET)$ , ma anche dal contenuto di acqua del terreno di copertura. Sotto queste condizioni, non avviene percolazione finché si presenta una situazione

quando  $(I - PET)$  è ancora positivo e il terreno di copertura superiore è riportato alla sua capacità di campo. L'ammontare dell'essiccamento dal terreno di copertura che prende posto durante il periodo secco (quando non c'è percolazione) dipende dal tipo di terreno e dal deficit cumulativo di acqua. E'essenzialmente un problema di flusso attraverso un terreno insaturo. Thornthwaite e Mather (1957) forniscono tavole con le quali si può stimare la ritenzione di umidità del terreno dopo evapotraspirazione avvenuta in un terreno secco. La tab. 7 fornisce una forma abbreviata come documentato in Oweis e Khera (1990).

S.M.M. (mm)	R. (mm)									
	25	50	75	100	125	150	200	250	300	350
0	21	36	51	66	81	96	111	126	141	156
10	36	51	66	81	96	111	126	141	156	171
20	51	66	81	96	111	126	141	156	171	186
30	66	81	96	111	126	141	156	171	186	201
40	81	96	111	126	141	156	171	186	201	216
50	96	111	126	141	156	171	186	201	216	231
60	111	126	141	156	171	186	201	216	231	246
70	126	141	156	171	186	201	216	231	246	261
80	141	156	171	186	201	216	231	246	261	276
90	156	171	186	201	216	231	246	261	276	291
100	171	186	201	216	231	246	261	276	291	306
110	186	201	216	231	246	261	276	291	306	321
120	201	216	231	246	261	276	291	306	321	336
130	216	231	246	261	276	291	306	321	336	351
140	231	246	261	276	291	306	321	336	351	366
150	246	261	276	291	306	321	336	351	366	381
160	261	276	291	306	321	336	351	366	381	396
170	276	291	306	321	336	351	366	381	396	411
180	291	306	321	336	351	366	381	396	411	426
190	306	321	336	351	366	381	396	411	426	441
200	321	336	351	366	381	396	411	426	441	456
210	336	351	366	381	396	411	426	441	456	471
220	351	366	381	396	411	426	441	456	471	486
230	366	381	396	411	426	441	456	471	486	501
240	381	396	411	426	441	456	471	486	501	516
250	396	411	426	441	456	471	486	501	516	531
260	411	426	441	456	471	486	501	516	531	546
270	426	441	456	471	486	501	516	531	546	561
280	441	456	471	486	501	516	531	546	561	576
290	456	471	486	501	516	531	546	561	576	591
300	471	486	501	516	531	546	561	576	591	606
310	486	501	516	531	546	561	576	591	606	621
320	501	516	531	546	561	576	591	606	621	636
330	516	531	546	561	576	591	606	621	636	651
340	531	546	561	576	591	606	621	636	651	666
350	546	561	576	591	606	621	636	651	666	681
360	561	576	591	606	621	636	651	666	681	696
370	576	591	606	621	636	651	666	681	696	711
380	591	606	621	636	651	666	681	696	711	726
390	606	621	636	651	666	681	696	711	726	741
400	621	636	651	666	681	696	711	726	741	756

**Tabella 7: Ritenzione dell'umidità del terreno dopo che si è avuta una potenziale evapotraspirazione**

L'accumulo di umidità del terreno richiesta da questa tavola, può essere ottenuta dalla fig. 11 che riassume le caratteristiche del possesso di acqua dei vari terreni. La stima finale di percolato, q, che esce dai rifiuti, può ora essere ottenuta applicando il principio di conservazione dell'acqua al corpo dei rifiuti:

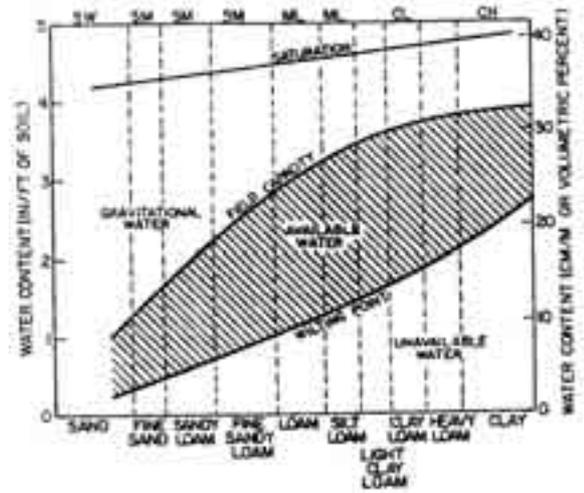


Figura 11: Capacità di accumulo di acqua di terreni USDA

$$q = \text{PER} + W_d - \Delta S_w$$

dove:

7

$W_d$  = acqua generata dalla decomposizione dei rifiuti.

Fino a che i rifiuti raggiungono la loro capacità, non ci si aspetta il percolato al di sotto. La percolazione soddisferà prima la capacità di umidità dei rifiuti e il surplus allora sarà raccolto fuori di questi.

La capacità di accumulo di acqua dei rifiuti è altamente variabile come mostrato in tab. 8 per alcuni tra i più comuni tipi di rifiuti.

Dipendendo dalla permeabilità della barriera l'ammasso di percolato si può formare al di sotto dei rifiuti.

Component	Moisture content, percent dry weight					
	Water absorption capacity			Total moisture holding capacity		
	Maximum	Average	Minimum	Maximum	Average	Minimum
Straw <sup>1</sup>		200			200	
Cardboard (solid and corrugated)		175			175	
Other miscellaneous paper	400		100	400		100
Lawn clippings (grass and leaves)	200		50	170		145
Strawbery, tree prunings	100		10	250		15
Food waste (kitchen garbage)	100		0	300		0
Trashes (stubs of all types, etc.)	300		100	300		100
Wood, plastic, glass, metal (all impervious)		0			0	

<sup>1</sup> Calculated from water absorption plus initial moisture content in as-received samples.

<sup>2</sup> Sample variation was negligible.

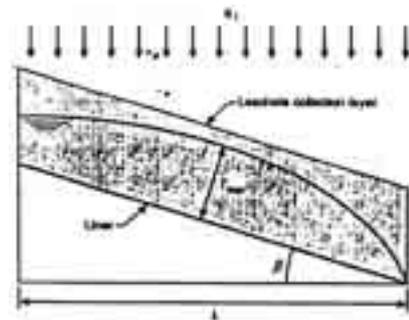
<sup>3</sup> Initial moisture contents as received were less than 6% in the laboratory tests described; they were considered negligible compared to the variations in moisture absorbed.

Tabella 8: Range di assorbimento dell'acqua per componenti di rifiuti solidi

### 2.2.3 Stime della quantità e altezza del percolato

I criteri di progetto di questi strati<sup>1</sup> richiedono la determinazione di quanto percolato viene generato, e di quanto percolato sarà raccolto e rimosso per minimizzare le infiltrazioni attraverso lo strato e del funzionamento nel lungo termine del sistema. Il primo criterio richiesto per il progetto degli strati interessati alla raccolta del percolato, è quello di stimare il flusso di percolato attraverso di essi, stima che può essere effettuata mediante il metodo di bilancio dell'acqua. Comunque il flusso è largamente influenzato dalle precipitazioni, e una decisione può essere presa sulla base delle piogge più intense con tempo di ritorno di 10 anni. In ultimo, la decisione dipenderà dal luogo, dalle considerazioni specifiche sul sito e dalla regolamentazione del posto. Seguendo la stima del flusso di percolato, il progetto potrebbe mirare a minimizzare il massimo di percolato sopra lo strato. Inoltre le variabili geometriche nel progetto dei collettori di percolato e sistemi di raccolta mostrate in fig. 12, sono le seguenti:

- L: lunghezza orizzontale del piano di raccolta di percolato, al di sotto del quale sono posizionati i tubi
- $T_{max}$ : massimo spessore di percolato dentro il piano di drenaggio;
- $\beta$ : angolo di pendio del sistema di raccolta di percolato con l'orizzontale;
- $q_i$ : percentuale di percolazione computata con il metodo di bilancio dell'acqua;
- k: conducibilità idraulica del piano di drenaggio.



**Figura 12: : Definizione dei parametri per i modelli di raccolta di percolato**

Tipicamente due questioni sono indirizzate al progetto dei sistemi di raccolta di percolato:

1. deve essere determinato lo spessore massimo  $T_{max}$  di percolato. Se il calcolo di  $T_{max}$  è eccessivo, l'ingegnere progettista dovrebbe decrescere la lunghezza orizzontale L, aumentare l'angolo di pendio base, b, e/o incrementare la conducibilità idraulica materiale che costituisce il piano di raccolta di percolato;
2. deve essere determinata la media di percolato sullo strato. Questa media  $T_{avg}$ , è usata per calcolare la percentuale di infiltrazione attraverso lo strato al di sotto del piano di raccolta di percolato.

<sup>1</sup> Sharma & Lewis, 1994

Giroud & Houlihan (1995) hanno presentato un semplice metodo analitico per calcolare lo spessore del piano di drenaggio. La prima equazione proposta da loro è:

$$T_{\max}/L = \{ [e(\tan^2 \beta + 4q_i/k)] - \tan \beta \} / 2 \cos \beta = \quad 8$$

$$= \{ [e(1 + 4\lambda) - 1] \} / 2 (\tan \beta / \cos \beta)$$

dove:

$$\lambda = (q_i/k) / \tan^2 \beta \quad 9$$

I valori di  $T_{\max}$  calcolati con l'eq. 8 saranno più grandi del 15% rispetto a quelli calcolati con soluzioni numeriche rigorose; la modifica dell'equazione di Giroud rappresentata sopra, produce un errore dell'1% se confrontata con le soluzioni numeriche rigorose:

$$T_{\max}/L = j \{ [e(1 + 4\lambda) - 1] \} / 2 (\tan \beta / \cos \beta) \quad 10$$

Dove

$$j = 1 - 0.12 \exp [ - [ \log ( 8 \lambda / 5 )^{5/8} ]^2 ] \quad 11$$

Con  $\lambda$  dato dall'eq. 9.

Lo spessore medio di percolato  $T_{\text{avg}}$  può essere determinato con i valori di  $\lambda$  usando la tab. 9. Il progetto dei tubi di raccolta di percolato include l'analisi del flusso nei tubi ma anche le performance dei tubi stessi sotto i carichi. I sistemi di raccolta del percolato, sono dei sistemi di flusso a gravità progettati per flussi dentro tubi perforati. Questa situazione corrisponde ad una condizione di canale aperto comunemente analizzata dall'equazione di Manning. Se la velocità derivata dall'equazione di Manning<sup>2</sup> è moltiplicata da una parziale area di flusso trasversale, l'equazione di Manning può essere definita in termini di flusso come la seguente:

$\lambda = \frac{q_i/k}{\tan^2 \beta}$	$\frac{T_{\text{avg}}}{T_{\text{max}}}$	$\lambda = \frac{q_i/k}{\tan^2 \beta}$	$\frac{T_{\text{avg}}}{T_{\text{max}}}$
0.00	0.500	0.50	0.73
0.002	0.50	0.53	0.74
0.005	0.51	0.57	0.75
0.01	0.52	0.62	0.76
0.02	0.53	0.67	0.77
0.03	0.54	0.73	0.78
0.04	0.55	0.80	0.79
0.05	0.56	0.87	0.80
0.07	0.57	0.95	0.81
0.08	0.58	1.05	0.82
0.09	0.59	1.16	0.83
0.10	0.60	1.32	0.84
0.12	0.61	1.58	0.85
0.14	0.62	2.0	0.86
0.15	0.63	3.2	0.87
0.16	0.64	5.5	0.86
0.17	0.65	8.5	0.85
0.18	0.66	13	0.84
0.20	0.67	19	0.83
0.23	0.67	30	0.82
0.25	0.69	55	0.81
0.35	0.70	135	0.80
0.40	0.71	1000	0.79
0.45	0.72	=	0.785

Tabella 9: valori di  $\lambda$

<sup>2</sup> Gupta, 1989

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2}$$

12

Dove:

$Q$  = flusso ( $m^3/s$ )

$n$  = coefficiente di rugosità di Manning

$S$  = pendenza dei tubi ( $m/m$ )

$R_h$  = raggio idraulico definito da:

$$R_h = A/P$$

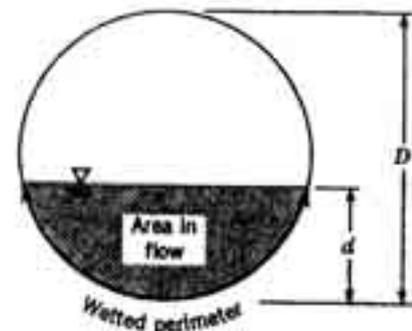
13

Dove:

$A$  = area di flusso ( $m^2$ )

$P$  = perimetro umido (m)

La fig. 13 illustra la definizione dell'area di flusso e del perimetro umido. L'influsso di percolato ( $Q$ ) nel tubo di rimozione del percolato, può essere stimato usando il metodo del bilancio dell'acqua precedentemente discusso. Una volta conosciuto il flusso attraverso i tubi, le equazioni (12) e (13) possono essere risolte per determinare il diametro dei tubi occorrente.



**Figura 13: Area di flusso e perimetro bagnato**

Generalmente, i tubi rigidi, assorbono molto dei

sovraccarichi applicati e distribuiscono i carichi nella sezione del tubo. Contrariamente, i tubi flessibili deflettono rivolgendo molto del carico applicato intorno al terreno in un meccanismo ad arco. Perciò i tubi flessibili, funzionano meglio che quelli rigidi. L'altezza massima del cumulo di percolato sopra la barriera, dipende anche da quanti collettori sono disposti. La fig. 14, mostra due tipiche configurazioni per i sistemi di collettori. La configurazione mostrata in fig. 14a offre inoltre una semplice espressione dell'altezza massima,  $h_{max}$ , del cumulo di percolato. Applicando la legge di Darcy per la stima del flusso nel piano di drenaggio, l'altezza del mucchio,  $h(x)$ , può essere stimata con:

$$h(x) = [ (q/k_d) (L-x)x ]^{0.5}$$

14

dove:

$q$  = percentuale di percolazione che cade nel piano di drenaggio

$k_d$  = conduttività idraulica del piano di drenaggio in condizioni sature

$L$  = lunghezza del drenaggio

La massima altezza si ottiene nel punto medio tra i due drenaggi. Pertanto,

$$h_{\max} = L/2 (q/k_d)^{0.5}$$

15

Da un punto di vista del progetto, i drenaggi devono essere capaci di scaricare la quantità  $qL$  per unità di lunghezza. La fig. 14b illustra una più comune configurazione di un sistema di raccolta, dove le barriere sono tipicamente inclinate per accrescere il flusso verso i collettori di drenaggio. Moore (1980) sviluppa una soluzione per questo caso ed ha espresso  $h_{\max}$  come:

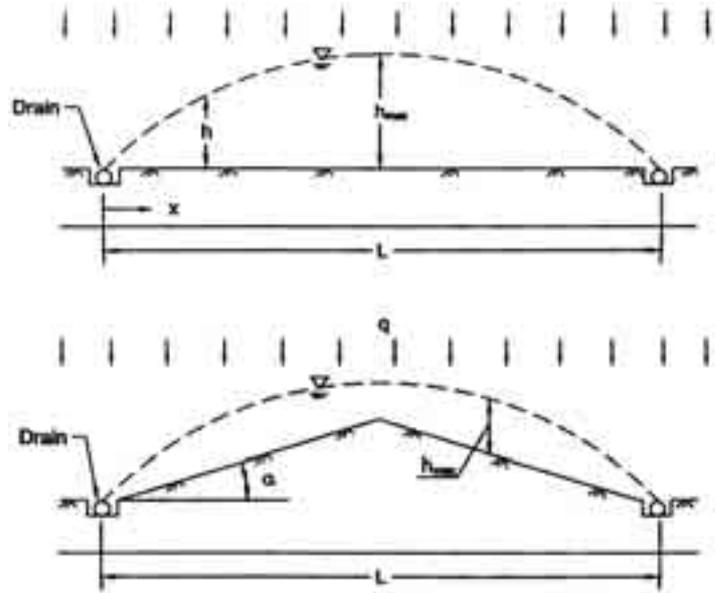


Figura 14: configurazioni dei sistemi di raccolta del percolato.

$$h_{\max} = (Lc/2) (\tan^2\alpha/c + 1 - \tan\alpha/c e^{(\tan^2\alpha + c)})$$

16

dove:

$$c = q/k_d$$

$\alpha$  = angolo di inclinazione del piano

Va osservato che le eq. 15 e 16 rappresentano solo una soluzione approssimata.

## 2.2.4 Drenaggio e sistemi di raccolta del percolato

Il sistema di drenaggio e raccolta deve impedire fuoriuscite di percolato e contribuire con l'impermeabilizzazione all'efficienza della barriera idraulica della discarica per tutto il tempo di vita della discarica, e comunque per un tempo non inferiore a 30 anni dalla data di chiusura definitiva dell'impianto. I sistemi di drenaggio vanno concepiti e progettati in modo da favorire il più veloce transito del percolato verso le tubazioni di convogliamento e raccolta. Il loro scopo è infatti quello di minimizzare la formazione di battenti di percolato e di falde sospese all'interno dell'ammasso dei rifiuti. Le scelte progettuali debbono essere orientate ad evitare l'intasamento del sistema drenante tenendo conto che i tubi di convogliamento rappresentano l'unica componente del sistema che può essere ispezionata e, se necessario, ripristinata. Il sistema di drenaggio di fondo deve essere realizzato nel seguente modo (dal basso verso l'alto partendo dallo strato protettivo della impermeabilizzazione):

- strato di ghiaia a bassa componente calcarea, pezzatura 16-64mm con percentuale di passante al vaglio 200 ASTM < 5% tale da garantire una conducibilità idraulica  $k > 10^{-4}$  m/s, di spessore minimo 0,30m all'interno del quale vengono posati collettori fessurati principali e secondari; lo strato di ghiaia va esteso a tutta la superficie della discarica;
- copertura di ghiaia a bassa componente calcarea, pezzatura 16-64mm con percentuale di passante al vaglio 200 ASTM < 5% tale da garantire una conducibilità idraulica  $k > 10^{-4}$  m/s, altezza minima di 0,70m sopra la generatrice superiore del collettore fessurato e larghezza non inferiore a 2m.

Tra i rifiuti ed il sistema drenante non deve essere interposto materiale drenante sintetico e/o naturale, con funzione filtrante, di conducibilità idraulica e porosità inferiore a quella del letto drenante specificato sopra. Sulle sponde della discarica, è ammesso l'utilizzo di un sistema geocomposito drenante interamente realizzato in materiale biochimicamente stabile e caratterizzato da conducibilità idraulica trasversale e portata longitudinale congruente con quella dello strato drenante naturale posto sul fondo. I collettori principali del sistema drenante debbono avere preferibilmente un diametro minimo tale da consentire l'ispezionabilità tramite telecamere mobili (non inferiore a 200mm). I collettori principali devono avere una densità minima di 170 m/ha (cui corrisponde un interasse medio pari a 60m). La pendenza dei collettori principali non deve essere inferiore al 1,5%. A monte e a

valle di tali collettori e/o all'esterno del corpo discarica, devono essere posti, quando la morfologia del sito lo consenta, dei pozzetti accessibili per l'ispezione dei tubi. I collettori secondari devono essere posizionati con una densità minima di 500 m/ha (cui corrisponde un interasse medio pari a 20m) e avere diametro minimo pari a 125mm. La pendenza di tali collettori non deve essere inferiore al 3%. Il doppio sistema di raccolta del percolato<sup>3</sup> è qualche volta richiesto come mostrato in fig.

15 anche se dipende da regolamenti e dalle condizioni del sito. Il sistema primario di collettori di rimozione del percolato è posizionato direttamente al di sotto dei rifiuti

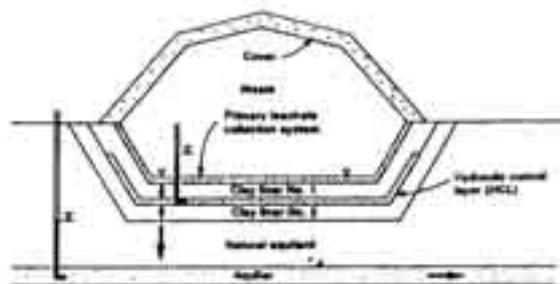


Figura 15: Doppio sistema di raccolta del percolato

e sopra il primo strato. La seconda parte o sistema secondario, è posizionata tra il primo

e il secondo strato. Il principale scopo del sistema secondario di collettori di rimozione del percolato è determinare il grado di infiltrazioni attraverso il primo strato. Perciò questo secondo sistema di collettori di rimozione del percolato è chiamato qualche volta sistema di individuazione di infiltrazioni e benché può raccogliere solo quantità trascurabili di percolato, deve essere progettato sulla base del peggior scenario possibile. **I valori delle pendenze devono essere riferiti alle condizioni di esercizio, cioè ad esaurimento dei sedimenti del fondo della discarica.** Le fessure dei collettori devono avere dimensioni non inferiori a 10mm, onde evitare occlusioni delle stesse. I pozzi hanno il compito di raccogliere e allontanare il percolato, e devono permettere l'ispezione dei collettori principali di drenaggio del percolato stesso. I pozzi devono consentire una corretta ispezionabilità dei tubi di drenaggio e, nel caso in cui sia previsto l'accesso da parte del personale, devono essere di dimensioni non inferiori a 2m x 2m ed essere dotati di tutti gli opportuni sistemi di sicurezza (ventilazione forzata, sensori per la presenza del metano, quadri elettrici e linee elettriche realizzati secondo le norme CEI, ecc..). L'arrivo del percolato deve essere sifonato e i livelli di percolato nei pozzi di raccolta devono essere monitorati e controllati sia durante il normale esercizio sia nella fase di post-esercizio. La posizione dei pozzi di raccolta e allontanamento del percolato, che possono essere interni o esterni al corpo della discarica, deve essere tale da rispondere alle seguenti esigenze:

- facile accessibilità dalla viabilità di servizio;
- salvaguardia da danni meccanici derivanti dalle varie attività di coltivazione (compattatori, ruspe, autocarri, ecc.);

<sup>3</sup> Rowe e al., 1995a

- tenuta idraulica del sistema di impermeabilizzazione.

I pozzi all'interno delle discariche infossate devono essere preferibilmente posizionati lungo le sponde, salvo casi particolari in cui si dimostri la necessità di ricorrere a pozzi verticali. Nel caso di una ubicazione esterna dei pozzi, il sistema di isolamento del pozzo e il raccordo con la discarica, nonché l'eventuale sistema di attraversamento dell'impermeabilizzazione, dovranno avere caratteristiche di tenuta e sicurezza equivalenti a quella del pacchetto di impermeabilizzazione stessa. Nel caso di barriera doppia, devono essere previsti 2 pozzi indipendenti di raccolta e rimozione del percolato. Un problema di capitale importanza per i sistemi di drenaggio della discarica, è l'intasamento che, generalmente, può essere dovuto ad una combinazione di particelle, a precipitazione chimica e a crescita di biofilm.<sup>4</sup> L'intasamento fisico è legato alla differente qualità del terreno e può essere valutato mediante il 'gradient ratio test'. L'intasamento chimico è dovuto ai precipitati chimici insolubili, come il calcio carbonato, che causano il bloccaggio o la cementificazione dei materiali o dei filtri di drenaggio granulari o sintetici. L'intasamento biologico è dovuto alla crescita biologica nei collettori di percolato e nei sistemi di raccolta causata da materiali organici o nutrienti nel percolato. La ricerca corrente sull'intasamento dovuto a percolazione indica che, sia il terreno sia i componenti sintetici di questi sistemi di raccolta sono suscettibili all'intasamento chimico e biologico. I criteri di progetto correnti contro questo problema consistono nell'uso di taglie più grandi possibili per i materiali granulari o geotessili. I problemi più difficili relativi all'efficienza dei sistemi di drenaggio si riscontrano nelle discariche di rifiuti solidi urbani a causa dell'alto contenuto organico nei rifiuti e della relativa attività microbiologica. Il percolato dei rifiuti solidi urbani contiene nutrienti che incoraggiano lo sviluppo di batteri dentro i rifiuti, nei filtri geotessili, nei piani di drenaggio granulare e intorno le perforazioni dei tubi di raccolta di percolato. L'intasamento del sistema di raccolta del percolato, comporta il riempimento dei vuoti tra le particelle solide come risultato di una non meglio specificata combinazione di eventi chimici, fisici e biologici. La riduzione degli spazi vuoti causata dalla crescita di biofilm<sup>5</sup> risulta in una concorrente riduzione della conducibilità idraulica di questi sistemi di drenaggio e dunque in una riduzione della loro capacità di trasmettere lateralmente il percolato. Comunque, intasamento del piano di drenaggio non è sinonimo di impermeabile adatto perché una sabbia di copertura intasata può essere sostanzialmente più permeabile che il sottostrato di argilla. E' un fenomeno che non riguarda solamente gli strati di sabbia ma ad esempio anche le pietre e la ghiaia e i materiali geotessili. Recenti

---

<sup>4</sup> Rowe e al., 1995b

ricerche hanno dimostrato una chiara relazione tra la distribuzione e l'assortimento dei grani, e il fenomeno di intasamento. Per esempio Brune e al. (1991) hanno preso campioni da sistemi di collettori di percolato intasati e da laboratori e hanno trovato in una qualità di ghiaia sabbiosa con taglia dei grani nel range di 1-32mm e ghiaia fine (2-4mm) la causa di un severo intasamento riscontrato in esperienze di laboratorio condotte con column tests usando un percolato altamente resistente sotto condizioni anaerobiche. Materiali più grossolani (ghiaia media 8-16 mm di taglia) hanno intasato pori più piccoli ma i pori più grandi sono rimasti aperti fino alla fine dell'esperimento (16 mesi). Ghiaia grossolana (16-32mm) in diretto contatto con i rifiuti, è stata coperta con uno spessore di film e localmente raggruppata insieme; comunque i pori larghi rimangono liberi durante tutti i 16 mesi del test e mantenendo la stessa conducibilità idraulica. Test simili condotti usando un filtro geotessile non tessuto sopra il materiale di drenaggio, hanno indicato che il geotessile ha giocato un ruolo sacrificale riducendo sostanzialmente l'intasamento del materiale di drenaggio con la formazione di una crosta di rifiuti nella porzione più alta e sopra il geotessile. I benefici del geotessile sono stati evidenti per la ghiaia grossolana (16-32mm), con solo un vero leggero biofilm intorno alle particelle di ghiaia.

---

<sup>5</sup> Brune e al, 1991; Vandevivere & Bavere, 1992; Rowe e al., 1995b, 1997a;

## **3 I SISTEMI BARRIERA**

### **3.1 I sistemi barriera di base**

#### **3.1.1 Obiettivi**

La barriera della discarica è deputata a limitare il flusso di contaminanti (percolato e biogas) nel terreno circostante la discarica. Il sistema della barriera di base è formato dalla combinazione delle seguenti componenti:

- barriera geologica (componente naturale)
- impermeabilizzazione (componente costruita)
- sistema di drenaggio e raccolta del percolato (componente costruita)

Le definizioni progettuali delle componenti costruite del sistema della barriera di base vanno fatte in funzione sia delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del terreno sia del tipo di rifiuto da depositare.

#### **3.1.2 Caratteristiche costruttive**

Si definisce barriera geologica, quella formata da un terreno in posto, con capacità di contenimento ed attenuazione del percolato, atta a prevenire rischi di inquinamento per il suolo e le falde. L'efficacia di una barriera geologica deve essere valutata in funzione sia dello spessore sia della conducibilità idraulica, sia della qualità del terreno. Per una discarica di rifiuti non pericolosi:  $k \leq 1 \times 10^{-9}$  m/s e  $s > 1$ m e per una discarica di rifiuti pericolosi  $k \leq 1 \times 10^{-9}$  m/s e  $s > 5$ m. La definizione delle caratteristiche della barriera geologica deve basarsi su un'accurata indagine con prove di conducibilità idraulica rappresentative del comportamento dell'ammasso (macrostruttura) e non semplicemente dell'elemento di volume (microstruttura). Per la valutazione dell'efficacia di attenuazione della barriera geologica è raccomandabile fare riferimento anche a modelli di propagazione che tengano conto dei fenomeni di convezione, diffusione, dispersione, assorbimento e decadimento degli inquinanti nel sottosuolo. Per tutti gli impianti deve essere prevista l'impermeabilizzazione del fondo e delle pareti con un rivestimento di materiale artificiale (geomembrana) posto al di sopra della barriera geologica, su uno strato di materiale minerale compattato caratterizzato da uno spessore di almeno 100cm con una conducibilità idraulica  $k \leq 10^{-7}$  cm/s, depositato preferibilmente in strati uniformi compattati dello

spessore massimo di 20cm. Il rivestimento deve avere caratteristiche idonee a resistere alle sollecitazioni chimiche e meccaniche presenti nella discarica. Anche in presenza di una barriera geologica sono comunque raccomandati, in funzione del tipo di rifiuto e delle condizioni locali, interventi di ricostruzione di uno strato minerale (di caratteristiche omogenee e controllate) o di trattamento superficiale, con eventuale aggiunta di bentonite, con lo scopo di sigillare eventuali fessure superficiali. Lo spessore di tale intervento dipende dal tipo di rifiuto depositato (grezzo o trattato) e dalle condizioni locali. E' inoltre raccomandata, anche in questo caso, l'applicazione di una geomembrana al fine di favorire il deflusso e la raccolta del percolato. Questi interventi devono comunque rispondere a tutti i requisiti ed essere soggetti a tutti i controlli che competono agli strati di argilla compattata. Nel caso che la barriera risulti costituita da una unità geologica omogenea e continua di elevato spessore (per esempio formazioni argillose del plio-pleistocene e similari) tale da garantire particolari condizioni di protezione degli eventuali acquiferi, gli interventi possono limitarsi al semplice trattamento superficiale del fondo mediante asportazione della coltre alterata e regolarizzazione della superficie di imposta. L'utilizzo di sole geomembrane non costituisce in nessun caso un sistema di impermeabilizzazione idoneo. Lo strato di materiale artificiale e/o il sistema barriera di sconfinamento deve essere inoltre adeguatamente protetto dagli agenti atmosferici e da pericoli di danneggiamento in fase di realizzazione e di esercizio della discarica. La scelta della struttura

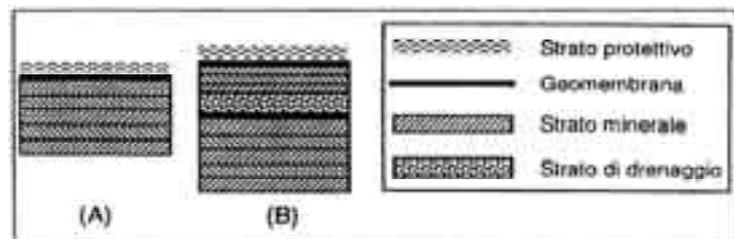
dell'impermeabilizzazione

costruita deve essere fatta in funzione del grado di vulnerabilità del sito ed in funzione del pretrattamento dei rifiuti. In assenza della barriera geologica ed in funzione della qualità dei rifiuti devono essere adottate

per

l'impermeabilizzazione

costruita le strutture descritte nella fig. 16. Il valore di



**A. Impermeabilizzazione composta semplice**

- spessore minimo globale = 1,0 m
- numero minimo degli strati minerali compattati = 5
- spessore massimo del singolo strato compattato = 0,2 m

**B. Impermeabilizzazione composta doppia**

- spessore minimo globale dello strato minerale inferiore = 1,0 m
- spessore minimo globale dello strato minerale superiore = 0,6 m
- spessore minimo del singolo strato compattato = 0,2 m
- spessore minimo strato di drenaggio = 0,5 m

**Figura 16: Possibili strutture di impermeabilizzazioni costruite. In aggiunta agli strati indicati, può risultare utile prevedere ulteriori strati di protezione e separazione.**

conducibilità idraulica  $k$  dello strato minerale compattato, misurato secondo le modalità fissate, deve risultare  $\leq 10^{-9}$  m/s. La geomembrana deve avere caratteristiche meccaniche e di compatibilità chimica con il percolato tali da garantirne la funzionalità nel tempo. Allo stato attuale è raccomandato il ricorso ad una geomembrana in polietilene (PE) di spessore minimo di 2mm e rispondente alle norme UNI aggiornate dalle specifiche Assogomma (vedi tab. 10). La geomembrana deve essere posta a diretto contatto con lo strato minerale compattato, senza interposizione di materiale drenante. Inoltre l'accoppiamento dei due materiali deve essere realizzato

Parametri	Valori	Norme
Composizione: • Polietilene • Nero di Carbonio (CB)	$\geq 97\%$ $\geq 2\%$	UNI 9556, ASTM D 1605
Densità	$0,940 \pm 0,005$ g/cm <sup>3</sup>	UNI 7092/A, ISO R 1185 ASTM D 792
Spessore nominale: R.S.U. R.S.A.U. R.T.N.	2 mm * 2 mm * 2,5 mm *	UNI 8202/6 ASTM D 5199
* Valori medi con tolleranza $\pm 10\%$ sul valore dichiarato. † almeno un valore singolo con tolleranza $\pm 15\%$ sul valore dichiarato		
Coefficiente dilatazione termica lineare	$2,2 \cdot 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$	UNI 8202/20, ASTM D 696
Resistenza a trazione (velocità 50 mm/min): • Carico di snervamento • Allungamento a snervamento • Carico a rottura • Allungamento a rottura	$\geq 16 \text{ N/mm}^2$ $\geq 9\%$ $\geq 26 \text{ N/mm}^2$ $\geq 700\%$	UNI 8202/8 ISO R 527 ASTM D 638, Tipo IV
Resistenza alla lacerazione	$\geq 130 \text{ N/mm}$	UNI 8202/9 (metodo A) ISO 34, ASTM D 1004
Flessibilità a freddo (senza lacerazioni)	$\leq -50^{\circ}\text{C}$	UNI 8202/15 (mandrino $\varnothing 20 \text{ mm}$ )
Stabilità dimensionale (1 h/120°C)	$\leq 2\%$ long. $\leq 2\%$ trasv.	UNI 8202/17
Resistenza al punzonamento statico	$> 6 \text{ kN}$	EN ISO 12236
Resistenza al punzonamento dinamico	PDM	UNI 8202/12 (metodo A)
Sireo cracking	$\geq 2000 \text{ h}$	ASTM D 1695

Estratto da: "Impermeabilizzazione di Discariche Controllate" - Assogomma - Settembre 1995  
 ASSOGOMMA - Via San Vittore, 96 - 20123 Milano

**Tabella 10: specifiche tecniche relative ai requisiti minimi di qualità delle geomembrane in HPDE**

in modo da garantire un buon contatto tra le superfici. Ai fini di proteggere la geomembrana da potenziali fitti di rottura, si deve predisporre uno strato protettivo al di sopra della geomembrana stessa. Tale strato potrà essere costituito da materiali fini naturali (sabbia o equivalente) o da materiali sintetici (geotessili e/o geocompositi) o altri materiali idonei. Devono assolutamente essere evitati materiali granulari a spigoli vivi. Nel caso in cui si ricorra ad un geotessile, il materiale deve essere resistente dal punto di vista chimico (per esempio polietilene, PE, e polipropilene, PP) ed avere orientativamente spessore e resistenza meccanica al punzonamento secondo i requisiti indicati in tab. 11. Sul

Caratteristiche geotessile	H, altezza dell'ammasso rifiuti (m)		
	H=10	10<H<20	H=20
massa areica minima (g/m <sup>2</sup> )	$\geq 400$	$\geq 600$	$\geq 1200$
CBR (M)	$\geq 3500$	$\geq 5000$	$\geq 6500$

**Tabella 11: Requisiti minimi dei geotessili quando impiegati come materiale per la protezione meccanica delle geomembrane. CBR = resistenza al punzonamento**

fondo della discarica, al di sopra del rivestimento impermeabile, deve essere previsto uno strato di materiale drenante con spessore  $\geq 0.5\text{m}$ . Il fondo della discarica, tenuto conto

degli assestamenti previsti, deve conservare un'adeguata pendenza tale da favorire il deflusso del percolato ai sistemi di raccolta.

