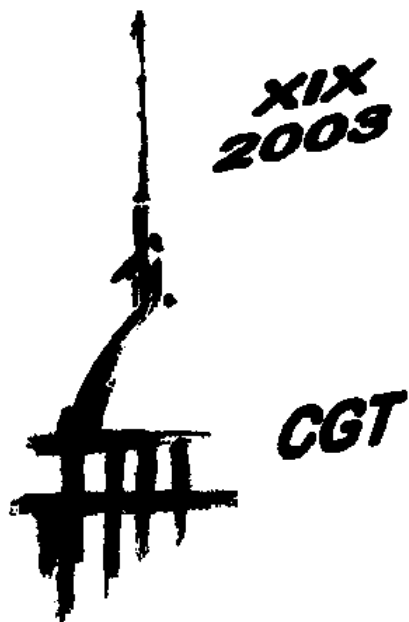




**CONFERENZE DI GEOTECNICA
DI TORINO**

XIX CICLO

4 , 5 e 6 NOVEMBRE 2003

**STABILITÀ E CONSOLIDAMENTO DEI PENDII
*STABILITY OF SLOPES AND REMEDIAL MEASURES***

**Stabilità delle discariche controllate
per rifiuti solidi urbani**

E. Pasqualini⁽¹⁾, E. Fratalocchi⁽¹⁾, C. Patacchini⁽¹⁾, M. Stella⁽¹⁾
S. Veggi⁽²⁾

(1) Università Politecnica delle Marche, Dipartimento di Fisica ed Ingegneria dei Materiali e del Territorio - Ancona

(2) Studio Geotecnico Italiano - Milano

ORGANIZZAZIONE DEL LAVORO

L'articolo si compone di due parti.

La prima parte è dedicata al progetto delle discariche controllate; in particolare, dopo alcune considerazioni di carattere generale, l'attenzione è focalizzata su aspetti che condizionano la stabilità all'interfaccia dei rivestimenti compositi.

Nella seconda parte dell'articolo viene presentato un inquadramento normativo relativo alla tematica della stabilità delle discariche controllate e quindi una serie di esempi che mostrano l'approccio progettuale adottato per la risoluzione di alcune delle problematiche sulla stabilità presentate nella parte prima: accertamento delle condizioni di stabilità di una discarica esistente, valutazione dei fattori rilevanti per la definizione degli interventi necessari per l'ampliamento di una discarica esistente, stabilità dei rivestimenti in argilla sulle pareti.

SOMMARIO

1. PARTE PRIMA

1.1. CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA STABILITÀ DELLE DISCARICHE CONTROLLATE

1.2. STABILITÀ ALL'INTERFACCIA DEI RIVESTIMENTI COMPOSITI

1.2.1. Invecchiamento in percolato

1.2.2. Temperatura

1.2.3. Uso dei geocompositi bentonitici

1.2.3.1. Resistenza interna

1.2.3.2. Resistenza all'interfaccia GCL-geomembrana

1.2.3.3. Considerazioni finali

1.3. CONSIDERAZIONI E CONTRIBUTI SULLA INFLUENZA DELLE MODALITÀ DI PROVA SUI RISULTATI

1.4. MIGLIORAMENTO DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DELLA INTERFACCIA GEOMEMBRANA – ARGILLA COMPATTATA

1.5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

BIBLIOGRAFIA

2. PARTE SECONDA

2.1. NORMATIVA E PROGETTO

2.1.1. Aspetti rilevanti

2.2. STABILITÀ DISCARICHE ESISTENTI

2.2.1. Accertamento delle condizioni di stabilità di una discarica esistente (Esempio 1)

2.2.1.1. Ulteriori indagini conoscitive

2.2.1.2. Analisi di stabilità

2.2.1.3. Considerazioni finali (Esempio 1)

2.2.2. Interventi di consolidamento al piede per la realizzazione di un ampliamento (Esempio 2)

2.2.2.1. Indagini conoscitive

2.2.2.2. Analisi di stabilità

2.2.2.3. Considerazioni finali (Esempio 2)

2.3. STABILITÀ NUOVE DISCARICHE

2.3.1. Stabilità di uno strato di argilla compattata sulle pareti (Esempio 3)

2.3.1.1. Caratteristiche di resistenza

2.3.1.2. Analisi di stabilità

2.3.1.3. Procedure costruttive

2.3.1.4. Considerazioni finali (Esempio 3)

2.4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

BIBLIOGRAFIA

1. PRIMA PARTE

Nella prima parte dell'articolo verranno riassunti alcuni aspetti generali sulla stabilità delle discariche controllate, che includono la trattazione dei potenziali meccanismi di rottura, la caratterizzazione delle proprietà dei materiali e i metodi di analisi della stabilità. Di seguito, saranno trattati particolari aspetti riferiti alla stabilità dei sistemi di rivestimento di fondo e delle scarpate, vale a dire: l'influenza dell'invecchiamento in percolato dei geosintetici sulla resistenza al taglio all'interfaccia delle barriere composite; l'influenza della temperatura sulla resistenza al taglio all'interfaccia; alcune questioni critiche relative all'utilizzo di GCL nelle barriere composite; l'attendibilità delle prove di laboratorio nel riprodurre le prestazioni in sito delle barriere composite; alcune soluzioni per migliorare la resistenza al taglio dell'interfaccia geomembrana - argilla compattata.

1.1. *CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA STABILITÀ DELLE DISCARICHE CONTROLLATE*

La stabilità delle discariche controllate è emersa come un problema rilevante dopo la rottura della discarica di Kettleman Hills nel 1988 (Mitchell et al., 1990; Seed et al., 1990), in seguito alla quale sono state documentate molte altre rotture in discariche controllate, all'interno del corpo rifiuti (Reynolds, 1991; Stark et al., 2000), attraverso il terreno di fondazione della discarica (Strass et al., 1998; Eid et al., 2000) e lungo i sistemi compositi (Ouvry et al., 1995), tutte a conferma che, nell'ambito delle problematiche connesse con le discariche controllate, quella della stabilità rimane una questione centrale (Rowe, 1998).

Le rotture in discarica possono interessare il terreno di fondazione, il corpo rifiuti e/o i sistemi compositi della copertura, delle scarpate e del fondo.

Con riferimento ai **fenomeni di instabilità che interessano il terreno di fondazione**, in fase di progetto, la possibilità che avvenga questo tipo di rottura può essere studiata ricorrendo ai metodi tradizionali di indagine geotecnica e di analisi di stabilità dei pendii.

Fenomeni di instabilità all'interno dell'ammasso dei rifiuti possono verificarsi quando il corpo rifiuti raggiunge altezze ed angoli di scarpata critici, non sopportabili dalla resistenza al taglio dei materiali. Le analisi di stabilità in questo caso possono essere effettuate utilizzando i metodi tradizionali. La maggiore difficoltà risiede nella assegnazione di appropriati parametri di resistenza al taglio ai rifiuti, in considerazione della loro eterogeneità.

I rifiuti solidi urbani, in genere contenuti in buste di plastica, sono abbancati nelle vasche della discarica; il terreno viene utilizzato per riempire gli spazi intorno ai contenitori dei rifiuti stessi e come copertura

giornaliera. Pertanto può essere effettuata solo una caratterizzazione approssimata dell'ammasso che ne risulta e, in prima analisi, la sua resistenza al taglio può essere molto cautelativamente stimata come simile alla resistenza di un terreno di riporto a bassa compattazione.

Le conoscenze sulle caratteristiche dei rifiuti solidi urbani sono ancora oggi limitate (Van Impe & Bouazza, 1996), a causa delle difficoltà connesse con le modalità di prelievo e di prova di campioni sufficientemente rappresentativi dell'ammasso, difficoltà amplificate dal fatto che la composizione dei rifiuti può variare spazialmente all'interno della discarica e nel tempo, per i processi di biodegradazione a cui è soggetta la parte organica presente nei rifiuti stessi.

Singh & Murphy (1990) rappresentano i parametri di resistenza per RSU (Figura 1) in un grafico che riassume i risultati di differenti metodi di prova (prove in laboratorio e in situ, back-analyses da prove in campo). Dieci anni dopo, Eid et al (2000) hanno analizzato i dati ottenuti da prove di taglio diretto in larga scala e da back-analyses di rotture avvenute su pendii di rifiuti (Figura 2), entrambi considerati più attendibili dei dati ottenuti da prove in situ o da prove in laboratorio su campioni di piccole dimensioni. La regressione dei dati in Figura 2 suggerisce che i parametri di resistenza al taglio dei RSU possono essere definiti con una banda ristretta di dati il cui angolo di attrito è approssimativamente di 35° e la cui coesione è variabile da 0 a 50 kPa. I meccanismi che consentono di sviluppare una così elevata resistenza al taglio nei RSU non sono chiari, ma è probabile che un contributo rilevante sia fornito dalle interconnessioni delle plastiche e di altri materiali.

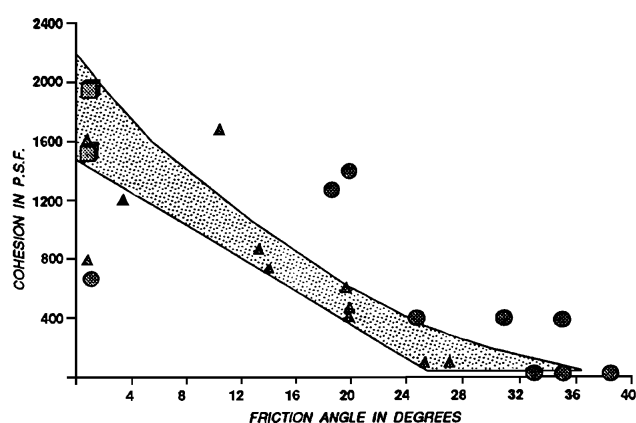


Figura 1 Shear strength parameters of municipal solid waste from laboratory and in situ tests, back-calculation from field tests (Singh & Murphy, 1990).

Parametri di resistenza al taglio di rifiuti solidi urbani da prove in laboratorio e in situ, back-analyses da prove in campo (Singh & Murphy, 1990).

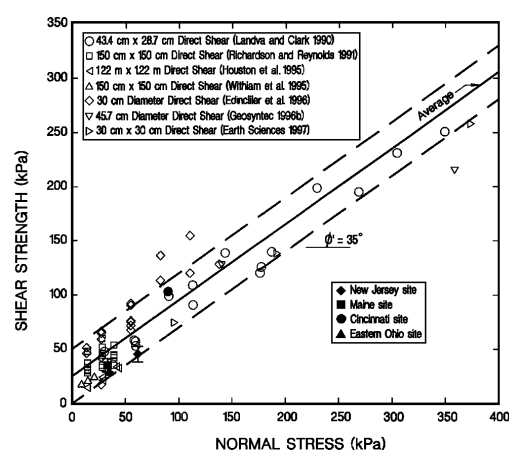


Figura 2 Shear strength parameters of municipal solid waste from large-scale direct shear tests and back calculation of failed waste slope (Eid et al., 2000).

Parametri di resistenza al taglio di rifiuti solidi urbani da prove di taglio diretto su campioni di grandi dimensioni e da back-analyses (Eid et al., 2000).

Tutti i case histories evidenziano che RSU comuni sono un materiale resistente e pertanto le prove e le analisi di stabilità dovrebbero essere mirate più allo studio di altri materiali che contribuiscono alla stabilità delle discariche (ad esempio i geosintetici, le interfacce del sistema di rivestimento, il terreno di fondazione). Questo suggerimento è supportato dal fatto che si è osservato che dei tagli pressoché verticali nei rifiuti sono rimasti stabili per anni (H. L. Jessberger & R. Kockel, 1991).

Pertanto, le rotture che interessano solo l'ammasso dei rifiuti non sembrano essere l'aspetto più critico per la stabilità della discarica.

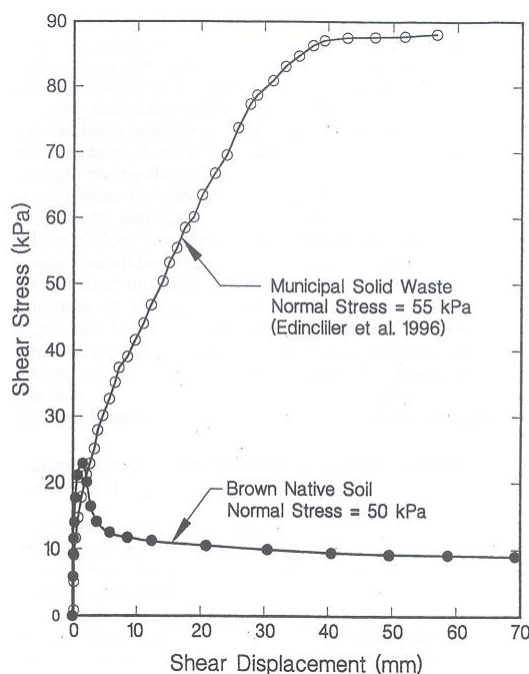


Figura 3 Comparison between stress-strain curves of a municipal solid waste and of its foundation soil.
Confronto fra curve sforzo-deformazione di rifiuti solidi urbani e del terreno di fondazione.

Al contrario i maggiori fenomeni di instabilità in discariche di RSU sono stati osservati svilupparsi attraverso il terreno di fondazione (per esempio, Strauss et al., 1998). In questo caso una delle questioni critiche riguarda la compatibilità delle deformazioni tra il corpo rifiuti ed il terreno di fondazione. La Figura 3 confronta le curve di taglio ottenute per carichi verticali simili degli RSU e del terreno di fondazione interessato da un fenomeno di instabilità nella discarica di Cincinnati, Ohio (Eid et al., 2000); è plausibile che la rottura avvenga inizialmente nel terreno di fondazione, quando è mobilitata solo una parte della resistenza dei RSU. Questo spiega la discordanza tra i parametri consigliati per la resistenza dei RSU (cfr. Figura 1 e Figura 2) ed il fatto che pareti verticali rimangono stabili per lunghi periodi.

Fenomeni di instabilità in discariche controllate possono anche avvenire lungo sistemi di rivestimento. La stabilità nei confronti di questo tipo di rottura è subordinata sia alla resistenza al taglio lungo le interfacce

del sistema di rivestimento composito che alla resistenza al taglio interna di ciascun elemento del sistema di rivestimento composito.

Pertanto, per cautelarsi nei confronti di questo tipo di rotture, occorre porre particolare attenzione in fase di progettazione nella scelta delle pendenze da adottare per le scarpate delle vasche di raccolta dei rifiuti; tuttavia è evidente che un accorgimento di questo tipo, a parità di superficie occupata, tende a ridurre la capacità della discarica e potrebbe risultare impraticabile per ragioni economiche.

Pertanto, al fine di analizzare e scongiurare tale problema di stabilità, devono essere evidenziati alcuni aspetti:

- come valutare, modellizzare e migliorare la resistenza al taglio delle interfacce;
- come migliorare la resistenza al taglio di ogni elemento del sistema di rivestimento composito.

Nei capitoli di seguito si forniranno contributi su tali aspetti.

Per l'**analisi di stabilità** delle discariche generalmente possono essere applicati i metodi di stabilità tradizionalmente adottati per i pendii. In particolare vengono utilizzati frequentemente i metodi dell'equilibrio limite; per studiare le distribuzioni delle deformazioni e degli tensioni sono state inoltre utilizzate analisi agli elementi finiti considerando rotture progressive che possono avvenire durante le operazioni di abbancamento (Filz et al., 2001).