## **3.2 I sistemi di copertura superficiale**

### **3.2.1 Obiettivi**

Una significativa sorgente di generazione di percolato è l'infiltrazione dell'acqua piovana attraverso la parte superiore della discarica. Molta attenzione è stata posta al progetto della copertura di una discarica che deve garantire la salute e la sicurezza, l'estetica, e l'uso del sito dopo la chiusura, uniti ai requisiti di permeabilità compressibilità e resistenza. Dato che alla copertura finale è richiesto di rimanere in servizio tanto quanto i rifiuti presenti, un approfondito progetto valuta i potenziali meccanismi di rottura sia immediatamente dopo la costruzione e durante la vita di servizio (30 anni o più), e provvede a:

- controllare il movimento dell'acqua nella discarica per minimizzare la generazione di percolato
- controllare animali e vettori che possono introdurre malattie nell'ecosistema
- proteggere le persone dai pericoli di contatti diretti con i rifiuti
- controllare il movimento dei gas per evitare l'abbassamento della qualità dell'aria
- minimizzare potenziali incendi per evitare le emissioni e danneggiare i componenti della discarica
- garantire la stabilità dell'insieme della copertura nelle parti inclinate della discarica dove l'instabilità dei pendii può risultare da un movimento di massa dei contaminanti nell'ambiente.
- Controllare lo scivolamento dell'acqua sulla superficie
- Resistere all'erosione
- Controllare che i detriti non vengano spostati dal vento
- Minimizzare noiosi odori

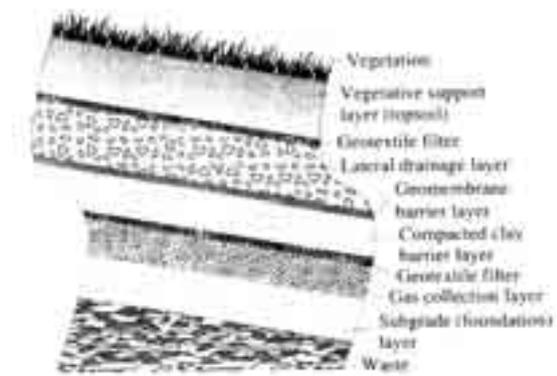
La realizzazione della copertura finale deve essere preceduta da una valutazione dell'andamento degli assestamenti del corpo dei rifiuti nel tempo. Fino a quando i cedimenti risultano di notevole entità è raccomandabile il ricorso ad una copertura provvisoria. Inoltre nella valutazione della efficienza della copertura devono essere attentamente considerati anche i seguenti fattori:

- variazione delle condizioni meteorologiche (fenomeni di gelo/disgelo, cicli di bagnatura ed essiccamento)

- penetrazione di radici ed animali
- problemi di stabilità delle scarpate della copertura
- traffico veicolare sulle strade che attraversano la copertura
- erosione ad opera del vento e dell'acqua di ruscellamento

### 3.2.2 Caratteristiche costruttive

In fig. 17 è mostrato un tipico esempio di copertura. Lo strato più alto, lo strato di supporto della vegetazione, tipicamente consiste di una argilla sabbiosa usata per supporto alla vegetazione con spessore  $\geq 1$ m. La vegetazione provvede a parecchie importanti funzioni nelle performance delle coperture delle discariche:



- protezione adeguata all'erosione;
- riduzione delle infiltrazioni di precipitazioni;
- aumento dell'evapotraspirazione e restituzione nell'atmosfera dell'umidità che è stata assorbita nel sottosuolo;

**Figura 17: Schema della copertura di una discarica per rifiuti rischiosi**

- protezione delle barriere sottostanti dalle escursioni termiche;

Nelle regioni aride, i manti di vegetazione sono difficili da mantenere. Come alternativa, uno strato di ghiaia/ciottoli può essere usato per coprire la discarica che sfortunatamente permette facili infiltrazioni di precipitazioni e una bassa capacità di evapotraspirazione. Lo strato di vegetazione mostrato nella fig. 17, serve anche come strato di protezione dei sottostrati contro gli effetti dei cicli gelo/disgelo, umido/secco, buche di animali, e radici di alberi. Lo strato drenante è alla base del supporto vegetativo ed assolve alle seguenti funzioni:

- ridurre il carico d'acqua sull'impermeabilizzazione sottostante;
- drenare lo strato protettivo sovrastante aumentandone la capacità di immagazzinamento d'acqua;
- ridurre la pressione interstiziale nella copertura, migliorandone la stabilità;

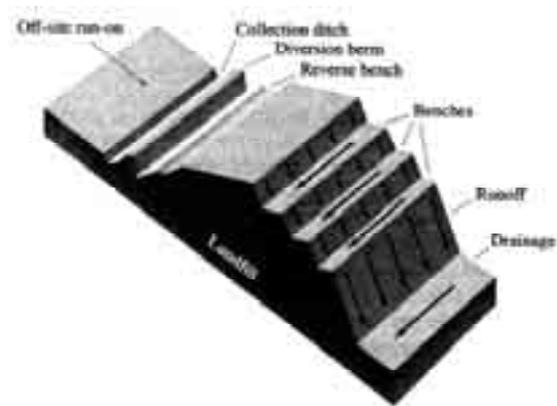
Lo strato drenante deve essere protetto da eventuali intasamenti, deve avere spessore  $\geq 0.5$ m e deve impedire la formazione di un battente idraulico sopra le barriere. I materiali

utilizzabili per lo strato drenante sono per lo più materiali porosi, materiali ghiaiosi e sabbie pulite con passante al vaglio 200 ASTM < 5% (Linee Guida CTD), oppure dreni geocompositi. Il drenaggio laterale insieme al supporto vegetativo funzionano per proteggere i sottostanti strati di barriera dagli stress climatici come gelo/disgelo e umido/secco e può anche includere tubi e sistemi di raccolta dell'acqua. **Le pendenze di progetto dello strato drenante devono essere tali da garantire un agevole allontanamento delle acque meteoriche anche dopo il completamento degli assestamenti del corpo rifiuti.** Per un buon funzionamento dello strato drenante si deve altresì garantire il libero deflusso verso la base. In caso di utilizzo di strati minerali (sabbia e ghiaia) la stabilità della copertura può essere migliorata mediante un rinforzo geosintetico. Un filtro geotessile può essere piazzato, al di sotto dello strato vegetativo e sopra lo strato drenante e questo serve a mantenere separati gli strati e a svolgere una funzione filtrante verso la migrazione di materiali. Al di sotto dello strato drenante viene posto uno strato protettivo che ha lo scopo di proteggere l'impermeabilizzazione nei riguardi delle potenziali cause di lesioni. A tal fine può essere utilizzato un geotessile di adeguato spessore e resistenza; se è presente la geomembrana si raccomanda l'utilizzo di un geotessile di massa aerica non inferiore a  $400 \text{ g/m}^2$  e resistenza al punzonamento CBR non inferiore a 3500 N. E' possibile il ricorso ad altri materiali e/o soluzioni che garantiscano pari efficacia e senza controindicazioni. Sotto lo strato protettivo è raccomandato l'uso di impermeabilizzazioni composite di spessore  $\geq 0,5\text{m}$  e di conducibilità idraulica  $\geq 10^{-8} \text{ m/s}$  che possono essere realizzate secondo la seguente modalità:

- accoppiamento di una impermeabilizzazione minerale compattata con una geomembrana;
- accoppiamento di un geocomposito bentonitico con una geomembrana. Si consiglia l'uso dei soli geosintetici.

Al di sotto dello strato della barriera, può esserci uno strato drenante, per la raccolta del biogas generato dalla discarica e il conseguente sfogo nell'atmosfera, che è tipicamente composto da uno strato di spessore  $\geq 0,5\text{m}$  di ghiaia pulita (16-32mm), con percentuale di fine (passante al vaglio 200 ASTM) < 5%. In alternativa si può ricorrere ad un geosintetico interamente realizzato in materiale chimicamente stabile (ad esempio PE o PP), caratterizzato da trasmissività, sotto il peso degli strati sovrastanti, equivalente a quella dello strato di ghiaia. Quando la sovrastante impermeabilizzazione è in materiale naturale compattato è raccomandato di inserire un geosintetico avente adeguata resistenza a

trazione (longitudinale e trasversale) non inferiore a 10 kN/m (ISO EN 10319) nei due sensi, con funzione di separatore tra lo strato drenante del biogas e lo strato di argilla sovrastante. Infine uno strato di regolarizzazione con la funzione di permettere la corretta messa in opera degli strati sovrastanti. Per questo strato di regolarizzazione occorre evitare l'uso di materiale a bassa conducibilità idraulica per non pregiudicare l'efficienza dello strato di drenaggio del biogas. Eccezionalmente, per situazioni di primo intervento o per coperture temporanee, la geomembrana sintetica può essere applicata direttamente sul corpo dei rifiuti. La copertura superficiale finale come sopra descritta deve garantire l'isolamento della discarica anche tenendo conto degli assestamenti previsti e a tal fine non deve essere direttamente collegata al sistema barriera di confinamento. La copertura superficiale finale di una discarica nella fase di post esercizio può essere preceduta da una copertura provvisoria, la cui struttura può essere più semplice di quella sopra indicata, finalizzata ad isolare la massa dei rifiuti in corso di assestamento. Detta copertura provvisoria deve essere oggetto di continua manutenzione al fine di consentire il regolare deflusso delle acque superficiali e di minimizzare l'infiltrazione nella discarica. L'acqua deve essere controllata per evitare l'erosione e il trasporto di sedimenti. La sezione di una discarica mostrata in fig. 18, mostra il dispiegamento dei controlli della superficie dell'acqua. Queste attrezzature di controllo dell'acqua includono i sistemi di deviazione della superficie d'acqua e raccolta per minimizzare anche la superficie di acqua entrante nelle aree attive del sito. Le attrezzature di deviazione includono le dighe e canali di scorrimento, fosse e vie di drenaggio, terrazze, canali di scarico.



**Figura 18: Sezione di una discarica che mostra i sistemi di controllo dell'acqua**

La superficie dell'acqua può anche essere controllata dai livellamenti del terreno e

**Surface water controls for landfills**

Grading	Revegetation	Surface water diversion and collection
Reshapes the surface to enhance runoff	Controls erosion	Minimizes surface water entering landfills
Minimizes infiltration/leachate generation	Enhances evapotranspiration	Channelizes runoff water to detention basins
May need periodic maintenance, e.g., annual	Root penetration must be controlled	May need periodic maintenance
	Maintenance required	

**Tabella 12: Controlli della superficie dell'acqua**

vegetazione. I modi di controllare la superficie dell'acqua sono riassunti nella tab. 12. Applicazioni riuscite di controllo garantiscono che la superficie dell'acqua che si origina nelle aree al di sopra

della porzione attiva del sito non entrino dentro. Infine la copertura superficiale finale deve essere realizzata in modo da consentire un carico compatibile con la destinazione d'uso prevista. Inoltre il sistema di copertura può includere un piano di geogrid per accrescere l'integrità strutturale del sistema medesimo. Dato che qualche cedimento totale o differenziale è inevitabile, la geogrid aumenta la capacità di tensione del sistema di copertura redistribuendo gli sforzi e minimizzando i cedimenti.

## 4. TIPI DI MATERIALI PER BARRIERE

Parecchi materiali sono usati come barriere nei sistemi di contenimento di rifiuti. Il criterio per la selezione dei materiali per ogni tipo di sistema di contenimento può essere in uno o più dei seguenti requisiti:

- materiali che hanno una adeguata capacità di sorbimento;
- materiali che possono essere compattati o cementati ad alte densità e a valori di porosità che siano bassi abbastanza da minimizzare il flusso di contaminanti attraverso essi;
- materiali che possono reagire chimicamente con i contaminanti che li permeano così da ridurre effettivamente le concentrazioni di questi;
- materiali che possono occludere i pori nel terreno naturale tali da eliminare effettivamente i larghi canali per il trasporto di contaminante.

### 4.1 Le argille compatte

I terreni di argilla sono generalmente disponibili in larga quantità per l'uso come materiali da barriera sia per gli strati inferiori che per le coperture. La relativa alta interazione fisicochimica tra i materiali argillosi e i contaminanti risulta negli alti valori del coefficiente di distribuzione per la maggior parte dei contaminanti. Ancora, i terreni che hanno un alto contenuto di particelle (< 2 mm di diametro) tendono ad avere una bassa permeabilità. I minerali argillosi utilizzati più comunemente sono questi descritti sotto:

*Montmorillonite*: la montmorillonite (particolarmente quando questa ha  $\text{Na}^+$  come catione di scambio) ha la capacità di espandersi quando è bagnata. La varietà con  $\text{Ca}^+$  espande meno. L'espansione generalmente risulta in una ridotta permeabilità.

*Kaolinite*: questo minerale ha una carica negativa sulla superficie relativamente piccola. L'idrogeno che si lega attraverso questi interpiani inibisce l'espansione. Questa capacità di adsorbire i contaminanti è generalmente bassa tanto quanto quella di Na-montmorillonite.

*Illite*: il potassio è il primo catione di scambio nell'illite. Il potassio è di grandezza e forma tale che si mette nei buchi esagonali degli interpiani dell'illite. Ciò non la fa espandere significativamente. Comunque, questa capacità di scambio di cationi è più alta che quella della kaolinite. Altre informazioni su questi tre principali minerali argillosi sono fornite nella tab 13. Altre argille che sono state esaminate per essere utilizzate come barriere, sono l'attapulgite e la vermiculite. Le argille vengono usate comunemente come mix di componenti di coperture, strati e pareti spesso mescolate con sabbia. La conducibilità

idraulica di una barriera di argilla dipende dal tipo di argilla che è caratterizzata dalla mineralogia dell'argilla, dalla distribuzione dei grani e dai limiti di plasticità. Ad ogni modo per una data argilla, è stato stabilito che non c'è un unico valore della conducibilità idraulica. In uno dei primi studi sulla conducibilità idraulica è stata

Clay mineral	Particle thickness		Volume change (%)	Charge per formula weight <sup>a</sup>	Surface area (m <sup>2</sup> /g)	Exchange capacity (Meq/100 g)	
	Contracted (nm)	Hydrated <sup>b</sup> (nm)				Cation	Anion
Kaolinite (nonexpansive 1:1 lattice)	200.0	302.0	1	0	8	10	pH dependent
Illite (nonexpansive 2:1 lattice)	25.0	22.0	10	1.0	80	15	pH dependent
Montmorillonite (expansive 2:1 lattice)	2.0	6.0	300	0.5	800	100	pH dependent <5

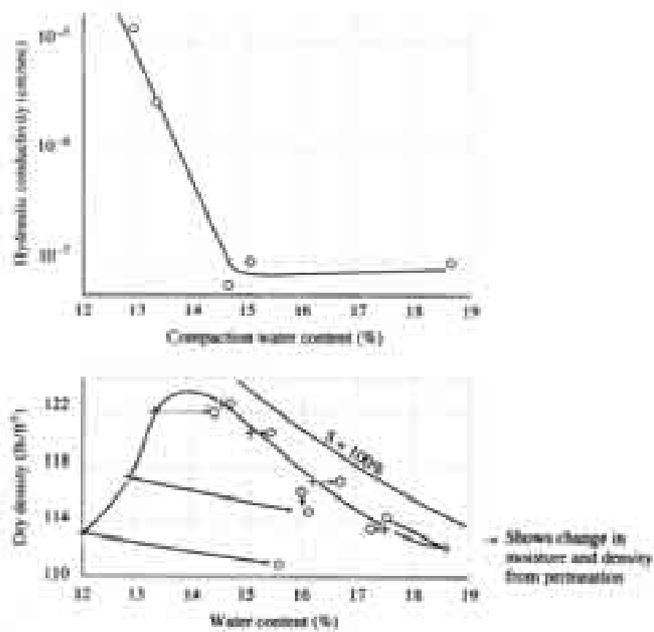
<sup>a</sup> Four water layers absorbed for each available basal surface.  
<sup>b</sup> Units are multiples of electrostatic units (esu). One charge =  $4.8029 \times 10^{-10}$  esu.

**Tabella 13: Caratteristiche fisico chimiche delle tre più comuni barriere minerali di terreno**

data una significativa rilevanza al contenuto di umidità. Infatti, come mostrato in fig. 19, la conducibilità idraulica può variare in dipendenza al contenuto di umidità, con più di due ordini di grandezza per la stessa argilla compattata allo stesso modo. Le forti variazioni nella conducibilità idraulica sono

attribuite alle differenze nella microstruttura dell'argilla compatta con vari contenuti di umidità. Per lo scopo della discussione, che si è capaci di ottenere dei campioni rappresentativi di un'argilla proposti per una barriera e anche di test di laboratorio. E' ragionevole assumere che il valore di laboratorio della conducibilità idraulica è lo stesso di quello che si ha sul campo?

Probabilmente no. In uno studio sui sistemi barriera con un'alta percentuale di percolato, la



**Figura 19: Influenza del contenuto di umidità sulla conducibilità idraulica di argille compattate**

conducibilità idraulica è stata valutata essere da 10 a 1000 volte più grande del valore di laboratorio. Benché più costosi e difficoltosi, i test sul campo sulla conducibilità idraulica, possono essere un più affidabile metodo per determinare la conducibilità idraulica della barriera. Per quanto riguarda i test in situ, la conclusione di Trautwein & Boutwell (1994) può essere usata per riassumere lo stato dell'arte di questo argomento. Tra un largo numero di test sulla conducibilità idraulica in situ ne sono stati selezionati e analizzati solo sette da

Trautwein & Boutwell (1994). Tra questi, due metodi, lo Scaled Double Ring Infiltrometer (SDRI) e Two Stage Permeameter (TSP), hanno guadagnato un largo consenso e uso. Il grande vantaggio dello SDRI è la facilità a testare larghi volumi di suolo. Il test TSP ha il grande vantaggio a misurare la conducibilità idraulica sia verticale che orizzontale. Il tempo che occorre ai test per raggiungere le condizioni di filtrazione stazionarie o quasi stazionarie vanno da 1 a 6 mesi per SDRI e da 1 a 6 settimane per TSP. Comunque se lo scopo del test è solamente di dimostrare che la conducibilità idraulica è più bassa di certi valori (usualmente  $10^{-9}$  m/s) i tempi di test si riducono da 2 a 3 settimane per SDRI e da 24 a 48 ore per TSP. Per lo SDRI il valore di test (il valore più alto in caso di test multipli) dovrebbe non eccedere 1.5 volte il valore di progetto per lo strato minerale considerato. Anche il TSP richiede test multipli. Per questo genere di test il valore massimo di conducibilità idraulica misurato dovrebbe non essere più grande di 1.5 il valore di progetto. In aggiunta la media aritmetica non dovrebbe essere più grande del valore di progetto. A causa delle pratiche limitazioni dei test in situ sia durante che dopo la costruzione, è fortemente raccomandato di fare test sul campo durante la fase di progetto. Si possono osservare i seguenti punti chiave nella progettazione di una barriera di argilla:

- Compattare il terreno bagnato ad un ottimo contenuto di umidità per raggiungere la microstruttura e la macrostruttura consigliata per una bassa conducibilità idraulica
- Usare un adeguata forza di compattazione per rompere le zolle per avere una ottima microstruttura
- Costruire la barriera con numerosi strati sottili in modo da formare una barriera che è relativamente spessa (un metro o più)

La conducibilità idraulica può variare anche quando la barriera di argilla è permeata da percolato. Infatti questa può diminuire drasticamente con la presenza di materiali organici concentrati, acidi, e basi. Per esempio sono mostrati nella fig. 20 i risultati de test di permeabilità dove le argille compatte inizialmente sono permeate con acqua e poi con eptano,  $\text{CH}_3(\text{CH}_2)_5\text{CH}_3$ . Come si vede dalla curva, la permeabilità aumenta di 2 o più ordini di grandezza a causa della permeazione con eptano. In contrasto, la permeazione con soluzioni più diluite generalmente non mostrano tali cambi nella permeabilità. Un esame dei dati di più ricercatori, accoppiati a valutazioni sul cambio fisico chimico basato sulla mineralogia dell'argilla e sul sistema argilla-acqua-elettroliti, hanno portato a concludere che:

- le soluzioni diluite di organici non hanno essenzialmente effetti sulla conducibilità idraulica;
- diluite soluzioni di inorganici chimici possono incidere sulla conducibilità idraulica.

#### 4.1.1 Argilla-geosintetico

Gli strati argilla-geosintetico (GCL) sono prodotti creati combinando i geosintetici con la bentonite. Sono cuciti in modo che la bentonite è posta tra essi. Esempi di questi sistemi di strati sono quelli in cui la bentonite è unita tra due geotessili, e legata adesivamente su una geomembrana. Per quanto assai sottile (generalmente 4-5 mm), la conducibilità idraulica è assai bassa (generalmente più basso di  $5 \times 10^{-9}$  cm/s) a causa della bentonite. Per quanto i GCL comparati alle argille compattate presentino sia svantaggi che vantaggi, qualcuno ritiene che i GCL siano da preferire rispetto alle argille compattate per sistemi di copertura finale delle discariche supponendo una adeguata stabilità dei pendii. Nei test di laboratorio,

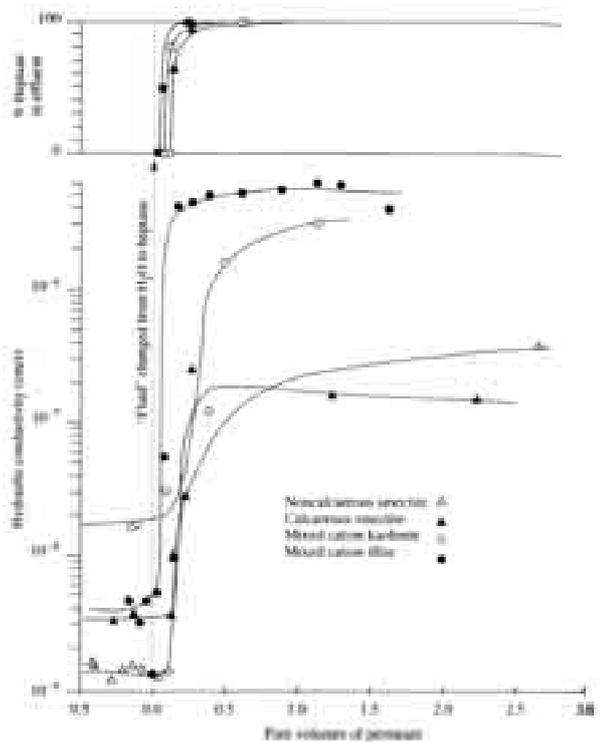


Figura 20: Influenza di permeanti organici sulla conducibilità idraulica di argille compatte

la conducibilità idraulica di  $1 \times 10^{-7}$  cm/s o più bassa, non è stata compromessa quando i GCL sono stati soggetti ad uno sforzo elastico sopra al 10%. Le prestazioni del materiale composito è migliore di altri componenti<sup>6</sup>. Essenzialmente il geosintetico provvede ad aumentare la resistenza a rottura sotto cedimenti differenziali e cicli di umido/secco e gelo disgelo. Il materiale argilloso si gonfia a contatto con l'umidità e in modo che la permeabilità diminuisce.

Component	Composition of compound type, parts by weight		
	Cross-linked	Thermoplastic	Crystalline
Polymer or alloy	100	100	100
Oil or plasticizer	5-40	5-55	0-10
Fillers:			
Carbon black	5-40	5-40	2-5
Inorganics	5-40	5-40	—
Antidegradants	1-2	1	1
Cross-linking system:			
Inorganic	5-9	a	—
Sulfur	5-9	—	—

<sup>a</sup> An inorganic curing system that cross-links over time is incorporated in CPE liner compounds.  
Source: Hays et al. (1985)

**Tabella 14: Composizioni base dei componenti delle membrane polimeriche**

<sup>6</sup> Daniel e Koerner, 1993

## 4.2 Membrane polimeriche: geomembrane

Le membrane sono usate come barriere materiali negli strati di raccolta delle discariche, nelle coperture e nelle pareti. Queste mancano della capacità di attenuazione dei contaminanti delle argille e dei minerali, ma hanno una più alta capacità di contenimento per i vapori. La loro flessibilità fa in modo che mantengano la funzione di contenimento dei rifiuti sotto moderate condizioni di deformazione. Una geomembrana è un materiale polimerico (un geosintetico) che è fabbricato per essere praticamente impermeabile.

Può essere fatta da un numero elevato di materiali plastici come butyl elastico, polietilene clorinato, polietilene clorisolfurato, etilene-propileneelastico (neoprene), polietilene (sia polietilene ad alta densità che a bassa) e polivinilcloruro (PVC). Sono usati un gran numero di differenti polimeri con un largo intervallo di formule chimiche nella manifattura delle geomembrane. La maggior parte dei materiali polimerici

usati nei sistemi di contenimento dei rifiuti, sono dati nella tab. 15 e nella tab. 16 sono illustrati i più comuni e il loro predominante uso. Degli studi di performance hanno dimostrato che il polietilene ad alta densità (HDPE) è, al presente, il materiale scelto per largo intervallo di rifiuti tipicamente incontrati nelle discariche. L'HDPE può essere

Polymer	Abbreviation	Type of compound*	Thickness (mm)	Fabric reinforced
Butyl rubber	IBR	XL	0.9-2.3	Yes, no
Chlorinated polyethylene	CPE	TP	0.5-1.0	Yes, no
Chlorosulfonated polyethylene	CSPE	TP, XL	0.6-1.0	Yes, no
Elasticized polyolefin	ELPO	CX	0.6	No
Elasticized polyvinyl chloride	PVC-E	TP	0.8-0.9	Yes
Epichlorohydrin rubber	ECO	XL	1.67	Yes, no
Ethylene propylene rubber	EPDM	XL, TP	0.5-1.6	Yes, no
Neoprene	CR	XL	0.5-1.8	Yes, no
Nitrile rubber	NBR	XL	0.8	Yes
Polyester elastomer	PEEL	CX	0.18	No
Polyethylene				
Low-density	LDPE	CX	0.3-0.8	No
Linear low-density	LLDPE	CX	0.5-0.8	No
High-density	HDPE	CX	0.5-3.1	No
Polyvinyl chloride	PVC	TP	0.3-0.9	Yes, no
Polyvinyl chloride, oil resistant	PVC-OR	TP	0.8	Yes, no
Thermoplastic elastomer	TPE	CS	1.0	No

\* TP = thermoplastic; CX = partially crystalline; XL = cross-linked.  
Source: Hays et al. (1983).

**Tabella 16: Materiali polimerici usati negli strati di contenimento**

Type	Use
High-density polyethylene (HDPE)	Excellent resistance to chemical degradation and widely used for municipal and hazardous waste landfill
Polyvinyl chloride (PVC)	OK if buried, subject to some and UV degradation, not good for soils
Chlorosulfonated polyethylene, Hypalon®	Fabric reinforced, good resistance to corrosive chemicals, not very good for soils and sulfates
Chlorinated polyethylene	Chlorinating HDPE, good resistance as above
Low-density polyethylene (LDPE)	Easily punctured, hard to seal, used as a liner for 40 years, suitable for waste containment because of low chemical resistance
Neoprene	Excellent resistance to oils, weathering, ozone, ultraviolet, puncture, abrasion, and mechanical damage, expensive
Polyester elastomer	Good resistance to oil, fuel, and chemicals
Butyl rubber	Low gas and vapor permeability, thermally stable, solvent and weather resistant, chemical and moisture resistant, resistant to animal and vegetable oils, resistant to hydrocarbon solvents; more than 40 years in some exposures
Elasticized polyolefin	Specialized use
Ethylene propylene rubber	Similar in chemistry and behavior to butyl rubber

**Tabella 15: Tipi di geomembrana**

relativamente spesso, 100 mm o più. Le cuciture possono essere unite sul campo (per estrusione o altre tecniche di saldatura) e il materiale offre un alto grado di compatibilità chimica, resistenza alla degradazione di un largo numero di agenti chimici, e ad un largo intervallo di concentrazioni. Per valutare la performance di uno strato di barriera in geomembrana, è necessario valutare un grande numero di proprietà come mostrato nella tab. 17. Le proprietà elastiche includono lo sforzo elastico a rottura, la tensione di rottura, il livello di sforzo che causa il 100 o il 200% delle elongazioni, e il modulo di elasticità. Il modulo di elasticità è una misura della rigidità della geomembrana e riflette le deformazioni che saranno indotte dagli sforzi. Difficoltosa è la misura della capacità del materiale a resistere alle incisioni. La resistenza a strappo è una misura di quanto facilmente si propaga un taglio. Le misure delle performance ambientali includono la percentuale della trasmissione del vapor d'acqua che è indicativo di quanto rapidamente la fase gassosa migrerà attraverso il campione. L'assorbimento di acqua è indicativo del potenziale cambio di proprietà quando il geosintetico è a contatto con il percolato.

#### 4.2.1 I geotessili

Un geotessile è un geosintetico che è fabbricato per essere permeabile ed possiede due proprietà fondamentali:

- *filtrazione*: rimozione dei solidi sospesi dal flusso liquido;
- *drenaggio*: trasporto del liquido attraverso il tessuto.

I geotessili possono essere classificati alla tipologia in tessuti e non tessuti.

I *geotessili tessuti* tendono ad essere più forti in tensione e sono stati usati come rinforzo e per barriere al limo. I *geotessili non tessuti* sono stati usati come filtro, per separare i diversi strati e come protezione aggiuntiva alle geomembrane.

L'acqua che fluisce perpendicolarmente al piano del geotessile è chiamata cross-plane flow e la facilità con cui tale flusso si sviluppa è chiamata permittività (permeabilità attraverso il piano). La permittività  $\Psi$  è definita come:

Physical properties	Thickness Density Water vapor transmission Solvent vapor transmission
Mechanical properties	Tensile behavior Seam behavior Tear resistance Impact resistance Puncture resistance Friction characteristics Stress cracking
Chemical properties	Swelling resistance Chemical compatibility Ozone resistance Ultraviolet light resistance
Biological properties	Resistance to animals Resistance to fungi Resistance to bacteria
Thermal properties	Warm temperature behavior Cold temperature behavior Thermal expansion

Tabella 17: Proprietà delle geomembrane

$$\Psi = K_n / t$$

17

dove:

$\Psi$  = permittività ( $s^{-1}$ )

$K_n$  = conduttività idraulica normale (cm/s)

t = spessore di fabbrica (del geotessile) (cm)

La permittività può essere inserita nella legge di Darcy per stimare la percentuale di flusso attraverso i geotessili sotto condizioni idrauliche imposte. Se il geotessile ha una permittività inadeguata la sua funzionalità ne risulta in parte compromessa. L'acqua può anche fluire all'interno del piano del geotessile. La facilità con cui si verifica un flusso all'interno del piano è chiamata trasmissività  $\theta$  (permeabilità nel piano). La trasmissività è definita come.

$$\theta = K_p t$$

18

dove:

$\theta$  = trasmissività ( $cm^2/s$ )

$K_p$  = conduttività idraulica nel piano (cm/s)

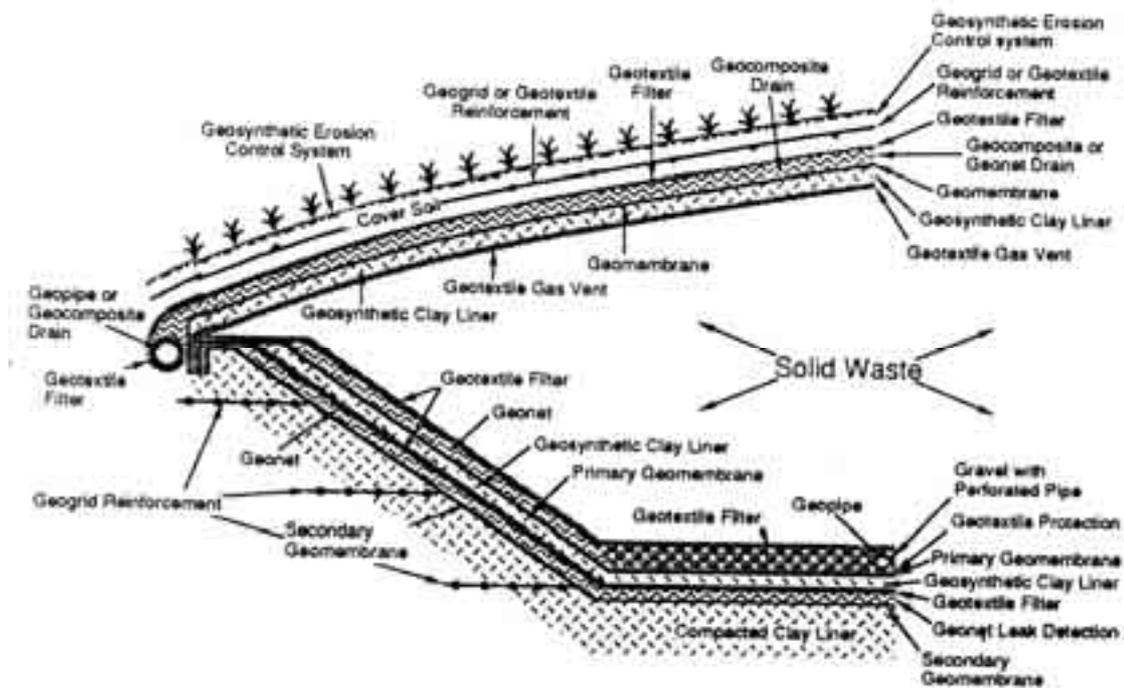
t = spessore di fabbrica (del geotessile) (cm)

Anche questo termine può essere inserito nella legge di Darcy per stimare la percentuale di flusso parallelamente al geotessile in modo da studiarne le caratteristiche di drenaggio così da progettare un adeguato drenaggio laterale usando geotessili e geocomposti. Le caratteristiche tenere in considerazione per valutare la resistenza includono inoltre:

- stabilità alla luce ultravioletta
- resistenza all'abrasione
- stabilità chimica
- stabilità termica
- resistenza allo scorrimento

### 4.3 L'utilizzo del geosintetico nelle discariche

I materiali geosintetici sono largamente usati nelle discariche di rifiuti. Le geomembrane sono usate come componenti degli strati inferiori e come sistemi di copertura, le geonets e i geocompositi sono usati qualche volta come materiale di drenaggio, in particolare al lato dei pendii degli strati di base e nelle coperture di discariche. I geotessili sono comunemente dei componenti di discariche: questi sono usati per la filtrazione e come cuscino per proteggere la geomembrana dalle forature. Le geogriglie sono usate principalmente per consolidare gli strati utilizzati come espansione verticale di discariche esistenti. Un materiale relativamente nuovo, è lo strato di argilla geosintetica ( geosynthetic clay liner) (GCL), che ha avuto un largo impiego ed è un sostituto degli strati di argilla compatta tradizionali.<sup>7</sup> La fig. 21<sup>8</sup> mostra un elemento di discarica con un intensivo uso di



<sup>7</sup> D Figura 21: Cellula di discarica con intensivo uso di geosintetico (da Daniel & Bowders, 1996)

<sup>8</sup> D

materiale geosintetico; la tab. 18<sup>9</sup> mostra le funzioni principali e secondarie dei differenti tipi di geosintetico.