Sono inoltre documentati molti lavori di ricerca recenti con riferimento alle proprietà dinamiche di rifiuti e interfacce e alle analisi di stabilità in condizioni sismiche (Yegian & Lahlaf, 1992; Ling & Leshchinsky, 1997; Bray & Rathje, 1998; Yegian et al., 1998; ed altri); comunque, allo stato attuale, sono poche le discariche che forniscono l'opportunità di stimare le proprietà dinamiche degli ammassi di rifiuti effettuando un confronto tra i movimenti calcolati e quelli registrati in seguito ad un terremoto (ad esempio la OII Landfill; vedi Morozhnik et al., 1998 e Matasovic & Kavazanjian, 1998).

Generalmente vengono eseguite **analisi di stabilità bidimensionali** lungo piani rappresentativi delle sezioni considerate più critiche.

Seed et al. (1990), sulla base della rottura della discarica di Kettleman Hills, evidenziano che le **analisi di stabilità tridimensionali** possono fornire coefficienti di sicurezza inferiori a quelli calcolati utilizzando metodi bidimensionali, in relazione alle conformazioni del fondo della discarica e dell'ammasso dei rifiuti. Stark & Eid (1998) sottolineano che l'utilizzo di metodi di analisi tridimensionali è consigliabile in discariche con una configurazione topografica articolata. In questi casi la determinazione della direzione preferenziale del potenziale movimento a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza inferiore può essere effettuata utilizzando analisi 3D.

Tuttavia le incertezze derivanti dalla scelta del metodo di analisi possono comportare errori dell'ordine del 10–30 %, mentre incertezze sulla valutazione dei parametri di resistenza possono facilmente evidenziarsi in errori ben superiori.

L'utilizzo di metodi di analisi più complessi come analisi ad elementi finiti, che tengono conto del meccanismo di rottura progressivo, richiede una affidabile conoscenza dei legami costitutivi dei materiali e delle interfacce coinvolte ed inoltre è necessaria una migliore comprensione dei fattori che possono influenzare il comportamento di materiali e interfacce.

2 *STABILITÀ ALL'INTERFACCIA DEI RIVESTIMENTI COMPOSITI*

Con riferimento alla stabilità delle interfacce, diversi studi sperimentali (soprattutto quelli di Gilbert, Giroud, Mitchell, Martin e Koerner) e back analyses (Mitchell et al., 1990; Gilbert et al., 1998) mostrano che le interfacce più critiche sono quella tra geomembrana e geotessile e quella tra il rivestimento di argilla compattata (frequentemente sostituita da un geocomposito bentonitico) e geomembrana.

Di seguito l'attenzione sarà puntata su questi materiali e interfacce, analizzando come le loro resistenze al taglio possono essere influenzate da fattori ambientali come la temperatura, le condizioni di bagnatura e l'invecchiamento in percolato.

2.1 **Invecchiamento in percolato**

L'analisi di stabilità lungo un sistema di rivestimento di una discarica in generale si riferisce ai parametri di resistenza al taglio misurati attraverso prove sommerse in acqua; raramente sono documentate prove in percolato, per altro in questo caso, i geosintetici sono sommersi in percolato solo per il tempo necessario a eseguire le prove di taglio diretto.

In relazione al fatto che piccoli cambiamenti nei valori delle resistenza al taglio producono variazioni significative nel coefficiente di sicurezza che si ottiene nell'analisi di stabilità, è estremamente importante conoscere come e quanto l'invecchiamento dei geosintetici in percolato, durante la vita della discarica, influenzi la resistenza al taglio all'interfaccia per i sistemi di rivestimento di fondo e delle scarpate.

A questo proposito, è stato effettuato un programma di ricerca presso l'Università degli Studi di Ancona (Cartaro, 1998), in cui è stata studiata l'influenza dell'invecchiamento in percolato, con riferimento a diverse tipologie di geomembrane in HDPE (liscia e rugosa) e due geotessili (con differenti pesi per unità di superficie), analizzando perciò quattro diverse interfacce GM-GT. Si è scelto di analizzare questo tipo di interfaccia perché, tra tutte quelle a contatto con il percolato, si ritiene che sia una delle più critiche per la stabilità dei rivestimenti (Mitchell & Mitchell, 1991). Un elevato numero di campioni dei quattro geosintetici sono stati inseriti nella vasca di raccolta del percolato di una discarica di RSU, situata nel centro Italia, dalla quale venivano periodicamente prelevati per le prove in laboratorio. Questa procedura di invecchiamento dei campioni direttamente in percolato in una vasca di raccolta del percolato, in una

discarica in piena produzione, assicura che i geosintetici siano sempre bagnati da percolato attivo; al contrario, l'immersione dei geosintetici nello stesso percolato in laboratorio potrebbe non riprodurre le reali condizioni sul fondo della discarica, per la tendenza dello stesso percolato a cambiare la propria composizione chimica con il tempo.

La Figura 4 mostra tipiche curve sforzo-deformazione ottenute da prove di taglio diretto eseguite su interfacce GM-GT testate in acqua e in percolato a diversi tempi di invecchiamento.

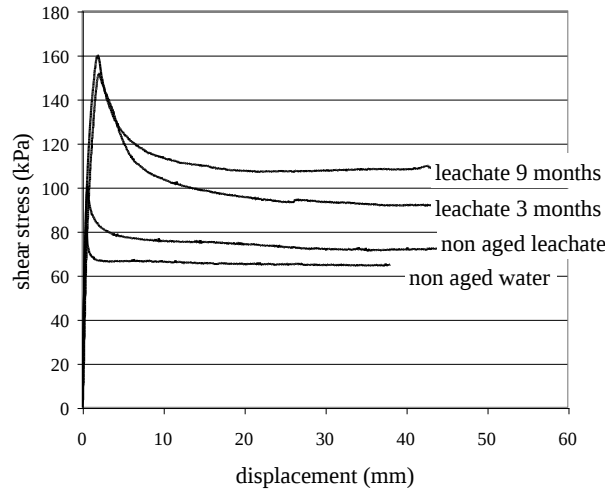


Figura 4 Results from direct shear test on GMS-GT interfaces tested in water and in leachate (at different ageing time in leachate)
Curve sforzo-deformazione di prove di taglio diretto su interfacce GM-GT testate in acqua e in percolato (a diversi tempi di invecchiamento in percolato)

Quando i geosintetici non invecchiati vengono sottoposti alle prove, la resistenza al taglio misurata per l'interfaccia GM-GT in presenza di percolato è prossima a quella ottenuta in presenza di acqua, sia per la resistenza di picco che quella ad elevati spostamenti (per semplicità definita qui di seguito residua). I valori di picco (τ_p) e i valori residui (τ_r) della resistenza al taglio, determinata dalle curve sforzo-deformazione, sono stati utilizzati per valutare un angolo di interfaccia "equivalente", definito come di seguito:

$$\Phi_p = \arctan \frac{\tau_p}{\sigma_n} \quad \text{angolo di attrito di picco}$$

$$\Phi_r = \arctan \frac{\tau_r}{\sigma_n} \quad \text{angolo di attrito residuo,}$$

dove σ_n = tensione normale efficace agente all'interfaccia.

La Tabella 1 confronta gli angoli di picco equivalenti all'interfaccia di geosintetici non-invecchiati in presenza di percolato ($\Phi_{p,0}$) con quelli ottenuti in acqua ($\Phi_{p,w}$); lo stesso confronto è dato per gli angoli residui equivalenti ($\Phi_{r,0}$ e $\Phi_{r,w}$). Dato che i valori degli angoli misurati su campioni testati in presenza di percolato risultano sempre di poco superiori a quelli misurati in acqua, i dati sperimentali da prove su

interfacce GM-GT in acqua possono essere assunti cautelativamente come rappresentativi dell'angolo di attrito di interfacce GM-GT non invecchiate in percolato, semplificando così le procedure sperimentali di laboratorio.

50 kPa peak				50 kPa residual		
Interface	$\phi_{p,w}$	$\phi_{p,0}$	$\phi_{p,0} / \phi_{p,w}$	$\phi_{t,w}$	$\phi_{t,0}$	$\phi_{t,0} / \phi_{t,w}$
GM – GT1	13.4	15.5	1.16	12.5	13.7	1.10
GM – GT2	12.3	13.7	1.11	12	13.1	1.09
GM _R – GT1	34.7	37.3	1.07	26.8	27.5	1.03
GM _R – GT2	31.9	31.3	0.98	28.1	28.1	1.00
200 kPa peak				200 kPa residual		
Interface	$\phi_{p,w}$	$\phi_{p,0}$	$\phi_{p,0} / \phi_{p,w}$	$\phi_{t,w}$	$\phi_{t,0}$	$\phi_{t,0} / \phi_{t,w}$
GM _S – GT1	12.6	14.6	1.16	9.8	11	1.12
GM _S – GT2	10	10.7	1.07	8.5	9.6	1.13
GM _R – GT1	31.6	32.5	1.03	20.5	21	1.02
GM _R – GT2	28.3	29.6	1.05	20.6	21.5	1.04
400 kPa peak				400 kPa residual		
Interface	$\phi_{p,w}$	$\phi_{p,0}$	$\phi_{p,0} / \phi_{p,w}$	$\phi_{t,w}$	$\phi_{t,0}$	$\phi_{t,0} / \phi_{t,w}$
GM _S – GT1	11.6	14.1	1.22	9.2	10.2	1.11
GM _S – GT2	9.5	10.1	1.06	8.1	8.6	1.06
GM _R – GT1	30.8	31.6	1.03	18	18.4	1.02
GM _R – GT2	27.4	29.6	1.08	18.5	18.8	1.02

Tabella 1 Equivalent friction angles at interfaces: comparison between non-aged geosynthetics tested in water and in leachate.

Angoli di attrito equivalenti all'interfaccia: confronto tra geosintetici non invecchiati testati in acqua e in percolato.

I risultati in Figura 4, ottenuti da prove di taglio diretto effettuate su interfacce depositate in percolato, mostrano che l'invecchiamento in percolato di geosintetici produce un miglioramento significativo della resistenza al taglio all'interfaccia GM-GT; un tipico andamento del rapporto tra resistenza al taglio e tensione verticale efficace, in funzione del tempo di invecchiamento in percolato, è mostrato in Figura 5 per l'interfaccia geomembrana liscia e geotessile. Un andamento dello stesso tipo è stato ottenuto per tutte le quattro interfacce testate; in particolare, l'angolo di attrito di picco e residuo di interfacce GM-GT, invecchiate in percolato per circa 9 mesi, sono confrontate in Tabella 2 con gli angoli di attrito di picco e residui ottenuti da prove su interfacce GM-GT, non invecchiate in percolato: è evidente che l'invecchiamento in percolato produce sempre un significativo incremento sia dell'angolo di picco che dell'angolo residuo.

Tale incremento sistematico è probabilmente dovuto alla presenza dei particolati chimici osservati sulla superficie delle geomembrane e sulla superficie e all'interno dei geotessili al momento del recupero degli stessi materiali dalla vasca del percolato.

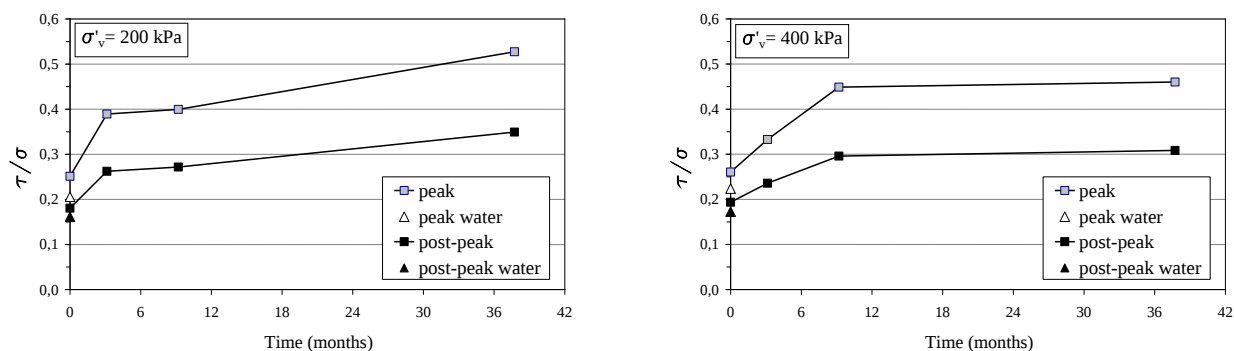


Figura 5 Trend of the ratios between peak or post-peak shear strength and vertical effective stress, versus ageing time in leachate was observed for smooth GM-GT interface.
Andamento del rapporto tra resistenza al taglio e tensione verticale efficace, in funzione del tempo di invecchiamento in percolato, per l'interfaccia geomembrana liscia e geotessile

Di fronte a questi dati così favorevoli, occorre tuttavia tener conto che l'invecchiamento dei geosintetici nella vasca di raccolta del percolato avviene senza nessuna tensione di sconfinamento e non riproduce esattamente l'invecchiamento delle interfacce in discarica.

Pertanto l'incremento della resistenza al taglio delle interfacce qui mostrato può essere considerato fondamentalmente come una tendenza e non come un parametro numerico di progetto.

In ogni caso, questi risultati sono di rilevante importanza dal momento che le analisi di stabilità delle discariche sono normalmente valutate assumendo parametri di resistenza al taglio delle interfacce ottenuti da prove in laboratorio su geosintetici non invecchiati in percolato, che forniscono quindi un risultato largamente cautelativo.

50 kPa peak				50 kPa residual		
Interface	$\phi_{p,0}$	$\phi_{p,276}$	$\phi_{p,276}/\phi_{p,0}$	$\phi_{r,0}$	$\phi_{r,276}$	$\phi_{r,276}/\phi_{r,0}$
GM _S – GT1	15.5	26.7	1.72	13.7	21.6	1.57
GM _S – GT2	13.7	23.9	1.74	13.1	19.1	1.46
GM _R – GT1	37.3	43.5	1.17	27.5	35.4	1.29
GM _R – GT2	31.3	40.2	1.29	28.1	38.9	1.38
200 kPa peak				200 kPa residual		
Interface	$\phi_{p,0}$	$\phi_{p,276}$	$\phi_{p,276}/\phi_{p,0}$	$\phi_{r,0}$	$\phi_{r,276}$	$\phi_{r,276}/\phi_{r,0}$
GM _S – GT1	14.6	24.2	1.66	11	16.5	1.50
GM _S – GT2	10.7	25.6	2.39	9.6	20.0	2.09
GM _R – GT1	32.5	37.8	1.16	21	34.7	1.65
GM _R – GT2	29.6	36.6	1.24	21.5	35.2	1.64
400 kPa peak				400 kPa residual		
Interface	$\phi_{p,0}$	$\phi_{p,276}$	$\phi_{p,276}/\phi_{p,0}$	$\phi_{r,0}$	$\phi_{r,276}$	$\phi_{r,276}/\phi_{r,0}$
GM _S – GT1	14.1	21.8	1.54	10.2	15.2	1.49
GM _S – GT2	10.1	23.8	2.36	8.6	15.5	1.81
GM _R – GT1	31.6	38.8	1.23	18.4	35.6	1.93
GM _R – GT2	29.6	39.4	1.33	18.8	39.1	2.08

Tabella 2 Equivalent friction angles at interfaces between non-aged geosynthetics and geosynthetics aged for 9 months in leachate.
Angoli di attrito equivalenti all'interfaccia tra geosintetici non invecchiati e geosintetici invecchiati per 9 mesi in percolato.

1.2.2 Temperatura

I processi di decomposizione che avvengono nei RSU in discarica producono un incremento della temperatura fino a raggiungere anche 70°C (Pereira et al., 2002). Dato che le variazioni di temperatura influenzano le proprietà dei geosintetici ed il contenuto d'acqua dell'argilla compattata, una delle questioni chiave riferita alla stabilità delle discariche sta nel comprendere quanto sia significativa la temperatura in discarica e in particolare la temperatura lungo il rivestimento, tenendo conto dei lunghi tempi di funzionamento del rivestimento.

L'influenza della temperatura sulla resistenza al taglio delle interfacce del rivestimento è stata indagata, presso l'Università degli Studi di Ancona, mediante un'apparecchiatura per il taglio diretto a temperatura controllata (cfr. Figura 6), dove l'apparato di taglio all'interfaccia è collocato in una scatola termicamente isolata; inoltre è utilizzata una cella di carico la cui risposta è indipendente dalla temperatura; per misurare la temperatura dell'aria (prove asciutte) o dell'acqua (prove sommerse) una termocoppia è installata molto vicino all'interfaccia ed un'altra è stata posizionata all'interno della scatola di taglio; un data logger, oltre a registrare ad intervalli di tempo stabiliti la forza di taglio, gli spostamenti verticale ed orizzontale e le temperature, provvede ad azionare i dispositivi di riscaldamento e raffreddamento della scatola termicamente isolata.

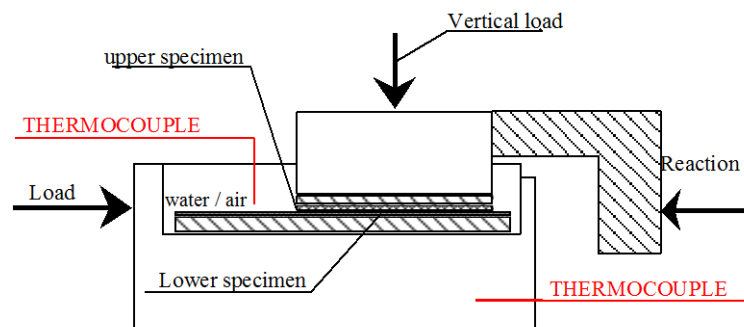


Figura 6 Temperature-conditioned direct shear apparatus.
Apparecchiatura per il taglio diretto a temperatura controllata.

Attualmente, sono state investigate le seguenti interfacce critiche:

- geotessile non tessuto su geomembrana in HDPE liscia;
- argilla compattata su geomembrana in HDPE liscia.

Le prove sono state eseguite sia in condizioni asciutte che in condizioni sommerse, ad una temperatura variabile da 0°C a 45°C e a tensioni verticali variabili da 50 a 300 kPa. Prima di effettuare ciascuna prova di taglio è stato atteso un tempo sufficiente al raggiungimento ed alla stabilizzazione della temperatura di prova.

In riferimento alla resistenza al taglio all'interfaccia tra argilla compattata e geomembrana liscia è stata osservata una costante tendenza della resistenza al taglio a diminuire all'aumentare della temperatura (cfr. Figura 7) sia in condizioni asciutte che in condizioni sommerse (cfr. Figura 8).

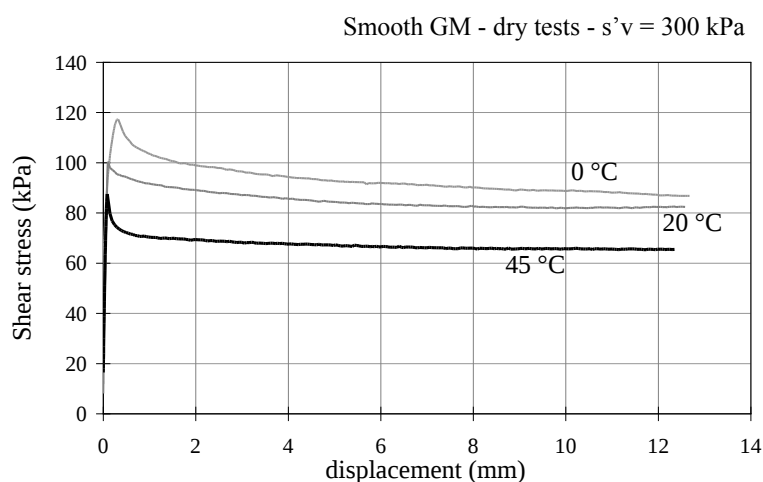


Figura 7 Shear resistance at the interface between a compacted clay and a smooth geomembrane in dry tests.
Resistenza al taglio all'interfaccia tra argilla compattata e geomembrana liscia, in prove asciutte.

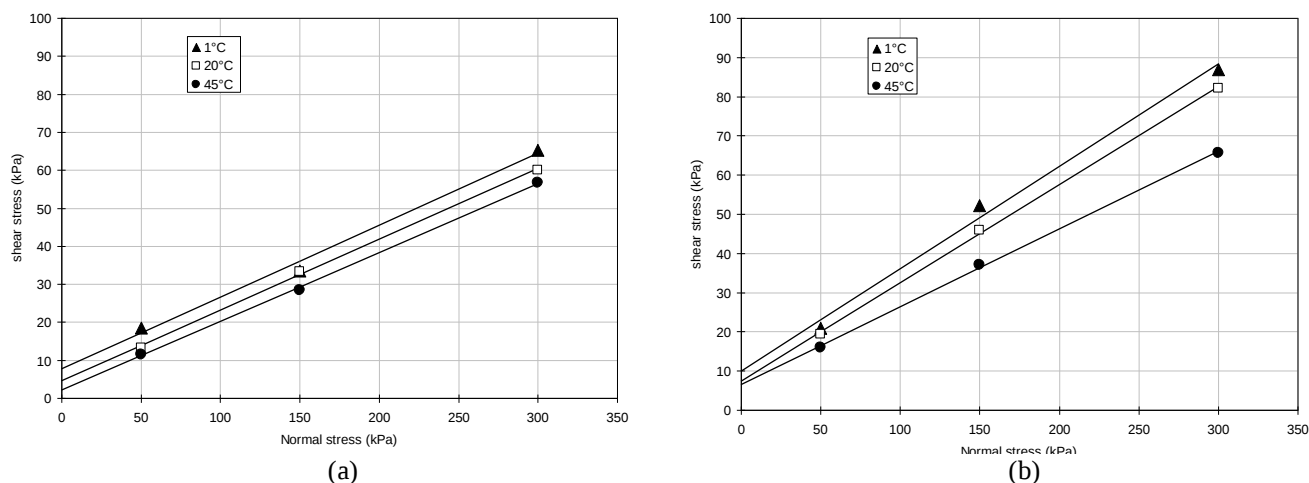


Figura 8 Residual shear envelope for smooth geomembrane-compacted clay interface at temperatures ranging from 0°C to 45°C in (a) submerged and (b) dry conditions.
Involuppi della resistenza al taglio residua all'interfaccia geomembrana liscia–argilla compattata, a temperatura variabile da 0 °C a 45 °C, in (a) condizioni sommerse e in (b) condizioni asciutte.

Tenendo conto che normalmente le prove di taglio diretto sono condotte a temperatura ambiente (20-23 °C), i parametri di resistenza al taglio delle interface misurati possono essere non cautelativi rispetto alle condizioni attese alla alte temperature, con la possibilità di rendere critica la stabilità dei rivestimenti compositi.

Per l'interfaccia tra geomembrana liscia e geotessile non sono state misurate significative differenze della resistenza al taglio tra quella a temperatura ambiente e quella alla massima temperatura di prova (cfr.

Figura 9); questo evidenzia che i risultati delle prove di taglio diretto normalmente effettuate a temperatura ambiente possono essere assunti come rappresentativi del comportamento delle interfacce GM-GT nei rivestimenti di fondo di discariche di RSU, dove possono generarsi temperature elevate.

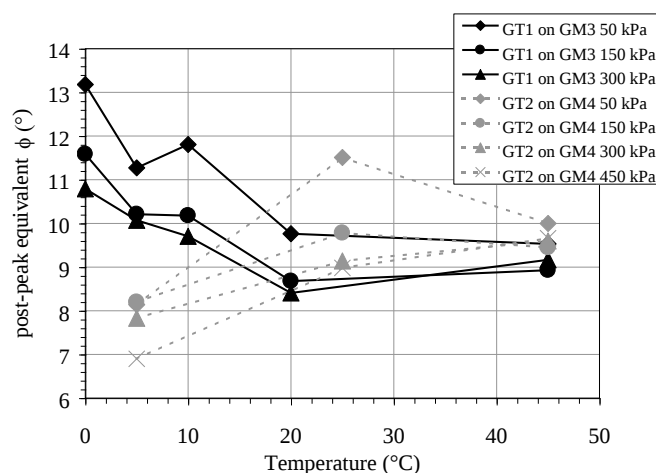


Figura 9 Influence of temperature on the residual equivalent friction angle at the interface between different geotextiles and geomembranes (Stella, 1998).
Influenza della temperatura sull'angolo di attrito equivalente residuo all'interfaccia tra diversi geotessile e geomembrane (Stella, 1998)

Al contrario la resistenza al taglio a basse temperature può essere significativamente diversa da quella misurata a temperatura ambiente: in alcuni casi si è osservato un incremento della resistenza al taglio, in altri un decremento, dipendente dai diversi materiali a contatto. Il comportamento del geotessile-geomembrana a basse temperature necessita di ulteriori ricerche, dal momento che potrebbe essere rilevante per la valutazione della stabilità dei sistemi di coperture, dove ci si aspetta che possano essere raggiunte basse temperature.

Tutti questi risultati chiaramente mostrano che l'influenza della temperatura sulla resistenza al taglio delle interfacce non può essere sottovalutata. Pertanto è necessario effettuare in laboratorio prove a differenti temperature, nell'intervallo di temperature che ci si attende in sito, al fine di definire correttamente i parametri di progetto da utilizzare nelle analisi di stabilità dei sistemi di rivestimento compositi e delle coperture.

1.2.3. Uso dei geocompositi bentonitici

1.2.3.1. Resistenza interna

Con riferimento ai problemi di stabilità, i geocompositi bentonitici (GCL) possono essere sinteticamente classificati in due categorie:

- senza rinforzo;
- con sistemi di rinforzo della resistenza interna.

Nei CGL non rinforzati i due geotessili entro cui è interposta la bentonite sono tenuti insieme dagli adesivi chimici che evitano la perdita della bentonite, generalmente idrosolubili per non interferire con l'idratazione della bentonite stessa.

In questo tipo di GCL, la resistenza interna è molto bassa, dal momento che corrisponde a quella della bentonite idratata.

Pertanto laddove occorre garantire più elevata resistenza al taglio, si ricorre a GCL rinforzati, mediante “cuciture” che collegano i due geotessili entro cui alloggia la bentonite. I diversi prodotti disponibili in commercio si differenziano per il tipo di “cucitura” adottato, e conseguentemente le resistenze al taglio interna dei diversi GCL risultano differenti.

A partire dalla prima ricerca sulla resistenza interna al taglio dei GCL di Daniel e Shan nel 1991, su tale argomento sono stati dati molti altri contributi. Di seguito, a tale riguardo, viene fornito una sintesi alcuni aspetti di natura fondamentalmente pratica..

La Figura 10 mostra un confronto delle curve sforzo-deformazione per tre tipi di GCL: non rinforzato, cucito e agugliato; è evidente come la resistenza interna dei GCL può variare al variare della tipologia.

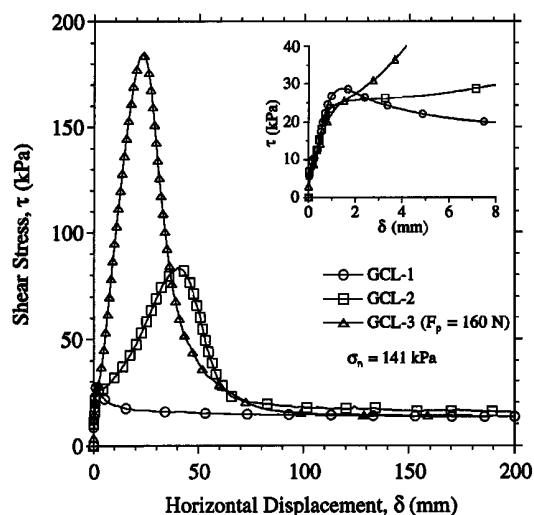


Figura 10 Comparison of stress-displacement behaviour for the three main types of GCL: unreinforced (GCL-1), stitch-bonded (GCL-2) and needle-punched (GCL-3).
Curve sforzo-deformazione per tre principali tipi di GCL: non rinforzato (GCL-1), cucito (GCL-2) e agugliato (GCL-3)

Per bassi spostamenti (minori di 1 mm), i diversi prodotti mostrano incrementi confrontabili dello sforzo di taglio con lo spostamento orizzontale (mostrato in dettaglio nel riquadro in alto a destra della Figura 10). Per spostamenti superiori ad 1 mm, le curve divergono, non appena la resistenza dei rinforzi inizia ad essere mobilitata. Dopo aver raggiunto il picco dello sforzo di taglio, la resistenza per tutte le tipologie decresce verso lo stesso valore residuo, che essenzialmente dipende dalla bentonite. In particolare, Fox et al. (1990) ha osservato che, nella rottura dei GCL cuciti, i punti di cucitura di rinforzo lacerano il geotessile superiore.

Da un punto di vista pratico, è evidente che, con riferimento ai tre CGL testati, i GCL agugliati esibiscono le migliori prestazioni (cfr. Figura 11). In particolare, gli inviluppi a rottura delle due resistenze al taglio più alte si riferiscono a due GCL agugliati con due diverse resistenze alla peeling test (*peel strengths*). È interessante notare che la resistenza interna di picco aumenta all'aumentare della *peel strength*. Pertanto, la tale parametro può essere assunto come un reale indice della resistenza interna al taglio dei GCL. La resistenza di picco dei GCL cuciti è stata osservata dipendere dalla direzione di taglio (Fox et al., 1998). In particolare, quando lo sforzo di taglio è applicato nella direzione “standard”, le cuciture si chiudono e la rottura avviene quando i punti di cucitura lacerano il geotessile cucito (cfr. Figura 12); quando lo sforzo di taglio è applicato nella direzione “reverse”, le cuciture progressivamente si aprono e la resistenza di picco si riduce drasticamente, fino a circa la metà.

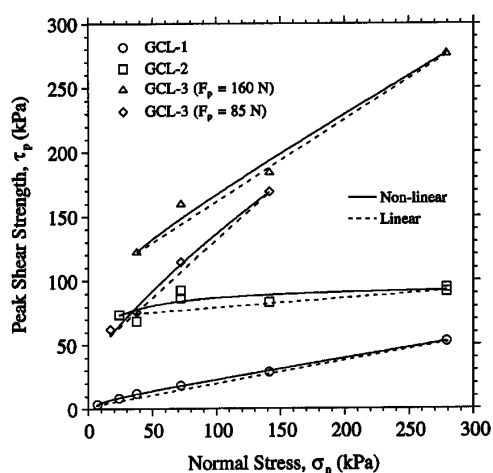


Figura 11 Shear strength failure envelopes refer to four different GCLs.
Inviluppi della resistenza al taglio riferiti a quattro differenti tipi di GCL

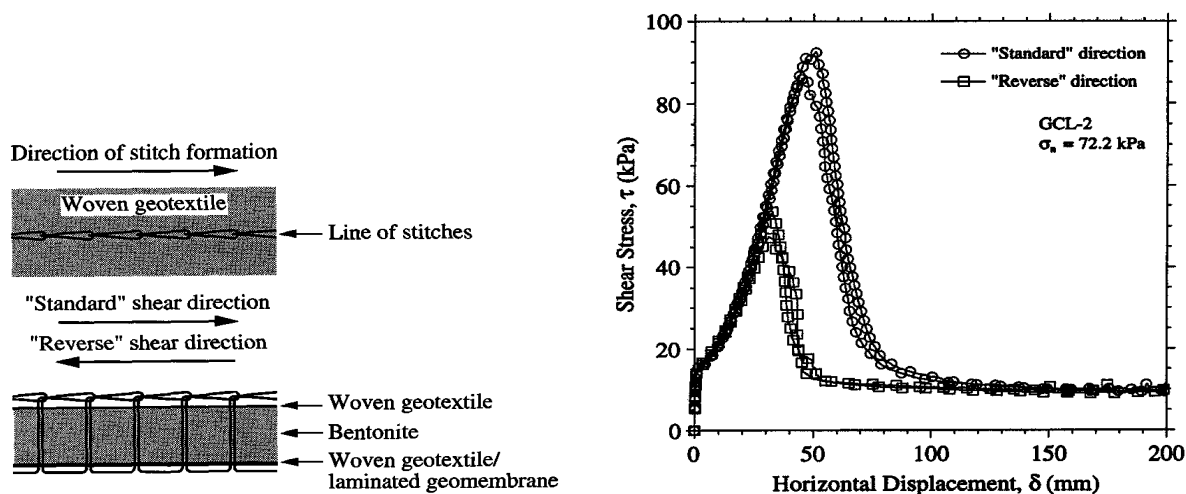


Figura 12 Stress-displacement curves for stitched GCL sheared in “standard” and “reverse” directions.
Curve sforzo-deformazione di GCL cuciti testati con sforzo di taglio è applicato nella direzioni “standard” e “reverse”.