Geosynthetic \ Function	SEPARATION	DRAINAGE	FILTER	REINFORCEMENT	IMPERMEABILIZATION	PROTECTION
NON WOVEN GEOTEXTILES	■	●	■			■
WOVEN GEOTEXTILES	■		●	■		●
GEOGRIDS				■		
GEONETS		■				
GEOMEMBRANES					■	
GEOCOMPOSITES	●	■	●	■	■	■

■ MAIN FUNCTION      ● SECONDARY FUNCTION

Tabella 18: Funzioni dei differenti generi di geosintetici

I più importanti problemi tecnici relativi ai geosintetici sono<sup>10</sup> :

1. durata;
2. qualità di costruzione;
3. comportamento sul campo;
4. resistenza al taglio all'interfaccia.

In riferimento alle questioni tecniche su esposte, il problema principale è riferito alle geomembrane per contenimento. Koerner & Hsuan hanno definito la durata di una geomembrana in funzione dell'esaurimento degli antiossidanti, dell'inizio della degradazione o della presenza di rilevanti stati tensionali. In base ai dati correntemente disponibili la diminuzione di antiossidanti da geomembrana di HDPE può iniziare da 45 a 115 anni e la durata della geomembrana può essere intorno ai 250-900 anni, in funzione dello specifico prodotto e delle condizioni del posto.<sup>11</sup> In generale il tempo di vita degli altri geotessili usati per i piani delle discariche non è così fondamentale come nel caso delle barriere per inquinanti costituite da geomembrane. Solo nel caso di geogriglie per rinforzo a lungo termine questo aspetto assumerà una qualche importanza. Le geomembrane sono usualmente accoppiate con terreni compatti o GCL a formare una

<sup>9</sup> Manassero e al., 1996b

<sup>10</sup> Daniel & Bowders, 1996

<sup>11</sup> Daniel & Bowders, 1996

barriera composita. Le barriere composite possono dare importanti vantaggi nel breve e lungo termine dovuti a:

1. riduzione della conducibilità idraulica dovuta all'attenuazione di locali difetti tra la geomembrana e l'argilla compattata, come mostrato in tab. 19<sup>12</sup>
2. accrescimento di flusso dentro i piani di drenaggio verso i tubi di raccolta
3. ritardato contatto diretto tra argilla e percolato tale da permettere la consolidazione della porzione di argilla del sistema composito.

Rate of leachate in liters per hectare per day (lphd)	
Mineral liner	100,000 lphd for a soil liner having $k = 10^{-7}$ m/s
	10,000 lphd for a soil liner having $k = 10^{-8}$ m/s
	1,000 lphd for a soil liner having $k = 10^{-9}$ m/s
Geomembrane liner	100 lphd for a geomembrane installed with strict construction quality assurance and containing a typical amount of defects
Simple composite liner	10 lphd for a composite liner constructed with a soil having $k = 10^{-8}$ to $10^{-7}$ m/s
	0.1 lphd for a composite liner constructed with a soil having $k = 10^{-9}$ m/s
Double composite liner	0 lphd for a double composite liner where each of the two liners is constructed with a soil having $k = 10^{-9}$ m/s

Tabella 19:Quantità di migrazione di percolato attraverso vari tipi di strati

I vantaggi degli strati composti in termini di prevenzione del trasporto di contaminante sono apparenti (tab. 19-20) specialmente per barriere minerali di scarsa qualità, come osservato da Daniel (1991). La barriera minerale è un terreno compattato spesso 1mt soggetto a percolato massimo di 0.3mt e posta sotto una superficie di acqua di 3mt di spessore che scorre orizzontalmente a circa 2 m/s.

BARRIER		PERMEABILITY				
		HDPE 1 mm	HDPE 1 mm gravel 150 mm	HDPE 1 mm slay 85 mm	HDPE 1 mm slay 150 mm	HDPE > 2 mm slay 0.8-1 m
POLLUTANT	water leachate	permeation rate (l/m <sup>2</sup> d)				
	gas	0.8	2.7	1.8	0.88	
	ACETON	1.2	2.2	2.7	1.22	
	THF	0.7	1.2	0.8	0.75	
	MET	0.8	0.08	0.001	0.0001	
	OCTAN	3.4	0.08	0.018	0.0004	→ 0.7
	TOLUOL	2.0	0.08	0.001	0.0001	
	XYLOL	2.3	0.1	0.001	0.0001	
	TETRAHYDROTITAN	2.9	0.04	0.001	0.0001	
	CHLOROBENZOL	2.1	0.02	0.0002	0.0001	
	sum	18.1	8.4	5.4	2.7	

Tabella 20. Risultati dei test di permeazione attraverso strati semplici e composti (da Jessberger, 1994; August, 1986)

Sulla base dei risultati ottenuti, sono state fatte le seguenti osservazioni:

1. dato il comune range per i parametri della modellazione del trasporto di contaminanti, la riduzione della migrazione di inquinanti per avvezione, dovuta alla presenza di barriere in geomembrana composite, è significativa quando il componente minerale ha  $k > 10^{-10}$  m/s;

<sup>12</sup> Giroud & Bonaparte, 1989; Giroud e al., 1992; Daniel, 1993

2. il coefficiente di diffusione della geomembrana è , in generale, di ordini di grandezza più bassi di quella dello strato minerale. Comunque, dato che la geomembrana è veramente sottile, la riduzione del flusso diffusivo è limitata, in particolare per i composti organici;
3. per conducibilità idraulica più bassa di  $10^{-10}$  m/s, il miglioramento dato dalla geomembrana, specialmente per composti organici, diventa più trascurabile dato il predominare del trasporto diffusivo.

Il più importante vantaggio, nell'uso delle geomembrane per ridurre il flusso di contaminanti attraverso il sistema di strati, può essere pienamente sfruttato nel caso di medi o poveri componenti minerali. Inoltre bisogna considerare che la durata di questi vantaggi è in relazione alla vita effettiva della geomembrana prima della degradazione. Un alternativo tipo di strati di discariche (fig. 22) comprende strati di argilla geosintetica (GCL); questi consistono in una combinazione di materiali geosintetici con bentonite secca. I principali vantaggi di questo genere di piano sono lo spessore limitato, una buona comportamento ai cedimenti differenziali del sottosuolo o dei rifiuti, facile montaggio e basso costo.

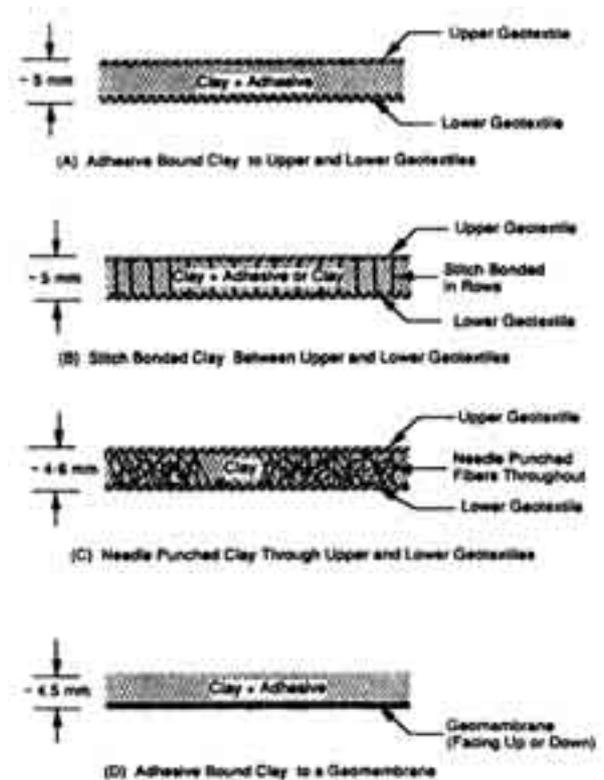


Figura 22: Sezione trasversale degli strati di argilla geosintetica (CGLs). (da Daniel & Koerner, 1995)

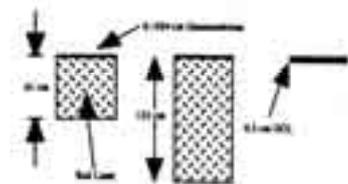
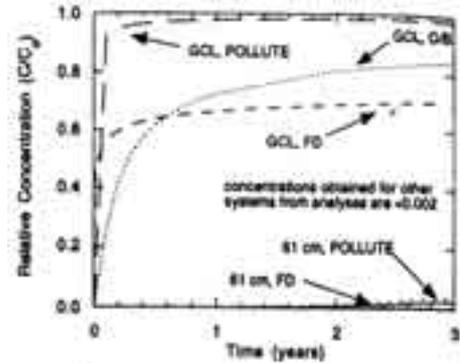
In altre parole, il limitato spessore di questa barriera può produrre:

1. vulnerabilità agli urti meccanici
2. limitata capacità di sorbimento
3. un prevedibile significativo incremento di trasporto diffusivo

In fig. 23 è rappresentato un interessante confronto tra le barriere di terreno compatto di differente spessore e una tipica barriera composta di argilla-geosintetico<sup>13</sup>. **Riguardo i sistemi di copertura compositi, la prima preoccupazione è il comportamento dell'argilla compattata in caso di significativi cedimenti differenziali al di sotto dei rifiuti.**

La performance di alcuni sistemi di copertura è giudicata accettabile se si verificano tre condizioni fondamentali:

1. la durata della vita della geomembrana è abbastanza lunga;
2. la geomembrana o l'argilla compattata non incrementano eccessivamente la loro permeabilità in seguito a rottura o punzonamento causati dai cedimenti;
3. non si verificano problemi di essiccazione al di sotto dello strato di argilla.



Illustrations of the Three Liner Systems Modeled.

Input Parameters for Models.

Parameter	Value or Description
Type of Contaminant	Organic
Depth of Leachate	30 cm
Thickness of Geomembrane	0.154 cm
Width of Defect	0.8 cm
Length of Defect	81 cm
Frequency of Defects	1 per Ha
Soil-Geomembrane Contact	Perfect (Finite Diffusion and Uptake Bands) Good (POLLUTE)
Hydraulic Conductivity of Soil Layer	$1 \times 10^{-7}$ cm/sec
Hydraulic Conductivity of GCL	$1 \times 10^{-9}$ cm/sec
Hydraulic Conductivity of Underlying Soil	$1 \times 10^{-7}$ cm/sec
Effective Diffusion Coefficient of Contaminant in Soil and GCL	$6.15 \times 10^{-7}$ cm <sup>2</sup> /yr
Longitudinal and Transverse Dispersion	0
Retention Factor	1
Length of Simulation	3 years
Clayey Cores for Finite Difference Flow Model	$1 \times 10^{-7}$ cm
Boundary Conditions for Contaminant Transport	$c(z=0; t=0) = 0$ $c(z=0; z>0) = 1$ $c(z=L; z>0) = 0$ where $z$ is the vertical direction

Figura 23: Curve di differenti strati compositi

<sup>13</sup> Foose e al., 1996

Strati composti comprendenti geomembrane e GCL possono essere considerati il sistema di copertura ideale sotto molti aspetti quali cedimenti differenziali e facilità di costruzione. Uno dei più importanti problemi riguardo l'uso dei geosintetici per gli strati delle discariche è la loro stabilità quando sono posizionati sui pendii. Nella tab. 21 sono dati intervalli di valori dei parametri di taglio all'interfaccia tra gli strati geosintetici e minerali. Un metodo pratico per migliorare la resistenza al taglio delle interfacce compattate argilla-geomembrana è stato recentemente proposto da Pasqualini e al. (1996) che hanno dimostrato attraverso test di laboratorio che un incremento considerevole di resistenza al taglio all'interfaccia può essere ottenuto diffondendo una piccola quantità (circa  $5 \text{ g/m}^2$ ) di cemento in polvere sulla superficie dell'argilla compatta. L'ampio range di valori dei parametri di taglio alle interfacce è dovuto sia ai differenti prodotti oggi presenti sul mercato, sia alle difficoltà dei test di laboratorio in grado di simulare in toto le condizioni del sito. E' importante considerare che la tensione all'interfaccia è influenzata dalla temperatura, dal contenuto d'acqua dei minerali coinvolti e da altri fattori ancora.

LANDFILL LINER INTERFACE FRICTION VALUES	
GEOSYNTHETIC - SOIL INTERFACE	
Geomembrane (HDPE) - Sand	$\phi = 15^\circ \text{ to } 28^\circ$
Geomembrane (HDPE) - Clay	$\phi = 3^\circ \text{ to } 29^\circ$
Geotextile - Sand	$\phi = 22^\circ \text{ to } 44^\circ$
Geosynthetic clay liner - Sand	$\phi = 20^\circ \text{ to } 25^\circ$
Geosynthetic clay liner - Clay	$\phi = 14^\circ \text{ to } 16^\circ$
Textured HDPE - Compacted clay	$\phi = 7^\circ \text{ to } 35^\circ$ $c' = 20 \text{ to } 30 \text{ kPa}$
Textured HDPE - Pea gravel	$\phi = 20^\circ \text{ to } 25^\circ$
Textured HDPE - Sand	$\phi = 30^\circ \text{ to } 45^\circ$
Geotextile - Clay	$\phi = 15^\circ \text{ to } 33^\circ$
GEOSYNTHETIC - GEOSYNTHETIC INTERFACE	
Geocot - Geomembrane (HDPE)	$\phi = 6^\circ \text{ to } 10^\circ$
Geomembrane (HDPE) - Geotextile	$\phi = 8^\circ \text{ to } 18^\circ$
Geotextile - Geocot	$\phi = 10^\circ \text{ to } 27^\circ$
Geosynthetic clay liner - Textured HDPE	$\phi = 15^\circ \text{ to } 25^\circ$
Geosynthetic clay liner - Geomembrane (HDPE)	$\phi = 8^\circ \text{ to } 16^\circ$
Geosynthetic clay liner - Geosynthetic clay liner	$\phi = 8^\circ \text{ to } 25^\circ$ $c' = 8 \text{ to } 30 \text{ kPa}$
Textured HDPE - Geocot	$\phi = 10^\circ \text{ to } 25^\circ$
Textured HDPE - Geotextile	$\phi = 14^\circ \text{ to } 52^\circ$

Tabella 21: Intervalli di parametri di taglio di differenti interfacce nei sistemi di strati delle discariche

## 5. MECCANISMI DI DETERIORAMENTO DEI MATERIALI

E' importante distinguere tra il deterioramento fisico che dipende, tra gli altri fattori, anche dalla durabilità del materiale, e il deterioramento del sistema di contenimento che comprende il materiale stesso. Le analisi sul deterioramento del materiale mirano a identificare le sue caratteristiche fisico-chimiche e ad individuare quanto queste cambino con il tempo in risposta alle condizioni ambientali. Le dimensioni del componente che comprende il materiale e di tutta la configurazione delle discariche non sono usualmente considerate nelle espressioni della durabilità o del deterioramento del materiale stesso.

### 5.1 Interazioni fisicochimiche

Questo tipo di interazioni sono processi relativamente lenti che possono causare la progressiva degradazione dei materiali. Le interazioni fisicochimiche più significative sono brevemente discusse di seguito.

#### 5.1.1 Flocculazione dei materiali per barriere

La microstruttura di una barriera di argilla addensata cambia in risposta al contatto con i contaminanti. Come mostrato nella fig.24, l'argilla usualmente mostra una struttura dispersa quando viene mantenuta con contenuti di umidità ottimali.

La conseguente interazione con contaminanti puri o dissolti di appropriata concentrazione

può causare la flocculazione dell'argilla come mostrato in fig. 24. Se avviene la flocculazione, usualmente cresce la permeabilità verticale. La flocculazione è molto spesso spiegata per mezzo dell'applicazione della teoria di Gouy-Chapman nella quale lo spessore del doppio strato che circonda ogni particella di

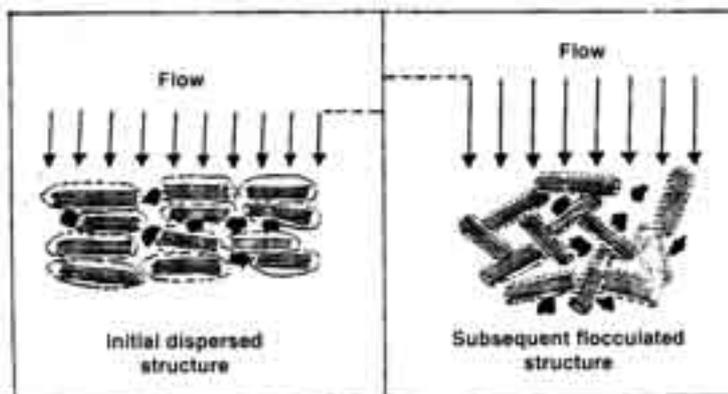


Figura 24: – Schema di cambio strutturale in una barriera di argilla dovuto a cambio della chimica del permeante

argilla, è rappresentato dall'equazione (19):

$$t_d = [ (\epsilon k T) / ( 8 \pi n_0 c^2 v^2 ) ]^{1/2}$$

$t_d$  = spessore del doppio strato

$\epsilon$  = costante dielettrica del fluido permeante

$k$  = costante di Boltzmann

$T$  = temperatura assoluta

$n_0$  = concentrazione di ioni

$c$  = unità elettronica di carica

$v$  = valenza del catione nella parte di scambio sull'argilla

L'analisi dell'equazione (19) mostra che la sostituzione del  $\text{Na}^+$ , che usualmente occupa la maggior parte di scambio nelle più comuni barriere materiali (bentonite), con un catione di valenza più alta potrebbe causare il decremento nello spessore del doppio strato. Come illustrato in fig. 25, l'effetto

netto di questo scambio di cationi è una riduzione nelle forze repulsive tra le placchette di argilla tale che le forze attrattive (per lo più di Van der Waals) superano le forze repulsive. Il risultato della casuale attrazione produce una redistribuzione dei pori da più piccoli a più grandi e la permeabilità verticale aumenta a spese di quella orizzontale. La flocculazione viene causata anche dalla sostituzione degli iniziali pori fluidi da materiali organici concentrati o da organici in fase

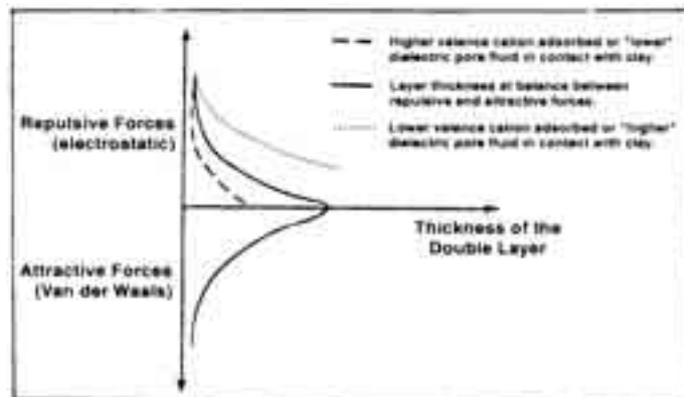


Figura 25: Effetti della valenza dei cationi e della dielettricità dei pori fluidi sulle interazioni delle placchette di argilla

Substance	Dielectric constant at 20°	Reference
Water	78-81	
Benzene	2.284	Abdul et al. (1990)
Nitrobenzene	34.82	Abdul et al. (1990)
Toluene	2.418	Abdul et al. (1990)
Trichloroethylene	2.40	Abdul et al. (1990)
p-Xylene	2.270	Abdul et al. (1990)
Heptane	1.905	Budhu et al. (1991)
Dioxane	2.2	Budhu et al. (1991)
Acetone	20.7	Budhu et al. (1991)
Aniline	6.89	Budhu et al. (1991)
Methanol	32.63	Budhu et al. (1991)
Ethanol	24.30	Budhu et al. (1991)
Phenol	9.78	Abdul et al. (1991)
Ethylene glycol	37.0	Budhu et al. (1991)
Acetic acid	6.16	Budhu et al. (1991)
Chloroform	4.8	Murray and Quirk (1982)
t-Butanol	12.7	Murray and Quirk (1982)
Nitromethane	37.0	Murray and Quirk (1982)
n-Hexane	1.9	Murray and Quirk (1982)
Isopropanol	18.3	Fernandez and Quigley (1985)
Soil solids	2-4	Seig and Mansukhani (1975)

Tabella 22: Costanti dielettriche per alcuni materiali

acquosa. In questo caso viene causata una riduzione della costante dielettrica  $\epsilon$ , che risulta di ordini di grandezza più bassa del  $t_d$ . L'acqua pura ha una costante dielettrica intorno a 80 a 20 °C. Le costanti dielettriche per le sostanze organiche più comuni sono riassunte nella Tab 22. Per gli inorganici, l'ordine di scambio segue una serie elettrochimica nella quale il primo criterio è la più alta valenza e il secondo è il più largo raggio ionico ( alla stessa valenza ).

Così l'ordine di sostituzione per i più comuni ioni è:



### **5.1.2 Dissoluzione dei suoli barriera**

I terreni per barriere sono principalmente formati da alluminosilicati (argille) e silice (sabbia e limo). La silice è solubile in molti liquidi alcalini. Gli acidi forti possono attaccare la struttura delle argille minerali. Per esempio negli esperimenti condotti da Pask e Davis (1945) nei quali le argille minerali erano bollite in acido venivano prodotte dissoluzioni pari al 3%, 11%, e 33% per caolinite, illite, e montmorillonite rispettivamente. I test condotti da Grubbs e al. (1972) indicano che iniezioni di rifiuti acidi nelle argille minerali provocano una dissoluzione o alterazione completa. L'effetto netto della dissoluzione minerale è la rimozione del materiale dalle pareti dei pori interni nei sistemi compatti. La percentuale di dissoluzione dei materiali di terra è veramente bassa. Così è necessario un lungo periodo di permanenza dei liquidi aggressivi per dissolvere in maniera significativa le barriere materiali.

### **5.1.3 Rotture delle barriere di materiali addensati**

La rottura può essere causata da una varietà di fenomeni di stress tra cui la dessiccazione, i cicli di raffreddamento e riscaldamento, gelo-disgelo, congelamento-scongelo, carichi geostatici e geodinamici, attacchi chimici. La propensione delle barriere materiali alla frattura, è più alta vicino allo strato superficiale dove gradienti termici e di umidità sono più alti in ordine di grandezza e frequenza. Fang (1994) ha sviluppato uno schema distribuzione-tempo per vari tipi di rotture. Come mostrato in fig. 26, lo schema identifica il carico termico e il carico iniziale che producono fratture. Durante uno stadio intermedio chiamato stadio di degradazione, le fratture aumentano drammaticamente.

L'aumento della frattura è esponenziale, tanto che lo stadio limite di frattura definisce la vita utile del materiale o del sistema. Oltre questo stadio, il materiale è considerato danneggiato.

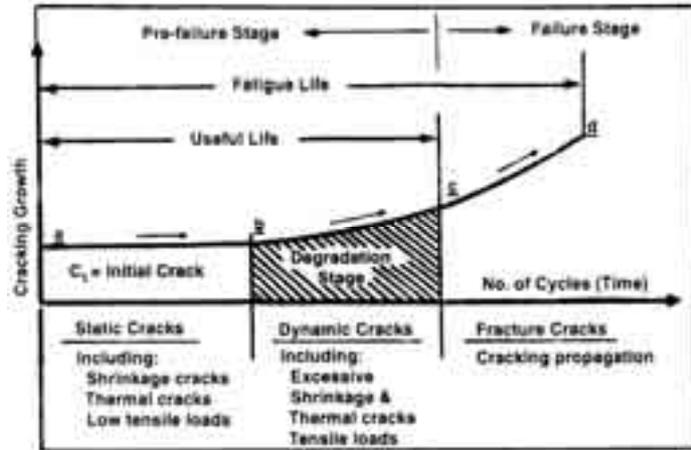


Figura 26: Diagramma schematico che illustra la relazione

Nelle regioni fredde, le fratture possono essere avviate ed estese nelle barriere materiali da cicli gelo/disgelo. La fig.27 mostra gli effetti dei cicli gelo/disgelo sulle permeabilità di quattro argille compatte. La permeabilità tende a crescere drammaticamente nei primi 1-4 cicli. Da allora in poi, l'incremento della permeabilità è significativamente più basso.

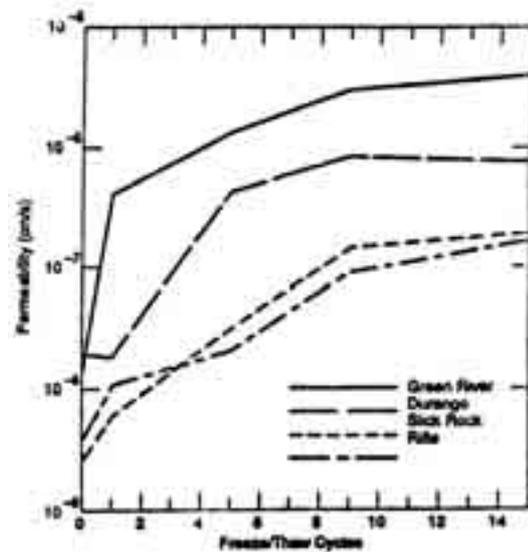


Figura 27: risultati di test su permeabilità in cicli di gelo/disgelo per quattro argille compatte (Chamberlain e al., 1990 )

#### 5.1.4 Pendii esposti fratturati da scorrimento

Alcuni sistemi di contenimento, come le discariche e le pile di rifiuti, hanno componenti che hanno pendii esposti. Molta attenzione è stata data alla affidabilità di tali pendii. L'affidabilità di un pendio di una discarica o di alcuni suoi componenti deve essere distinta dalla affidabilità di tutta la discarica. Con riguardo al deterioramento dei materiali che compongono il pendio, il suolo può deformarsi progressivamente sotto il loro peso o da stress imposti fino a che il pendio viene meno. Per i sistemi di copertura, lo sforzo di compressione libera è il più comune parametro di sforzo usato nella stima delle

performance nei terreni materiali. In meccanica delle terre Casagrande e Wilson (1951) hanno condotto test di scorrimento per valutare lo sforzo di compressione libera, a lungo termine, di argille e argille scistose a contenuto di umidità costante. In generale, la seguente equazione può essere usata per esprimere la percentuale di sforzo che diminuisce col tempo in questi test:

$$\sigma_t = \sigma_a - \sigma_o \log (t/t_a) = \sigma_a [ 1 - \rho_a \log (t/t_a)] \quad 20$$

dove:

$\sigma_t$  = tensione libera di terreni saturi ( F/L<sup>2</sup>)

$\sigma_o$  = decremento nella tensione per ciclo di tempo logaritmico ( F/L<sup>2</sup>)

$\rho_a$  = coefficiente di decremento reologico nella tensione =  $\sigma_o / \sigma_a$

$\sigma_a$  = tensione di riferimento ( F/L<sup>2</sup>)

$t_a$  = tempo di riferimento (T)

t = tempo per il quale lo sforzo è cercato

### 5.1.5 Deterioramento dei materiali polimerici

Esposizioni prolungate alla luce solare (radiazioni ultraviolette), esposizioni chimiche, alte temperature e cicli di questi e altri stress, possono ridurre la resistenza e generare un potenziale canale di flusso nei materiali polimerici. Un modello Arrhenius-tipo è comunemente usato per stimare la parte costante del deterioramento dei materiali polimerici, usando dati di laboratorio basati su accelerati test di età.

La maggior parte degli attacchi chimico molecolari su geomembrane<sup>14</sup> riguardano:

- la rottura dei legami carbonio-carbonio;
- la rottura dei legami carbonio-non carbonio (solvolisi);
- la perdita di elettroni di ossigeno dai costituenti molecolari del materiale polimerico ( ossidazione );
- la dissoluzione del polimero, spesso preceduta da rigonfiamento.

L'ossidazione del polimero è legata al rilascio di un radicale libero.

Come esposto da Koerner e al. ( 1990 ) il radicale libero può combinarsi con l'ossigeno per formare un radicale idroperossido che attraversa la struttura molecolare del polimero e reagisce con altri elementi. Più radicali sono rilasciati tanto più queste reazioni ossidative sono intensificate. Questa reazione a catena è rappresentata dalle equazioni (21) e (22):

<sup>14</sup> Koerner e Richardson, 1987



Dove:

$R^*$  = radicale libero

$ROO^*$  = radicale libero idroperossido

$RH$  = catena polimerica

$ROOH$  = catena polimerica ossidata

L'aggiunta di additivi anti-ossidanti nelle geomembrane può ridurre il danno ossidativo dalla reazione con i radicali ed eliminandoli nel libero cammino.

## 5.2 Eventi transitori (catastrofici)

Gli eventi catastrofici come i terremoti, le alluvioni, e il riscaldamento globale (per depositi di rifiuti nucleari), possono avere impatti significativi sul deterioramento delle barriere per rifiuti. Più lungo è il tempo che si considera, e più alta è la probabilità della presenza di eventi transitori. L'equazione (23) dimostra la relazione tra la probabilità di accadimento di un evento dannoso di specificata grandezza in una data unità di tempo e l'intervallo medio di tempo tra tali eventi:

$$P_s = 1/T_r \quad 23$$

Dove:

$P_s$  = probabilità di avvenimento di un evento dannoso di specificata grandezza in un intervallo di tempo (per esempio 1 anno)

$T_r$  = intervallo di tempo medio (periodo ricorrente) di uno specifico evento transitorio di stessa grandezza

$$P_n = 1 - (1 - P_s)^n \quad 24$$

Dove:

$P_n$  = Probabilità di avvenimento di uno specifico evento durante un esteso intervallo di tempo

$n$  = esteso intervallo di tempo per il quale è condotta l'analisi

come già evidenziato, la maggior parte dei sistemi di contenimento comprendono molti componenti, ognuno dei quali è suscettibile di differenti gradi di stress che possono essere causati da eventi transitori. Così l'espressione per il sistema composito deve mettere in conto la natura composita del sistema e le condizioni di probabilità di danno di ogni componente. L'espressione generale valida nel caso in cui il danno di un componente è equivalente al danno del sistema è data dall'equazione (25):

$$P_c = P_n [ P(f/o)_a + P(f/o)_a + \dots\dots\dots P(f/o)_k ] \quad 25$$

Dove:

$P_c$  = probabilità di danno di un sistema di contenimento dato che l'evento transitorio ha la probabilità  $P_n$  di avvenimento durante la durata di tempo considerata

$P(f/o)_i$  = probabilità condizionale che uno specifico componente  $i$  del sistema, sarà danneggiato, dato l'avvenimento del progettato evento transitorio ( $i = a, b, \dots, k$ ).

$T_r$  = può essere ottenuto dai dati storici sulle intensità sismiche o delle alluvioni.

Per esempio Bollinger ( 1976 ) ha osservato che per un sisma di intensità tra il V e il VIII livello nel sud est degli Stati Uniti, la relazione espressa dalla equazione (26) può essere usata per stimare  $T_r$ . Ovviamente, questa equazione può richiedere aggiornamenti perché per ogni sisma che capita può cambiare la relativa espressione:

$$\log ( 1/T_r ) = 3.01 - 0.59 I_0 \quad 26$$

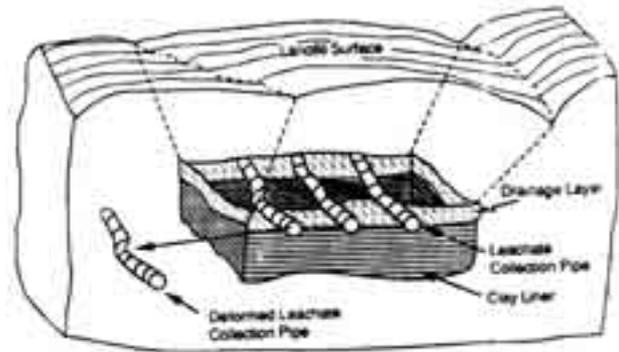
dove:

$I_0$  = intensità del sisma

$T_r$  = come definito prima, misurato in anni.

Il calcolo di  $P(f/o)_i$  per i sistemi reali richiede l'analisi di stabilità e di flusso del fluido per ogni componente del sistema. La definizione dello stato di danno per un componente del sistema, che è un requisito per la stima di  $P(f/o)_i$ , può indurre ad errori e confusione perché il danno funzionale e strutturale possono non capitare simultaneamente, almeno inizialmente.

Un esempio dello sviluppo di fessure, in un sistema di contenimento, dovute ad un evento transitorio, è illustrato in fig. 28<sup>15</sup> per una discarica colpita da forze sismiche. La generazione di fessure può portare ad un'accelerazione della degradazione della barriera materiale.



**Figura 28: Illustrazione della deformazione dei componenti di una discarica dovute ad attività sismica**

---

<sup>15</sup> Inyang, 1992

## 6. FLUSSO E TRASPORTO ATTRAVERSO LE BARRIERE

Quando si considerano le infiltrazioni attraverso la barriera è importante tenere presente che ciò che regola l'impatto dei sistemi di contenimento dei rifiuti sul terreno circostante e sulle risorse della falda è sia la quantità che la qualità del percolato. Così, ad esempio, una rilevante infiltrazione di acqua 'relativamente pulita' potrebbe essere più accettabile che un'insignificante infiltrazione di acqua altamente contaminata. Le prime regole sui sistemi di contenimento fissano la quantità di percolato filtrabile attraverso la barriera e questa non deve eccedere 1,65 in./anno mentre la conducibilità idraulica della barriera non deve superare il valore  $1 \times 10^{-7}$  cm/s, ecc.. In questo modo questi criteri, basati sulla quantità, valorizzano il trasporto avvertivo dei contaminanti con scarso riguardo agli effetti del meccanismo di dispersione. Per una semplice configurazione di una barriera su un terreno, come in fig.29, può essere usata la legge di Darcy per stimare la percentuale di flusso. La velocità attraverso la barriera,  $V_a$ , sarà il massimo sotto condizioni sature.

Perciò,

$$V_a = K_s i / n \quad 27$$

Con

$K_s$  = conducibilità idraulica della  
barriera satura [L/T]

$i$  = gradiente idraulico

$n$  = porosità della barriera

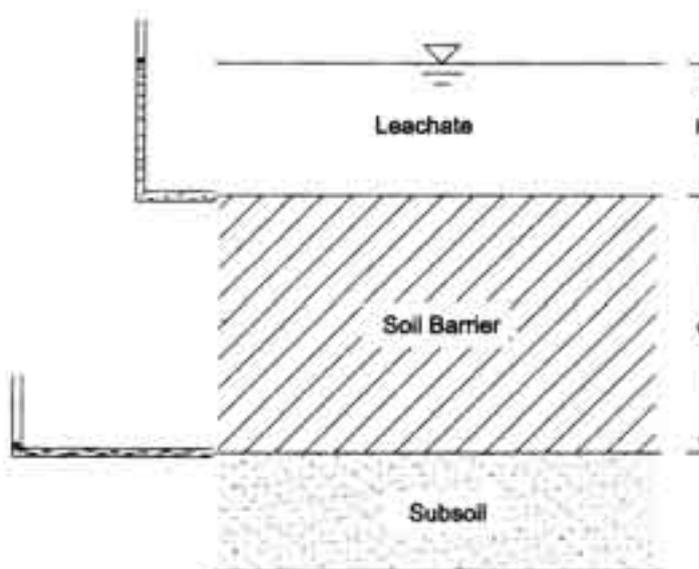


Figura 29: Schema di una barriera di terreno alla base del sottosuolo

Il tempo di transito attraverso la barriera può essere espresso da:

$$t = d / V_a = dn / k_s i \quad 28$$

dove

$d$  = spessore della barriera [L]

Dal punto di vista del progetto, se il tempo di transito è regolato allora lo spessore richiesto della barriera è

$$d = k_s i t / n \quad 29$$

Bisogna usare cautela nell'identificazione del gradiente  $i$ . Mentre la pressione in sommità dello strato può essere definita bene, la condizione alla base dello strato è incerta. Spesso si assume pressione zero alla base dello strato.

Sotto queste condizioni il gradiente idraulico è:

$$i = (H + d) / d \quad 30$$

dove

$H$  = altezza del mucchio di percolato sulla barriera [L].

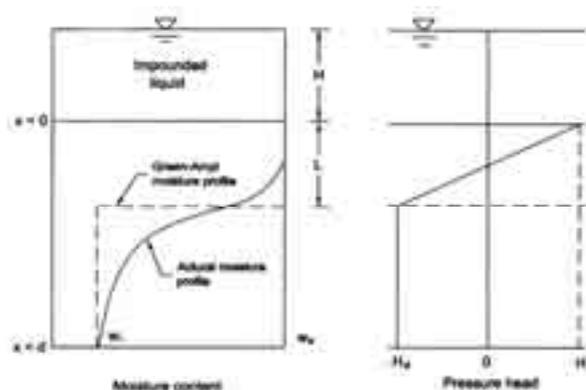
Le espressioni per  $t$  e  $d$  allora diventano:

$$t = dn/k_s [d / (H + d)] \quad 31$$

$$d = 0.5 s (k_s i t / n) + [(k_s i t / n)^2 + (k_s i t H / n)]^{0.5} t \quad 32$$

Le equazioni sopra esposte sono valide per barriere in condizioni completamente sature. Benché potrebbe essere conservativo da un punto di vista pregettuale assumere che la barriera è completamente satura, potrebbe qualche volta essere necessario stimare anche il tempo di transito attraverso una barriera inizialmente insatura.

Il modello Green-Ampt fronte- umido è utilizzabile allo scopo. Questo è un modello fenomenologico basato sul concetto di un acuto fronte umido , con forma simile ad un onda quadra, che si muove giù attraverso il terreno insaturo (fig. 30). Sotto lo strato insaturo si assume che il contenuto di umidità sia uguale al valore iniziale.



L'energia richiesta per il movimento del fronte umido è fornita dall'aspirazione

Figura 30: Rappresentazione del profilo di umidità nella barriera nel modello di fronte umido Green-Ampt

dell' acqua sotto il fronte. La percentuale di flusso per unità di area della barriera,  $q$ , può essere calcolata usando la legge di Darcy ed il principio di conservazione della massa :

$$q = k_u [ ( H + L + H_d ) / L ] \quad 33$$

$$= ( w_s - w_i ) dL/dt \quad 34$$

dove

$k_u$  = conducibilità idraulica in condizioni insature al il fronte umido [L/T],

$L$  = posizione del fronte umido [L]

$H_d$  = aspirazione capillare al di sotto del fronte umido [L]

$w_s$  = contenuto di umidità saturo della barriera di terreno

$w_i$  = contenuto di umidità iniziale della barriera

$T$  = tempo [T]

Combinando le equazioni (33) e (34), e integrando per parti da  $L = 0$  a  $d$ , il tempo di transito può essere espresso come:

$$t = [ ( w_s - w_i ) / k_u ] s d - ( H + H_d ) \ln [ 1 + ( d/H+H_d) ] t \quad 35$$

E' importante notare che questo approccio è una semplice idealizzazione del flusso in condizioni insature ed è come tale approssimato.

## 6.1 Trasporto di massa attraverso le barriere

Il trasporto di massa attraverso i terreni è governato principalmente da due processi, avvezione e dispersione. La componente di avvezione è governata dalla percentuale di flusso vista precedentemente. Se il processo di trasporto è regolato dalla sola avvezione, il flusso di percolato  $f$  può essere ottenuto da:

$$f = VC_o \quad 36$$

dove:

$f$  = flusso del percolato [M/L<sup>2</sup>T]

$V$  = velocità di filtrazione [L/T]

$C_o$  = concentrazione sorgente [M/L<sup>3</sup>] al di sopra della barriera, assunta costante.

Prendendo l'altra posizione estrema, che cioè la dispersione sia il solo processo che governa il flusso di percolato,  $f$  può essere ottenuto usando la prima legge di Fick :

$$f = - nD (cC/cL) = nD C_0/d \quad 37$$

dove

$D =$  coefficiente di dispersione [ $L^2/T$ ] che tiene in conto sia della diffusione molecolare e la dispersione idrodinamica

$cC/cL =$  gradiente della concentrazione, che è assunto stazionario per una concentrazione costante  $C_0$  alla sommità della barriera, e zero per la concentrazione al di sotto della barriera.

E' importante notare che le concentrazioni ai bordi possono essere tali che i gradienti in stato stazionario possono non esistere mai. Per esempio, nei casi dove la parte bassa della barriera non è bagnata da acqua pulita, le concentrazioni potranno crescere fino ad avvicinarsi alla concentrazione  $C_0$  . Al di sopra di questo stadio, i gradienti di concentrazione (e conseguentemente il processo di diffusione) cessano di esistere nello strato. Inoltre non è appropriato assumere comunque le concentrazioni  $C_0$  costanti quando la massa del contaminante è finita, la sorgente esaurita e il percolato esce fuori della barriera. Anche se le condizioni di bordo all'interno e all'esterno della barriera sono favorevoli per gradienti di concentrazione stazionari, trascorre un significativo intervallo di tempo prima che avvengano le condizioni di stato stazionario. Per mettere in conto la dipendenza dal tempo del trasporto dei contaminanti attraverso la barriera, può essere usata la seconda legge di Fick. In accordo con questa legge,

$$cC/ct = D c^2C/cx^2 \quad 38$$

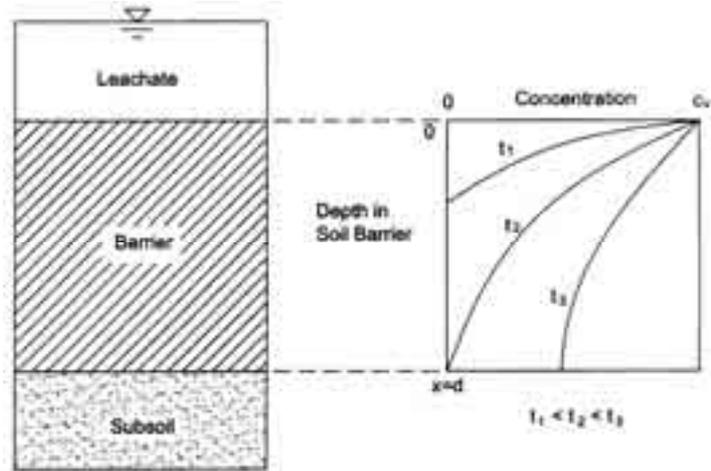
dove:

$D =$  coefficiente di dispersione, che tiene in conto tra la diffusione molecolare e la dispersione idrodinamica

La soluzione per l'equazione (37) è espressa come

$$C/C_0 = \text{erfc } ox / 2eDtp$$

Questa soluzione è mostrata schematicamente in fig. 31



Sotto condizioni di pura dispersione, l'eq. 39 può essere usata per ottenere il tempo che occorre alle concentrazioni all'esterno della barriera per arrivare ad un valore specificato. La soluzione comunemente usata è quella di Ogata & Banks (1961), che fornisce le concentrazioni  $C$  in funzione del tempo  $t$  e della profondità  $x$  sotto la superficie di una barriera quando questa è assunta essere infinitamente profonda e soggetta alle seguenti condizioni iniziali e di bordo:

Figura 31: Profilo schematico delle concentrazioni di percolato nel terreno al variare del tempo

$$C(x,0) = 0 \quad x > 0 \quad 40a$$

$$C(0,t) = C_0 \quad t \geq 0 \quad 40b$$

$$C(h,t) = 0 \quad t \geq 0 \quad 40c$$

In assenza di decadimento, la soluzione dell'equazione per avvezione-dispersione, è:

$$C(x,t) = C_0/2 \text{ serfc } o(Rx - V_x t) / 2eRD_x t p + \exp(V_x x / D_x) q (Rx + V_x t) / 2eRD_x t r t \quad 41$$

Questa soluzione è spesso espressa in termini di variabili dimensionali come la seguente:

$$C(x,t) = C_0/2 \text{ serfc } o(1 - T) / 2eT/Pp + \exp(P) q (1 + T) / 2eT/Prt \quad 42$$

Dove:

$$T = V_x t / Rx = V_x t / Rd \quad C_{\text{per } x=d} \quad 43$$

e

$$P = V_x x / D = V_x d / D x \quad C_{\text{per } x=d} \quad 44$$

T indica i volumi effettivi di pori di fluido, e P il numero di Peclet definito rispetto ad una barriera di spessore  $d$ . Una volta che le concentrazioni  $C(x,t)$  sono conosciute fuori e dentro la barriera, il flusso totale  $f$  può essere ottenuto sommando le componenti per avvezione e dispersione. Shackelford (1990) ha espresso il flusso totale in una forma adimensionale usando un numero di flusso adimensionale,  $F_N$  :

$$F_N = fd / nC_0 D_x = 1/2 (PQ_1 + Q_2) \quad 45$$

$$Q_1 = \text{erfc} \left[ \frac{(1-T)}{(2eT/P)} \right] \quad 46$$

e

$$2 \exp \left[ - \left[ \frac{(1-T)}{(2eT/P)} \right]^2 t \right]$$

$$Q_2 = \frac{\quad}{2e\pi T/P} \quad 47$$

Con l'aiuto di un processo grafico, le eq. 42 e 45 sono ridotte ad una forma grafica<sup>16</sup>. Usando questi grafici  $C(x,t)$  e  $F_N$  possono essere ottenuti per specifici valori di T e P. Shackelford suggerisce una procedura iterativa per ottenere lo spessore della barriera di progetto. La procedura comporta i seguenti passi:

1. assumere uno spessore dello strato,  $d$
2. calcolare P usando l'equazione (44)
3. determinare T per un valore specificato tra  $C/C_0$  o  $f$  usando l'equazione (42)
4. usare l'equazione (43) per determinare il tempo di transito
5. ripetere i passi da 1-4 fino a che  $t$  è più grande o uguale alla vita di progetto del sistema di contenimento.

---

<sup>16</sup> Shackelford, (1990)

Le soluzioni sono valide per le semplificate condizioni al bordo iniziali descritte nelle eq. (40). La condizione di bordo  $C = C_0$  all'interno non è accurata poiché ciò rappresenta una discontinuità all'interfaccia liquido-solido e viola il principio di conservazione della massa. Soluzioni per condizioni al contorno più realistiche sono date da Van Genuchten e Alves (1982). Comunque, le soluzioni date sopra sono completamente affidabili, con differenze solo del 5% se comparate con soluzioni più accurate.<sup>17</sup> Booker e Rowe (1987) hanno considerato l'effetto di una specie finita di sorgente di contaminante sul trasporto di massa attraverso una barriera. In contrasto con le condizioni al contorno rappresentate nelle (40b), essi hanno assunto che la massa finita di contaminante dentro la discarica potrebbe essere rappresentata in termini di un'altezza equivalente di percolato,  $H_f$ . La soluzione analitica ottenuta da Booker e Rowe (1987) per il trasporto di contaminante in un deposito infinitamente profondo, con la sorgente di concentrazione variata con il tempo, è la seguente:

$$C(x,t) = s [C_0 \exp(ab - b^2t)] / (b-c)t [bf(b,t) - cf(c,t)] \quad 48$$

$$f(b,t) = \exp(ab + b^2t) \operatorname{erfc} \frac{a}{2\sqrt{et} + b\sqrt{t}} \quad 49$$

$$f(c,t) = \exp(ac + c^2t) \operatorname{erfc} \frac{a}{2\sqrt{et} + c\sqrt{t}} \quad 50$$

$$a = x [(n + \rho_b K_d) / nD_x]^{1/2} \quad 51$$

$$b = V_x [n / 4D_x (n + \rho_b K_d)]^{1/2} \quad 52$$

$$c = nD_x / H_f [(n + \rho_b K_d) / nD_x]^{1/2} - b \quad 53$$

dove  $\rho_b$  e  $k_d$  sono rispettivamente la densità di massa secca e il coefficiente di distribuzione. La funzione  $f(p,t)$  (per  $p=b$  o  $p=c$ ) può essere semplificata come:

$$f(p,t) = \exp \frac{a^2 - 4tp}{4t} \phi(\alpha) \quad 54$$

---

<sup>17</sup> Gershon e Nir, 1969

dove

$$\alpha = (pet + a/2et)$$

e la funzione  $\phi(\alpha)$  è data in fig. 32.

Si nota che con qualche manipolazione algebrica può essere mostrato che l'eq.(48) si riduce all'eq. (41) per  $H_f \gg \alpha$ .

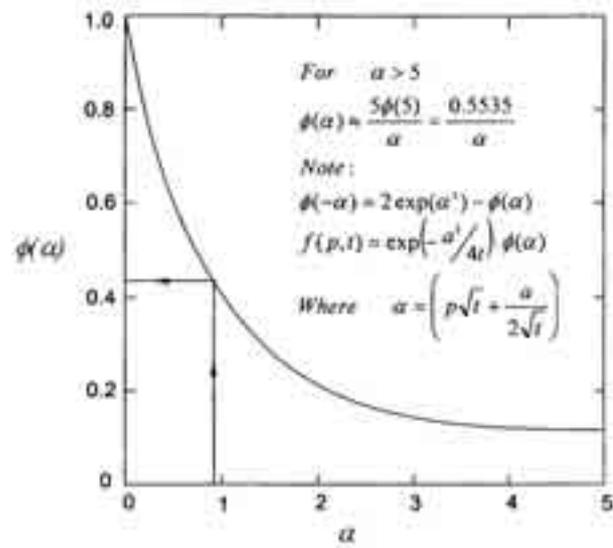


Figura 32:  $\phi(\alpha)$  in funzione di  $\alpha$  nella soluzione di Booker e Rowe.

## 6.2 Importanza dell' avvezione e della dispersione

Considerando la natura impermeabile dei materiali da barriera, è allettante ignorare il processo di avvezione e assumere che solo la dispersione governa il trasporto di percolato. Comunque, parecchi studi hanno illustrato che omettendo l' avvezione può condurre ad una stima errata e non conservativa del flusso del percolato per gli scenari tipici di discariche<sup>18</sup>. La fig. 33 per esempio mostra i profili della concentrazione di flusso chimico attraverso 1.2m di argilla con o senza la componente avveviva del trasporto di contaminante. La velocità di filtrazione (0.006 m/anno) considerata in questo studio è rappresentativa degli strati di argilla con una conducibilità idraulica più bassa di  $1 \times 10^{-7}$  cm/s e soggetti a gradienti idraulici più bassi di 0.2. Si è visto nella figura che non solo le concentrazioni sono più alte nello strato quando viene considerata l'avvezione, ma sono anche più grandi i gradienti di concentrazione (che governano i flussi di percolato) al di sotto dello strato. In generale, mentre la velocità di filtrazione è aumentata con tutti gli altri fattori

presi costanti, sono aumentate le concentrazioni nello strato tanto quanto i flussi uscenti. Sotto le stesse condizioni, la fig. 33 illustra la dipendenza dal tempo del flusso uscente dallo strato sotto avvezione pura, diffusione e avvezione e diffusione insieme. Si è visto che la considerazione della sola avvezione pura ha per risultato una stima di 75 anni per il flusso che esce dallo strato. Questa stima è considerevolmente più alta di quelle suggerite per pura diffusione. La considerazione di entrambi, avvezione e diffusione, ha dato un flusso sostanzialmente più alto, con un picco del 55% che è più alto ancora di quello ottenuto sotto avvezione o diffusione pura. I calcoli come quelli mostrati nella fig. 33 sono indicativi per la stima del significato dell'avvezione e della diffusione nelle valutazioni del tempo di transito e di uscita del flusso.

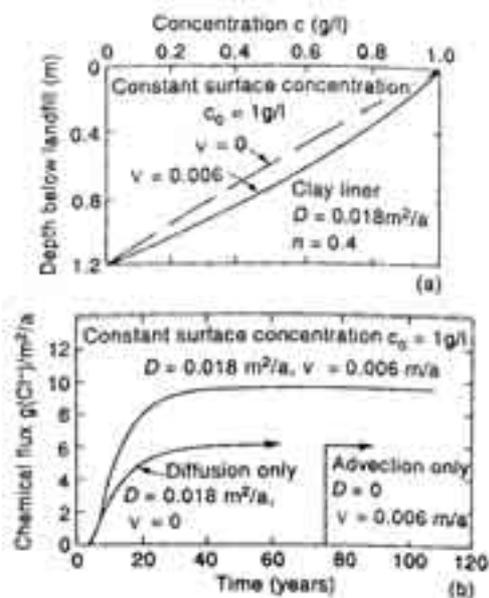


Figura 33: Trasporto di massa attraverso gli strati di argilla: (a) profili di concentrazione nello stato stazionario in strato di spessore 1.2m; (b) dipendenza dal tempo del flusso di percolato uscente dallo strato

<sup>18</sup> Rowe, 1987; Shackelford, 1988

Usando questi calcoli, Rowe (1987) è arrivato alla fig. 34 la quale mostra il range di velocità oltre il quale la dispersione o l'avvezione possono controllare la grandezza di uscita del flusso per uno strato di argilla spessa 1.2m. Shackelford (1988) ha usato dei calcoli simili per mostrare il relativo significato dei meccanismi di trasporto nella valutazione del tempo di transito (vedi fig. 35). E' dimostrato chiaramente in questi studi, che la diffusione riduce il tempo di transito anche per conducibilità idrauliche dell'ordine di  $10^{-7}$  cm/s .

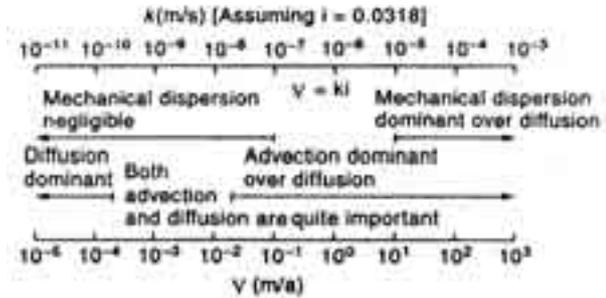


Figura 34: Tempo di transito corrispondente a  $C/C_0 = 0.5$  come una funzione della conducibilità idraulica per un'ipotetico strato di argilla di 3-ft con una porosità media di 0.50 e soggetta ad un gradiente idraulico di 1.33. E' stato assunto un coefficiente di diff

Questa diventa un processo di trasporto dominante per conducibilità idrauliche più basse di  $2 \times 10^{-8}$  cm/s. Bisogna notare che le direzioni in cui avviene il trasporto di massa dovuto ad avvezione e dispersione, possono non essere sempre le stesse. La fig. 36 mostra tre scenari di trasporto, considerazioni sul tempo di trasporto e flusso uscente e la situazione in cui sia la diffusione che l'avvezione seguono la stessa direzione. La fig. 36b illustra un più favorevole scenario dove l'idrogeologia del sistema di contenimento è tale che il flusso è diretto nei rifiuti. Un esempio si ottiene collocando il sistema di contenimento al di sotto del piano di scorrimento dell'acqua e controllando il

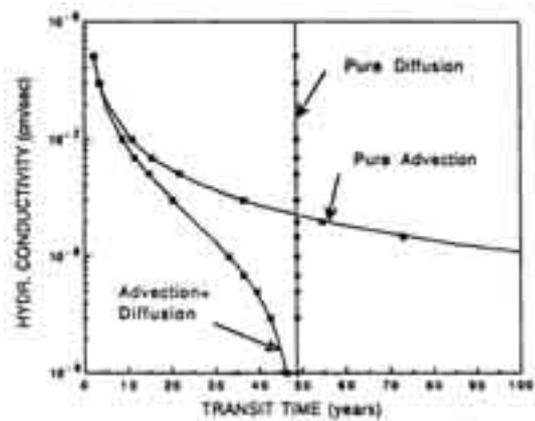


Figura 35: Range di velocità di Darcy oltre la quale la diffusione, la dispersione meccanica e la avvezione, controllano la grandezza dell'uscita del flusso

flusso nei rifiuti usando un sistema di raccolta del percolato. Il processo di avvezione in questo caso si oppone alla esterna diffusione di flusso di contaminante. Il capovolgimento di gradiente può essere ottenuto usando una continua o periodica applicazione di gradiente elettrico (fig 36c).

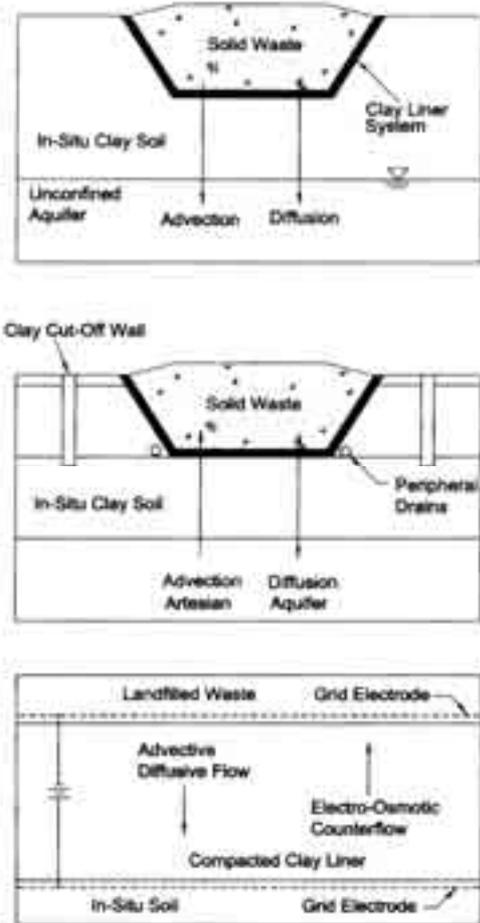


Figura 36: Scenari di trasporto riguardanti differenti direzioni di

## 6.3 Sorbimento , diffusione e dispersione delle barriere minerali

### 6.3.1 Sorbimento

Benché ci sia un largo range di possibili interazioni chimico-fisiche tra i contaminanti, i meccanismi principali di sorbimento che sono considerati per la modellazione della migrazione di contaminanti attraverso contenimenti di barriere minerali sono:

1. scambio ionico tra particelle della superficie di argilla nel caso di composti inorganici;
2. sorbimento di componenti organici dal carbone organico dello scheletro solido sulla base di leggi quali:

$$K_d = K_{oc} f_{oc} \quad 55$$

Dove:

$K_d$  = coefficiente di distribuzione

$K_{oc}$  = coefficiente di ripartizione carbonio-ottanolo

$f_{oc}$  = contenuto organico di carbonio dello scheletro solido

In generale i fenomeni di sorbimento sono modellati nella soluzione della ADRE (*advection-dispersion-reaction equation*), con equilibrio lineare isoterma (es. usando  $K_d$ ) . Comunque molte isoterme di sorbimento tanto non lineari quanto di non equilibrio possono essere osservate in test cinetici di sorbimento quando qualche terreno argilloso è combinato con composti chimici. Quando le cinetiche di sorbimento sono significative per il trasporto di contaminante può essere usata la seguente equazione di non-equilibrio al primo ordine:<sup>19</sup>

$$\partial S / \partial t = \alpha (S_{\infty} - S) \quad 56$$

dove:

$S$  = frazione di massa di soluto nella fase sorbita

$\alpha$  = coefficiente di sorbimento

$S_{\infty}$  = capacità di sorbimento a  $t=\infty$  se  $c$  è considerato costante con il tempo e può essere anche definito accordando l'isoterma lineare ( $K_d c$ ) o accordando l'isoterma di Freundlich ( $(K_F c)^{\beta}$ )

$K_d$  = coefficiente di distribuzione

$K_F$  = coefficiente di ripartizione

$\beta$  = esponente di Freundlich.

$c$  = massa di soluto per unità di volume di soluzione.

---

<sup>19</sup> Rabideau e al. 1996

### 6.3.2 Dispersione-Diffusione

I coefficienti effettivi di diffusione  $D^*$  diventano importanti per il trasporto di inquinanti attraverso le barriere di contenimento se, e solo se, il trasporto per advection è basso.

In fig 37a è indicato il comune range di variazione della porosità e del coefficiente di porosità di qualche specie chimica (es. cloruro, etanolo, ecc...) di materiali tipici per barriere minerali.

Lo stesso range di variazione di  $D^*$  ed  $n$  è riportato in fig 37b dove il flusso totale di contaminante attraverso 1mt di spessore di barriera minerale è dato come una funzione della velocità di Darcy che, a sua volta, è proporzionale alla conducibilità idraulica, posto che il gradiente sia costante. La diffusione comincia ad avere un ruolo predominante, nel flusso totale di contaminante, solo quando il valore della conducibilità idraulica è più basso di  $10^{-9}$  m/s per i comuni intervalli di gradienti idraulici, come evidenziato in fig 37b

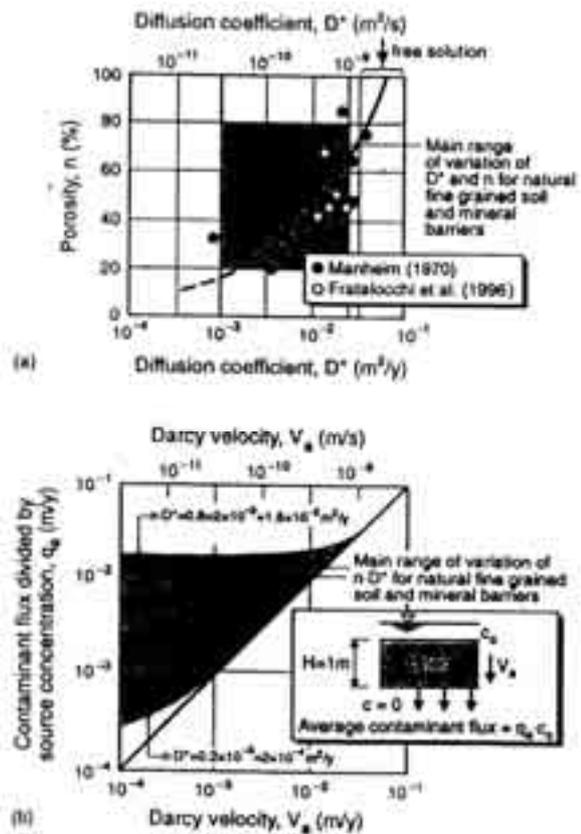


Figura 37: (a) Range di coefficienti di diffusione per terreni e barriere minerali e (b) importanza del trasporto diffusivo e avveztivo attraverso le barriere minerali



Il trasporto allo stato stazionario è descritto dalla legge di Fick (eq. 37). La permeabilità di una varietà di geomembrane ai gas come il biossido di carbonio (CO<sub>2</sub>), il metano (CH<sub>4</sub>) e l'azoto (N<sub>2</sub>), è indicata nella tab. 23. La migrazione di liquidi da una parte all'altra della geomembrana, per mezzo del processo multipasso descritto sopra, può essere quantificato ed espresso come un valore di permeabilità (vedi tab. 24). In un esperimento fatto usando vari solventi, sono state misurate le percentuali di trasmissione attraverso gli strati selezionati. I risultati di questo esperimento sono mostrati nella tab. 25. Questi dati possono essere usati per valutare il trasporto dei contaminanti attraverso i sistemi di strati.

Base polymer	Hydraulic pressure, kPa			
	100	400	700	1000
Butyl rubber	22	8.0	4.1	2.8
Chlorosulfonated polyethylene	300	120	77	60
Ethylene propylene rubber	115	57	34	25
Polyvinyl chloride	86	37	20	10

\*Data are reported in 10<sup>-11</sup> m/s  
 †After Hays.<sup>60</sup>

**Tabella 24: Coefficiente di permeabilità (conducibilità idraulica) dell'acqua deaerata di alcune geomembrane a varie pressioni**

Polymer <sup>a</sup> :	LLPE	HDPE	HDPE	HDPE-A	LDPE	PE
average thickness, mm:	0.87	0.80	1.62	0.87	0.75	0.69
Type of compound:	CX	CX	CX	CX	CX	CX
(SVT) <sub>g/(m<sup>2</sup> · day)</sub>						
Methyl alcohol	2.10	0.16	---	0.30	0.74	0.35
Acetone	8.62	0.56	---	2.19	2.83	1.23
Cyclohexane	7.60	11.7	---	1.11	1.61	0.64
Xylene	359	21.6	6.86	232	116	178
Chloroform	1230	54.8	15.8	506	370	2120
Solvent vapor permeability <sup>b</sup> , 10 <sup>-11</sup> metric perms · cm						
Methyl alcohol	0.11	0.01	---	0.04	0.05	0.02
Acetone	0.23	0.02	---	0.09	0.10	0.04
Cyclohexane	0.49	1.05	---	14.7	13.8	47.3
Xylene	292	24.8	25.6	262	134	173
Chloroform	101	2.46	2.32	24.6	24.0	82.8

<sup>a</sup>LLPE = low-density polyethylene; HDPE = high-density polyethylene; HDPE-A = high-density polyethylene alloy; LDPE = low-density polyethylene; PE = polyethylene

<sup>b</sup>The median thickness value was used to calculate the permeability

†After Hays.<sup>60</sup>

**Tabella 25: Permeabilità delle geomembrane polimeriche a vari solventi, misurata in accordo con ASTM E96, Procedura B**

**Tabella 23: Permeabilità delle geomembrane polimeriche per i gas selezionati determinati in accordo con ASTM D1434, procedura V**

## 7 STABILITA' DEI SISTEMI DI CONTENIMENTO

Le fratture nei pendii dei sistemi di contenimento ricadono sotto tre categorie come mostrato in figura 38. Le fratture possono avvenire sia dentro i materiali che sopra il terreno di fondazione o lungo le interfacce strati/terreno. Il modo di rottura è di solito incerto ma il tipo rotatorio mostrato in figura è considerato essere quello più probabile. Con questa idealizzazione, le analisi di stabilità di un pendio naturale saranno ridotte ad un più comune problema geotecnico. I metodi tradizionali dell'analisi di stabilità dei pendii valutano lo sforzo di taglio che causa fratture in una superficie e lo confrontano con lo sforzo di taglio mobilizzato. Nel metodo degli elementi finiti, comunemente usato per stimare la stabilità dei pendii, la massa di terreno è divisa in un numero di segmenti e sono valutate le forze per ogni segmento (fig. 39). Considerando il taglio *abcd*, per esempio, la forza consiste nel peso della porzione tagliata, forze normali e di taglio agiscono sulle superfici di rottura *cd*, e forze normali e verticali agiscono sulle facce verticali *ad* e *bc*. Una soluzione approssimata è possibile quando sono fatte alcune ipotesi sulle forze agenti sulle facce verticali. Assumendo che le risultanti di  $P_i$  e  $T_i$  sono uguali a  $P_{i+1}$  e  $T_{i+1}$ , le forze normali e di taglio sulla superficie *cd* possono essere ottenute come:

$$F_n = W_i \cos \alpha \quad 57$$

e

$$F_t = W_i \sin \alpha \quad 58$$

Dove

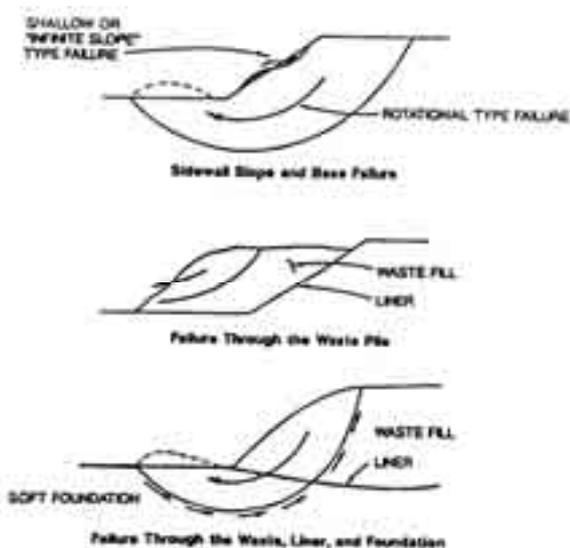


Figura 39: Potenziali fratture di pendii nelle discariche

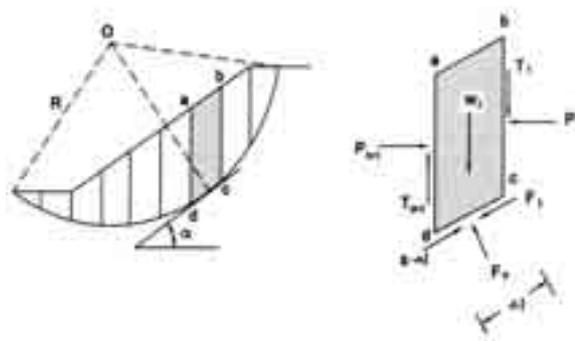


Figura 38: Analisi di stabilità con il metodo degli elementi finiti

$W_i$  = peso dell'  $i$ -esimo taglio.

La resistenza al taglio  $s$  per unità di area su un segmento  $cd$  può essere espressa usando la teoria di Mohr-Coulomb come:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad 59$$

in cui

$c$  = coesione

$\sigma$  = sforzo normale su  $cd$

$\phi$  = angolo di attrito all'interfaccia.

Lo sforzo totale di taglio disponibile sul segmento di superficie  $cd$  può perciò essere scritto come:

$$s \Delta l = (c + \sigma \tan \phi) \Delta l = c \Delta l + W_i \cos \alpha \tan \phi \quad 60$$

dove:

$\Delta l$  = lunghezza del segmento  $cd$

$F_n$  dell'equazione 57, è sostituito con  $(\sigma \Delta l)$ .

Il fattore di sicurezza, FS, per la frattura del pendio, può ora essere espresso come una parte del momento intorno al punto O dello sforzo di taglio  $F_t$  e quello dello sforzo di taglio  $(\sigma \Delta l)$  per tutti tagli. Così,

$$FS = \Sigma R_s \Delta l / \Sigma R F_t = \Sigma ( C \Delta l + W_i \cos \alpha \tan \phi ) / \Sigma W_i \sin \alpha \quad 61$$

L'analisi precedente, offre una semplice ed approssimata via per valutare la stabilità del pendio.

## 7.1 La stabilità delle interfacce

La stabilità delle interfacce è una delle considerazioni principali per i sistemi che contengono strati di terreno e materiali polimerici come i geotessili e le geomembrane. In generale, i bassi sforzi presenti all'interfaccia sono considerati essere deboli legami nella stabilità dei sistemi di contenimento<sup>20</sup> Come mostrato in fig. 40, la rottura all'interfaccia può capitare o come uno strappo di componenti di tessuto della trincea di ancoraggio, o per lo scivolar fuori dei rifiuti e dei materiali di copertura dal tessuto. Come caso studio si considera un terreno di copertura che rimane su un tessuto polimerico (fig 41). Il fattore di sicurezza FS per lo scivolamento del terreno sul tessuto può essere computato come parte delle forze resistenti e forze guida.

Così,

$$FS = N \tan \delta / W \sin \theta = W \cos \theta \tan \delta / W \sin \theta = \tan \delta / \tan \theta$$

Dove:

W = peso del terreno

N = reazione della forza normale sul piano di scorrimento

$\theta$  = angolo di inclinazione del piano di scorrimento

$\delta$  = angolo di attrito all'interfaccia.