Quindi, in sito il posizionamento di GCL cuciti richiede una attenta supervisione.

1.2.3.2. *Resistenza all'interfaccia GCL - geomembrana*

Da quando la maggior parte dei GCL sono accoppiati alle geomembrane a formare rivestimenti compositi e coperture, è fondamentale analizzare le resistenze al taglio delle interfacce GM-GCL, con riferimento al problema della stabilità. Infatti, se confrontiamo la resistenza interna a taglio di un GCL rinforzato con agugliature con la resistenza al taglio dell'interfaccia dello stesso GCL accoppiato con geomembrana liscia o rugosa (Figura 13), si osserva che l'interfaccia GM liscia – GCL dà una resistenza al taglio molto bassa, generalmente molto simile, o a volte minore, della resistenza interna al taglio di un GCL non rinforzato (Gilbert et al., 1996; Stella, 1998). Pertanto non ha senso accoppiare GCL rinforzati con geomembrane lisce, laddove possono esistere problemi di stabilità.

D'altro canto, si è generalmente trovato che l'utilizzo di geomembrane rugose assicura resistenze al taglio all'interfaccia superiori, che in alcuni casi, sono simili alla resistenze interne a taglio dei GCL rinforzati.

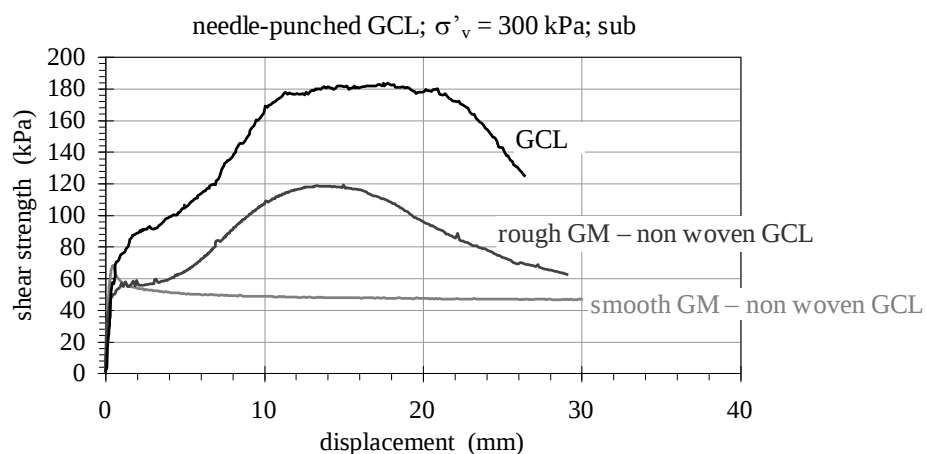


Figura 13 Internal shear strength of a needle-punched reinforced GCL and interface shear strength between the same GCL and a smooth and a rough geomembrana (Stella, 1998)
Confronto tra la resistenza interna a taglio di un GCL rinforzato con agugliature con le resistenze al taglio dell'interfaccia dello stesso GCL accoppiato con geomembrana liscia o rugosa (Stella, 1998)

Anche il tipo di geotessile (tessuto o non tessuto) del GCL a contatto con la geomembrana gioca un ruolo sulla resistenza all'interfaccia. Triplett e Fox (2001) hanno eseguito prove su interfacce ottenute accoppiando i due lati del GCL rinforzato agugliato con tre differenti geomembrane (liscia, a tessitura laminata e a tessitura estrusa). La sintesi dei loro risultati è mostrata in Figura 14.

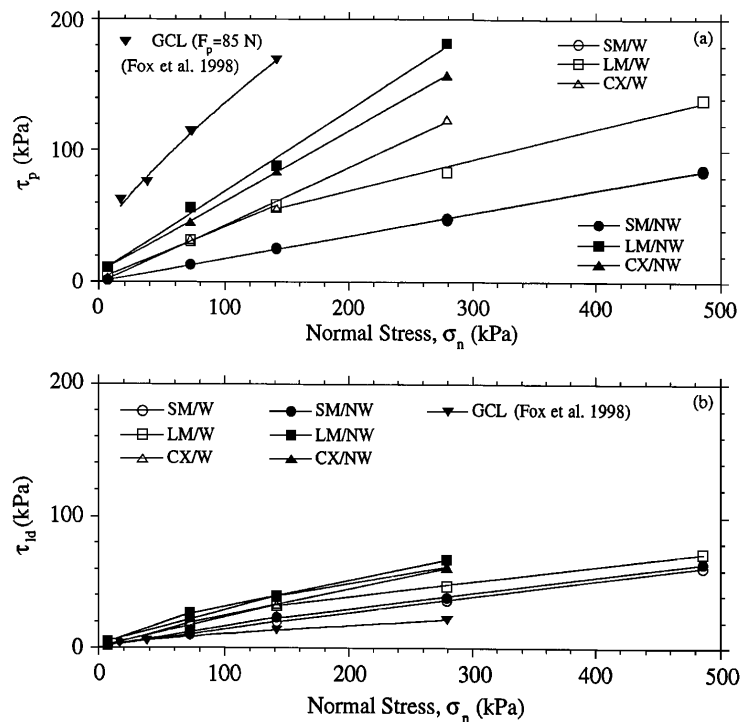


Figura 14 Failure envelopes for: (a) peak shear strength; (b) large displacement shear strength (Triplett & Fox, 2001)
 Involuppi a rottura per: (a) resistenza al taglio di picco; (b) resistenza al taglio ad elevati spostamenti (Triplett & Fox, 2001).

È possibile osservare che:

- la resistenza al taglio delle interfacce con geomembrana liscia è sempre la più bassa e indipendente dal lato del GCL;
- la resistenza al taglio dell'interfaccia tra GCL e geomembrana a tessitura laminata è più alta di quella con la geomembrana a tessitura estrusa;
- per entrambe le tessiture delle geomembrane, il lato non tessuto del GCL produce interfacce con resistenza al taglio più elevata.

1.2.3.3. Considerazioni finali

Per quanto riguarda la resistenza interna al taglio:

- la resistenza al taglio residua può essere scelta nel progetto quando vengono usati GCL non rinforzati, dal momento che la resistenza di picco si sviluppa per spostamenti molto bassi; inoltre le differenze della resistenza al taglio al picco e residua sono molto ridotte;
- la resistenza al taglio di picco dovrebbe essere usata in progetto con GCL rinforzati, applicando un adeguato coefficiente di sicurezza;
- allo stato attuale, GCL rinforzati con agugliature danno resistenze interne al taglio di picco più alte dei GCL rinforzati con cuciture.

Per quanto riguarda le interfacce GCL-GM

- utilizzare GCL rinforzato accoppiato con geomembrana liscia equivale ad utilizzare GCL non rinforzati;
- la maggiore resistenza al taglio all'interfaccia è ottenuta accoppiando geomembrane ruvide con il lato non-tessuto dei GCL.

1.3. *CONSIDERAZIONI E CONTRIBUTI SULLA INFLUENZA DELLE MODALITÀ DI PROVA SUI RISULTATI*

I parametri di progetto per le analisi di stabilità dei sistemi di rivestimento compositi sono in genere valutati tramite prove di laboratorio effettuate su campioni di piccole dimensioni (300 x 300 mm, in accordo con ASTM D5321); frequentemente, campioni di dimensioni minori sono sottoposti a prova per scopi sia di ordine pratico che di ricerca (Tabella 3), principalmente quando le prestazioni delle interfacce devono essere studiate sotto delle pressioni verticale molto elevate.

Type of test	Sample size	references
Lab	6 x 6 cm up to 14 x 14 cm	Most of references
	30 x 30 cm	Filtz et al., 1996
	29 x 43 cm	Gilbert et al., 1996
	40.6 x 106.7 cm	Fox et al., 1998
In situ	1.2 x 2.4 m	Pasqualini et al., 2002
	9 x 20 m 9 x 29 m	Daniel et al., 1998

Tabella 3 Laboratory and in situ tests on interface shear strength.
Prove di laboratorio ed in situ sulla resistenza a taglio all'interfaccia.

Per verificare se i dati sperimentali ottenuti in laboratorio sono rappresentativi delle prestazioni in sito dei sistemi di copertura compositi, sono state eseguite prove in vera grandezza da Daniel et al. (1998). È stato evidenziato che i risultati di prove di taglio diretto eseguite in laboratorio si accordano bene con quanto osservato in campo, fornendo valido strumento alle procedure di progettazione correnti per stimare la stabilità dei sistemi di rivestimento. I risultati di Daniel et al. (1998) sono rilevanti per i sistemi di copertura e potrebbero non essere pienamente rappresentativi delle prestazioni dei sistemi di rivestimento di fondo e delle scarpate, dove le tensioni normali agenti su una potenziale superficie di scorrimento sono superiori di molto a quelle applicate sulle coperture.

Inoltre, quando i terreni di fondazione del fondo e delle scarpate della discarica sono dotati di asperità, potrebbe essere importante conoscere l'influenza delle discontinuità del terreno di fondazione sulla resistenza al taglio all'interfaccia dei sistemi di rivestimento compositi. Con questo scopo, è stata progettata un'apparecchiatura capace di valutare in sito prove di taglio su interfacce di 120 x 240 mm,

sotto pressioni verticali superiori a 130 kPa. Uno schema semplificato della strumentazione è mostrato in Figura 15.

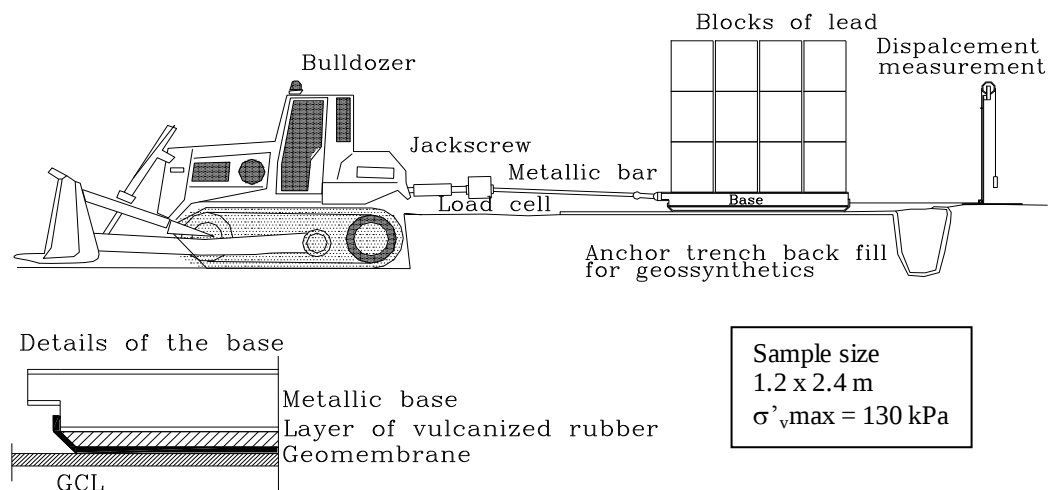


Figura 15 Scheme of the equipment for large scale in situ shear tests on interfaces (Fiorini 2000, Margiotta 2001)
 Schema dell'apparecchiatura per le prove di taglio diretto all'interfaccia in larga scala in sito (Fiorini, 2000, Margiotta, 2001)

Il bulldozer sta fermo e funge unicamente da contrasto; lo sforzo di trazione è fornito dal martinetto idraulico (jackscrew) ed è misurato dalla cella di carico (load cell). La pressione verticale agente sull'interfaccia è applicata mediante una piastra zavorrata con dei blocchi di piombo. Lo spostamento relativo dei geosintetici che compongono l'interfaccia è misurato mediante una coppia di cavi, uno di acciaio collegato alla base della piastra zavorrata solidale e l'altro con il geosintetico inferiore.

Le prove sono state effettuate nel sito della discarica di interesse, con lo scopo principale di studiare le prestazioni delle interfacce ivi già posizionate in passato; con il duplice scopo di progettare ulteriori ampliamenti sulla discarica esistente e di studiare l'influenza delle scabrosità della superficie del terreno di fondazione in sito sulla resistenza a taglio delle interfacce.

Nelle Figura 16 e Figura 17 è mostrato il confronto tra i risultati ottenuti in laboratorio da prove di taglio diretto e i risultati di prove in sito, rispettivamente per le interfacce geomembrana liscia – geotessile e geomembrana – GCL. Per entrambe le interfacce, i risultati delle prove di taglio diretto effettuati su campioni di piccole dimensioni hanno dato parametri di progetto cautelativi, rispetto ai risultati ottenuti in sito con campioni di grandi dimensioni.

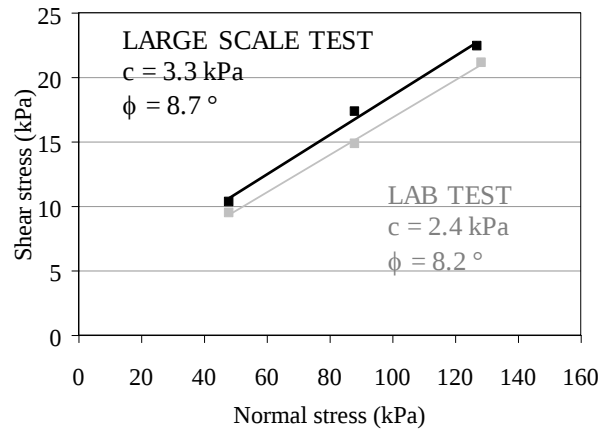
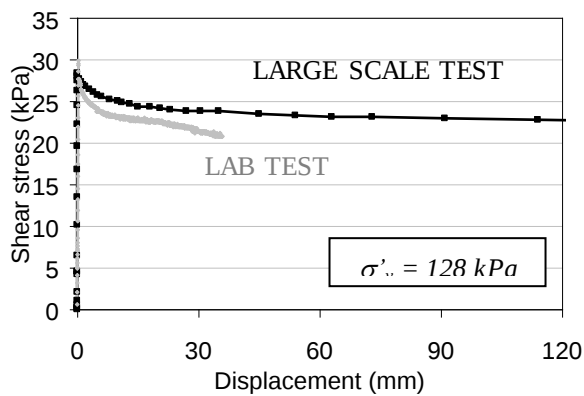


Figura 16 Smooth geomembrane – non woven geotextile interface: comparison between laboratory direct shear test and in situ large scale test (dry conditions)
Interfaccia geomembrana liscia – GCL (lato non tessuto): confronto tra prove di taglio diretto in laboratorio e prove in larga scala in situ (condizioni asciutte).