Figura 40: Modi potenziali di rottura alle interfacce

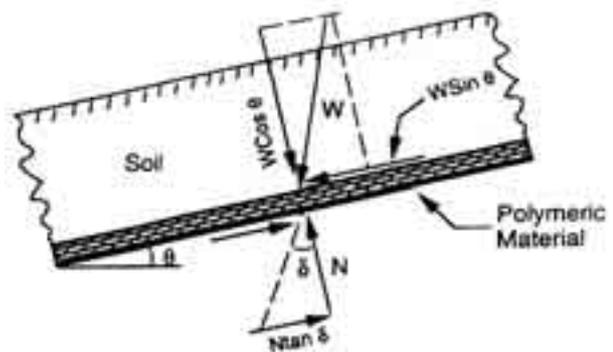


Figura 40: forze all'interfaccia tra un tessuto polimerico e terreno di copertura

<sup>20</sup> Mitchell e al., 1995

Un'assunzione pertinente per questa analisi è che il piano del terreno sia di estensione infinita. E' così possibile usare il metodo del cuneo di traslazione. In questo metodo la superficie di rottura è approssimata da un numero di segmenti piani. La massa di terreno tra ogni segmento forma un potenziale cuneo di scorrimento. La fig. 42 mostra un caso generalizzato dove esistono forze di filtrazione nello strato del terreno tra l'interfaccia ed è previsto un rinforzo nella copertura con una resistenza elastica di grandezza,  $T$ . La zona di rottura può consistere di tre cunei. Il cuneo attivo al di sopra del pendio tende a premere il cuneo centrale in giù, mentre il cuneo passivo al di sotto del pendio tende a resistere a questo movimento. Gli angoli  $\alpha$  e  $\beta$  possono essere scelti in modo che le forze guida del cuneo attivo siano massimizzate e la forza resistente del cuneo passivo sia minimizzata. Considerando l'equilibrio dei cunei attivi e passivi, gli angoli  $\alpha$  e  $\beta$  possono essere espressi come:<sup>21</sup>

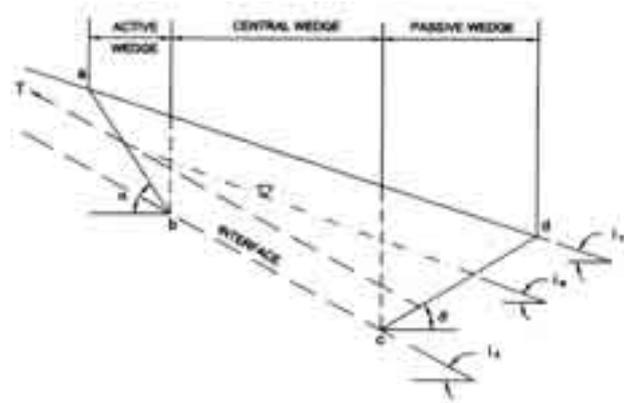


Figura 41: Stabilità del terreno di copertura usando il metodo del cuneo traslatorio (Oweis, 1993)

$$\tan\alpha = \tan\phi + e \frac{1 + \tan^2\phi - \tan i_c / \sin\phi \cos\phi}{\sin\phi \cos\phi} \quad 63$$

$$\tan\beta = -\tan\phi + e \frac{1 + \tan^2\phi - \tan i_c / \sin\phi \cos\phi}{\sin\phi \cos\phi} \quad 64$$

Il fattore di sicurezza per lo scorrimento all'interfaccia può essere ottenuto considerando il bilancio delle forze del cuneo centrale. Le forze che agiscono sul cuneo centrale sono essenzialmente le forze attive e passive sulle facce del cuneo, il peso del cuneo, e la resistenza disponibile alla superficie di rottura  $bc$ . Per semplicità, e anche per molti casi pratici, casi di un terreno di spessore uniforme con livello di acqua sul terreno parallelo all'interfaccia, l'equazione di stabilità per il cuneo centrale produrrà il fattore di sicurezza<sup>22</sup>

<sup>21</sup> Oweis, 1993

<sup>22</sup> Oweis, 1993

$$FS = \frac{1}{(1-t)} \frac{qc}{\gamma h \sin i_s \cos i_s} + \frac{(\tan \delta_i / \tan i_s) \circ 1 - \gamma_w h_w / \gamma h p r}{\gamma h \sin i_s \cos i_s} \quad 65$$

Dove:

$$t = T / W_c \sin i_s \quad 66$$

$W_c$  = peso del cuneo centrale

$c$  = coesione del terreno

$\gamma$  = unità di peso del terreno

$h$  = spessore della copertura

$\delta_i$  = angolo di attrito all'interfaccia

$\gamma_w$  = unità di peso dell'acqua

$h_w$  = spessore uniforme del piano di copertura saturo

Un'altra importante considerazione riguardante la stabilità all'interfaccia è la compatibilità degli sforzi di attrito sviluppati al di sopra e al di sotto delle facce di una geomembrana. Tipicamente, le geomembrane sono posizionate all'interfaccia di due differenti materiali e i differenti sforzi di attrito possono causare un eccessivo sforzo di taglio nella geomembrana. Lo sforzo elastico della geomembrana potrebbe essere tale da resistere a queste differenze con un adeguato fattore di sicurezza.

## 7.2 Cedimenti

Ci sono significative differenze tra il terreno ed i rifiuti in termini di meccanismi con cui si verificano i cedimenti. Le analisi dei cedimenti per i materiali di rifiuto sono complicate dalla eterogeneità dei rifiuti, dai processi di decomposizione e dalle condizioni ambientali a breve e lungo termine, tutti fattori che incidono sulla composizione dei materiali. I meccanismi implicati nei cedimenti dei rifiuti sono molti:<sup>23</sup>

---

<sup>23</sup> Edil e al, 1990; Sowers, 1973

- 1 riorientamento delle particelle
- 2 movimento di particelle fini nei larghi vuoti
- 3 cambiamento fisico chimico includente corrosione, combustione, e ossidazione dei materiali da rifiuto
- 4 decomposizione biochimica
- 5 dissoluzione dei materiali solubili
- 6 flusso plastico e scorrimento

Edil e al., (1990) hanno notato che i rifiuti subiscono un assestamento, sotto l'azione del proprio peso, pari al 5% - 30% del loro originale spessore, e l'entità del cedimento dipende da fattori come il grado di compattazione, la composizione dei rifiuti e le condizioni ambientali. E' generalmente riconosciuto, che una prima parte di cedimento avviene rapidamente, tra 1 mese e 5 anni dopo il collocamento dei rifiuti. A differenza del caso di terreni puri, la seconda parte del cedimento è riconosciuto essere relativamente significativa. Benchè gli sforzi iniziali facciano riferimento alla teoria della consolidazione mono dimensionale<sup>24</sup>, per approssimare i cedimenti dei rifiuti, si è stabilito che l'applicazione della teoria ai rifiuti abbia una validità limitata. Questo perché la curva di  $e$  in funzione del  $\log \sigma$  può mostrare un andamento non lineare, e parecchi dei parametri richiesti, come la compressione, cambiano con il tempo e non possono essere determinati adeguatamente<sup>25</sup>. Edil e al. (1990) svilupparono due modelli, il modello Gibson-Lo e il 'power creep law' che usavano i dati di compressibilità di cinque siti; il cedimento dipendente dal tempo basato su tale modello può essere espresso come:

$$S(t) = H \Delta \sigma s a + b q 1 - \exp o - \lambda / bt prt \quad 67$$

Dove:

$S(t)$  = cedimento al tempo  $t$

$H$  = altezza iniziale dei rifiuti

$Ds$  = cambiamento nella sovrappressione

---

<sup>24</sup> Sowers, 1973; Oweis e Khera, 1990

<sup>25</sup> Fassett e al., 1993

- a = parametro di compressibilità primario
- b = parametro di compressibilità secondario
- $\lambda / bt$  = percentuale di compressione secondaria

Il ‘*power creep law*’ è usato per rappresentare il comportamento a rottura dei materiali e generalmente è espresso come:

$$S(t) = H \Delta\sigma^m (t/t_r)^n \quad 68$$

Dove:

- m = compressibilità di riferimento
- n = percentuale di compressione
- $t_r$  = tempo di riferimento
- t = tempo di applicazione del carico

Basati su dati limitati, Edil e al. (1990) hanno riportato che il modello Gibson e Lo ha stimato cedimenti entro il 2% e il 20% degli attuali cedimenti, e il ‘*power creep law*’ ha stimato cedimenti entro lo 0%-14%. Un importante effetto dei cedimenti dei rifiuti è la deformazione del sistema di coperture e le sollecitazioni delle barriere polimeriche. Stime di queste deformazioni sono difficoltose e riguardano necessariamente le assunzioni relative alla geometria e alla percentuale di riduzione del volume dei rifiuti. Knipshield (1985) sviluppa una procedura semiempirica per stimare la percentuale di progetto (analogamente al fattore di sicurezza) per le geomembrane:

$$DR = \gamma_r / \gamma_u \quad 69$$

Dove:

- $\gamma_r$  = deformazione di rottura della geomembrana (%)
- $\gamma_u$  = deformazione uniforme sulla geomembrana (%)

La deformazione di rottura  $\gamma_r$ , della geomembrana è determinata dalla curva dei carichi in funzione delle deformazioni in fig. 43. La deformazione uniforme,  $\gamma_u$ , può essere ottenuta dalla fig. 44.

Il cedimento  $S$ , può essere valutato come una frazione dello spessore dei rifiuti, e il peso della cella di accumulo dei rifiuti può essere usato come peso dell'area ceduta ( $2L$  in fig 44).

Come evidenziato dalla figura, la deformazione uniforme è dipendente dalla approssimazione della geometria, triangolare o circolare, dell'avvallamento.

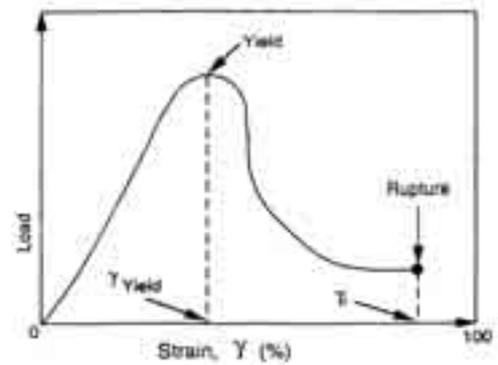


Figura 42: Una tipica curva carichi cedimenti per geomembrane

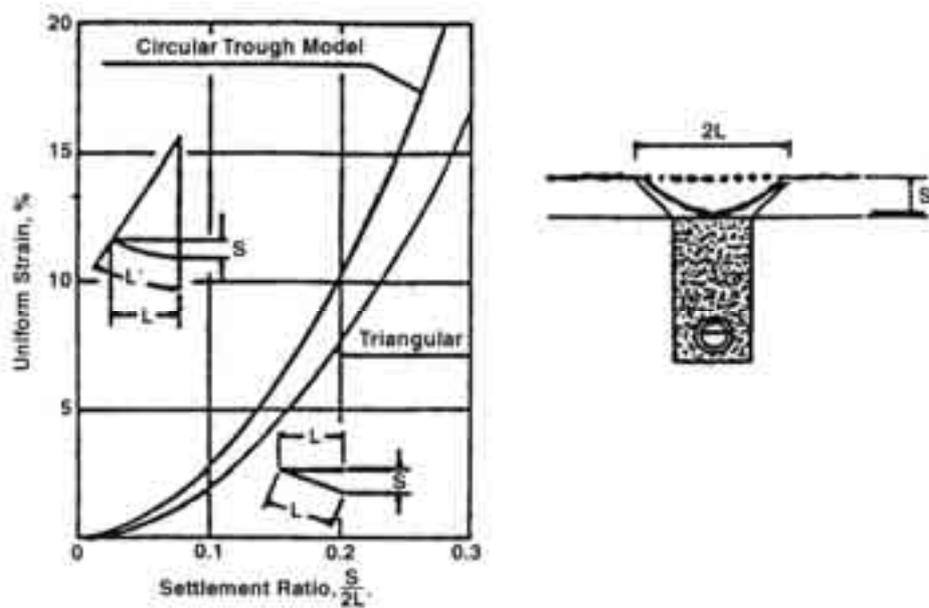


Figura 43: Un metodo grafico per stimare la deformazione uniforme sotto assunzioni di avvallamento triangolare o circolare

## 8 ANALISI DELLA STABILITA' DINAMICA

L'analisi della stabilità dei pendii sotto carichi sismici è stata condotta usando le analisi pseudo statiche e di deformazione. L'approccio dell'analisi di deformazione è basato sui lavori di Newmark<sup>26</sup>, Seed<sup>27</sup> e Makdisi & Seed<sup>28</sup> ed è stata usata per analizzare la stabilità dinamica delle discariche. In accordo con questa analisi, sia per i metodi semplificati che quelli rigorosi per la stima della storia temporale delle accelerazioni e degli stress di taglio, sono richiesti dati rappresentativi delle proprietà di deformazione dinamica dei materiali a differenti punti all'interno della discarica. Ottenere proprietà di deformazione dinamica del terreno attraverso equivalenti modelli lineari o non lineari non è stato facile, ed è difficilissimo ogni test sulle proprietà di deformazione dinamica dei materiali di rifiuto. Recentemente il modulo di taglio e le caratteristiche di umidità dei rifiuti sono stati assunti essere uguali a quelli della torba a causa della bassa unità di peso, alta percentuale di vuoti e alta compressibilità sia della torba che dei rifiuti. Seed e Idriss<sup>29</sup> hanno sviluppato moduli di taglio e curve di smorzamento per la torba sulla base di test di laboratorio statici e dinamici. Questi dati sono stati usati da molti autori nelle analisi di risposta fatte su discariche in California. Più recentemente dati di test sull'onda di taglio effettuati sul campo sono stati riportati dalla Earth Technology, Inc.<sup>30</sup> È stata stimata una media dell'onda di velocità di taglio intorno ai 274 m/s sulla base di test di taglio. Altri test hanno stimato una media di velocità dell'onda di taglio di 213 m/sec e 91 m/s. Questi valori sono molto più alti di quelli stimati sulla base dei test sulla torba. Pertanto, per ora, questi dati vanno utilizzati con cautela per la stima del modulo di taglio dinamico dei rifiuti, a causa dell'alta compressibilità dei rifiuti e delle loro caratteristiche di deformazione dissimili da quelle dei terreni. Per questi motivi alcuni autori prendono gli studi parametrici sulla risposta dinamica delle discariche usando un intervallo di valori del modulo di taglio e delle caratteristiche di smorzamento del materiale di rifiuto, intervallo scelto basandosi sull'assunzione che le proprietà di deformazione dei rifiuti siano più coesive che attritive. In questo modo l'intervallo è stato scelto simile a quello della torba e dell'argilla.

La fig. 45 mostra il modulo e le curve di smorzamento usate nella analisi SHAKE fatta per valutare la risposta di una discarica alta 122 m

---

<sup>26</sup> Newmark, N.M., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Rankine Lecture, Geotechnique no. 15, 1965

<sup>27</sup> Seed, H.B., "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams, Rankine Lecture, Geotechnique Vol. 29 no. 3 pp215-263, 1979

<sup>28</sup> Makdisi, F.I. e Seed, H.B., "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations", Journal of Geotechnical Engineering Division of ASCE, July 1978.

<sup>29</sup> Seed H.B. e Idriss, I.M., "Analyses of Ground Motions at Union Bay, Seattle Durino Earthquakes and Distance Nuclear Blasts", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 60, n° 1, pp. 125-136, 1970

<sup>30</sup> Earth Technology Corporation, "Instability of Landfill Slope, Puente Hills Landfills, Los Angeles County, California"

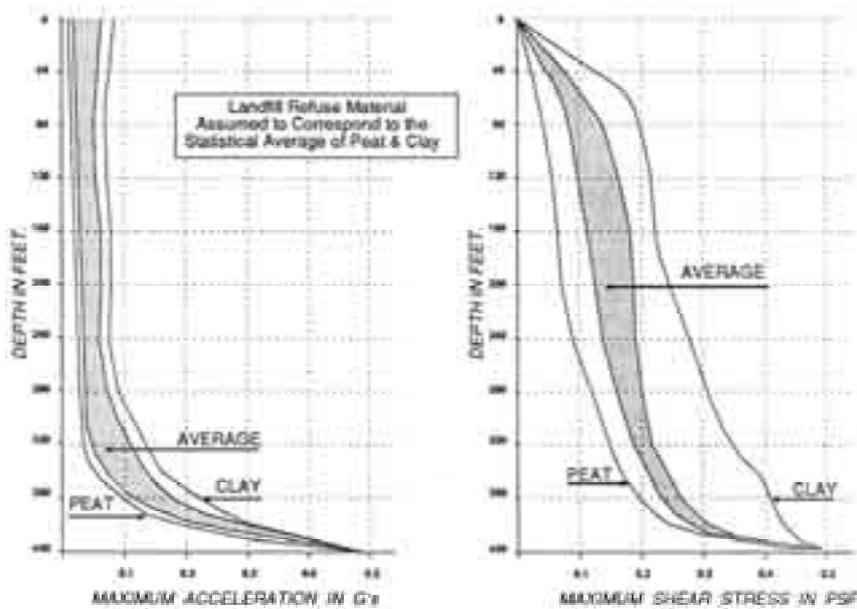


Figura 44: Risultati dell'analisi di risposta di SHAKE per una discarica di 122 m

A conclusione degli studi presentati in questo paragrafo possono essere fatte le seguenti considerazioni:

1. Le caratteristiche di sforzo di taglio dei materiali di rifiuto non sono state ancora adeguatamente definite. C'è una larga dispersione di dati ottenuti da test di laboratorio e in sito. La teoria di Mohr Coulomb può non essere idonea per larghe deformazioni di un materiale da rifiuto sotto rottura.
2. L'applicazione dei principi della meccanica dei solidi nella valutazione dello sforzo e della stabilità dei rifiuti deve essere vista con cautela a causa dell'incompatibilità delle deformazioni che producono la rottura per taglio nei terreni e nei materiali di rifiuto.
3. Il comportamento soddisfacente di pendii ripidi di discariche di rifiuti alte durante un terremoto, le osservazioni sulla mancanza di instabilità di tagli verticali fatti vicino e larghe deformazioni senza rottura nei materiali, sembrano suggerire che la rottura di un pendio può non essere l'aspetto più critico di una discarica.
4. Le caratteristiche dei cedimenti sono sensibili dell'età dei rifiuti e diventano complesse e tanto più non uniformi con il tempo.
5. A causa della complessa ed eterogenea struttura di un materiale da rifiuto ed in mancanza di dati ulteriori, veramente poco si sa circa le sue caratteristiche dinamiche. Risultati di un recente ma limitato test sull'onda di velocità di taglio, indicano che i valori del modulo di taglio sembrano essere compresi tra l'argilla e la torba.

## 9 LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA DI UNA DISCARICA CONTROLLATA

### 9.1 Premesse

Uno degli elementi fondamentali per il progetto di una discarica controllata è sicuramente la verifica delle condizioni di stabilità del sito della discarica. Considerazioni simili devono essere fatte anche in riferimento alle grandi deformazioni che il cumulo di rifiuti in ogni caso subisce. Eventuali rotture che dovessero riguardare l'ammasso dei rifiuti infatti, oltre a costituire circostanza di evidente pericolo ambientale per la dislocazione e la diffusione di rifiuti nell'ambiente, potrebbero interrompere e porre quindi fuori uso i sistemi di controllo della discarica stessa (coperture, drenaggi per percolato e biogas, ecc.)<sup>31</sup>. La previsione della distribuzione nel tempo e nello spazio dei cedimenti assoluti e differenziali in fase progettuale consente inoltre di garantire un corretto sfruttamento della discarica anche da un punto di vista economico, permettendo di massimizzare la quantità di rifiuti abbancati (a parità di volume di progetto) e di ridurre quindi i costi di smaltimento con benefici sia economici che ambientali<sup>32</sup>. I rifiuti costituiscono nell'insieme un mezzo molto deformabile, con deformazioni che si protraggono per tempi molto lunghi<sup>33</sup>. Le deformazioni possono indurre facilmente effetti distorsivi all'interno della discarica, con pericolose conseguenze sulla stabilità di fondamentali dispositivi quali la copertura finale, i pozzi per l'estrazione del biogas, elementi drenanti, ecc<sup>34</sup>. Per cui il progetto di una discarica deve necessariamente comprendere la previsione dei cedimenti e dei relativi provvedimenti di controllo. Il problema riconduce, in un modo solo apparentemente semplice, ai classici aspetti della geotecnica applicata ai rilevati di terra. In realtà i rifiuti, pur presentando alcune analogie morfologiche con i terreni, hanno caratteristiche proprie che rendono estremamente problematica l'applicazione diretta dei metodi di studio della geotecnica.

I rifiuti sono costituiti da materiali molto differenti sia per composizione (plastica, legno, materiale organico) che per proprietà meccaniche, con grandezza e forma eterogenee, tali da rendere il materiale fortemente anisotropo<sup>35</sup>. Inoltre la composizione e le proprietà meccaniche di molti tipi di rifiuti cambiano con il tempo a causa di processi di biodegradazione e fisico-chimici. La quantità e

---

<sup>31</sup> Grisolia M., 1990; Manassero e Pasqualini, 1991

<sup>32</sup> De Rulli G., Facciorusso J., 2005

<sup>33</sup> Jessberger H.L e Kockel R. 1993; Grisolia M. e Napoleoni Q. 1991; Fang H.Y. 1993

<sup>34</sup> Christensen T.H. e Al. 1994

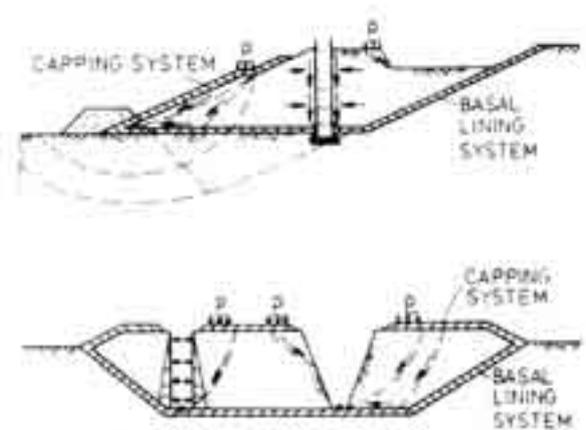
<sup>35</sup> Grisolia M., Napoleoni Q.e Tancredi G., 1995

la velocità dei fenomeni di biodegradazione dipendono da molteplici parametri come il contenuto iniziale in materia organica, il contenuto iniziale di umidità, le condizioni climatiche, le vie di migrazione dei gas in uscita. La particolare composizione dei rifiuti, l'estrema deformabilità di alcuni componenti, l'instabilità fisico chimica dei componenti organici, il ruolo dei fluidi in essi compresi, non consentono di riferire il loro comportamento fisico e meccanico ai parametri semplici e ben noti usati nel campo della meccanica delle terre. Del resto, allo stato delle conoscenze attuali, non si dispone di modelli semplici alternativi per cui l'argomento merita sicure riflessioni ed approfondimenti.

Nel campo della meccanica dei rifiuti i più importanti problemi di progettazione geotecnica sono:

1. stabilità statica e dinamica del cumulo di rifiuti, stabilità dei pendii e capacità portante del terreno della discarica;
2. deformazioni e cedimenti del cumulo di rifiuti, cedimenti di assestamento della discarica;
3. cedimenti delle strutture realizzate all'interno del corpo rifiuti, pozzi o tunnel;
4. cedimenti delle strutture realizzate sul corpo discarica destinate ad usi in fase di postgestione, .

La fig 46 e la fig. 47 forniscono una illustrazione schematica dei problemi geotecnici delle discariche legati alla complessità della meccanica dei rifiuti.



**Figura 45: Modi di rottura con superfici di rottura passanti attraverso i rifiuti (Kockel 1995)**

Le grandi deformazioni infatti, sia istantanee che dilazionate nel tempo con cedimenti di tipo differenziale, variabili da punto a punto, provocano all'interno della discarica effetti distorsivi che possono portare a:

1. rottura dei dispositivi di raccolta e rimozione del percolato
2. rottura della copertura finale e dei dispositivi di raccolta e rimozione delle acque superficiali
3. difficoltà nel recupero finale dell'area (Sowers,1973)
4. difficoltà nello stimare la capacità totale effettiva della discarica.<sup>36</sup>

<sup>36</sup>

Favaretti M., Maestrini S.



Figura 46: Fenomeni di instabilità in una discarica di RSU (Grisolia et al., 1995)

Data la complessità del comportamento meccanico dei rifiuti, la risoluzione di questi problemi costituisce una vera e propria sfida per la geotecnica.

I rifiuti differiscono enormemente sia in composizione che in caratteristiche meccaniche.

Per molte tipologie di rifiuti inoltre, le caratteristiche iniziali cambiano nel tempo, con il progredire del processo di degradazione biologica e fisico-chimica, e sono funzione di numerosi parametri<sup>37</sup>

- composizione iniziale;
- contenuto iniziale di materiale organico;
- età del rifiuto;
- densità iniziale o indice dei vuoti iniziale;
- metodo di posa in opera;
- quantità di materiale usato per la copertura giornaliera;
- contenuto iniziale di umidità;
- metodologia di abbancamento del rifiuto e sistemi di contenimento e copertura della discarica;

<sup>37</sup> Grisolia & Napoleoni, 1996

- condizioni climatiche;
- sistemi di trasporto ed estrazione del biogas;

D'altro canto, ad esempio, il processo di decadimento del rifiuto influenza il contenuto d'acqua e questo ed altri meccanismi di interazione influiscono sul grado di alterazione dei rifiuti nel tempo.

Nell'analisi del comportamento meccanico dei rifiuti si deve inoltre tener conto dell'effetto dei diversi gradi di compattazione del rifiuto e delle diverse metodologie di abbancamento.

Uno schema di questi fattori è fornito in fig. 48.

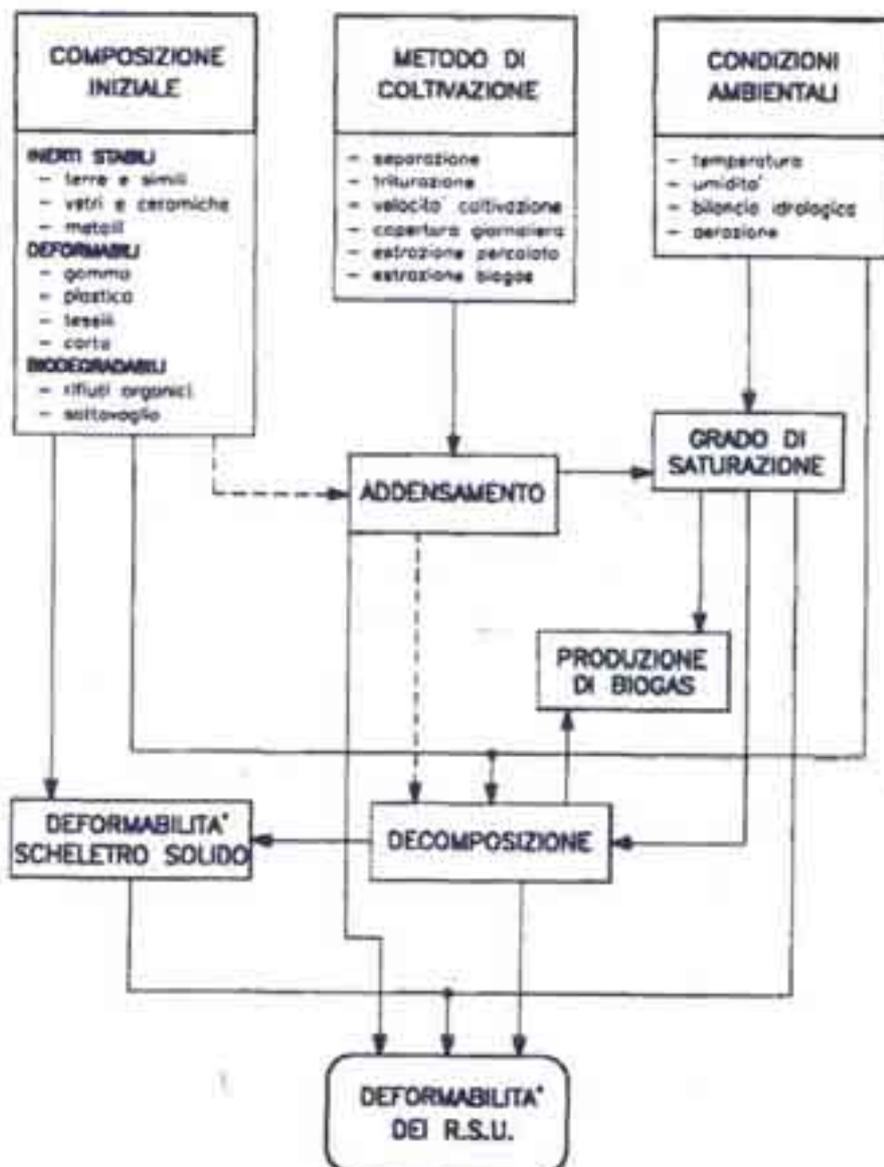


Figura 47: Fattori che regolano la deformabilità di un cumulo di rifiuti (Grisolia et al., 1995)

In ogni caso la conoscenza di questi aspetti rimane scarsa.

Per questo motivo il primo passo per l'analisi del comportamento geotecnico dei rifiuti deve essere la caratterizzazione del rifiuto stesso.

E' importante distinguere attentamente i diversi componenti del rifiuto e determinarne i parametri caratteristici tramite misure in laboratorio e in situ e tramite confronto con campioni di caratteristiche note.

## **9.2 Caratterizzazione del rifiuto.**

### **9.2.1 Indagini in situ**

Ogni progetto di lavoro, sia su discariche controllate che abusive, richiede uno studio della composizione, geometria e proprietà del rifiuto abbancato.

Sono quindi necessari test di indagine (prove penetrometriche, di trivellazione, sondaggi e campionamenti) effettuati tenendo conto delle caratteristiche specifiche del rifiuto.

Per ottenere informazioni sulle caratteristiche del rifiuto è necessario quindi campionare il rifiuto in modo da

- classificare geotecnicamente il rifiuto;
- ottenere dati dai test di laboratorio.

I campioni devono essere presi in modo che siano rappresentativi di:

- tipo ed età del rifiuto
- tecniche di abbancamento
- fase acida/fase stabile metanigena ( in caso di discariche per rifiuti urbani)

I test in situ e i campionamenti devono essere effettuati in punti diversi della discarica, tenendo anche conto dell'evoluzione temporale della stessa, tramite l'analisi di files, documenti e fotografie aeree.

Le prove penetrometriche possono essere eseguite con o senza supporto allo scavo, in funzione della profondità e della tipologia di rifiuto. I sondaggi permettono di esaminare le parti più profonde della discarica e dipendono dal tipo di rifiuto. I test più eseguiti sono gli *Standard penetration test* (SPT) e i *Cone penetration test* (CPT) che sono utilizzati per analizzare le discariche, per ricavare informazioni sulla struttura del cumulo di rifiuti e del sottosuolo (spessore degli strati), sulla

tipologia di rifiuto e sulle sue caratteristiche non solo meccaniche ma anche fisiche. In alcuni casi l'inclinazione della punta del cono permette non solo la misura della resistenza in punta e dell'attrito laterale, ma anche della pressione interstiziale, della temperatura e della resistenza elettrica<sup>38</sup>.

### 9.2.2 Classificazione dei rifiuti

In base al Dlgs 152/2006 vengono distinti quattro tipologie di rifiuti che possono essere così definite:

- rifiuti urbani
- rifiuti pericolosi
- rifiuti non pericolosi
- rifiuti inerti

A seconda della specifica composizione del rifiuto, le caratteristiche meccaniche possono differire da quelle tipiche dei terreni e richiedere quindi particolari considerazioni.

Secondo le raccomandazioni del GLR quindi i rifiuti possono essere classificati in due principali gruppi in base al loro comportamento meccanico ovvero:

- rifiuti con comportamento simile al suolo, definiti come materiale particolato al quale sono applicabili i principi della meccanica del suolo
- rifiuti con comportamento diverso da quello del suolo, definiti come materiali per i quali i principi della meccanica delle terre o non sono applicabili o lo sono in modo limitato

Pertanto la classificazione e la determinazione delle proprietà potrebbero essere determinate basandosi sui principi convenzionali della meccanica del suolo. Alcuni rifiuti di questo tipo potrebbero mostrare proprietà geotecniche che non possono essere pienamente spiegate dalla teoria della meccanica del suolo. Allora è necessario valutare attentamente quanto queste proprietà possano incidere sulla stabilità della discarica ed effettuare esami ulteriori. Per i rifiuti con comportamento diverso da quello del suolo, la procedura per la caratterizzazione dei rifiuti è stata proposta da Kockel e al. (1996). Su campioni rappresentativi di rifiuti ottenuti da sondaggi, test di carotaggio dalla distribuzione dei rifiuti sulla discarica, potrebbero essere condotte le seguenti analisi:

---

<sup>38</sup> Malone, 1992; Okoye, 1995; Jessberger, 1990.

- valutazione visiva, descrizione dell' aspetto generale del comportamento dei rifiuti
- determinazione del contenuto d'acqua e di materiale organico
- analisi delle classi di materiali eseguite in 3 fasi:
  1. classificare i materiali contenuti nei rifiuti
  2. determinare la distribuzione di materiale  $\phi$  120 mm
  3. identificazione e descrizione di ogni classe di materiale incluse 3 frazioni del rimanente assortito  $<$  di 120 mm

Per una analisi delle classi di materiali, può essere seguita la classificazione proposta in Tab. 26 E' importante determinare il contenuto di acqua (w) dei campioni di rifiuti a 70° C e a 105° C. Il contenuto d'acqua può essere definito analogamente alla meccanica del suolo:

$$w = \frac{m_f - m_t}{m_t}$$

dove:

$m_f$  = massa dei rifiuti umidi

$m_t$  = massa del rifiuto secco.

Le dimensioni del campione devono essere scelte in base alla eterogeneità e alle dimensioni caratteristiche del rifiuto.

Questa caratterizzazione dei rifiuti non assimilabili al terreno tiene conto di un'analisi dettagliata della composizione e delle condizioni del rifiuto e dei suoi diversi componenti. Una correlazione tra la caratterizzazione ed i parametri geotecnica non può essere definita ora, a parte alcune dipendenze generali.

In accordo con questo, analisi particolari e test di laboratorio sono necessari per determinare i parametri geotecnici di differenti tipologie di rifiuti (la caratterizzazione mostra inoltre la valutazione della confrontabilità dei diversi campioni dal punto di vista meccanico). Le procedure adeguate alla determinazione dei parametri geotecnici dei rifiuti devono tenere conto della composizione e delle proprietà del rifiuto stesso. Infatti potrebbe non essere appropriato limitarsi ad adottare le procedure standard per l'esecuzione dei test geotecnici.

E' importante tener conto dei seguenti aspetti:

Soil-like waste	Non Soil-like Waste
excavated soil	municipal solid waste (MSW)
industrial sludge	bulky waste
road construction debris	"green" waste
incineration residuum (slag, ash, dust)	MSW-like industrial waste
construction debris	waste from construction sites
sewage sludge	solids
	residues from mechanical-biological treated wastes

**Tabella 26: Classificazione geotecnica dei tipi di rifiuti in accordo al GLR.**

- le dimensioni delle apparecchiature di test devono essere almeno 5-10 volte maggiori del componente più grande costituente il campione di rifiuto;
- le strumentazioni usate per il test devono resistere a possibili azioni corrosive da parte del articolato;
- il comportamento del rifiuto sottoposto a sforzi di deformazione potrebbe differire notevolmente da quello del terreno, per questo motivo i dispositivi utilizzati per sottoporre a test i rifiuti urbani devono essere in grado di sopportare sforzi elevati;
- l'uso di opportune misure di sicurezza deve essere garantito in caso di test su materiali contaminati.

La documentazione delle prove di sforzo – deformazione dovrebbe includere queste informazioni:

- descrizione e classificazione del rifiuto
- preparazione del materiale
- proprietà iniziali del campione (densità, stato tensionale, contenuto d'umidità)
- legame sforzo – deformazione
- modifica del volume durante il test

Spesso è necessario modificare il campione per sottoporlo a test, eliminando la componente grossolana o triturandolo. In questi casi è importante considerare come queste modifiche influenzeranno i risultati del test ed i parametri geotecnici che dai quei risultati verranno ricavati.

### **9.3 Parametri geotecnici dei rifiuti**

I rifiuti, ed in particolare i rifiuti solidi urbani, così come i terreni, costituiscono un mezzo polifase, composto da una fase solida, una fase liquida e una fase gassosa. Rispetto ai terreni, tuttavia, i rifiuti presentano alcune differenze sostanziali. Per quanto riguarda la fase solida, in particolare, possono essere distinte, dal punto di vista geotecnico, tre diverse categorie di materiali corrispondenti essenzialmente a: materiali inerti stabili, materiali altamente deformabili, sostanze vegetali ed organiche facilmente biodegradabili. Nella prima categoria possono essere fatti rientrare tutti quei materiali tipo vetri, metalli, scarti di lavorazioni edilizie ecc., per i quali il comportamento meccanico di insieme può sostanzialmente essere ricondotto a quello dei grani di un terreno naturale sia pure grossolano ed eterogeneo. I materiali del secondo tipo, quali i tessuti, la carta ed il materiale plastico, soprattutto se in fogli o frammenti, complicano notevolmente il modello meccanico. Ciò in quanto questi elementi possono essere disposti in modo da subire grandi deformazioni immediatamente dopo l'applicazione di carichi di entità anche modesta. La plastica in particolare, deformandosi ed incapsulando aria o altri fluidi, conferisce all'insieme un comportamento non facilmente schematizzabile ma assimilabile, entro certi limiti, a quello di un

mezzo viscoso. Per cui la presenza di questi materiali tende a conferire all'insieme proprietà fortemente variabili con i carichi applicati e con il tempo, nonché a conferire anisotropia meccanica all'insieme. Il materiale organico facilmente degradabile (vegetali, scarti di sostanze alimentari, ecc..) fa sì che i rifiuti subiscano importanti e significative trasformazioni chimico-fisiche in tempi relativamente brevi, al contrario di quanto avviene per i terreni, per i quali le trasformazioni sono dovute a lentissimi processi naturali. Questi processi hanno sicuramente effetti sul comportamento meccanico di insieme in quanto la mineralizzazione della sostanza organica porta ad una diminuzione di volume, alla produzione di materiali di scarsissima consistenza ad alla formazione di gas. La presenza di una fase liquida e gassosa rende ancora più complessa la struttura di insieme. Si può dire in generale che il materiale non è saturo e che la fase gassosa comprende sia aria presente al momento della deposizione, sia gas che si generano a seguito della decomposizione di materiali biodegradabili. Se si vuole ricondurre il comportamento meccanico dei rifiuti a quello di una "terra", c'è da ritenere che la resistenza al taglio nell'ambito del cumulo dipenda essenzialmente dalle tensioni "effettive" che si verificano al contatto tra elementi di materiali inerti stabili. Resistenza questa che possiamo ritenere di tipo attritivo ed esprimibile con un certo valore dell'angolo di attrito  $\phi'$ . La presenza, nell'ambito dell'ammasso, di materiali organici facilmente biodegradabili e di elementi molto deformabili regola fortemente il numero e l'entità di questi contatti. Con il tempo, sotto l'azione di carichi esterni ed a seguito del procedere dei processi di assestamento degli elementi molto deformabili e di decomposizione della sostanza organica, le tensioni efficaci tra materiali inerti tendono ad aumentare e con esse la resistenza al taglio dei rifiuti. Tali processi sono complessi e difficilmente schematizzabili con modelli semplici. In ogni caso essi comportano variazioni di volume accompagnate da un aumento della densità del materiale. Per cui, riferendoci comunque ad un campione medio ideale, la resistenza al taglio del materiale può in qualche modo essere correlata al peso dell'unità di volume<sup>39</sup>. La "densità media" del materiale dipenderà in primo luogo dalla compattazione iniziale alla quale i rifiuti sono sottoposti al momento della loro posa a dimora. L'efficacia e l'effetto del costipamento, tuttavia, è difficilmente valutabile a priori in quanto, soprattutto in presenza di materiali plastici e di sostanze vegetali, parte dell'energia di compattazione si dissipa in deformazioni reversibili. Il materiale è invece sicuramente sensibile a variazioni di carico di tipo permanente anche se di modesta entità. Per cui anche nell'ambito di uno stesso cumulo, il solo peso proprio dei materiali può avere l'effetto di causare un sensibile aumento della densità con la profondità<sup>40</sup>. Un altro fattore significativo è sicuramente il tempo, dal quale dipenderanno le deformazioni viscoso dei materiali plastici e le trasformazioni della sostanza organica biodegradabile. Da quanto sopra deriva comunque che la

---

<sup>39</sup> Cowland J.W e al. 1993

<sup>40</sup> Cancelli A. e Cossu R. 1984

rappresentazione del comportamento meccanico dei rifiuti attraverso parametri semplici può facilmente risultare poco significativa. I pochi dati disponibili in letteratura sono molto dispersi a conferma di quanto sopra esposto.

### 9.3.1 Peso dell'unità di volume [ $\gamma$ ]

I fattori principali che influenzano l'iniziale peso dell'unità di volume dei rifiuti solidi urbani sono la composizione dei rifiuti, lo strato di copertura giornaliera, il volume abbancato giornalmente e il grado di compattazione ottenuto durante il posizionamento dei rifiuti. La composizione, specialmente il contenuto organico, domina i processi di biodegradazione e chimico-fisici che governano la produzione di percolato e dei gas nelle discariche. Anche il contenuto organico influenza le caratteristiche di resistenza meccanica e deformabilità dei rifiuti. Mitchell (1983) ha mostrato che un incremento di solo 1% - 2% nel contenuto organico ha effetti comparabili, sull'indice di plasticità, ad un incremento dal 10% al 20% nella frazione argillosa (particelle più piccole di 2  $\mu\text{m}$ ). Inoltre è stato mostrato che la densità massima secca e la resistenza a compressione libera decrescono rapidamente con un incremento del contenuto organico. Il peso dell'unità di volume dei rifiuti più vecchi dipende dal grado di decomposizione, dalla profondità e da altri fattori ambientali. Generalmente cresce con la profondità come risultato della compressione e consolidazione dell'ammasso di rifiuti dovute all'applicazione del carico superiore. Il peso dei rifiuti solidi urbani è anche influenzato dalla presenza della ricopertura giornaliera che tende ad incrementare il peso unitario. I valori di peso riportati per i rifiuti solidi urbani mostrano un largo intervallo di valori da 3  $\text{kN/m}^3$  per rifiuti non compattati o poco compattati, a 17  $\text{kN/m}^3$  per i rifiuti che hanno un alto grado di compattazione.

In funzione della composizione e delle caratteristiche di abbancamento, possono essere misurati anche valori al di sopra di 18  $\text{kN/m}^3$ . Henke (1985) ricavò un  $\gamma$  di 15,8  $\text{kN/m}^3$  per un cumulo di

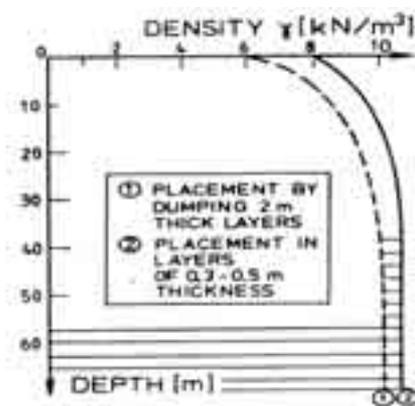


Figura 49: Peso dell'unità di volume degli MSW senza detriti da costruzione e materiali di scavo (modificata da Wiemer 1982)

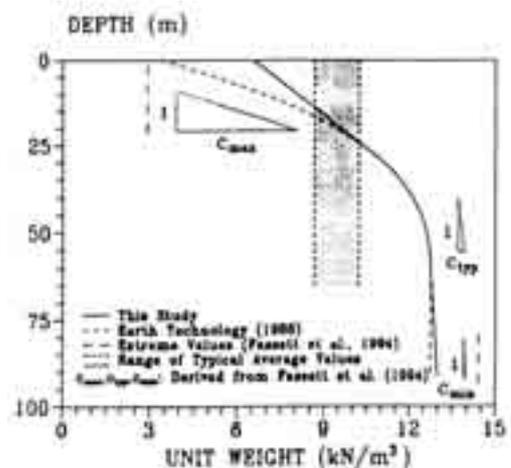


Figura 48: Peso dell'unità di volume degli MSW (Kavazanjian 1995)

rifiuti misti industriali ed urbani. Shumann (1989) confermò valori elevati per rifiuti misti solidi urbani, inerti da costruzione e materiali di scavo. Wiemer (1982) come pure Kavazanjian (1995) hanno proposto andamento del peso dell'unità di volume con la profondità (fig 48 e fig.49). Come menzionato da Singh & Murphy (1990) e Fassett (1994) il peso dell'unità di volume dei rifiuti che inizialmente hanno avuto un basso grado di compattazione all'atto dell'abbancamento, può essere comparabile per profondità al di sotto di 10 – 20m ad uno strato di rifiuti ben compattato.

### 9.3.2 Contenuto di umidità

Dipende da:

- composizione iniziale dei rifiuti
- condizioni climatiche locali
- processi operativi
- grado di decomposizione biologica
- capacità e performance dl sistema di captazione del percolato rispetto alla quantità totale di umidità presente nella discarica

Inoltre il contenuto di umidità aumenta con il contenuto organico dei materiali di rifiuto<sup>41</sup>. Rifiuti giovani e non compattati hanno generalmente un contenuto di umidità più basso di quelli più vecchi. Bisogna tenere in mente che i rifiuti sono generalmente separati da uno strato intermedio di terreno che usualmente ha un contenuto di umidità significativamente più basso di quello dei rifiuti. Huitric (1981) e Tchobanoglous et al. (1993) riportano che per la maggior parte delle discariche domestiche sotto sfruttamento negli Stati Uniti, il contenuto dell'umidità varia dal 15% al 40%, in funzione della composizione dei rifiuti, della stagione dell'anno, della naturale umidità e delle condizioni del tempo, in particolare dalla pioggia. In regioni dove la evapotraspirazione supera le precipitazioni, il contenuto di umidità tipico è dell'ordine del 25%. Blight et al. (1992) hanno presentato il profilo del contenuto d'acqua preso alla discarica

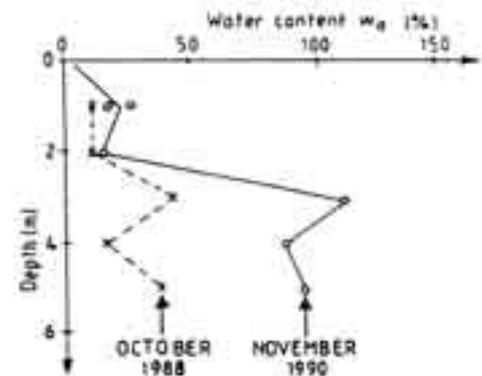


Figura 50: Profilo del contenuto di acqua e confronto di fine stagione secca alla discarica di Limbro, Johannesburg Sud Africa (da Blight e al. 1992)

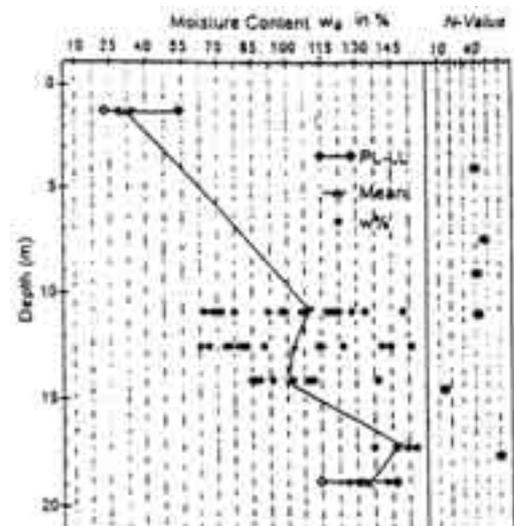


Figura 51: Variazione del contenuto di acqua, limiti liquido e plastico con la profondità (Gabr & Valero 1995)

<sup>41</sup> Landva & Clarck, 1990

di Limbro a Johannesburg, Sud Africa (fig. 50). Si può vedere che l'acqua contenuta tra 3mt e 5mt di profondità, nel 1990, è due volte maggiore che nel 1988.

Ciò è stato causato da una sensazionale precipitazione. Misure fatte alla discarica di Pioneer Crossing, Pennsylvania USA, da Gabr & Valero (1995) mostrano valori intorno al 30% vicino la superficie, fino ad oltre il 130% alle più alte profondità, e che dimostra che l'eterogeneità dei rifiuti urbani può produrre zone con contenuto di umidità notevolmente variabile anche se con un generale aumento con la profondità (fig 51). Può anche accadere l'opposto come nel caso riportato da Coumoulos et al. (1995) e concernente la discarica di Ano Liossa, Atene (Grecia). Come si può

vedere in fig. 52, oltre la profondità di 15mt il contenuto d'acqua dei rifiuti è più alto del 60%, al di sotto di questa profondità il contenuto d'acqua decresce e, ad una profondità di 30mt, il contenuto d'acqua è intorno al 40%. La fig. 52 mostra inoltre che il contenuto di umidità secca varia tra 22,5% per rifiuti freschi (non compattati), in predominanza di carta e cartone, a circa 55% per rifiuti vecchi di 1-5 anni sottoposti a compressione ad alte densità. Non bisogna dimenticare che lo spessore di copertura intermedio ha un contenuto di umidità differente, usualmente molto minore di quello dei rifiuti.

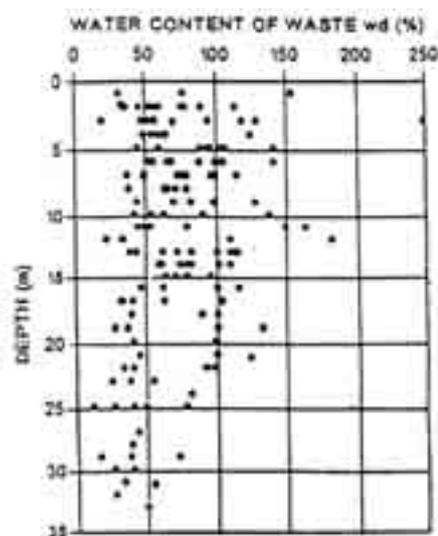


Figura 52: Contenuto di acqua dei rifiuti nella discarica di Ano Liossa, Grecia (da Coumoulos e al. 1995)

### 9.3.3 Permeabilità

Nelle nuove discariche di rifiuti è richiesta l'installazione di sistemi di controllo e raccolta del percolato stratificati ed in situ. In questo caso un'adatta valutazione delle caratteristiche idrauliche dei rifiuti stessi è un importante elemento progettuale a causa degli impatti potenziali di una incontrollata migrazione di percolato e del problema della stabilità. La Tab. 27 fornisce la determinazione della conduttività idraulica per i rifiuti; a prima vista sembra che i valori misurati potrebbero essere associati alla sabbia fine pulita. Bisogna tenere presente che questi valori sono influenzati dal grado di compattazione dei rifiuti, dal loro invecchiamento ecc... Bisogna quindi valutare la conducibilità idraulica caso per caso. Comunque, sembra che un valore di  $10^{-5}$  m/s possa essere preso in prima approssimazione.

Source	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Hydraulic conductivity (m/s)	Method
Fungaro et al. (1979)*	1.1-4 (mixed waste)	$10^{-5}$ to $2 \cdot 10^{-4}$	Lysimeter determination
Karsten et al. (1983)*	8.6	$5.1 \cdot 10^{-7}$ to $3.13 \cdot 10^{-7}$	Laboratory tests
Qweis & Khara (1985)*	6.83	$10^{-5}$	Estimation from field data
Qweis et al. (1990)	6.45 9.4-14 6.3-9.4	$1 \cdot 10^{-5}$ $1.3 \cdot 10^{-5}$ $1.1 \cdot 10^{-5}$	Pumping test Falling head field test Test pit
Landva & Clark (1990)*	10.1-14.4	$1 \cdot 10^{-7}$ to $4 \cdot 10^{-7}$	Test pit
Gale & Valou (1995)	-	$10^{-7}$ to $10^{-8}$	Laboratory tests
Bisagno et al. (1996)	9-11	$3 \cdot 10^{-7}$ to $3 \cdot 10^{-8}$	Deep boreholes (30-40m), Falling head field test
Manassero (1990)	8-10	$1.3 \cdot 10^{-5}$ to $2.6 \cdot 10^{-5}$	Pumping test (15 + 20) m depth
Beavers & Power (1995)	3-13	$10^{-7}$ to $10^{-8}$	Laboratory tests under confining pressure from 0 to 500 kPa
Brasil (1990)	11-14 (refill comp.) 13-16 (refill + DC)	$2 \cdot 10^{-5}$ to $3 \cdot 10^{-7}$ $5 \cdot 10^{-6}$ to $3 \cdot 10^{-7}$	Falling head field tests Test pit
Brasil (1994)	9-12 (prepacked)	$2 \cdot 10^{-5}$ to $1 \cdot 10^{-6}$	Laboratory tests
Brasil (1994)	9-12 (prepacked)	$3 \cdot 10^{-6}$ to $3 \cdot 10^{-5}$	Laboratory tests
Brasil (1994)	13-17 (very compacted)	$2 \cdot 10^{-6}$ to $3 \cdot 10^{-7}$	Laboratory tests
Freiberger (1984)	MSW mixed with construction debris Test field II	$10^{-7}$ to $10^{-5}$ $3 \cdot 10^{-8}$ to $1 \cdot 10^{-6}$	before and after dys. compaction
Freiberger (1984)	MSW mixed with construction debris Test field II	$4 \cdot 10^{-8}$ to $4 \cdot 10^{-7}$ $1 \cdot 10^{-7}$ to $1 \cdot 10^{-6}$	before and after dys. compaction

Tabella 27: Sommario della determinazione della conduttività idraulica dei rifiuti domestici (modificata da Manassero e al. 1996) \*da Qweis e al. (1990)

### 9.3.4 Resistenza al taglio

Una discarica deve essere progettata tenendo conto opportunamente delle specifiche proprietà meccaniche dei rifiuti abbancati. In accordo con i principi classici della meccanica delle terre lo sforzo di taglio dei rifiuti solidi urbani deve essere descritto tramite i parametri  $\phi'$  (angolo di attrito) e  $c'$  (coesione) secondo il criterio di Mohr Coulomb. Tali parametri sono indicativi di una condizione di rottura. Se non è possibile determinare lo stato di rottura al di sopra di un determinato valore di deformazione, deve essere definito un criterio deformativo. Questi parametri sono generalmente determinati mediante prove triassiali o di rottura, test effettuati direttamente in sito, o mediante calcoli a posteriori a partire da prove sul campo o registrazioni di performance del sito.

La maggiore limitazione dei test effettuati in laboratorio risiede nella difficoltà di ottenere, nei campioni di rifiuti, una rappresentativa distribuzione e composizione. Bisogna prestare particolare attenzione quando si usano parametri di taglio ottenuti da calcoli a posteriori. Ci sono infinite possibilità di combinazioni di sforzi di taglio che soddisfano l'equilibrio (una equazione e due incognite) e la soluzione non può essere perciò ottenuta con precisione. Inoltre dobbiamo tenere presente che generalmente i calcoli a posteriori non sono riferiti alle osservazioni sul campo o a condizioni di rottura. In accordo con quanto detto, i parametri di sicurezza devono essere stimati (1 equazione, 3 incognite). Howland e Londra (1992) hanno proposto un approccio grafico per analizzare i risultati ottenuti con calcoli a posteriori, con lo scopo di determinare la combinazione sforzo sollecitazione di taglio e resistenza più probabile. I valori della resistenza al taglio per i rifiuti riportati in letteratura, incluso Pagotto & Rimordi (1987), Landa & Clark (1990), Richardson & Reynolds (1991), Withiam et al. (1994) and Gabr & Valero (1995), variano considerevolmente.

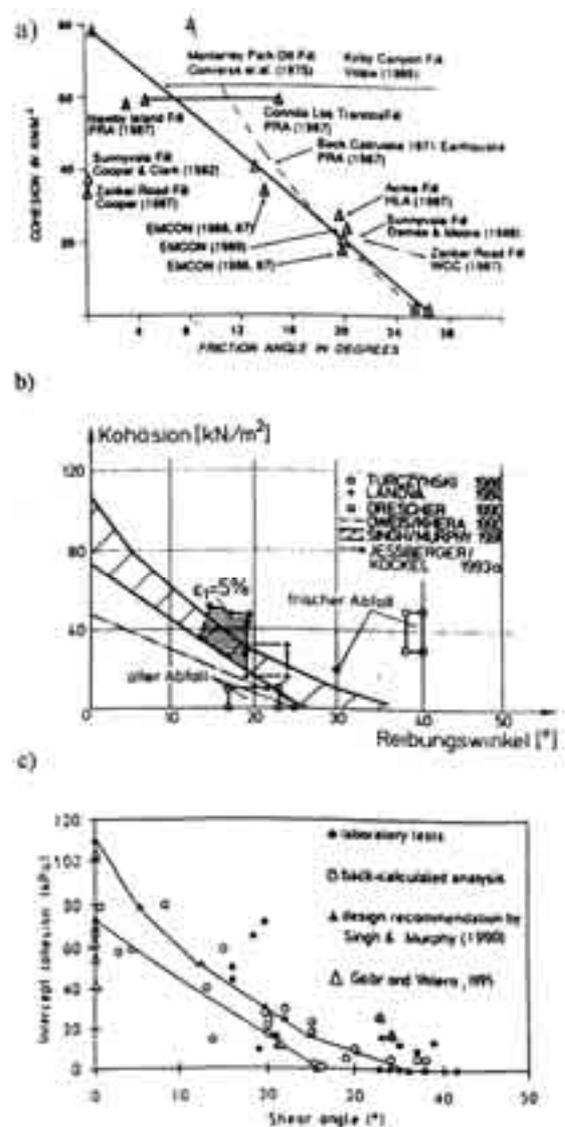
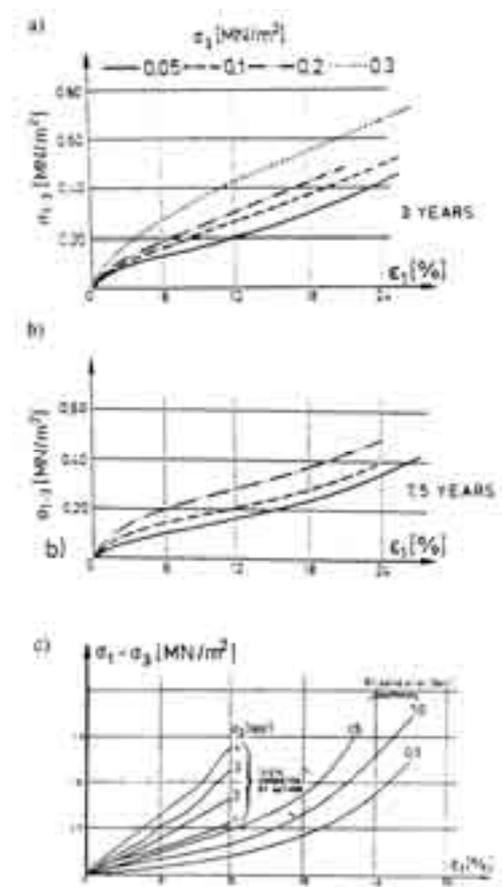


Figura 53: Parametri di taglio degli MSW coesione ed angolo di attrito a) Sing & Murphy (1990); vecchi calcoli. b) da Kockel (1995). c) da Manassero e al. (1996)

L'angolo di attrito varia da  $10^\circ$  a  $53^\circ$ , la coesione varia da 0 a 67 kPa. E' importante notare che molti tra i valori più bassi che sono stati riportati sono in contraddizione con quelli presi da osservazioni sul campo in pendii stabili. Parametri di taglio per i rifiuti solidi urbani ottenuti da vari autori sono mostrati in fig. 53. Si può osservare dalla figura che c'è una larga dispersione dei dati che rende difficile stimare i parametri di resistenza al taglio. Recentemente è stato osservato che i parametri di taglio sono notevolmente dipendenti dalle deformazioni. La fig. 54 mostra i risultati delle prove di compressione triassiale  $\phi$  300 mm su rifiuti solidi urbani di composizione ed età varie. Questi test hanno mostrato che:

1. non può essere osservata rottura anche ad alte compressioni semplici
2. i rifiuti diventano resistenti con le deformazioni.

Questi risultati sono confermati da osservazioni sul campo e da altri test di laboratorio, dove generalmente non sono state osservate condizioni di rottura (tranne che nei test di taglio diretto). Conseguentemente deve essere definito un altro criterio per determinare i parametri di taglio, un criterio di deformazione dove la deformazione verticale  $\epsilon$  è usata come deformazione caratteristica. Le condizioni di tensione che sono state applicate al provino durante una semplice prova triassiale (pressione di confine  $\sigma_3$  costante, tensione verticale  $\sigma_1$  crescente) sono rappresentate in Fig. 54 da una linea. Ogni punto della linea di tensione è relazionata alla deformazione  $\epsilon$ . I punti su diverse linee di tensione, osservati da test con pressione di confine variata, descrivono approssimativamente una linea retta. Da ciò l'angolo di attrito  $\phi$  e il coefficiente di coesione possono essere determinati, fissate le equivalenti condizioni di sforzo. Usualmente, il valore limite dell'angolo di attrito è fissato ad uno sforzo di compressione  $\approx 20\%$ .



**Figura 54: Relazioni sforzo-deformazioni di differenti tipi di MSW osservati da test triassiali, a, b) Jesseberger (1990), c) Jesseberger & Kockel (1993)**

Questo valore limite corrisponde approssimativamente con l'angolo di attrito allo stato limite (rottura) e quindi è rappresentativo del materiale. Il valore limite della coesione usualmente non può essere osservato. L'intervallo di valori dei parametri di taglio fissati per differenti rifiuti è molto ampio: a  $\epsilon_1 = 20\%$ , il range per l'angolo di attrito  $\phi$  varia da  $10^\circ$  a  $40^\circ$  e quello per la coesione  $c$  da  $25$  a  $200\text{kN/m}^2$ . La resistenza al taglio dei rifiuti solidi urbani e la sua mobilitazione dipendono dal tipo e dalla composizione dei rifiuti. Inoltre si deve notare che una riduzione della resistenza al taglio in funzione dell'età dei depositi di rifiuti non è stata ancora provata (vedere anche fig 55). Così l'età non è un parametro significativo per i rifiuti. I valori notevoli di resistenza al taglio mobilizzati con ampie deformazioni, osservati sui rifiuti solidi municipali, sono

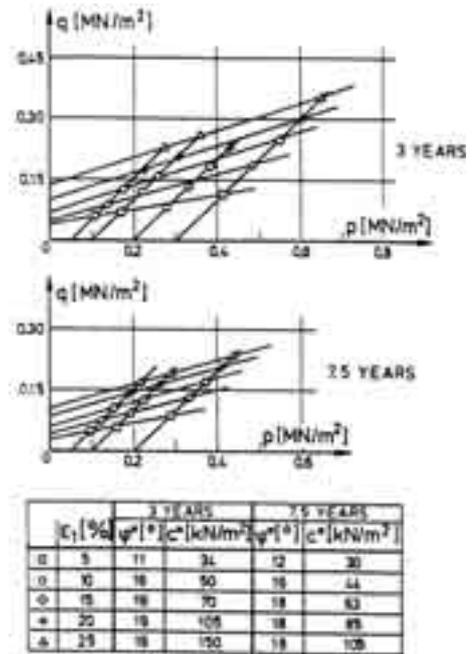


Figura 56: Determinazione dei parametri di taglio

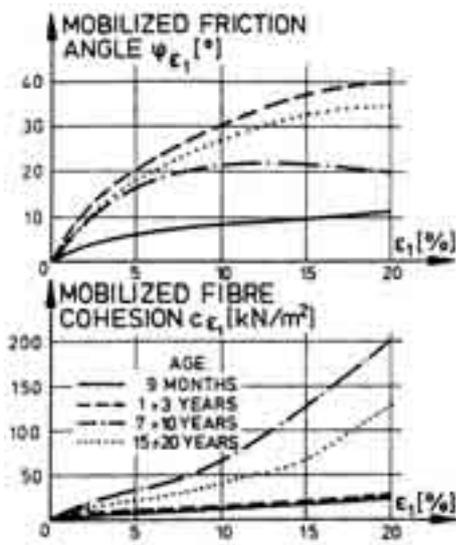


Figura 55: Deformazioni dipendenti dalla mobilitazione dello sforzo di taglio da test di compressione triassiali

probabilmente da considerarsi come una conferma di un comportamento simile ad un 'terreno rinforzato'. Infatti (fig 56) componenti di rifiuti fibrosi, come plastica, tessili, carta, cartone o rami di legno, possono agire come un "rinforzo" per i rifiuti misti e in questo caso contribuire ad aumentare la coesione o la resistenza come in un terreno rinforzato. In considerazione di questo, i rifiuti misti possono essere considerati come un materiale composito costituito da due componenti: una matrice di base comprendente grani fini o medi, per lo più particelle simili al terreno e aventi un comportamento attritivo, e una matrice di rinforzo, comprendente larghi strati laminari come le componenti fibrose dei rifiuti.

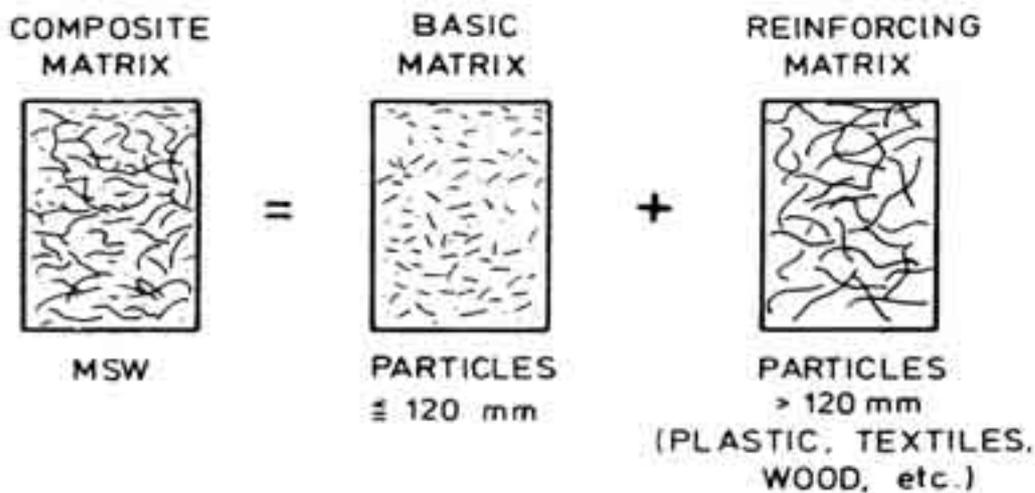


Figura 57: Modellazione dei rifiuti solidi urbani (Kockel 1995)

Il rifiuto solido urbano misto in questo caso può essere modellato come mostrato in fig. 57, ossia come un terreno rinforzato con fibre orientate casualmente. Quando l'effetto 'di terreno rinforzato'

non è il principale parametro di caratterizzazione, per esempio in un tipo di rifiuto molto differente composto da molta carta e poca plastica, è del tutto ovvio che il contenuto di umidità viene ad assumere un ruolo predominante (fig.58-59). In generale si ipotizza che i rifiuti solidi urbani mostrino una composizione omogenea se considerati in quantità superiori ad un volume detto volume rappresentativo minimo e, nella maggior parte dei casi, gli elementi di rinforzo sono distribuiti in questa area in modo casuale cosicché i rifiuti possano essere considerati come un materiale isotropo.

Kockel & Jessberger (1995) hanno dimostrato che la resistenza al taglio della matrice di base è principalmente di tipo attritivo con un valore massimo di  $\phi$  tra  $42^\circ$  e  $45^\circ$  mobilitato solo in presenza valori notevoli di sforzo applicato e scarsamente influenzato dai materiali plastici di rinforzo (fig 60).

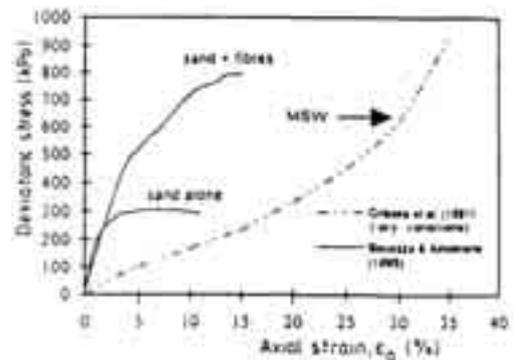


Figura 58: Stress deviatorico in funzione dello sforzo assiale per vari materiali (Manassero e al. 1996)

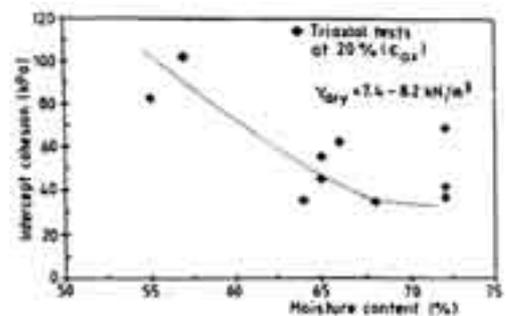


Figura 59: Variazione della coesione in funzione del contenuto di umidità (da Gabr e al.,1995)

Il valore della intercetta di coesione dipende in modo particolare dalla matrice fibrosa di rinforzo ed è definita come una ‘coesione dovuta agli sforzi di trazione dei componenti di rinforzo (fig. 60). L’attivazione richiede, comunque, ampie deformazioni e parte intorno a circa  $\varepsilon = 20\%$  quando  $\varphi$  è quasi completamente mobilizzato.

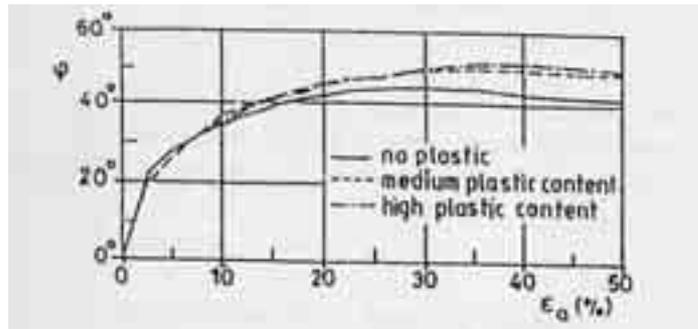


Figura 60: Deformazione in funzione dell'angolo di attrito (Kockel & Jessberger,1995)

Un esempio di comportamento a taglio di MSW in condizioni non drenate a contenuto di acqua limitato o uguale alla completa saturazione, è mostrato in fig. 61<sup>42</sup>. Alcuni dati ottenuti da campioni macinati sono rappresentati in figura 62 e messi a confronto con quelli ottenuti da campioni con matrice fibrosa.