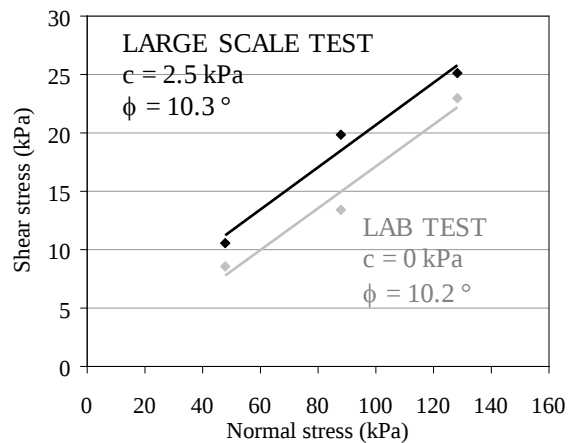
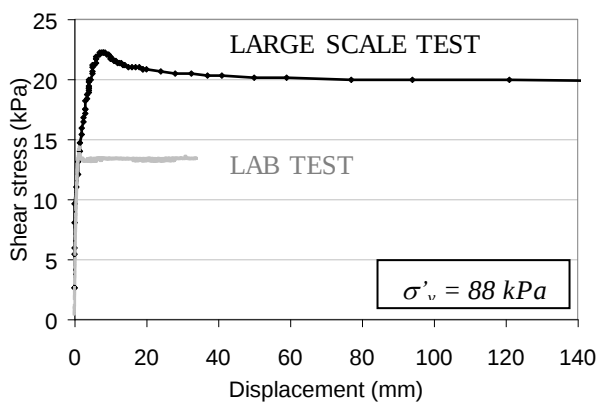


Figura 17 Smooth geomembrane – GCL(non woven side) interface: comparison between laboratory direct shear test and in situ large scale test (wet conditions).
Interfaccia geomembrana liscia – GCL (lato non tessuto): confronto tra prove di taglio diretto in laboratorio e prove in larga scala in situ (condizioni sommerse).

Più complessa è la interpretazione dei risultati riguardanti l'interfaccia tra geomembrana ruvida e GCL; il confronto mostrato in Figura 18 evidenzia che nel caso in esame è necessario porre molta attenzione nel selezionare i parametri di progetto da introdurre nelle analisi di stabilità. Infatti, a parità di spostamento, gli angoli di attrito secanti da prove di laboratorio sono minori di quelli da prove in sito. Pertanto le valutazioni dei parametri di resistenza al taglio delle interfacce basate su prove di laboratorio di taglio diretto dovrebbero essere cautelative. Al contrario, si potrebbe evidenziare che le prove di taglio in situ su tali interfacce mostrano che sono stati necessari spostamenti relativi elevati (che sono improbabili o addirittura impossibili da riprodurre in laboratorio) per avere una misura attendibile della resistenza al taglio residua; questo risultato, se confermato da ulteriori ricerche su tale argomento, potrebbe mettere in

discussione i risultati ottenuti da prove di taglio diretto in laboratorio; sono comunque necessarie ulteriori ricerche su tale argomento.

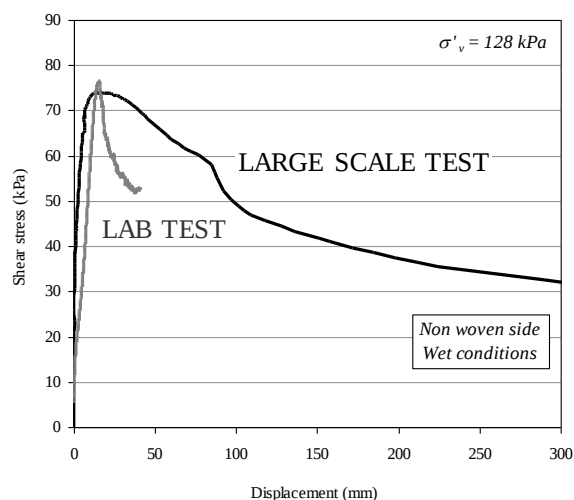


Figura 18 Rough geomembrane – GCL(non woven side) interface: comparison between laboratory direct shear test and in situ large scale test (wet conditions).
Interfaccia geomembrana ruvida – GCL (lato non tessuto): confronto tra prova di taglio diretto in laboratorio e prova in larga scala in sito (condizioni sommerse)

Va comunque precisato che nel caso di interfaccia tra GM ruvida e GCL è stato osservato che, sotto i maggiori carichi verticali applicati, la rottura è avvenuta non all'interfaccia, ma per strappo del geotessile non tessuto. Questo tipo di rottura è probabilmente dovuta alla penetrazione delle asperità della geomembrana ruvida del geotessile non tessuto del GCL.

Ciò è un'ulteriore dimostrazione dell'importanza del tipo di geotessile utilizzato nel GCL per assicurare la stabilità dei sistemi di rivestimento compositi sotto elevate pressioni verticali.

In conclusione, sulla base dei sopracitati risultati e da altri dati di letteratura è stato evidenziato che i dati ottenuti da prove in laboratorio di taglio diretto non sono significativamente influenzati dalla dimensione del campione, quando vengono sottoposti a prova geosintetici con tessitura fine omogenea, come geotessili e GCL.

Le prove in sito effettuate su campioni di grandi dimensioni non hanno lo scopo primario di verificare l'influenza delle dimensioni del campione sui dati sperimentali, ma sebbene quello di riprodurre le condizioni ambientali attese in sito (per esempio la bagnatura come mostrato da Daniel et al.,1998) e di studiare l'influenza delle discontinuità della superficie del terreno di fondazione locale sulle prestazioni delle interfacce.

1.4. MIGLIORAMENTO DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DELLE INTERFACCE GEOMEMBRANA – ARGILLA COMPATTATA

L'interfaccia geomembrana – argilla compattata è considerata una delle più critiche, dal momento che può ridurre la propria resistenza al taglio in conseguenza dell'aumento del contenuto d'acqua dell'argilla compattata all'interfaccia. Tale aumento può avvenire sia durante la costruzione che durante la vita della discarica. Per esempio, la discarica di Kettleman Hills (Mitchell et al., 1990; Seed et al., 2000) e le rotture “French” (Ouvry et al., 1995) possono essere riferite in parte ad un aumento del contenuto d'acqua dell'argilla a contatto con la geomembrana liscia, con una significativa diminuzione della resistenza al taglio di tale interfaccia.

L'influenza della bagnatura sulla resistenza al taglio dell'interfaccia argilla compattata – geomembrana liscia è elevata, come mostrato in Figura 19, dove la resistenza a taglio della stessa interfaccia è messa in relazione con le condizioni di bagnatura (asciutte e sommerse).

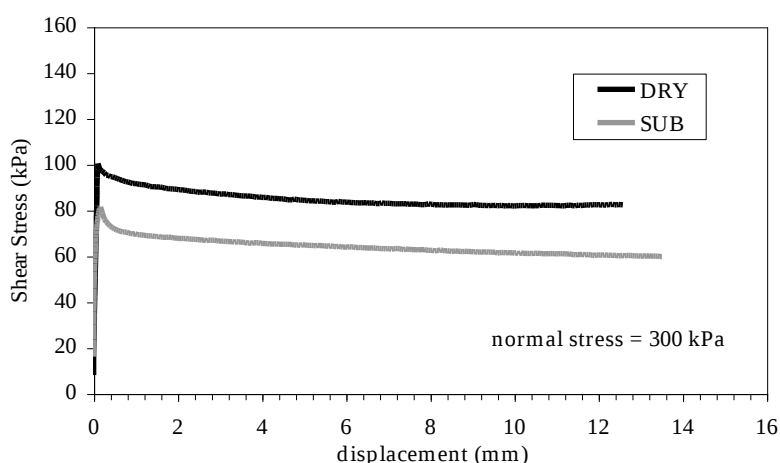


Figura 19 Smooth geomembrane – compacted clay interface: shear resistance as a function of the wetting conditions.
Interfaccia geomembrana ruvida – argilla compattata: resistenza al taglio in funzione delle condizioni di bagnatura.

A partire da questo problema, la possibilità di migliorare le prestazioni di tale interfaccia è stata studiata da Pasqualini & Stella (1996); hanno evidenziato un significativo incremento della resistenza a taglio mediante la stesura di piccole quantità di polvere di cemento ($100\text{-}200\text{ g/m}^2$) tra l'argilla compattata e la geomembrana liscia (Figura 20). In particolare, la resistenza al taglio dell'interfaccia in condizioni sommerse è molto simile a quella in condizioni asciutte.

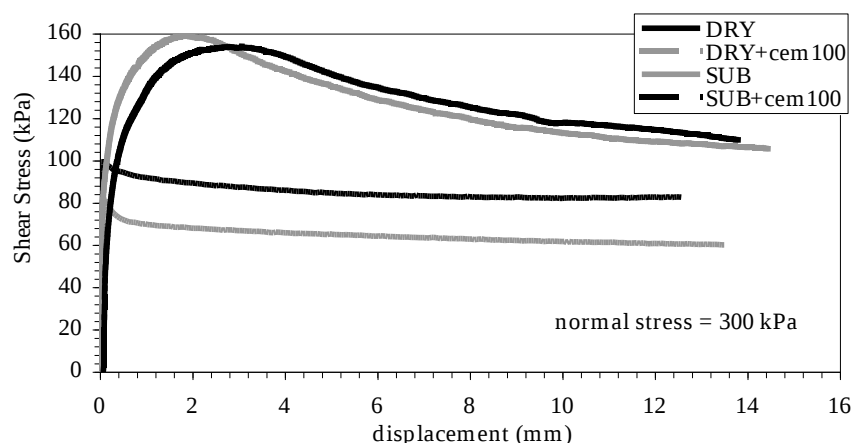


Figura 20 Smooth geomembrane – compacted clay interface: influence of the cement powder on the shear resistance.
Interfaccia geomembrana ruvida – argilla compattata: influenza della polvere di cemento sulla resistenza al taglio.

Pertanto, quando geomembrane lisce sono combinate con argille compattate, questo espediente è una soluzione per scongiurare il pericolo associato alla bagnatura e per aumentare la resistenza al taglio all'interfaccia. È necessario sottolineare che non è necessario miscelare cemento con argilla compattata, ma è sufficiente stendere la polvere di cemento sulla superficie dell'argilla compattata prima di disporre la geomembrana liscia. Questa è una soluzione molto semplice ed economica.

Recentemente la ricerca (Cartaro, 1998) è stata estesa alle interfacce tra argilla compattata e geomembrane ruvide. I risultati riassunti in Figura 21 mostrano che la polvere di cemento è efficace solo nel caso di geomembrana liscia, dal momento che produce un livello di cemento idratato all'interfaccia che è praticamente lo stesso sia per la GM liscia che per la GM ruvida (dopo la prova le asperità dei campioni di geomembrana sono completamente riempite dal cemento idratato).

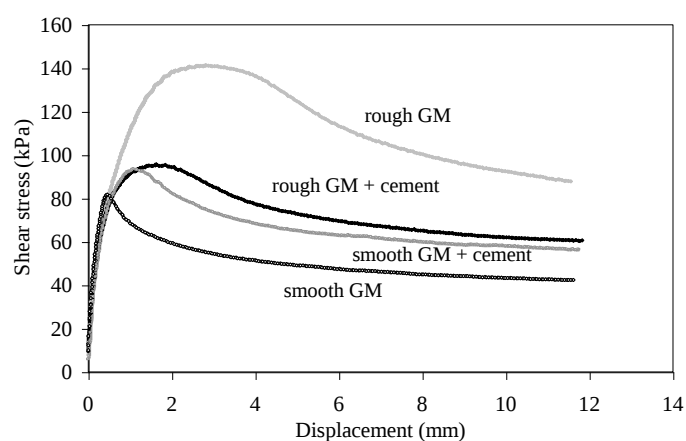


Figura 21 Geomembrane – compacted clay interface: influence of the cement powder on the shear resistance for smooth and rough geomembrane.
Interfaccia geomembrana– argilla compattata: influenza della polvere di cemento sulla resistenza al taglio delle geomembrane .liscia e ruvida.

In conclusione, per migliorare la stabilità dell'interfaccia GCL-CC, può essere raccomandato stendere polvere di cemento all'interfaccia, un tale tipo di intervento è sicuramente efficace particolarmente nel caso di geomembrana liscia.

1.5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

A completamento di questa prima parte si riportano alcune considerazioni.

I risultati mostrati sono molto rassicuranti con riferimento ad alcuni aspetti riguardanti la stabilità dei rivestimenti delle discariche controllate.

- L'invecchiamento dei geosintetici nel percolato migliora significativamente la resistenza al taglio delle interfacce tra geomembrana liscia e geotessile non tessuto, incrementando così il fattore di sicurezza con il tempo lungo tale interfaccia critica.
- I GCL rinforzati con agugliature assicurano una elevata resistenza interna al taglio e un'elevata resistenza al taglio all'interfaccia, quando sono accoppiati con geomembrane ruvide, preferibilmente dal lato non tessuto.
- Le prove di taglio diretto eseguite in laboratorio risultano essere rappresentative delle prestazioni in sito delle interfacce geotessile – geomembrana – argilla compattata o GCL-geomembrana – argilla compattata.
- La resistenza al taglio dell'interfaccia geomembrana–argilla compattata può essere migliorata utilizzando geomembrane ruvide o, nel caso di geomembrana liscia, utilizzando polvere di cemento.
- L'utilizzo di miscele compattate terreno-cemento permette la costruzione di barriere artificiali su scarpate ad elevata pendenza.

A fronte di questi risultati positivi, rimangono alcune problematiche critiche riferite in particolare all'impatto della temperatura sulla resistenza al taglio.

BIBLIOGRAFIA

- Adaska, S.W. 1985. Soil-Cement liners. *Hydraulic Barriers in Soil and Rock*, ASTM STP874, 299-313.
- Barbosa-Cruz, E.R., Tatsuoka, F. 1999. Effects of stress state during curing on stress-strain behavior of cement-mixed sand. *Proc. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Balkema, 509-516.
- Bellezza, I., Fratalocchi, E., Pasqualini, E. 1995. Compacted mixtures of clay and cement. *Proc. XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Copenhagen, 2.19.
- Bellezza, I. 1996. Strength and permeability of natural soil mixed with cement. Ph.D. Thesis, University of Ancona, Italy (in Italian).
- Bellezza I., & Pasqualini, E. 1997. Hydraulic performance of soil-cement liners. *Proc. Geoenvironment '97*, Melbourne, Balkema, Rotterdam, 271-276.
- Bouazza, A. 1998. Clay-polypropylene geomembrane interface friction. *Proceedings of the Third International Congress on Environmental Geotechnics*, Lisbon, Balkema, Rotterdam.
- Brandl, H. 1992. Material liners for hazardous waste containment. *Geotechnique* 42, 1, 57-65.
- Bray J.D. & Rathje E.M. (1998) Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 3, 242-253.
- Broderick G.P., & Daniel D.E. 1990. Stabilizing Compacted Clay against Chemical Attack. *Journal of Geotechnical Engineering* 116, 10, 1549-1567.
- Cartaro, S. 1998. Issues about interface shear resistance of composite liners used in waste landfills. M.Sc. Thesis, University of Ancona, Italy, (in Italian).
- Cartaro, S. et al. 2002. Interface shear strength between geomembranes and geotextile aged in leachate. Submitted to XXI Italian Geotechnical Conference, (in Italian).
- Cesarini, S. 1998. Design of an embankment made of compacted mixture of clay and cement. M.Sc. Thesis, University of Ancona, Italy (in Italian).
- Claire, K.E., Sherwood, P.T. 1954. The effect of inorganic matter on the setting of soil-cement mixtures. *Journal of Applied Chemistry*, 4, 625-630.
- Consoli, N.C., Prietto, P.D., Ulbrich, L.A. 1998. Influence of fiber and cement addition on behaviour of sandy soil. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124 (12), 1211-1214.
- Daniel, D.E., Benson, C.H. 1990. Water content – density criteria for compacted soil liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116, 12, 1811-1830.
- Daniel, D. E., Shan, H. Y., and Anderson, J. D. 1993. Effects of partial wetting on the performance of the bentonite component of a geosynthetic clay liner. *Proc., Geosynthetics'93*, Industrial Fabrics Assn. Int., St. Paul, Minn., 3, 1483-1496.
- Daniel, D.E. 1993a. Clay liners. *Geotechnical Practice for Waste Disposal*, D.E. Daniel Ed., 137-163.
- Daniel, D.E. 1993b. Landfills and in-poundments. *Geotechnical Practice for Waste Disposal*, D.E. Daniel Ed., 97-136.
- Daniel, D., Koerner, R., Bonaparte, R., Landreth, R., Carson, D., and Scranton, H., 1998 Slope Stability of Geosynthetic Clay Liner Test Plots. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ASCE, 124(7), 628-637.
- Dembicki, E. et al. 1998. Frictional reliability of textured geomembranes. *Proceedings of the Third International Congress on Environmental Geotechnics*, Lisbon, Balkema Rotterdam
- Diamond, S., White, J.L., Dolch, W.L. 1964. Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attack. *Proc. XII National Conference on Clay and Clay Minerals*, Pergamon Press, N.Y., 359-379.
- Eades, J.L. 1962. Reactions of Ca(OH)_2 with clay minerals in soil stabilisation. Ph.D. Thesis, University of Illinois.
- Eid H.T., Stark T.D., Evans W.D., Sherry P.E. (2000) Solid waste failure. I: Waste and foundation properties. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(5), 397-407.