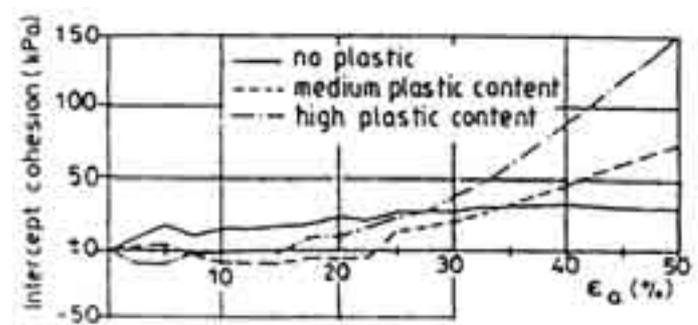


Figura 61: Deformazione in funzione dell'intercetta di coesione (Kockel & Jessberger,1995)

E' interessante notare che i Rifiuti Urbani non mostrano uno sviluppo bilineare significativo a confronto con il ‘Terreno Rinforzato’. Questo si potrebbe spiegare con il fatto che i Rifiuti Solidi Urbani misti sono ‘rinforzati’ da plastiche di differenti lunghezza e proprietà sforzo-tensione. Kockel & Jessberger (1995) mostrarono che i risultati piuttosto omogenei ottenuti per deformazioni molto elevate portano ad un involuppo di mobilitazione della resistenza al

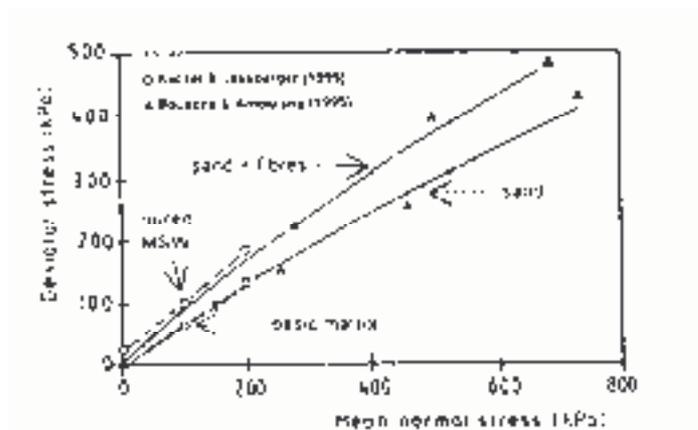


Figura 62: Resistenza a rottura sviluppata da materiali diversi

taglio di tipo lineare. La stessa figura mostra inoltre che la linea di involuppo dei rifiuti urbani è parallela a quella della matrice di base degli stessi. Questo indica che il ‘rinforzo’ non ha effetti sulle proprietà attrittive dei materiali con comportamenti simili a quelli del terreno, ma piuttosto aumenta il valore dell’intercetta di coesione.

<sup>42</sup> Manassero e al. 1996

### 9.3 Compressibilità dei rifiuti solidi urbani

Come si è accennato nei paragrafi precedenti, in modo apparentemente analogo a quanto si verifica per le terre, un cumulo di rifiuti è costituito da un insieme di elementi indipendenti di diversa natura e caratteristiche, disposti in modo da delimitare dei vuoti più o meno ampi e continui riempiti da gas o liquidi. Le deformazioni che un cumulo di rifiuti subisce per effetto di un carico esterno derivano dal diverso assetto che gli elementi assumono per contrastare le sollecitazioni alle quali sono complessivamente sottoposti. Nei terreni a grana media e grossa il fenomeno è associato essenzialmente a scorrimenti che si verificano tra i grani che assumono un nuovo assetto di insieme. Praticamente trascurabili ed ininfluenti sono le variazioni di volume che i singoli elementi subiscono per effetto dei carichi applicati. Come precedentemente illustrato, nel caso dei rifiuti molti degli elementi solidi sono costituiti da materiali che possono facilmente variare di forma e di volume sia per la grande deformabilità intrinseca, sia in quanto essi possono subire profonde trasformazioni per decomposizione biochimica. Facendo riferimento ad una composizione media di un cumulo di rifiuti c'è da ritenere che, in termini volumetrici, gli elementi fortemente deformabili e degradabili siano, nella fase iniziale di collocazione a dimora, prevalenti sugli altri. Il contatto diretto tra elementi cosiddetti "inerti stabili" potrebbe essere limitato a pochi punti (fig. 63a). Sotto l'azione di un carico esterno, saranno pertanto gli elementi "molto deformabili" (tipo carta, tessuti, plastica in fogli, materiali organici, ecc..) che comporteranno una notevole diminuzione di volume iniziale dell'ammasso. In questa fase gli elementi inerti stabili subiscono grandi spostamenti e tendono a disporsi gradualmente secondo una struttura definitiva. I contatti tra questi elementi saranno ancora

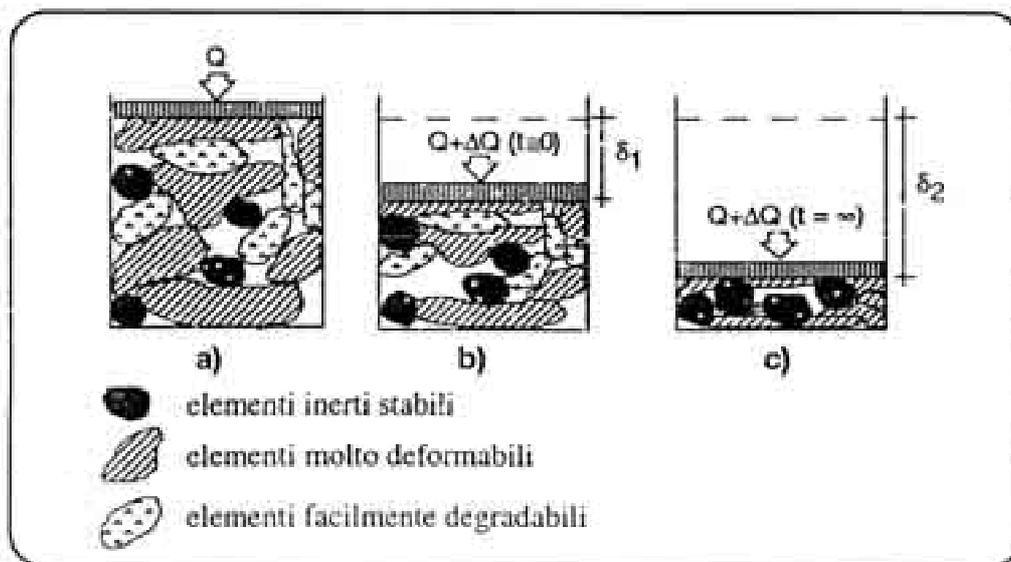


Figura 63: Schema delle fasi di deformazione di un campione di rifiuti

in buona parte impediti da materiali deformabili e da sostanza organica. Le deformazioni che il cumulo subisce continueranno pertanto ad essere notevoli e si protrarranno nel tempo a causa di deformazioni lente a carico costante, tipo “creep”, ed a causa del procedere della trasformazione della sostanza organica (fig. 63b). Al termine di tali processi, potrebbero essere ripristinati contatti più o meno diretti tra elementi inerti stabili che dovrebbero conferire all’ammasso il comportamento in qualche modo riconducibile a quello di un terreno naturale (fig. 63c). Sulla base di tutte le considerazioni fatte c’è pertanto da ritenere che una curva ideale di compressibilità possa essere rappresentata dal diagramma di fig.64.

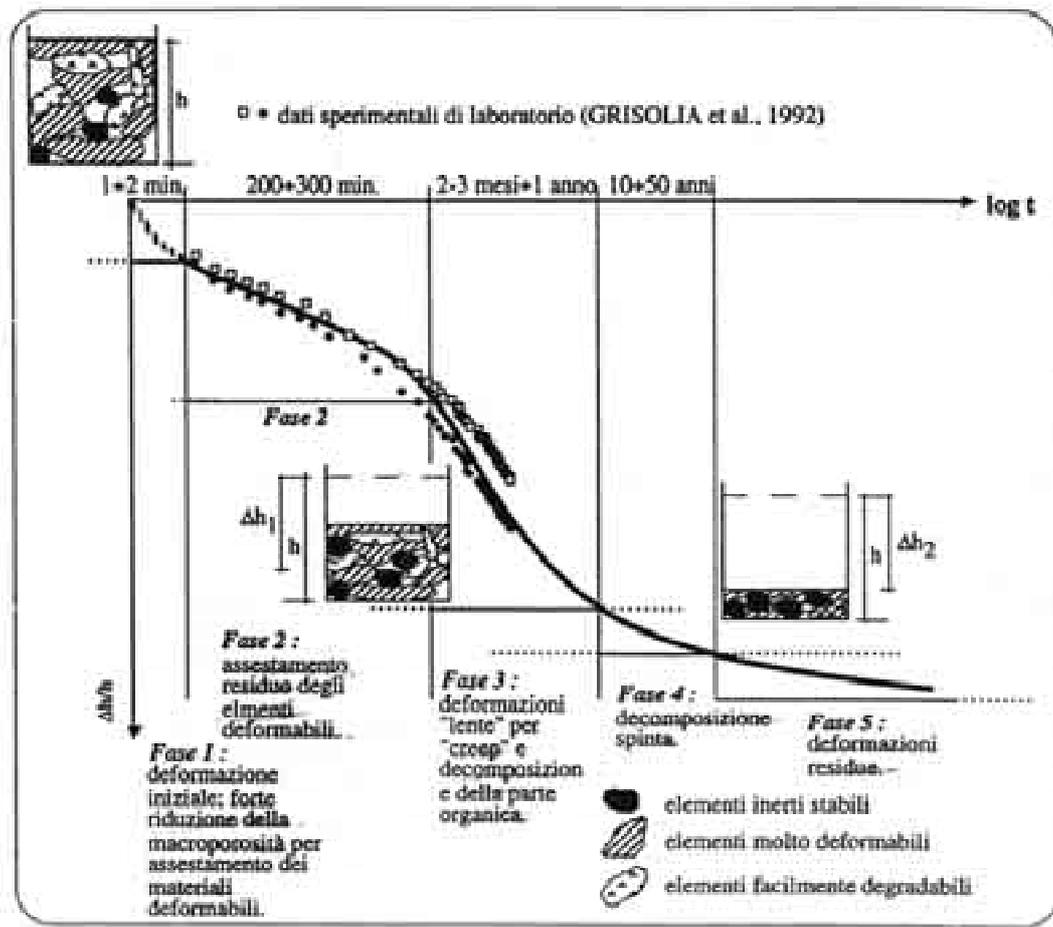


Figura 64: Curva di compressibilità dei rifiuti solidi urbani.

C’è peraltro da considerare che per dare pratica utilità al modello proposto, occorre approfondire e controllare alcuni aspetti essenziali del processo. Un primo aspetto riguarda il contributo sui cedimenti immediati delle diverse categorie di materiali solidi presenti nei rifiuti che dipenderà non solo dalla loro struttura iniziale ma anche dagli effetti dei fluidi dell’ammasso e dalle condizioni ambientali. Un altro fattore del quale occorre tener conto è la decomposizione della sostanza organica. Essa comporta necessariamente una riduzione di volume dell’ammasso dovuto proprio alla degradazione che subiscono i materiali che, inizialmente allo stato solido, si trasformano in

fluidi liquidi e gassosi. I relativi processi sono di difficile schematizzazione e previsione in quanto regolati da delicati e complessi fattori fisici, chimici e biologici. In particolare l'entità e la velocità dei fenomeni dipenderanno oltre che dalla quantità e dal tipo della sostanza organica presente anche dalle condizioni ambientali che si vengono di volta in volta a creare. Tra queste vanno sicuramente comprese:

- a) la modalità del passaggio che si verifica in discarica dalle condizioni aerobiche iniziali a quelle anaerobiche;
- b) l'evoluzione delle trasformazioni che avvengono in condizioni anaerobiche, associate a produzione di fluidi e il passaggio alla fase cosiddetta "metanigena";
- c) la modalità di migrazione ed estrazione dei gas prodotti.

Il controllo del processo può essere fatto, almeno in teoria, sulla base delle modifiche che si verificano in discarica in termini di temperatura, caratteristiche chimiche e biologiche del percolato, quantità e qualità del biogas, ecc..<sup>43</sup>..

Riassumendo quindi i meccanismi alla base dei cedimenti dei Rifiuti Solidi Urbani sono<sup>44</sup>:

- compressione dovuta alle distorsioni, inflessioni, rotture e riorentazioni delle particelle;
- cedimenti dovuti alla occupazione dei vuoti tra le particelle più grandi da parte di quelle più piccole;
- comportamento viscoso e fenomeni di consolidazione;
- decomposizione dovuta alla biodegradazione del materiale organico;
- collasso dovuto a processi fisico-chimici come corrosione, ossidazione e degradazione dei componenti inorganici.

---

<sup>43</sup> Edger L. e Noble J. 1992; Herig H.J. 1991; Cossu R. e al. 1995

<sup>44</sup> Van Impe W.F., Squaglia N., 1997

## 9.2 Calcolo dei cedimenti

Allo stato delle conoscenze attuali non esistono modelli consolidati che consentano di fare calcoli attendibili dei cedimenti. Alcuni modelli elementari derivati dalla applicazione diretta dei metodi della meccanica delle terre ai rifiuti sono da ritenere di incerta validità. Una prima applicazione è stata a suo tempo proposta adattando la teoria della consolidazione ai rifiuti, per i quali il coefficiente di consolidazione  $C_c$  viene espresso in funzione dell'indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e del contenuto in materiale organico<sup>45</sup>. Per la consolidazione secondaria, il relativo indice è stato espresso in funzione delle condizioni ambientali più o meno favorevoli alla decomposizione del materiale organico. Questi adattamenti cercano di tener conto in modo semplice dei complessi fenomeni di deformabilità e trasformazione dei rifiuti. Procedendo su questa linea, un modello relativamente più avanzato ha adattato ai rifiuti il comportamento osservato per i materiali torbosi. In analogia a quanto avviene per le torbe, anche per i rifiuti possono essere effettivamente distinte una struttura di insieme ed una relativa ai singoli elementi. Ai due livelli strutturali possono essere associati valori distinti di porosità (macro e micro porosità) i quali incidono in modo diverso sulla permeabilità di insieme. Lo sviluppo pratico del modello presuppone peraltro l'assunzione di alcune ipotesi difficilmente accettabili per i rifiuti come la saturazione del materiale, la incompressibilità dello scheletro solido, la validità della Legge di Darcy. Gli stessi riscontri fatti in laboratorio su campioni di piccole dimensioni trovano limiti nel fatto che lo svolgimento delle prove risulta necessariamente troppo rapido rispetto ai tempi reali di trasformazione dei rifiuti e nell'impossibilità quindi di riprodurre in modo significativo le condizioni ambientali reali. Alcune esperienze sistematiche eseguite in sito per tempi variabili da uno a tre anni hanno confermato l'influenza di fattori ambientali contingenti (abbondanza o meno di precipitazioni, temperature e periodi di gelo) sulla evoluzione dei cedimenti. L'interpretazione dei cedimenti di discariche eseguita con i diversi metodi disponibili hanno indicato una grande dispersione dei risultati e comunque una maggiore affidabilità dei metodi basati su osservazioni dirette in sito piuttosto che su prove di laboratorio di piccole dimensioni. Il modello di comportamento precedentemente presentato è sicuramente meglio rappresentativo del reale comportamento. C'è peraltro da considerare che per dare pratica utilità al modello, occorre approfondire e controllare alcuni aspetti del processo di deformazione e trasformazione dei rifiuti sopra descritto. In questa situazione, interessanti possono essere alcune semplici correlazioni di carattere empirico basate sulla misura sistematica di abbassamenti misurati di discariche controllate reali.

---

<sup>45</sup> Sowers, 1973

Queste consentono di fare correlazioni tra età dei rifiuti, altezza massima della discarica ed evoluzione della velocità di abbassamenti con il tempo (fig.65).

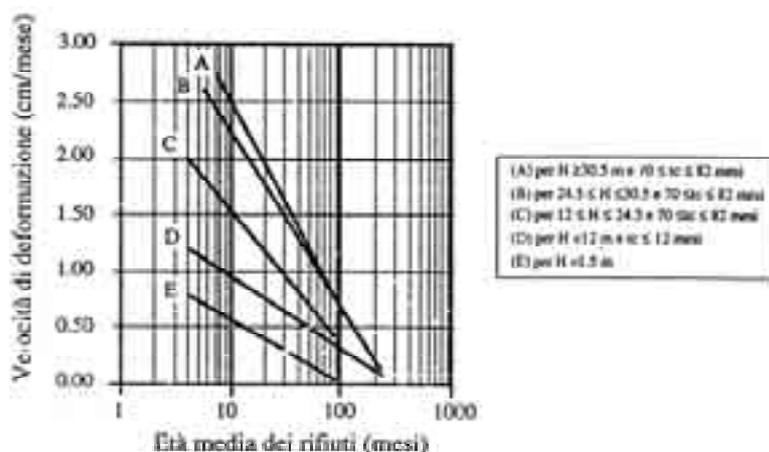


Figura 65: Velocità di deformazione del cumulo in funzione dell'età media dei rifiuti

Per utilizzare concretamente tale metodo di previsione è comunque indispensabile disporre di misure specifiche dei cedimenti, di taratura e di controllo. Il progetto della discarica dovrà pertanto essere impostato su di un approccio di tipo “osservazionale”, con possibilità di apportare in seguito modifiche ed adattamenti alle ipotesi iniziali.

Ulteriori modelli per il calcolo dei cedimenti sono poi stati sviluppati nel corso degli anni nel tentativo di realizzare un approccio quanto più attinente al comportamento reale.

In tutti questi casi è comunque di fondamentale importanza la taratura dei parametri che tengono conto della locale natura e composizione dei rifiuti e delle diverse condizioni climatiche che influenzano la biodegradazione.

### 9.2.1 Modelli per il calcolo dei cedimenti:

1. Sowers, 1973
2. Wall et al. 1995
3. Bjarngards ed Edgers
4. Gibson e Lo
5. Power Creep Law
6. Moruzzi Marques et al., 2003

#### Sowers,1973

Il modello di Sowers risulta ancora oggi il più usato in quanto utilizza i concetti di compressione primaria e secondaria legati alla compressione in condizioni edometriche, caposaldo delle prove geotecniche.

## Compressione primaria

La compressione primaria è dovuta all'espulsione dell'acqua e dei gas dai vuoti presenti all'interno dei rifiuti, è quindi in genere un processo a breve termine (Morris et al., 1990) anche se ci sono discariche in cui il fenomeno è perdurato anche 5 anni dopo la chiusura, dipendendo molto dalle condizioni al contorno.

L'espressione usata da Sowers per il cedimento dovuto a compressione primaria è basata sulle ipotesi di Terzaghi per la consolidazione monodimensionale delle terre coesive sature tenendo conto in modo opportuno delle differenze legate alle caratteristiche intrinseche dei rifiuti.

### IPOTESI DI TERZAGHI:

1. flusso e deformazioni monodimensionali
2. incompressibilità della fase liquida
3. completa saturazione del mezzo
4. incompressibilità dello scheletro solido
5. validità della legge di Darcy
6. costanza del coefficiente di permeabilità
7. validità della legge di Hooke: comportamento elastico lineare dello scheletro solido
8. applicazione del carico istantanea e costante nel tempo

### MANCATE RISPONDENZE NEL CASO DEI RIFIUTI:

- il sistema di copertura impedisce il raggiungimento delle condizioni di perfetta saturazione
- non esistono rilevanti differenze di comportamento in caso di condizioni di totale o parziale saturazione (Wall et al, 1995)
- permeabilità simile ai terreni granulari per cui le variazioni di pressione interstiziale dovute all'applicazione di un carico vengono smaltite in tempi brevi.

Tenuto conto di questo l'espressione fornita da Sowers è:

$$s_p = H_i \cdot \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad 70$$

Avendo indicato con:

- $H_i$  : altezza dello strato di rifiuti dopo la compressione iniziale
- $C_c$  : indice di compressione primaria
  - $C_c = 0.15 e_0$  per basso contenuto organico
  - $C_c = 0.55 e_0$  per alto contenuto organico
- $e_0$  : indice dei vuoti dopo la compressione iniziale.

$\epsilon_0 = 2$  per rifiuti ben compattati

$\epsilon_0 = 15$  per rifiuti non compattati

### Compressione secondaria

La compressione secondaria è legata al comportamento viscoso dello scheletro solido del rifiuto e alla biodegradazione della sostanza organica, si protrae per moltissimi anni dopo la chiusura della discarica (anche 50) e costituisce la parte complessivamente maggiore del cedimento totale (Coduto,1990).

L'espressione fornita da Sowers è:

$$s_s = H_p \cdot \frac{C\alpha}{1+e_p} \cdot \log \frac{t}{t_p}$$

71

Avendo indicato con:

- $C\alpha$ = indice di compressione secondaria, espresso in funzione delle condizioni ambientali, favorevoli o meno alla decomposizione della sostanza organica

$C\alpha = 0.03$  ep per condizioni sfavorevoli

$C\alpha = 0.09$  ep per condizioni sfavorevoli

- ep = indice dei vuoti dopo la compressione primaria
- t = momento in cui si vuole calcolare il cedimento
- tp = durata della fase di compressione primaria ( 30 giorni solitamente)

### Wall et al. 1995

Questo modello interpreta la curva di consolidazione ideale proposta da Grisolia et al,1995, alla luce dei dati forniti dal monitoraggio e dall'analisi di casi reali.

Il cedimento totale, dell'ordine del 20-40% dell'altezza del cumulo di rifiuti, viene scomposto in tre contributi principali:

$$Stot = Si + Sp + Ss$$

72

La componente iniziale Si è dovuta alla cosiddetta compressione iniziale che si sviluppa immediatamente dopo l'applicazione del carico esterno, in seguito alla riduzione dei vuoti per la compressione istantanea degli elementi costituenti il rifiuto. Essendo analoga alla compressione elastica delle terre, non è apprezzabile nei grafici che riportano i cedimenti registrati in discariche reali, ma è calcolabile in modo analogo al cedimento immediato delle fondazioni:

$$\frac{S_i \Delta q \cdot H_0}{E_s}$$

73

dove:

$\Delta q$  = incremento del carico

$H_0$  = altezza iniziale dello strato di rifiuti

$E_s$  = modulo di elasticità

Prove di compressione in laboratorio con celle di grandi dimensioni hanno fornito valori del modulo di elasticità variabili tra 8 e 12 volte il valore della tensione verticale in kPa.

Per quanto riguarda gli altri due contributi esistono in letteratura diversi modelli di calcolo basati sulla meccanica delle terre.

### Bjarnngards ed Edgers

Considera la variazione nel tempo dell'indice di compressione secondaria e suddivide quindi il cedimento totale in 3 contributi:

- compressione primaria
- compressione secondaria intermedia
- compressione secondaria di lungo periodo

Il calcolo del cedimento quindi è dato da:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} + \frac{C_{\alpha(1)}}{1+e_1} \cdot \log \frac{t_2}{t_1} + \frac{C_{\alpha(2)}}{1+e_2} \cdot \log \frac{t_3}{t_2}$$

74

dove si intende:

- $\Delta H$  cedimento totale
- $H$  altezza dello strato di rifiuti
- $\Delta H/H$  deformazione verticale
- $p_0$  pressione presente a metà dello strato
- $\Delta p$  incremento di pressione a metà dello strato
- $C_c$  : indice di compressione primaria
- $C_{\alpha}$ : ..indice di compressione secondaria intermedia
- $C_{\alpha}$ : ..indice di compressione secondaria di lungo periodo
- $e_0$  indice dei vuoti iniziale
- $e_1$  indice dei vuoti dopo la compressione primaria
- $e_2$  indice dei vuoti dopo la compressione secondaria intermedia

- $t_1$  tempo di durata della compressione primaria
- $t_2$  tempo di durata della compressione secondaria intermedia
- $t_3$  tempo di calcolo del cedimento

### Gibson e Lo<sup>46</sup>

Questo modello non distingue come i precedenti tra compressione primaria e secondaria, trovando difficile distinguere l'una dall'altra soprattutto nel lungo periodo, ma calcola il cedimento totale del lungo periodo basandosi su un modello reologico, presentato in figura, che assimila il comportamento dell'ammasso dei rifiuti a quello di una molla di Hooke posta in serie ad un corpo di Kelvin (corpo costituito da una molla di Hooke in parallelo con un ammortizzatore di Newton).

All'applicazione del carico  $\Delta\sigma$  la molla di Hooke, con costante elastica  $a$ , comprimendosi in modo istantaneo simula la compressione primaria di breve periodo. La compressione del corpo di Kelvin invece, ritardata dalla presenza dell'ammortizzatore idraulico di Newton con viscosità  $\lambda/b$ , che inizialmente sostiene interamente lo sforzo per poi trasferirlo in modo progressivo alla molla in parallelo, rappresenta la fase di compressione secondaria.

Il calcolo del cedimento in questo caso è dato da:

$$s(t) = H \cdot \varepsilon(t) = H \cdot \Delta\sigma \cdot \left[ a + b \left( 1 - e^{-\frac{\lambda}{b}t} \right) \right]$$

dove i parametri utilizzati rappresentano:

- $s(t)$  = cedimento al tempo  $t$ ;
- $H$  = altezza iniziale dello strato di rifiuti;
- $\varepsilon(t)$  = deformazione verticale al tempo  $t$ ;
- $\Delta\sigma$  = sforzo di compressione verticale;
- $a$  = parametro di compressione primaria;
- $b$  = parametro di compressione secondaria;
- $\lambda/b$  = velocità di compressione secondaria;
- $t$  = tempo trascorso dall'applicazione dello sforzo  $\Delta\sigma$ .

I valori  $a$ ,  $b$ ,  $\lambda/b$ , variano in funzione del tipo di discarica e possono essere estrapolati tramite regressione lineare dei cedimenti della discarica (o di una parte della stessa) dopo la sua chiusura.

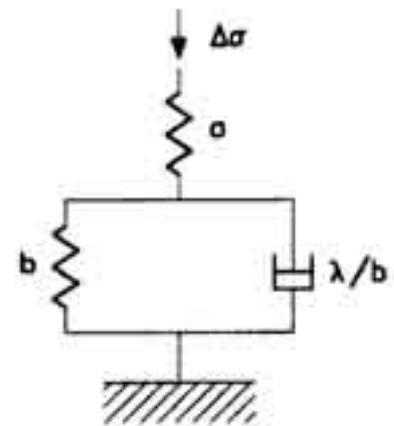


Figura 66: Modello reologico di Gibson e Lo (Burghignoli,1985)

75

<sup>46</sup> Favaretti & Maestrini,1995

## Power Creep Law

Il modello Power Creep Law descrive il comportamento viscoso di molti materiali e fornisce per il cedimento l'espressione:

$$s(t) = H \cdot \epsilon(t) = H \cdot \Delta\sigma \cdot m \cdot \left( \frac{t}{t_r} \right)^n \quad 76$$

dove i parametri utilizzati rappresentano:

- $s(t)$  = cedimento al tempo  $t$ ;
- $H$  = altezza iniziale dello strato di rifiuti;
- $\epsilon(t)$  = deformazione verticale al tempo  $t$ ;
- $\Delta\sigma$  = sforzo di compressione verticale;
- $m$  = compressibilità di riferimento;
- $n$  = velocità di compressione;
- $t_r$  = tempo di riferimento introdotto nell'eq. per renderla adimensionale rispetto il tempo;
- $t$  = tempo trascorso dall'applicazione dello sforzo  $\Delta\sigma$ .

I valori di  $m$  e  $n$  sono variabili a seconda del tipo di discarica e ricavabili tramite regressione lineare dei dati di cedimento della discarica dopo la chiusura.

In particolare (Edile *et al.*, 1990):

$$m = 3.4 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$$

per rifiuti vecchi

$$m = 2.5 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$$

per rifiuti recenti

$$n = 0.37$$

per rifiuti vecchi

$$n = 1.17$$

per rifiuti recenti

## Moruzzi Marques et al. (2003)<sup>47</sup>

E' uno dei modelli ritenuti più completi ed affidabili per stimare l'andamento dei cedimenti a lungo termine dei rifiuti. Si tratta di un modello composito messo a punto e tarato con misure durate tre anni ed effettuate nella discarica di Bandeirantes presso S.Paolo in Brasile.

Il cedimento totale è somma dei cedimenti che si presentano negli  $N$  strati di abbancamento di altezza ognuno  $\Delta H_i$ .

---

<sup>47</sup> De Rulli & Facciorusso, 2005

Il cedimento del singolo strato invece è somma di tre contributi che sono quelli raffigurati nello schema in fig.67.

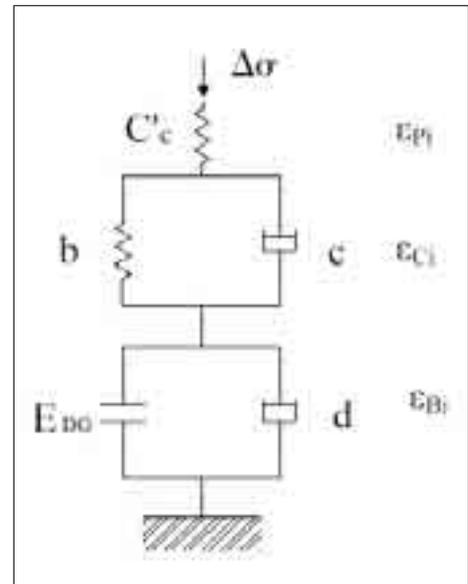


Figura 67: Modello di compressibilità composta per rifiuti urbani

Si ottiene quindi:

$$S(t) = \sum_{i=1}^N \Delta H_i \cdot \varepsilon_i = \sum_{i=1}^N \Delta H_i [\varepsilon_{pi} + \varepsilon_{ci}(t) + \varepsilon_{Bi}(t)]$$

77

con i tre contributi rappresentati da:

$$\varepsilon_{pi} = C'_c \cdot \log \left( \frac{\frac{1}{2} \gamma_i \cdot \Delta H_i + \sum_{j=i+1}^N \Delta \sigma_{i,j}}{\frac{1}{2} \gamma_i \cdot \Delta H_i} \right)$$

che fornisce il cedimento dovuto alla compressione istantanea

$$\varepsilon_{ci}(t) = b \cdot \left[ \frac{1}{2} \gamma_i \cdot \Delta H_i \cdot (1 - e^{-b \cdot t}) + \sum_{j=i+1}^N \Delta \sigma_{i,j} (1 - e^{-b \cdot t}) \right]$$

che fornisce il meccanismo di creep dovuto al peso proprio e al peso degli strati sovrastanti

$$\varepsilon_{Bi}(t) = E_{DG} \cdot (1 - e^{-d \cdot (t-t_i)})$$

che fornisce il contributo dovuto alla biodegradazione.

I simboli utilizzati indicano:

- $\gamma$  : peso di volume dei rifiuti [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ];
- $\Delta\sigma_{i,j}$  : incremento dello sforzo verticale imposto dallo strato  $j$  allo strato  $i$  per  $j > i$  [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ];
- $t_i$  : tempo di abbancamento dello strato  $i$  [s];
- $C'_c$  : rapporto di compressione dei rifiuti, eventualmente variabile con la profondità;
- $b$  : coefficiente per il creep [ $\text{m}^2/\text{kN}$ ];
- $[gg^{-1}]$ : costante per il creep;
- $E_{DG}$ : quantità totale di deformazione dovuta alla biodegradazione;
- $d[gg^{-1}]$ : costante per la biodegradazione.

Tale modello è stato tarato da De Rulli G. e Facciorusso J. su misure reali di cedimenti di una discarica di Centro Italia ed è stato poi modificato per meglio aderire alle condizioni al contorno della discarica di taratura.

Come mostra la figura si sono ottenuti buoni risultati:.

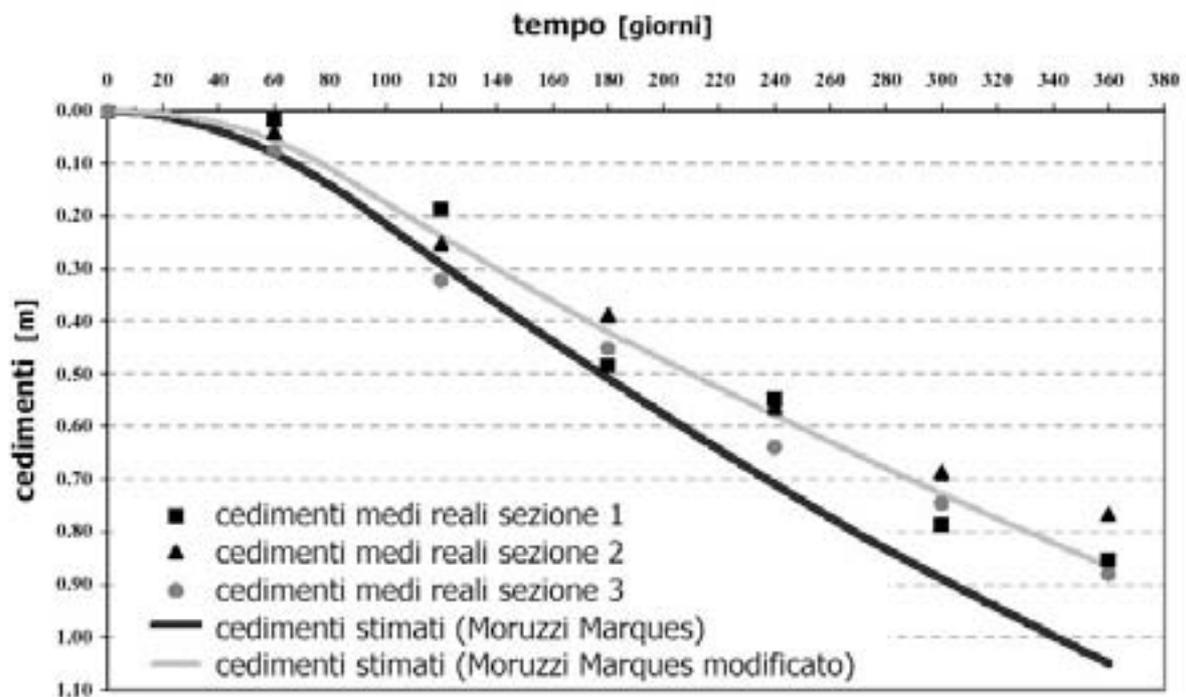


Figura 68: Confronto tra i valori dei cedimenti misurati e quelli stimati secondo il modello di Moruzzi Marques e il modello modificato (De Rulli & Facciorusso, 2005)

Successivamente è stato applicato ad una discarica di progetto per la stima del volume di abbancamento perduto. Le modalità di abbancamento sono state scelte in modo da ridurre al minimo i cedimenti differenziali: la discarica è stata suddivisa in 8 lotti e ogni lotto in 325 celle, dove ogni cella rappresenta il rifiuto abbancato giornalmente (ad una densità media di  $0,92 \text{ t}/\text{m}^3$ ).

Ogni cella comprende 1m di rifiuto e 10 cm di copertura giornaliera (vedi fig.69), l'altezza complessiva è di 30 m.