- Fentini R. 2002. Improvements in the design of compacted mixtures of soil and cement. M.Sc. Thesis, University of Ancona, Italy, (in Italian).
- Filz G.M., Esterhuizen J.J.B., Duncan J.M. (2001) Progressive failure of lined waste impoundments. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 27, No. 10, 841-848.
- Fiorini F. 2000. Design of a device for large scale in situ direct shear tests to evaluate the performance of composite liners. M.Sc. Thesis, University of Ancona, Italy, (in Italian).
- Ford, C.M., Moore, R.K., Hajek, B.F. 1982. Reaction products of lime treated southeastern soils. Transportation Research Record n.839, National Research Council, Washington.
- Fox P.J., Rowland M.G. & Scheithe J.R. (1998) Internal shear strength of three geosynthetic clay liners. *J. of Geotechnical Engineering*, ASCE, 124 (10): 933-944.
- Fratallocchi E. 2002. Hydraulic performance of GCLs with different stress history. 4th International Congress on Environmental Geotechnics, Rio de Janeiro.
- Gilbert, R. B., Fernandez, F., and Horsfield, D. W. 1996. Shear strength of reinforced geosynthetic clay liner. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 122(4), 259-266.
- Gilbert R.B., Wright S.G. and Liedtke E. (1998) Uncertainty in back analysis of slopes: Kettleman Hills case history. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 12, 1167-1176.
- Koerner, R.M. 1998 Manufacturing of Geosynthetic Clay Liners. *Geo-Bento '98*, Paris, France.
- Koerner, R.M. 2000. Emerging and future development of selected geosynthetic applications. 32nd Terzaghi Lecture, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, Vol. 126, n.4, 293-306.
- Lake, C. B., Rowe R. K. 2000. Swelling characteristics of needlepunched, thermally treated geosynthetic clay liners. *Geotextiles and geomembranes*, 18, 77-101.
- Ling H.I. and Leshchinsky D. (1997) Seismic stability and permanent displacement of landfill cover systems. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 2, 113-122.
- Little, D.N. 1987. Fundamentals of the stabilization of soils with lime. National Lime Association, Arlington, Virginia, Bulletin 332.
- Manassero, M., Pasqualini, E., Veggi, S. 1994. Stability of compacted clay liners at landfill sidewalls. Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, 1587-1590.
- Margiotta, S. 2001. Large scale in situ direct shear test to evaluate the performance of composite liners. M.Sc. Thesis, University of Ancona, Italy, (in Italian).
- Matasovic N. & Kavazanjian E. Jr. (1998) Cyclic characterization of OII landfill solid waste. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 3, 197-209.
- Mathicard, Y., Delmas, P., Soyeux, B. Ad Mathieu, M. 1991 Stability of Lining System on Slopes, Proc. III International Symposium, Sardinia '91, Italy.
- Mesri, G. and Olson, R.E. 1971. Mechanisms controlling the permeability of clays. *Clays and Clay Minerals*, 19(3), 151-158.
- Mitchell, J.K., Hooper, D.R., Campanella, R.G. 1965. Permeability of compacted clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 91, 4, 41-65.
- Mitchell, J.K. and Raad, L. 1973. Control of volume changes in expansive earth materials. Proc. Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction, Federal Highway Administration, Washington.
- Mitchell, J. K., Seed, R. B. and Seed, H. B. (1990) Kettleman Hill waste Landfill Slope Failure. I: Liner-System Properties, *J. of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116,4: 647-668.
- Mitchell J.K. & Mitchell R.A. (1991) Stability of landfills. Proc. XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, Torino, Italy.
- Morochnik V., Bardet J.P., Hushmand B. (1998) Identification of dynamic properties of OII landfill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 3, pp. 186-196.
- Negussey, D., Wijewickreme, W.K. D. and Vaid, Y. P. 1989 Geomembrane Interface Friction, *Canadian Geotech. Journal*, 26: 165-169.

- O'Rourke, T. D., Druschel, S. J. And Natrevali, A.N. 1990. Shear Strength Characteristics of Sand-Polymer Interfaces, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(3) 451-469.
- Ouvry, J.F. et al. 1995. Back analysis of a slide in a waste storage centre. *Recontres '95*, 148-152.
- Pasqualini, E., Roccato, M. and Sani, D. 1993a. Shear Resistance at the Interface of Composite Liners, *Proc. IV International Symposium, Sardinia '93*, Italy.
- Pasqualini, E., Roccato, M. and Sani, D. 1993b. Factors Influencing Geomembrane Interface Friction, *Proc. International Symposium on Geotechnics Related to the Environment-Green '93*, Bolton UK.
- Pasqualini E., Roccato M., Sani D., Stella M., 1994. Composite liners interface shear resistance versus temperature. *Proc. V Int. Conf. geotextile geomembranes and related products*, Singapore.
- Pasqualini, E., Roccato M., Stella M., 1996. Composite liners – Improvements of interface shear resistance. *Second International Congress on Environmental Geotechnics*, Osaka, Japan, Novembre 1996, 591-596.
- Pasqualini, E., Bellezza, I., Manassero, M., Veggi, S. 1996. Design and construction of the main hazardous waste landfill in Italy. Recent major case histories in environmental geotechnics, *Civil Engineering European Courses*, Paris, February 1996, 129-144.
- Pasqualini, E., Stella, M., 1999. Experimental research on stability problem related to the use of GCL in composite liners. *XX National Geotechnical Conference*, Italy (in Italian).
- Petrov, R.J., Rowe, R. K., 1997. Geosynthetic clay liner (GCL)-chemical compatibility by hydraulic conductivity testing and factors impacting its performance. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 863-885.
- Petrov, R.J., Rowe, R. K., Quigley, R. M. 1997a. Selected factors influencing GCL hydraulic conductivity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ASCE, 123(8), 683-695.
- Piccioni, R. 1999. Particular aspects about interface shear resistance of composite liners. M.Sc. Thesis , University of Ancona, Italy, (in Italian).
- Reynolds R.T. (1991) Geotechnical field techniques used in monitoring slope stability at a landfill. *Proc. Field Measurement in geomechanics*, G. Sorum Ed., Balkema, Rotterdam, 883-891.
- Rowe R. K. 1998. Landfills for solid and liquid wastes: Some remaining questions. *Proceedings of the Third International Congress on Environmental Geotechnique*, Lisbon, Published by A.A. Balkema, Rotterdam.
- Rowe R.K. (1998) Landfills for solid and liquid waste: some remaining questions. *Proc. III ICEG*, Lisbon, 1247-1255.
- Seed B. R., Mitchell J. K. & Seed H. B. (1990). Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure. II: Stability Analyses. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 116 4:669-689.
- Seed B. R. and Boulanger, R. W. 1991. Smooth HDPE-Clay Liner Interface Shear Strengths: Compaction Effects, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117 4:686-693.
- Shan H. Y., and Daniel, D. E. 1991. "Results of laboratory tests on a geotextile/bentonite liner material . " *Proc., Geosynthetics '91*, Industrial Fabrics Assn. Int., St. Paul, Minn., 2, 517-535.
- Shan H. Y. 1993. "Stability of final covers placed on slopes containing geosynthetic clay liners, " *PhD dissertation*, Univ. of Texas at Austin, Austin, Tex., 296.
- Stark, T. D. and Poeppel, A. R. 1994. Landfill Liner Interface Strengths from Torsional-Ring-Shear Tests, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120 3:597-615.
- Singh S. and Murphy B.J. (1990) Evaluation of the stability of sanitary landfills. *Geotechnics of waste fills – Theory and practice*. ASTM STP 1070, Landva & Knowles Eds., pp. 240-258.
- Stark T.D. & Eid H.T. (1998) Performance of three-dimensional slope stability methods in practice. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 11, 1049-1060.
- Stella, M. 1993. Experimental analysis of interfaces of composite liners, M.Sc. Thesis , in Italian, Ancona University.

- Stella M. 1998. Stability of landfills composite liners. Ph.D. Thesis , University of Ancona, Italy, (in Italian).
- Stocker, P.T. 1972. Diffusion and diffuse cementation in lime and cement stabilized clayey soils. Special report n.8, Australian Road research Board, Victoria, Australia.
- Strauss M. et al. (1998) The stability of a remediated landfill on soft clay. Proc. III ICEG, Lisbon, Balkema.
- Tatsuoka, F., Uchida, K., Imai, K., Ouchi, T., Kohata, Y. 1997. Properties of cemented-treated soils in Trans-Tokyo Bay Highway project. Ground Improvement, 1, 37-57.
- Thompson, M.R. 1970. Suggested method of mixture design for lime treated soils. ASTM SPT 479, Philadelphia.
- Van Impe W.F. and Bouazza A. (1996) Geotechnical properties of municipal solid waste. Proc. II ICEG, Osaka.
- Yegian, M. K. and Lahlaf, A. M. 1992. Dynamic Interface Shear Strength Properties of Geomembrane and Geotextiles, *J. of Geotechnical Engineering* , ASCE, Vol.118 5:760-779.
- Yegian M.K., Harb J.N. and Kadakal U. (1998) Dynamic response analysis procedure for landfills with geosynthetic liners. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 10, 1027-1033.
- Well, L. W. 1997. Testing and acceptance criteria for geosynthetic clay liners, ASTM STP 1308. American Soc. for Testing and Mat., Philadelphia, Pa., 268.
- Winterkorn, H.F., & Pamukcu, S. 1991. Soil stabilization and grouting. Foundation Engineering Handbook, Hsai-Yang Fang Ed., Van Nostrand Reinhold, New York, 317-378.

2. SECONDA PARTE

Nella seconda parte dell'articolo viene presentato un inquadramento normativo relativo alla tematica della stabilità delle discariche controllate e quindi una serie di esempi che mostrano l'approccio progettuale adottato per la risoluzione di alcune delle problematiche sulla stabilità presentate nella parte prima: accertamento delle condizioni di stabilità di una discarica esistente, valutazione dei fattori rilevanti per la definizione degli interventi necessari per l'ampliamento di una discarica esistente, stabilità dei rivestimenti in argilla sulle pareti.

2.1. *NORMATIVA E PROGETTO*

Dal punto di vista normativo le problematiche relative alla stabilità delle discariche sono trattate nel **D.M. 11-03-1988** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". In dettaglio al punto I viene precisato che la norma si applica agli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura. Nel rispetto degli strumenti urbanistici e delle norme vigenti la scelta delle aree va eseguita sulla base di studi geologici, geotecnici ed idrogeologici. Il progetto deve stabilire dimensioni, modalità di coltivazione, stabilità in corso di coltivazione e finale in relazione alla futura destinazione dell'area con particolare riguardo alla stabilità dei pendii. Il progetto deve prevedere le opere di raccolta e regimazione delle acque superficiali e profonde nonché di quelle drenate dal corpo della discarica.

La bozza relativa alla nuova stesura della norma (maggio 2001), che nello specifico tiene conto della normativa di settore relativa alla gestione e smaltimento dei rifiuti (D.L. 5/02/1997 n.22) prevede un maggiore dettaglio. In particolare vengono meglio dettagliati i sistemi compositi di barriera di fondo e di copertura, i sistemi di drenaggio del percolato e di estrazione del biogas nel caso siano presenti rifiuti putrescibili fornendo dei criteri progettuali di tipo generale. Per quanto riguarda la stabilità delle eventuali arginature anche provvisorie si deve tenere conto delle varie condizioni operative e si devono condurre le verifiche come previsto ai punti E "Opere di sostegno" ed F "Manufatti in materiali sciolti".

Per quanto riguarda le caratteristiche dei rifiuti si deve tenere conto della composizione, dei pretrattamenti e del costipamento e dei risultati di specifiche prove in situ o di laboratorio.

Si segnala di valutare eventuali problematiche legate alla presenza di falde sospese di percolato.

Prevede anche il monitoraggio del complesso discarica-terreno con misura di grandezze significative quali assestamenti, livelli piezometrici e livello di percolato.

Il nuovo D. L. 13/01/2003 n.36, decreto attuativo sulle modalità di realizzazione e gestione delle discariche, puntualizza che si deve verificare la stabilità dei vari elementi costituenti l'impermeabilizzazione sulle pareti e dei sistemi di copertura al fine di evitare danneggiamenti o perdita della funzionalità dei medesimi.

Precisa che le verifiche devono essere effettuate sui vari elementi costituenti la discarica tenendo conto delle varie fasi di coltivazione e dei fenomeni di degradazione dei rifiuti.

Per quanto riguarda l'abbancamento dei rifiuti viene imposto una pendenza limite alle scarpate provvisorie del 30%. Occorre sottolineare che in genere un rifiuto è smaltibile quando è palabile (D.C.I. 27/07/1984).

Sottolinea la necessità di un piano di Sorveglianza e Controllo sia nella fase operativa che post-operativa (durata 30 anni) ove vengono selezionate, oltre alle componenti ambientali da monitorare, anche gli aspetti relativi alla stabilità e al mutamento morfologico delle opere determinato dall'asestamento dei rifiuti e dalla loro biodegradazione.

Dalla rassegna normativa vengono quindi indicazioni di approccio alle varie problematiche senza entrare nello specifico.

Occorre sottolineare quindi che se le problematiche sono simili a quelle di opere in materiali sciolti l'approccio deve tenere in conto che i rifiuti non sempre sono assimilabili ai terreni e che quindi occorrono valutazioni specifiche.

2.1.1 Aspetti rilevanti

L'approccio alle problematiche relative alla stabilità è diverso se si tratta di nuove discariche, o di interventi di stabilizzazione di discariche esistenti o interventi temporanei per effettuare lavori di ripristino o riparazione.

Per quanto riguarda i nuovi interventi è possibile scegliere adeguatamente i materiali, definire le geometrie del bacino e dell'accumulo. Per quanto riguarda le tipologie di rifiuti e le loro caratteristiche risulta possibile prevederne la tipologia in relazione al bacino di utenza ma fisicamente non sono disponibili per una caratterizzazione geotecnica. In genere non si tratta mai di discariche monocomponente e l'afflusso dei rifiuti in termini di tipologia e quantità, soprattutto per quelle destinate allo smaltimento di rifiuti non urbani, è difficilmente prevedibile.

Da queste considerazioni si può desumere che normalmente in fase di progetto la caratterizzazione dei materiali di costruzione e dei rifiuti si basa su esperienze relative a casi analoghi definendo le ipotesi che concorrono alla stabilità dell'opera e rimandando alla verifica delle ipotesi fatte in corso d'opera.

Evidentemente ciò non vale per la stabilità delle scarpate ricavate nei terreni naturali, rilevati, argini, ecc. ove si applicano le consuete procedure.

La caratterizzazione dei rifiuti e delle condizioni in cui si trovano (livelli di percolato sospesi, processi di metanogenesi) costituiscono un aspetto specifico da esaminare per valutare sia le condizioni di stabilità che eventuali interventi sulle discariche esistenti.

In questo caso ogni impianto costituisce una realtà a se da indagare con specifiche indagini.

2.2. STABILITÀ DI DISCARICHE ESISTENTI

Nell'ambito delle problematiche evidenziate relative alla valutazione della stabilità di discariche esistenti vengono presentati alcuni casi relativi ad aspetti specifici al fine di fornire degli esempi sull'approccio adottato e sulle metodologie impiegate.

2.2.1 Accertamento delle condizioni di stabilità di una discarica esistente (Esempio 1)

La discarica della città di Genova si trova in località Scarpino ed è situata in una vallecchia con rilevanti pendenze. L'impianto è costituito da due parti: la prima posta più a monte è quella più vecchia, le operazioni di deposizione dei rifiuti iniziarono a partire dal 1968; la seconda è costituita da un nuovo settore realizzato nel 1993.

In particolare l'esempio evidenzia le problematiche affrontate nel 1994 per verificare le condizioni di stabilità della parte più vecchia della discarica in relazione all'esigenza di valutare l'adeguatezza dei sistemi di drenaggio del percolato e di ampliamento nella zona sommitale.

La discarica è situata in una valle con pareti acclivi formata dall'erosione del Rio Cassinelle a partire da una quota di 350 m s.l.m. fino alla massima elevazione di 570 m s.l.m.

In Figura 22, risalente al 1994, si nota la parte di discarica vecchia allora in coltivazione e la nuova cella posta a valle.

Nella parte vecchia (da quota 410 m a quota 570 m s.l.m.) erano già stoccati circa otto milioni di m³ di rifiuti.

La nuova cella allestita era in grado di stoccare circa 2.200.000 m³ di rifiuti ed è stata esaurita nel 2002 e ad oggi è in corso di coltivazione un ampliamento che connette le due parti.

I rifiuti più vecchi nella parte di monte erano stati depositi con spessori diversi. Occorre sottolineare che tali abbancamenti risalgono ad un periodo precedente all'entrata in vigore delle prime normative che regolavano lo smaltimento dei rifiuti in Italia (D.P.R. 915/1982 e D.C.I. 27/07/1984). I rifiuti erano stati depositi senza impermeabilizzazioni sul substrato naturale costituito da serpentiniti, diabasi e argilloscisti con presenza di alterazioni superficiali, caratterizzato da basse permeabilità. Solo una parte dei rifiuti, smaltiti dopo l'entrata in vigore delle normative, era stata deposta su uno strato minerale realizzato con limo argilloso compattato.

I rifiuti affluiti a partire dagli anni ottanta erano stati depositi in strati orizzontali di spessori di 10-20 m.

Il sistema di drenaggio del percolato era costituito da un collettore principale fessurato in acciaio di 1.5 m di diametro della lunghezza di circa 100 m posto nella parte basale della vecchia discarica e da due pozzi intermedi.

Era installato un sistema di monitoraggio costituito da piezometri a tubo aperto (n.11), inclinometri e caposaldi topografici.

I dati rilevati dai piezometri mostravano livelli di percolato rilevanti, anche di alcune decine di metri, confermati dai dati rilevati nei pozzi di estrazione percolato con evidenti variazioni collegate agli eventi meteorici.

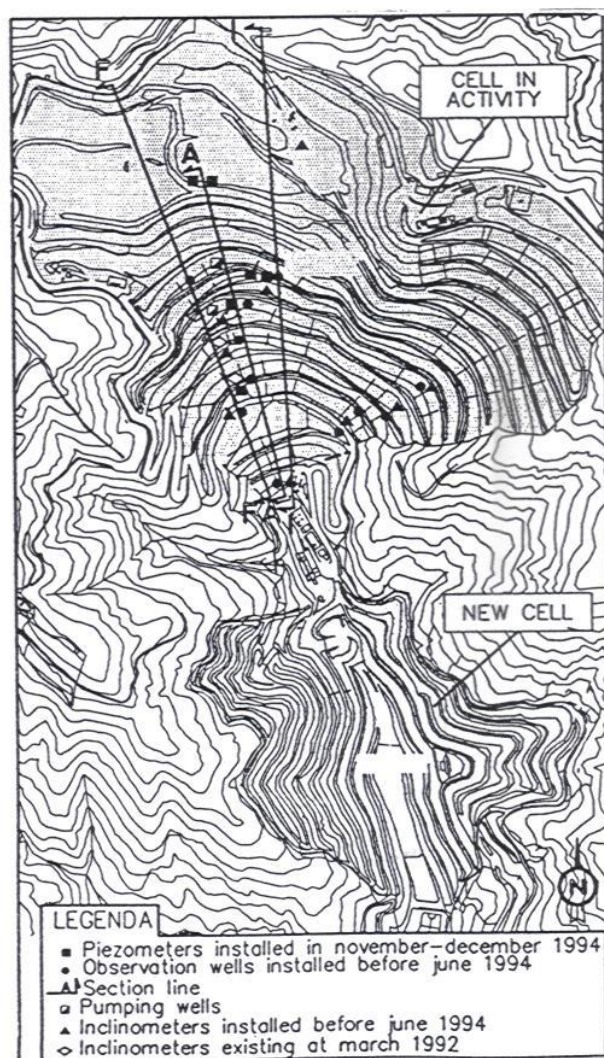


Figura 22 Plan view of Scarpino landfill with monitoring instrumentation – 1994.
 Planimetria della discarica di Scarpino con il sistema di monitoraggio esistente - 1994.

Pur non essendo evidenti fenomeni di instabilità, le valutazioni sul fattore di stabilità dell'accumulo, effettuate considerando valori di resistenza dei rifiuti di medio termine ($c' = 10$ kPa, $\phi' = 30^\circ$) come

suggerito da vari autori (Jessberger & Kochel, 1995, Grisolia et al, 1995) e considerando i livelli di percolato rilevati fornivano valori molto vicini ai valori limite.

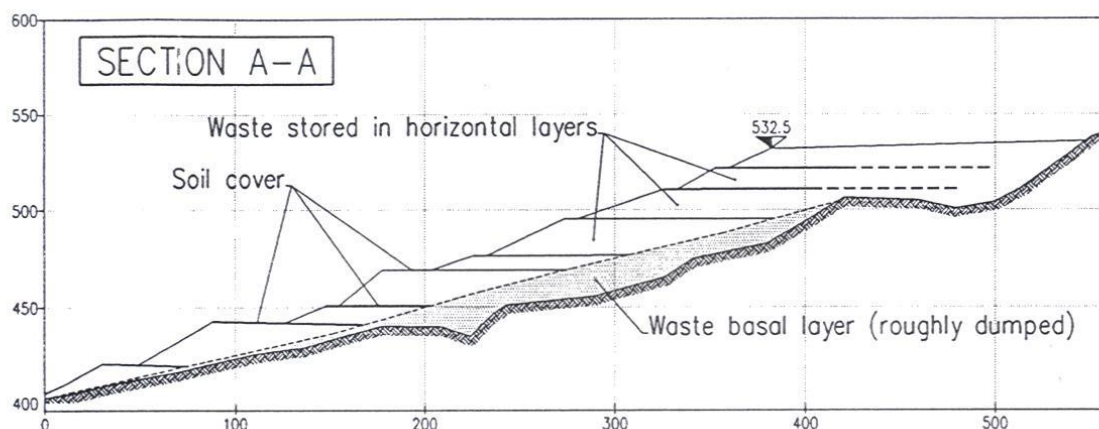


Figura 23 Vertical section A-A of Scarpino Landfill: sketch of the storing system.
Sezione verticale A-A della discarica di Scarpino: indicazione delle modalità di deposizione dei rifiuti.

2.2.1.1. Ulteriori indagini conoscitive

A fronte di tali risultanze si decise di effettuare un'indagine di approfondimento con installazione di strumentazione varia per valutare in dettaglio le condizioni della discarica.

In particolare si eseguirono:

- Sondaggi a carotaggio continuo con prove di permeabilità in sito, prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio,
- Posa di piezometri selettivi,
- Rilievi piezometrici,
- Monitoraggio della presenza di biogas.

In particolare sono stati rilevati strati di rifiuti alternati a deposizioni di terreno che costituivano le coperture periodiche, che confermavano le procedure di abbancamento ipotizzate (Figura 23).

Sono state rilevate, mediante prove di permeabilità a carico variabile o costante, permeabilità dei rifiuti comprese tra $3 \cdot 10^{-7}$ a $2.5 \cdot 10^{-6}$ m/s a profondità elevate (30-40 m). Per i materiali più superficiali le permeabilità si attestavano da $1 \cdot 10^{-6}$ a $1 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Durante i sondaggi erano stati individuati livelli sospesi di percolato confermati dalle misure sul contenuto d'acqua effettuate sui campioni prelevati. Si è quindi deciso di installare piezometri selettivi con tratti filtranti limitati situati opportunamente (Figura 24).

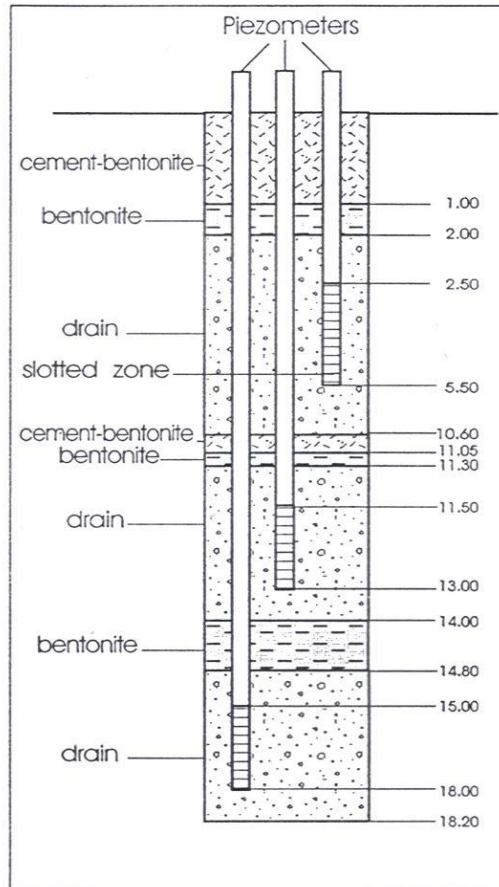


Figura 24 Sketch of the installation of piezometers.
Schema di installazione dei piezometri.

La scelta di adottare questa strumentazione nasce dall'esigenza di privilegiare una semplicità di installazione e di funzionamento in relazione alle condizioni di esercizio (alte temperature 30-60 °C generate dalle reazioni metanogenetiche, intasamenti dovuti a proliferazioni microbiologiche).

Le osservazioni piezometriche hanno evidenziato livelli sospesi, creati dalla presenza di interstrati a bassa permeabilità e in alcuni casi dalla bassa permeabilità dei rifiuti stessi, ed una falda basale. E' stata evidenziata la dipendenza dei livelli sospesi dalle condizioni meteo climatiche che invece non influenzavano sostanzialmente la falda basale (Figura 25).

In particolare i livelli sospesi superficiali erano simili a quelli misurati nei vecchi piezometri a tubo aperto che connettevano i vari livelli.

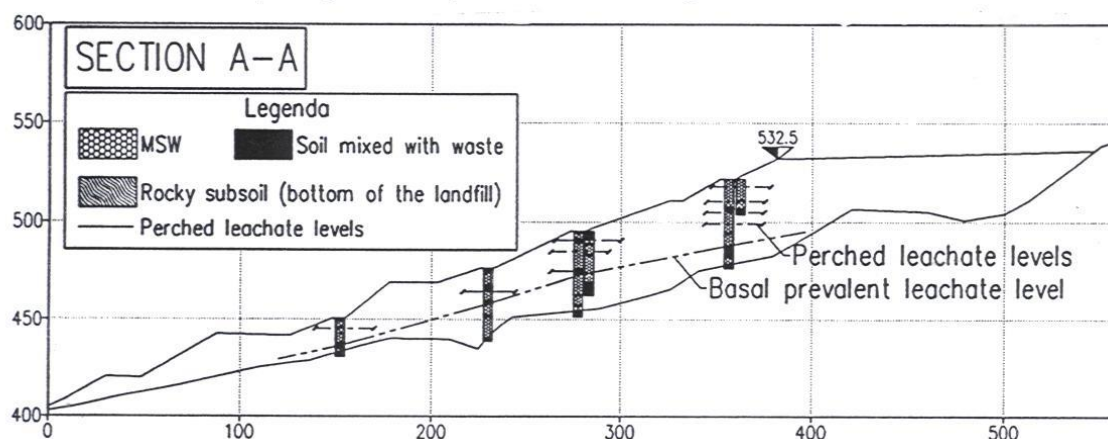


Figura 25 Piezometric leachate in the waste body: section A-A.
Piezometria del percolato nel corpo rifiuti: sezione A-A.

E' stata valutata anche la presenza di biogas mediante prelievi ed analisi sia sui piezometri che sui pozzi di estrazione percolato, sono stati anche effettuati nei piezometri rilievi di temperatura, redox e pH. Le indagini hanno confermato la presenza di biogas nella parte sommitale della discarica(50-60% in volume) e i dati di pH e Redox hanno confermato la presenza di reazioni metanigene. La temperatura del percolato in tali zone variava da 30 a 50°C. Per maggiori dettagli sulle indagini si veda Blengino et al, 1996.

2.2.1.2. *Analisi di stabilità*

Alla luce delle indagini effettuate è stato possibile effettuare una valutazione della stabilità dell'accumulo. In particolare si è considerato:

- Reale piezometria rilevata (Figura 25),
- Presenza di sovrappressione interstiziale indotta dalla produzione di biogas valutata in 0.03-0.1 (Kavazanjian et al, 1995),
- Parametri di resistenza dei rifiuti a lungo termine ($c' = 5 \text{ kPa}$, $\phi' = 27^\circ$) valutati mediante back-analysis da un evento di instabilità osservato nel passato nella stessa discarica nella vallecchia in sinistra orografica (Figura 22). Facendo riferimento alle figure 1 e 2 si tratta di valori che si pongono tra i dati di letteratura medio-bassi.

In Fig. 26 sono riportate le sezioni significative relative al corpo rifiuti dove sono state condotte le analisi di stabilità effettuate con il metodo di Macksimovic (1979) in condizioni bidimensionali. Non vengono mostrate superfici che coinvolgono rifiuti-substrato in quanto, data la natura del substrato stesso,

risultavano non critiche anche considerando considerevoli abbattimenti delle resistenze dei rifiuti nell'ottica di tenere in conto della compatibilità di deformazioni tra rifiuti e terreno. E' stato anche effettuata una valutazione approssimata delle condizioni tridimensionali seguendo le indicazioni di Lambe e Whitman (1979) che prevedono di ottenere un fattore di sicurezza globale pesando opportunamente i fattori di sicurezza ricavati in condizioni bidimensionali.