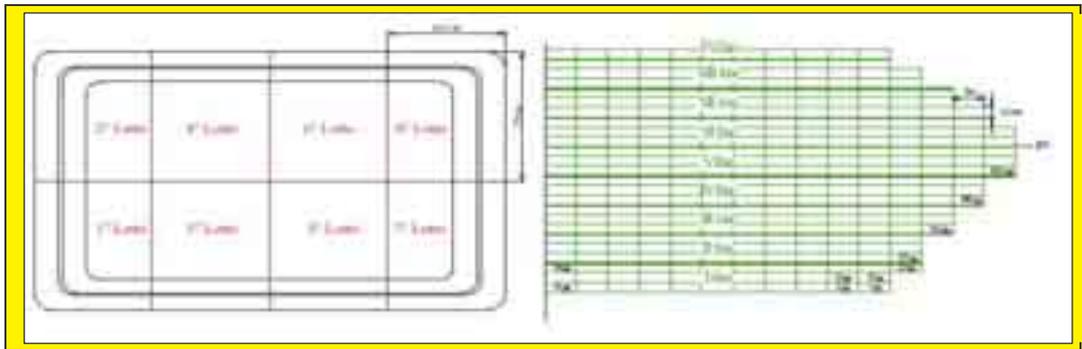


Figura 69: vista in pianta e prospetto della discarica di progetto e successione di abbancamento delle singole celle

Applicando il modello modificato si è desunto che i cedimenti assoluti finali sono piuttosto uniformi all'interno del singolo lotto e confrontabili per entità tra i diversi lotti ( da un minimo di 5.26m ad un massimo di 5.76m). L'entità dei cedimenti differenziali ottenuta con questa successione di abbancamento è di entità modesta ( massimo 0.136m).

Il volume di abbancamento disponibile grazie ai cedimenti è pari al 17.6% del volume totale di progetto e corrisponde ad un numero di strati pari a 35, piuttosto che i 25 di progetto, a parità di quota massima finale.

Questo conferma l'importanza, anche economica, di determinare in modo opportuno i cedimenti all'interno dell'ammasso di rifiuti, nonché quella di determinare sistemi di abbancamento che riducano drasticamente i cedimenti differenziali così da non agire in modo distruttivo sulle strutture idrauliche presenti all'interno della discarica.

### 9.2.3 Effetti dei pretrattamenti

Le attuali normative tendono a minimizzare il ricorso alla discarica incentivando non solo la raccolta differenziata ma anche il ricorso ai pretrattamenti dei rifiuti.

I pretrattamenti possono essere fondamentalmente di due tipi:

- pretrattamento termico (incenerimento)
- pretrattamento meccanico-biologico (MBP)

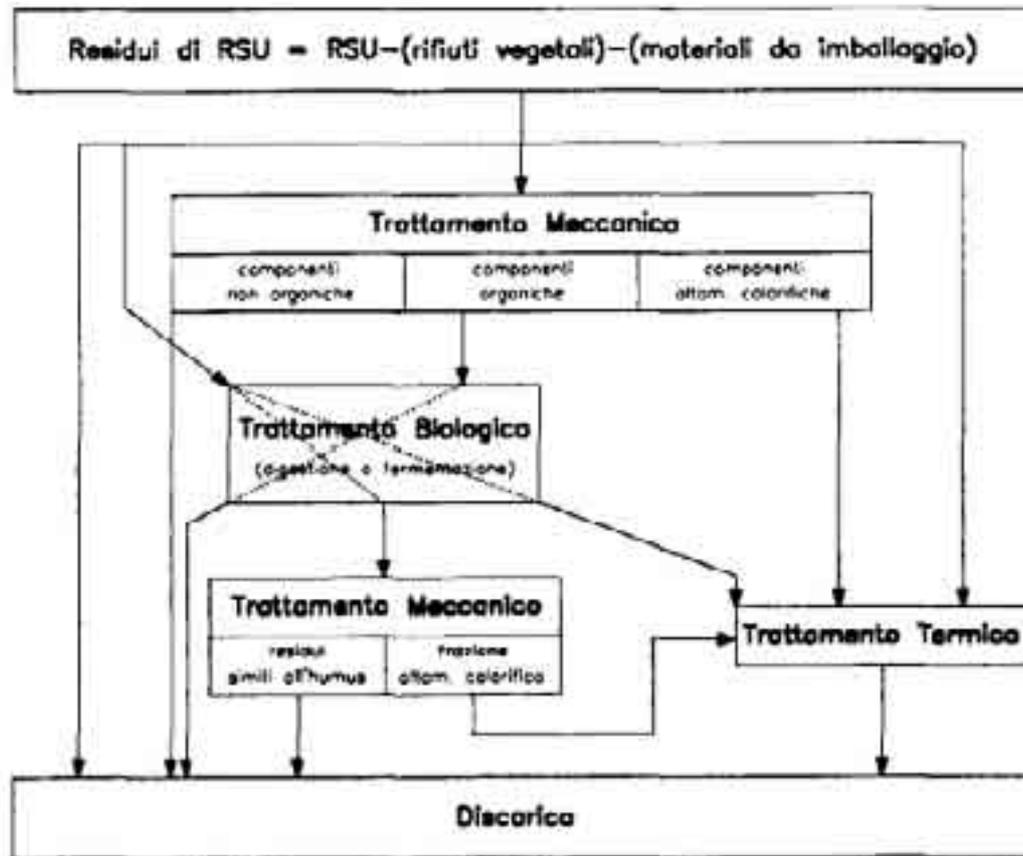


Figura 70: Tecnologie di pretrattamento dei rifiuti (Favaretti & Maestrini,1998)

Queste metodologie possono essere impiegate singolarmente o far parte di uno schema integrato del tipo in figura.

Pretrattamento meccanico: è una fase importante che precede sempre un eventuale trattamento biologico o termico. In genere si articola in:

- rimozione degli elementi ingombranti, pericolosi, riutilizzabili o ferrosi;
- suddivisione mediante vagli in classi di materiali da trattare separatamente
- creazione delle condizioni ottimali per il successivo trattamento biologico, tramite triturazione, regolazione dell'umidità etc.

Pretrattamento biologico: si suddivide essenzialmente in :

- processo aerobico
- processo anaerobico.

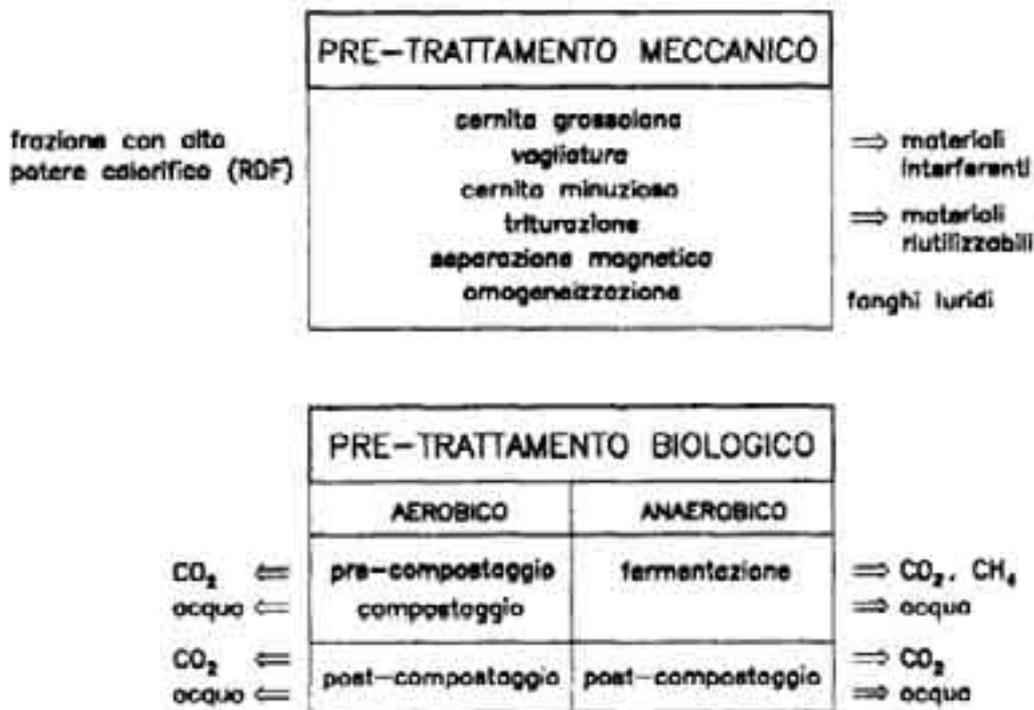


Figura 71: Il pretrattamento meccanico-biologico (Favaretti & Maestrini ,1998)

Il pretrattamento biologico è teso a decomporre il più possibile la sostanza organica presente nel rifiuto prima che questo sia abbancato in discarica.

Il pretrattamento meccanico-biologico quindi determina una riduzione del volume del 20 – 40 % della massa dei rifiuti in seguito alla diminuzione del contenuto d’acqua e alla biodegradazione dello stesso, e un’ulteriore riduzione anche del 30 % dovuta all’aumento di densità, per un totale del 50 – 60 %..

Con questo tipo di trattamento inoltre vengono migliorate notevolmente le caratteristiche di deformabilità del rifiuto e viene evitata gran parte del cedimento totale (fig.72).

Un cumulo di rifiuti pretrattati meccanicamente e biologicamente infatti, presenta in superficie un cedimento totale inferiore di oltre il 50 % rispetto a quello dei rifiuti trattati solo meccanicamente, e inferiore del 30 % se dovuto ad un

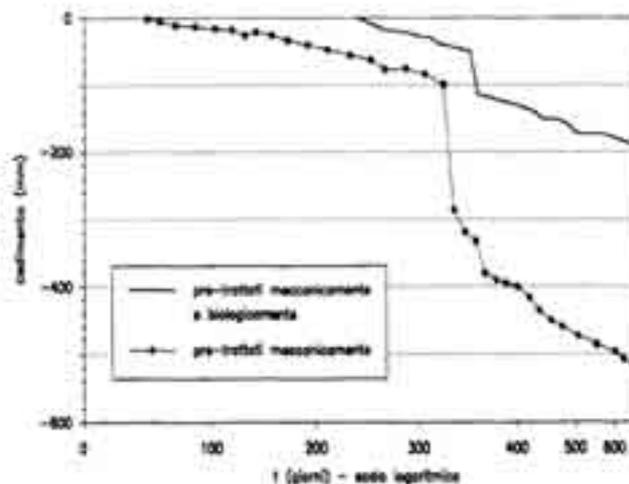


Figura 72: Cedimenti di rifiuti pretrattati (Bidlingmaier et al.,1997)

sovraccarico successivo (improvviso aumento di pendenza della curva in fig.72)<sup>48</sup>.

La differenza fra trattamento meccanico e meccanico – biologico risulta ancora più evidente se si considera il cedimento per unità di carico maturato da cumuli di rifiuti di diversa altezza e caratterizzati da diversi trattamenti (fig.73).

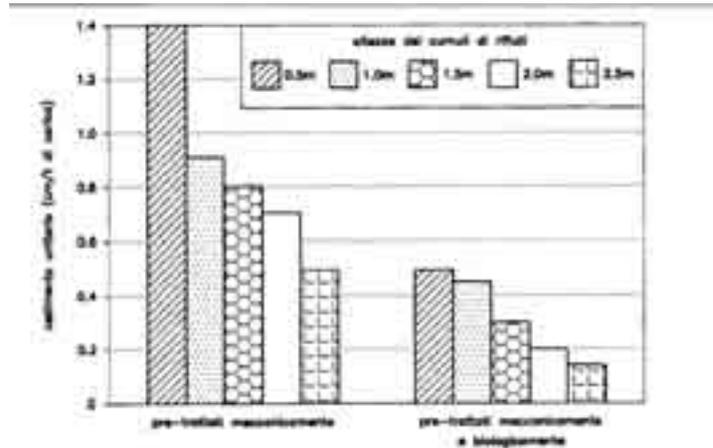


Figura 73 Cedimenti di rifiuti pretrattati per unità di carico (Favaretti & Maestrini, 1998)

#### 9.2.4 Effetti della costipazione<sup>49</sup>

La compattazione dinamica profonda è una tecnica utile per la compattazione delle discariche al fine di prolungarne la vita utile (Mitchell e Van Court nel 1992 hanno stabilito che per ogni incremento di 120 Kg/m<sup>3</sup> nel peso dell'unità di volume dei rifiuti, la discarica incrementa di 2 anni la propria vita utile), migliorare le proprietà meccaniche dei rifiuti e ridurre quindi i cedimenti differenziali.

La compattazione dinamica ottiene effetti anche in profondità tramite l'applicazione ripetuta, sul piano campagna, di impatti di notevole intensità, generati dalla caduta di un maglio da alcune tonnellate, da un'altezza di decine di metri, con un'energia che varia fra i 160 KJ e i 40 MJ.

La relazione esprime lo spessore di terreno compattato in funzione dell'energia applicata.

$$D = n(WH)^{0,5}$$

78

dove

*D* = profondità di compattazione

*H* = altezza da cui cade il maglio

*W* = peso del maglio

*WH* = energia meccanica della massa battente.

<sup>48</sup> Favaretti & Maestrini, 1998

<sup>49</sup> Van Impe & Squaglia, 1997

I parametri che intervengono quindi nella progettazione sono:

- peso della massa battente;
- altezza di caduta della massa;
- numero di impatti in ogni punto;
- interasse tra i diversi punti di impatto.

Le prime applicazioni documentate di compattazione dinamica risalgono agli anni '80 e oggi ne è ampiamente riconosciuta l'efficacia per migliorare la qualità di riuso di aree dismesse e per prolungare la vita delle discariche<sup>50</sup>.

Van Impe & Bouazza nel 1996 hanno descritto le principali applicazioni nell'ultimo decennio, mostrando anche l'importanza dell'età del rifiuto sull'efficacia della compattazione.

Discariche recenti infatti presentano generalmente cedimenti più elevati, mentre discariche vecchie danno luogo a cedimenti che tendono a quelli dei

terreni (fig.74).

L'età della discarica influenza inoltre il coefficiente di proporzionalità tra la profondità di influenza del trattamento e la radice quadrata dell'energia di ogni colpo.

Il limite inferiore è relativo alle vecchie discariche e pari a 0,35 mentre il limite superiore è attribuito alle discariche recenti ed è pari a 0,65 (fig.75).

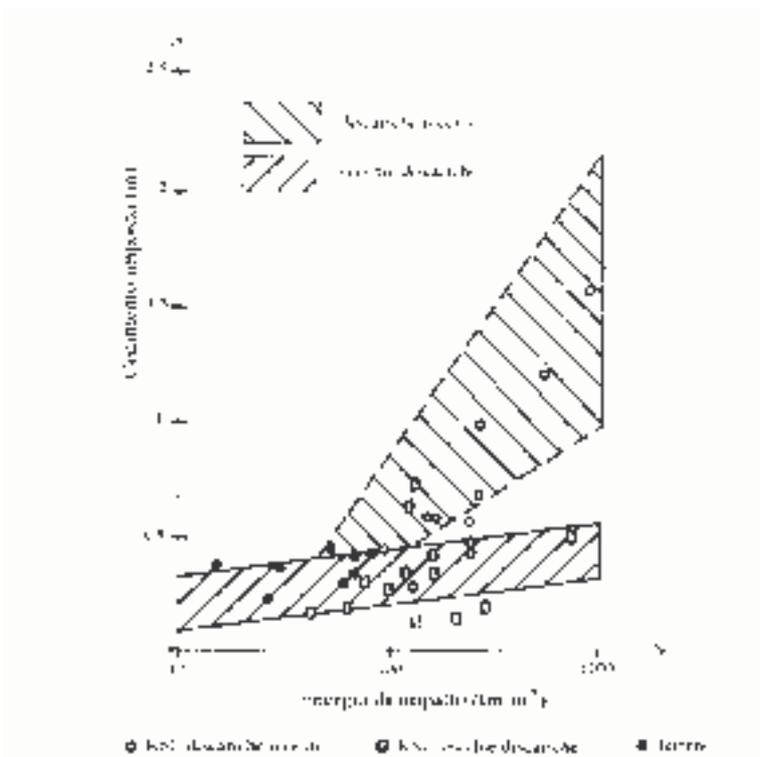


Figura 74 : Cedimento provocato dall'impatto (Van Impe & Bouazza, 1995)

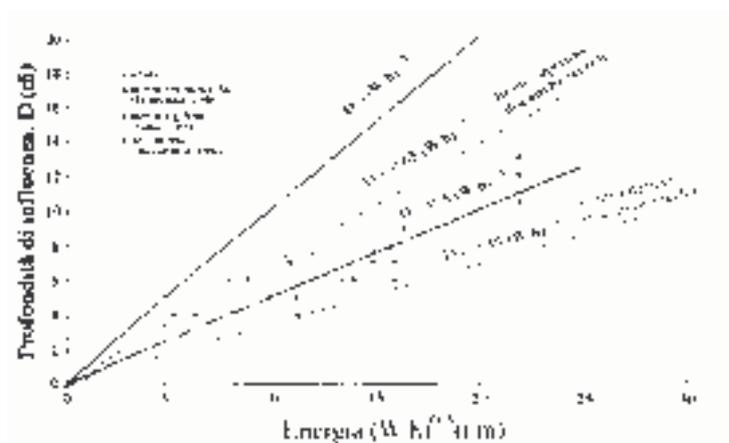


Figura 75: Massima profondità di influenza della compattazione dinamica in funzione dell'energia di impatto (Van Impe & Bouazza,1996)

<sup>50</sup> Van Impe W.F., Squaglia N., 1997

Il comportamento dei rifiuti vecchi è, come si è detto, simile a quello dei terreni ma con velocità di picco più basse, il che è riconducibile alla eterogeneità del materiale.

Durante un'applicazione a Brisbane, in Australia, Hausmanno et al. (1993) hanno poi osservato che esiste un valore minimo di spessore della discarica al di sotto del quale l'uso della compattazione non è più vantaggioso. Tale valore dipende dalla discarica e nel caso in esame era pari a 2 metri. Nella stessa occasione si è poi osservato come la riduzione dei vuoti e delle sacche di minor resistenza, ad opera della compattazione dinamica, abbia determinato una maggiore uniformità del profilo di resistenza.

### **9.2.5 Effetti dello strato di copertura giornaliero.**

Lo strato di copertura giornaliero è costituito da materiale granulare disposto a fine giornata sul rifiuto per evitare, durante la fase di coltivazione della discarica, dispersione dei rifiuti ad opera del vento e degli animali (roditori, uccelli e insetti) e ulteriori sovraccarichi.

Il terreno granulare occupa inizialmente circa il 20% del volume totale a disposizione della discarica. Questa percentuale con il tempo passa al 5% a causa solo in minima parte della compressione degli strati di copertura ad opera del carico soprastante, e in parte preponderante per la migrazione delle particelle granulari all'interno dei vuoti del rifiuto circostante<sup>51</sup>. La perdita netta di volume a disposizione di rifiuti dovuta alla presenza dello strato di copertura giornaliero quindi non rappresenta in realtà un danno economico tangibile per l'operatore, al contrario invece apporta una serie di benefici alla deformabilità totale del corpo rifiuti.

Essendo infatti il terreno granulare 2 – 4 volte più denso del rifiuto, la densità del cumulo di rifiuti è decisamente maggiore di quella in assenza di strati di copertura.

---

<sup>51</sup> Favaretti & Maestrini, 1998

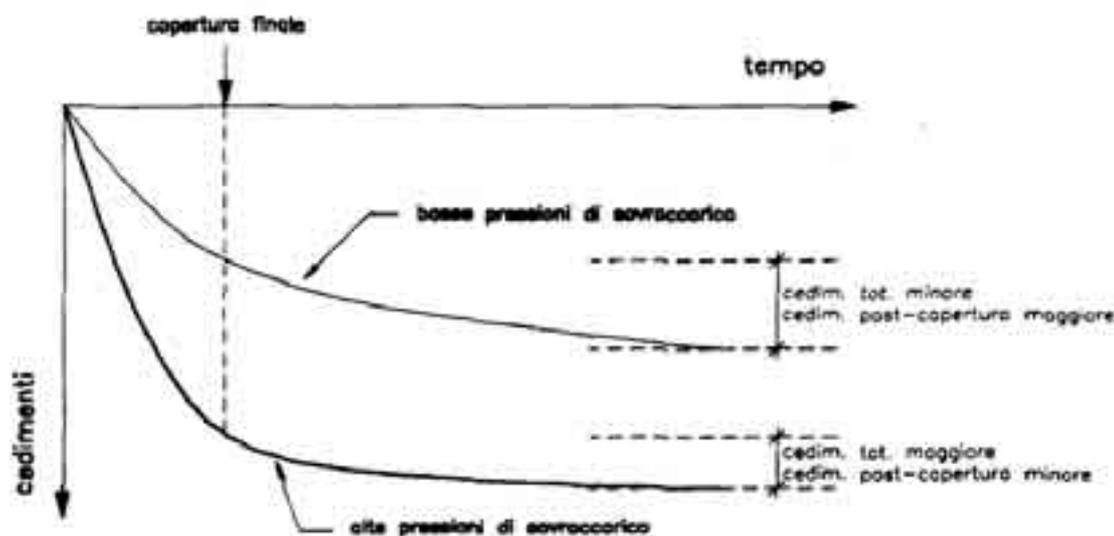


Figura 76: Sviluppo dei cedimenti in funzione della presenza o meno degli strati di copertura giornaliera (Favaretti & Maestrini,1998)

Come si vede in fig. 76 nel caso di assenza o scarsa presenza del terreno di copertura, il cumulo di rifiuti presenta una minore deformabilità durante la coltivazione perché è minore il sovraccarico applicato, ma un cedimento maggiore e più pericoloso in fase di post chiusura.

La presenza invece di spessi strati di copertura giornaliera sembra causare cedimenti maggiori in fase di coltivazione, che sono quindi sfruttabili e compensano abbondantemente il 5% di volume totale abbancabile perso. Inoltre i processi di migrazione delle particelle granulari all'interno dei vuoti dell'ammasso ne riducono la compressibilità una volta eseguita la copertura finale, garantendo così una maggiore stabilità e una più agevole post gestione della discarica esaurita.

### 9.2.6 Effetti della biodegradazione<sup>52</sup>

La decomposizione della sostanza organica ha notevoli effetti sulla deformabilità dei rifiuti, in modo particolare durante la compressione secondaria.

I fattori che determinano l'entità dell'influenza della biodegradazione sul cedimento totale sono 3<sup>53</sup>:

1. la quantità di sostanza organica che può decomporsi;
2. la velocità di decomposizione
3. il modo in cui la decomposizione dei materiali solidi influisce sulla deformabilità.

<sup>52</sup> Favaretti & Maestrini, 1998

<sup>53</sup> Wall et al, 1995

Per comprendere e quantificare l'effetto della biodegradazione sulla deformabilità, Favaretti e Maestrini nel 1998 hanno confrontato i risultati forniti dai modelli di previsione dei cedimenti con quelli forniti dal modello di previsione della velocità di decomposizione della sostanza organica. Nei modelli di previsione è stata inclusa l'espressione

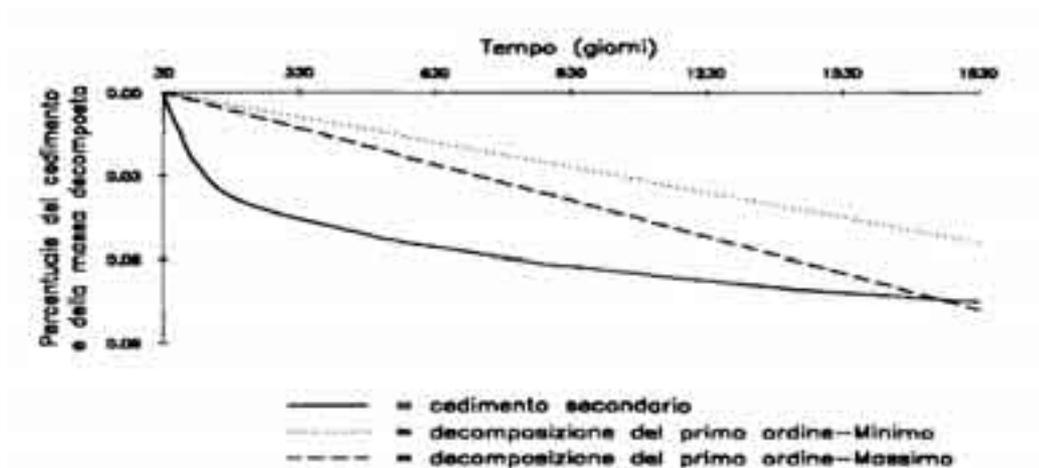


Figura 77: Confronto fra il modello di decomposizione del primo ordine ed il modello di calcolo dei cedimenti secondari

$$C(t) = C(0) e^{-kt}$$

79

che esprime la velocità di decomposizione .

Le costanti indicano:

- $C(0)$  = quantità di sostanza organica biodegradabile presente inizialmente nel rifiuto
- $k$  = costante di velocità del primo ordine assunta pari a  $0.365 \text{ anni}^{-1}$  (Farquar et al, 1973)

In questo modo il processo di biodegradazione viene inglobato nella fase di compressione secondaria.

Come si vede in fig. 77 la velocità di deformazione è maggiore rispetto a quella di biodegradazione per poi eguagliarsi quando lo scheletro solido dei rifiuti collassa.

**Concludendo**<sup>54</sup>: i modelli revisionali dei cedimenti sono soddisfacenti ma per analisi a posteriori, mentre è difficile determinare a priori, in fase progettuale, i valori esatti dei parametri da utilizzare nei modelli. Se la biodegradazione e la compressione secondaria procedono nel tempo come

<sup>54</sup> Favaretti & Maestrini, 1998

mostrato in figura si potrà determinare l'entità del cedimento finale calcolando l'entità della biodegradazione, a priori.

### 9.3 Modelli per verifiche di stabilità

In campo geotecnico per eseguire una verifica di stabilità di un pendio naturale, di uno scavo o di un rilevato in terra, si fa usualmente ricorso ai metodi cosiddetti dell'equilibrio limite. Questi, come noto, sono basati sul confronto tra sollecitazioni mobilitate lungo una potenziale superficie di rottura e la resistenza al taglio dei terreni, espressa da un coefficiente di sicurezza "F". Diversi sono i metodi disponibili che si differenziano sostanzialmente nel diverso grado di approssimazione impiegato nella valutazione di alcuni fattori. La procedura di calcolo è comunque relativamente semplice e consolidata dai risultati di numerose esperienze. L'applicazione di questi metodi allo studio delle condizioni di stabilità di una discarica di rifiuti presenta tuttavia diversi problemi che vanno attentamente valutati. In generale possono essere distinte rotture che si sviluppano nell'ambito del cumulo da quelle che si estendono ai terreni di imposta. Nel primo caso le condizioni di equilibrio dipendono essenzialmente dalle caratteristiche di resistenza al taglio dei rifiuti. Abbiamo visto come, nel caso dei rifiuti, non sia possibile esprimere la resistenza al taglio in termini dei parametri generalmente usati per i terreni (coesione ed angolo di attrito) riferiti al criterio di Mohr-Coulomb. Nel caso dei rifiuti infatti il comportamento meccanico sotto carico è fortemente condizionato dalle grandi deformazioni che il materiale subisce, tanto che non è praticamente riconoscibile un dominio di plasticizzazione del materiale. Per cui le stesse ipotesi che stanno alla base dei metodi di verifica dell'equilibrio limite vengono meno. Questo comportamento è del resto confermato dall'evidenza sperimentale. Si è constatato infatti che fronti di scavo a pareti pressoché verticali eseguiti in discariche di rifiuti si mantengono stabili anche su notevoli altezze. Prove in centrifuga su modello hanno confermato questo comportamento<sup>55</sup>. D'altra parte, in questi casi, anche se non si può parlare di vere e proprie rotture generalizzate, il progetto della discarica è comunque condizionato dalle grandi deformazioni che accompagnano le sollecitazioni di taglio. Problemi sono posti pure dalla normativa vigente in campo geotecnico che, se estesa ai rifiuti, impone che un progetto sia sostenuto da verifiche di stabilità. Allo stato attuale, per tenere conto di

---

<sup>55</sup> Jessberger H.L. e Kockel R. 1993

queste esigenze un metodo di approccio al problema puo' essere quello di adottare ancora i metodi dell'equilibrio limite, attribuendo peraltro ai rifiuti parametri di resistenza al taglio "fittizi", scelti in funzione del livello di deformazione che si intende tollerare. Riprendendo i risultati delle prove di compressione triassiale eseguite su campioni di rifiuti, è possibile individuare dei livelli di sollecitazione limiti corrispondenti a imposti livelli di deformazione, in corrispondenza delle quali definire dei parametri di resistenza fittizi (fig. 78) Interpretazioni analoghe sono state proposte

anche da altri autori<sup>56</sup>. Una notazione particolare merita l'adozione e la scelta del parametro "coesione" nelle verifiche. Anche per questo, con criteri analoghi a quanto sopra riportato, dalla elaborazione delle prove di resistenza possono essere individuati valori in funzione del livello di deformazione fissato. In realtà c'è da considerare che il contributo di resistenza al taglio in termini di coesione è dovuto agli elementi di rinforzo che si dispongono in un certo modo all'interno dell'ammasso. Questi, per entrare in azione, comportano che si verifichino deformazioni elevate, in genere superiori di quelle accettabili nei problemi pratici ed in corrispondenza delle quali sono stati assunti gli "angoli di resistenza di attrito" fittizi sopra definiti. E' pertanto consigliabile ignorare il contributo della coesione nelle verifiche di stabilità. Il comportamento di un cumulo di rifiuti non è certo riconducibile a quello di un mezzo omogeneo. Come prima accennato, per effetto del solo peso proprio gli elementi deformabili e a struttura fibrosa si dispongono infatti in modo da creare degli elementi di rinforzo rispetto a certe direzioni preferenziali. Durante la coltivazione della discarica inoltre, all'interno del cumulo vengono disposti strati continui di materiale di copertura

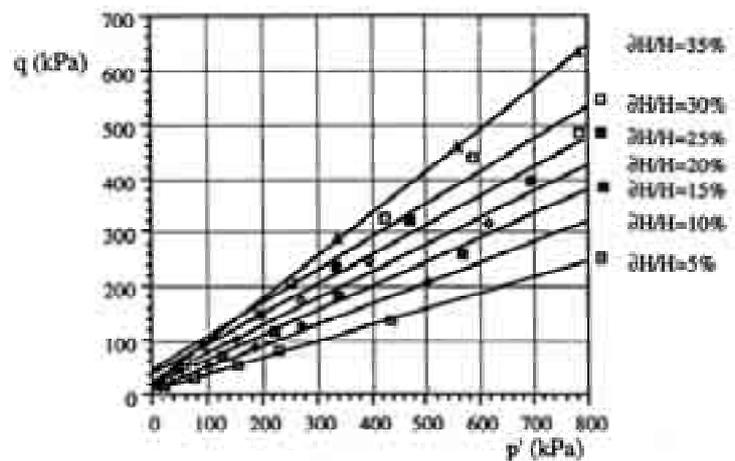


Figura 78: Prove di compressione triassiale interpretate con la rottura a diversi livelli di deformazione

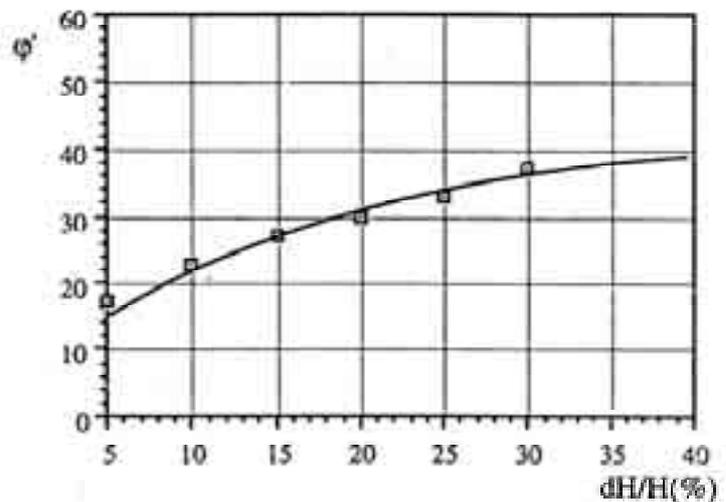


Figura 79: R.S.U. - "Angoli di attrito" in funzione delle deformazioni

<sup>56</sup> Jessberger H.L. e Kockel R. 1993

giornaliera che possono incidere sulle condizioni generali di stabilità. Nelle verifiche di stabilità occorrerà per quanto possibile, tener conto di questi fattori. Per quanto riguarda gli “strati di copertura” il loro effetto sulla stabilità potrebbe essere valutato, almeno in linea teorica, attribuendo ai materiali che li costituiscono specifici parametri di resistenza al taglio. In realtà la modellazione geotecnica complessiva è resa incerta dalla pratica impossibilità di ricostruire in modo significativo la effettiva disposizione dei singoli strati nell’ammasso. Relativamente più semplice, almeno dal punto di vista concettuale è l’esame di possibili dissesti del corpo della discarica che dovessero interessare i terreni d’imposta. La presenza di una barriera di terreni argillosi alla base del cumulo di rifiuti può avere grande influenza sulle condizioni di stabilità di insieme. In questi casi le verifiche di stabilità debbono comprendere ipotesi di possibili rotture che si verificano nell’ambito dello strato. Generalmente le barriere sono composte da elementi diversi, naturali ed artificiali, sovrapposti<sup>57</sup> che creano delicati problemi di interfaccia. Nell’attribuzione dei parametri di resistenza al taglio occorrerà pertanto fare riferimento anche alle azioni di interfaccia che si generano al contatto tra materiali diversi. Per determinare queste non esistono ancora procedure standardizzate. Le raccomandazioni europee (ETC 8, 1993) impongono comunque che queste siano preliminarmente valutate con specifiche prove. C’è da considerare infine che nelle verifiche di stabilità rispetto ad ipotesi di rottura secondo superfici composite passanti in parte nei rifiuti ed in parte all’interno delle barriere di fondo, non è corretto tener conto del contributo della resistenza al taglio offerto dal tratto di superficie nei rifiuti. La grande deformabilità dei rifiuti infatti, rende sicuramente trascurabile il loro contributo di resistenza rispetto ad una rottura che si dovesse verificare nell’ambito dei materiali della barriera. Considerazioni analoghe sono da fare nel caso di verifiche di tipo globale, con la superficie di scorrimento che si sviluppa nell’ambito dei terreni naturali di fondazione siano essi in piano o su pendio.

---

<sup>57</sup> Mitchell, J.K. e Mitchell R.A. 1991; Pasqualini E. e Al. 1993

## BIBLIOGRAFIA

- ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS – Report of the ISSMFE Technical Committee TC 5 on Environmental Geotechnics – Bochum, September 1997 – Ruhr- Universitat Bochum
- HANDBOOK OF SOLID WASTE MANAGEMENT - Frank Kreith
- HAZARDOUS WASTE MANAGEMENT –
- MODELLI DI COMPORTAMENTO GEOTECNICO DI UNA DISCARICA DI RSU. SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO – M.Grisolia – Q.Napoleoni – G. Tancredi
- CARATTERISTICHE MECCANICHE DI RIFIUTI PRETRATTATI – Incontro annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2004 - M.Grisolia – Q.Napoleoni
- GEOTECHNICS OF WASTE FILLS THEORY AND PRACTICE – Landva – Knowles
- PROPRIETA' GEOTECNICHE DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI – W.F. Van Impe – N. Squaglia – 1997
- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI - M.Grisolia – Q.Napoleoni – G. Tancredi - 1995
- UN MODELLO PER LA PREVISIONE DEI CEDIMENTI IN UNA DISCARICA PER RIFIUTI URBANI - Incontro annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2005 – G. De Rulli – J. Facciorusso
- FENOMENI DI ASSESTAMENTO DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI: EFFETTI E POSSIBILITA' DI CONTROLLO – Convegno Nazionale “Chiusura e post chiusura delle discariche” - M. Favaretti – S. Maestrini - 1998