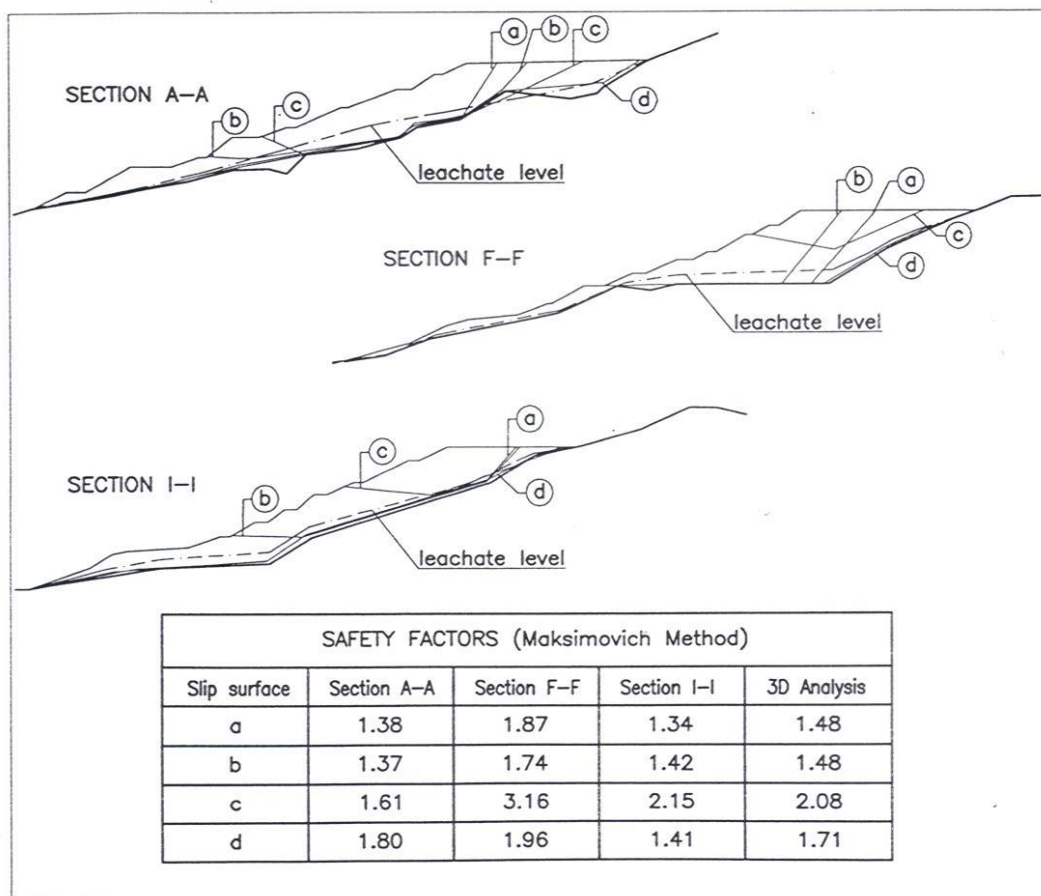


Figura 26 Stability analyses: most representative sections and slip surfaces.
Analisi di stabilità: sezioni più rappresentative e superfici di scivolamento considerate.

Si è valutato che il minimo fattore di sicurezza risultava ≥ 1.3 , in accordo al D.M. 11/03/88, ed alle indicazioni specifiche fornite dalla Regione Liguria per le discariche ($F_s \geq 1.4$).

2.2.1.3. Considerazioni finali (Esempio 1)

In relazione a quanto presentato è possibile trarre le seguenti considerazioni specifiche:

- Le condizioni rilevate durante le indagini hanno consentito di effettuare una valutazione specifica e corretta delle condizioni di stabilità supportate dalle evidenze dei sistemi di monitoraggio (inclinometri e rilievi topografici);

- Tali condizioni dipendono sostanzialmente dai dati di input dei livelli piezometrici del percolato; per tale motivo è stato consigliato un monitoraggio specifico ed un potenziamento dei sistemi di drenaggio anche nell'ottica di futuri ampliamenti impiantistici.

2.2.1 Interventi di consolidamento al piede per la realizzazione di un ampliamento (Esempio 2)

Questo esempio propone una valutazione sull'influenza dei fattori che governano la stabilità facendo riferimento ad un caso reale di intervento sviluppato nell'ambito dello sviluppo della discarica di Scarpino.

In particolare si è valutata la possibilità di realizzare come una connessione tra la nuova cella di valle la parte di monte (Figura 22).

La problematica studiata era quella di definire degli interventi al piede che rendessero stabile lo sviluppo futuro della discarica.

I fattori determinanti nella risoluzione del problema sono stati:

- Caratteristiche di resistenza dei vari pacchetti impermeabilizzanti;
- Livello di percolato basale;
- Morfologia della vasca (effetti tridimensionali);
- Dimensioni del problema (volume interessato 2.5 milioni di m³);
- Costo dell'opera.

La cella di valle, realizzata nel 1994, è stata impermeabilizzata con rivestimento composito differenziato sul fondo valle e sulle scarpate.

Il fondo parte da una quota di 350 m sl.m. e raggiunge con un'inclinazione modesta (6-7°) quota 400 m mentre le scarpate laterali raggiungono quote di 440-450 m con pendenze medie di 30-35°.

In particolare sul fondo, di limitata ampiezza trasversale, l'impermeabilizzazione è stata realizzata (a partire dal substrato naturale) con uno strato di limo-argilloso compattato, telo in PEAD liscio, geotessuto di protezione, drenaggio costituito da materiale granulare.

Sulle pareti fino da una certa quota (+ 30-40 m dal fondo) il sistema impermeabilizzante è stato costruito impiegando (a partire dal substrato naturale) GCL e telo in PEAD liscio. A quote superiori si è sostituito il telo in PEAD liscio con telo ad aderenza migliorata (rugoso).

2.2.2.1. Indagini conoscitive

Al fine di valutare tutti gli aspetti che concorrono nella stabilità dell'opera sono stati effettuati i seguenti accertamenti rispetto alla caratterizzazione di progetto:

- Indagini geognostiche al piede della discarica;

- Indagini nel corpo rifiuti per valutare livelli di percolato basali e sospesi;
- Prove di resistenza di interfaccia in laboratorio sui materiali impiegati (geosintetici e terreni).

Nell'ambito di tutte le problematiche rilevate si focalizza l'attenzione sulle caratteristiche di interfaccia relative ai materiali utilizzati.

In particolare sono stati prelevati in sito campioni dell'impermeabilizzazione nelle zone perimetrali della vasca ove lo spessore dei rifiuti era nullo o limitato.

Le prove sono state condotte in laboratorio su campioni di piccole dimensioni valutando gli effetti derivanti dalla temperatura (vedi par. 2.2.).

I risultati ottenuti sono riportati in tabella 4.

Componenti interfaccia	Condizioni di prova	Angolo d'attrito di picco	Angolo di attrito residuo	Coesione residua (kPa)
PEAD a.m./GCL 1	Lato tessuto – 25° C	15,9	10,8	11,6
PEAD a.m./GCL 1	Lato tessuto – 45° C	16	10,6	10
PEAD a.m./GCL 2	Lato non tessuto – 25° C	26,2	10,6	30,3
PEAD a.m./GCL 2	Lato non tessuto – 45° C	24,5	11	27,9
PEAD a.m./GCL 3	Lato tessuto – 25° C	15,2	8,5	7,7
PEAD a.m./GCL 3	Lato tessuto – 45° C	9,76	9,2	5,4
Interno GCL 1	25° C	21,6	-	-
Interno GCL 1	45° C	21	-	-
Interno GCL 2	25° C	10,1	-	-
Interno GCL 2	25° C	11,2	-	-
Terreno naturale/GCL	Lato tessuto – 25° C	26,99	19,5	0
Terreno naturale/GCL	Lato tessuto – 45° C	16,78	15,26	19,32
Terreno naturale/GCL	Lato non tessuto – 25° C	24,13	22,61	28,14
Terreno naturale/GCL	Lato non tessuto – 45° C	20,41	18,83	35,21
GCL/PEAD liscio	Lato tessuto – 25° C	12,17	8,55	0
GCL/PEAD liscio	Lato tessuto – 45° C	11,55	9,63	0
GCL/PEAD liscio	Lato non tessuto – 25° C	15,3	-	-
GCL/PEAD liscio	Lato non tessuto – 45° C	16,98	-	-
Geotessile/PEAD liscio	25° C	12,22	7,63	3,88
Geotessile/PEAD liscio	45° C	10,96	6,66	3,87

Tabella 4 Results from direct shear test on interfaces.
Risultati di prove di taglio diretto su interfaccia.

2.2.2.2. *Analisi di stabilità*

Nel caso in esame, come puntualizzato nella parte generale sulla stabilità (par.1), il cinematismo di rottura più critico risulta quello associato a superfici di rottura che corrono lungo le interfacce esistenti relative al sistema di impermeabilizzazione a fondo vasca ed arretrano all'interno dei rifiuti fino a dove la morfologia della valle consente un cinematismo di rottura congruente.

In prima approssimazione, per effettuare un'analisi di sensibilità sui parametri che concorrono per determinare uno scenario di progetto delle opere di stabilizzazione, si sono condotte analisi bidimensionali con l'utilizzo di software che impiega il metodo dell'equilibrio limite proposto da Jambu (1973) per superfici di scivolamento di forma qualsiasi. Tale metodo trascura le forze di taglio trasmesse da un concio all'altro all'interno del materiale sovrastante la superficie di scivolamento. Tale assunzione trova giustificazione nell'estrema variabilità delle caratteristiche di resistenza dei rifiuti e nel fatto che si mobilitano significative resistenze solo per deformazioni considerevoli.

In particolare si è considerato:

- Influenza del livello di percolato interno. Tale aspetto assume un ruolo rilevante nell'ottica del comportamento a medio e lungo termine (fase di esercizio e post-gestione) in quanto è noto che i sistemi di drenaggio del percolato sono soggetti a fenomeni di riduzione dell'efficienza derivante da intasamenti idraulici ed occlusioni (Korner, 1990; Rowe et al, 1995). In particolare gli intasamenti possono essere dovuti a particelle trasportate, precipitazione chimica e crescita di biofilm (Bouchez et al, 2003);
- Influenza della tridimensionalità del problema non solo dovuta alla morfologia delle pareti (mediante applicazione di metodi 3D quali Hungr, 1987) ma anche alle diverse tipologie di impermeabilizzazione impiegate;
- Influenza della variazione dei parametri di interfaccia sulle opere di stabilizzazione derivanti dalle modalità di prova in relazione ai materiali di substrato, dotati vista la loro natura, di asperità e discontinuità (vedi par. 3).

L'approccio è stato quello di valutare senza interventi di stabilizzazione quali fossero le condizioni di stabilità e come pesassero i fattori evidenziati in precedenza.

Ad esempio, considerando una sezione longitudinale in asse alla vallecola, tenendo conto sia della topografia dei rifiuti stoccati che nella parte di monte del futuro profilo di abbancamento per il raccordo con la vecchia discarica (Figura 27) senza interventi di stabilizzazione al piede, si ottiene un fattore di sicurezza F_s di 0,82 con livello di percolato basale di 10 m. Incrementi o decrementi rispetto a tale livello di percolato dell'ordine del 30% corrispondono a variazioni del fattore di sicurezza F_s del 10% circa.

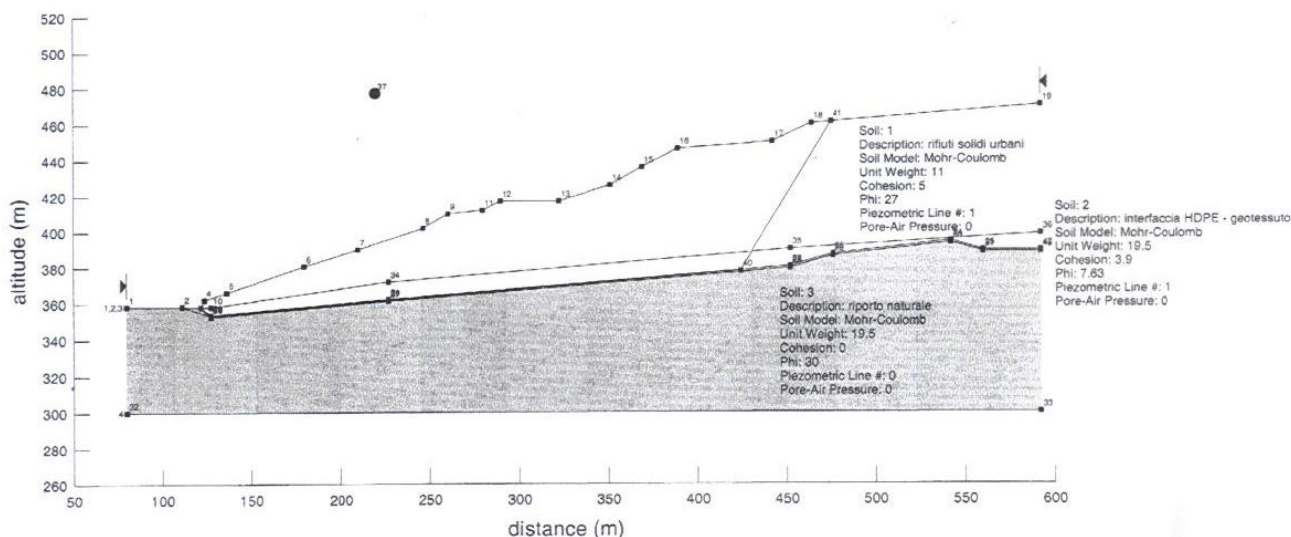


Figura 27 Stability analyses: longitudinal section and slip surface along interface of the bottom barrier.
Analisi di stabilità: sezione longitudinale e superficie di scivolamento considerata lungo il sistema di impermeabilizzazione di base.

Occorre sottolineare come i livelli di percolato quali quelli ipotizzati non sono inusuali tenendo della geometria della vasca e dello spessore rilevante di rifiuti (fino a 70-80 m) e il loro effetto nei confronti del fattore di sicurezza risulta assolutamente rilevante nell'ambito della geometria analizzata.

Per quanto riguarda i parametri di interfaccia si sono adottati i valori di angolo d'attrito residui minimi relativi all'interfaccia peggiore tra quelle relative ai materiali presenti sul fondo (trascurando la coesione). I parametri di resistenza dei rifiuti sono stati ipotizzati come quelli riportati nel par. 2.1.2.

Se si considerano analisi tridimensionali (metodo di Hungr), tenendo conto dei differenti pacchetti di impermeabilizzazione, si ha un incremento del fattore di sicurezza del 30% circa (ad esempio F_s da 0,82 a 1,07).

Alla luce dei risultati ottenuti si è proceduto a valutare quale ruolo potesse avere la variazione dei parametri di resistenza di interfaccia nell'ottica di stabilizzare la discarica con un intervento al piede.

Si è valutato quindi il modulo della forza orizzontale F (cfr. figura 28) da applicare al sistema dall'esterno per ottenere un fattore di sicurezza fissato (nei casi analizzati si è scelto $F_s=1,30$). La forza esterna F può essere intesa fisicamente come quella fornita da un'opera di stabilizzazione aggiuntiva del corpo rifiuti oltre agli effetti forniti da un rilevato al piede quale quello evidenziato in Figura 28.

Per mezzo del metodo di Janbu (analisi bidimensionale) si è calcolata la forza F per angoli di attrito alle interfacce pari a 7°, 8°, 9° e 10° e per una coesione di 0 e 5 kPa considerando un livello di falda basale di percolato di circa 10 m. I risultati sono riportati nel grafico di Figura 29.

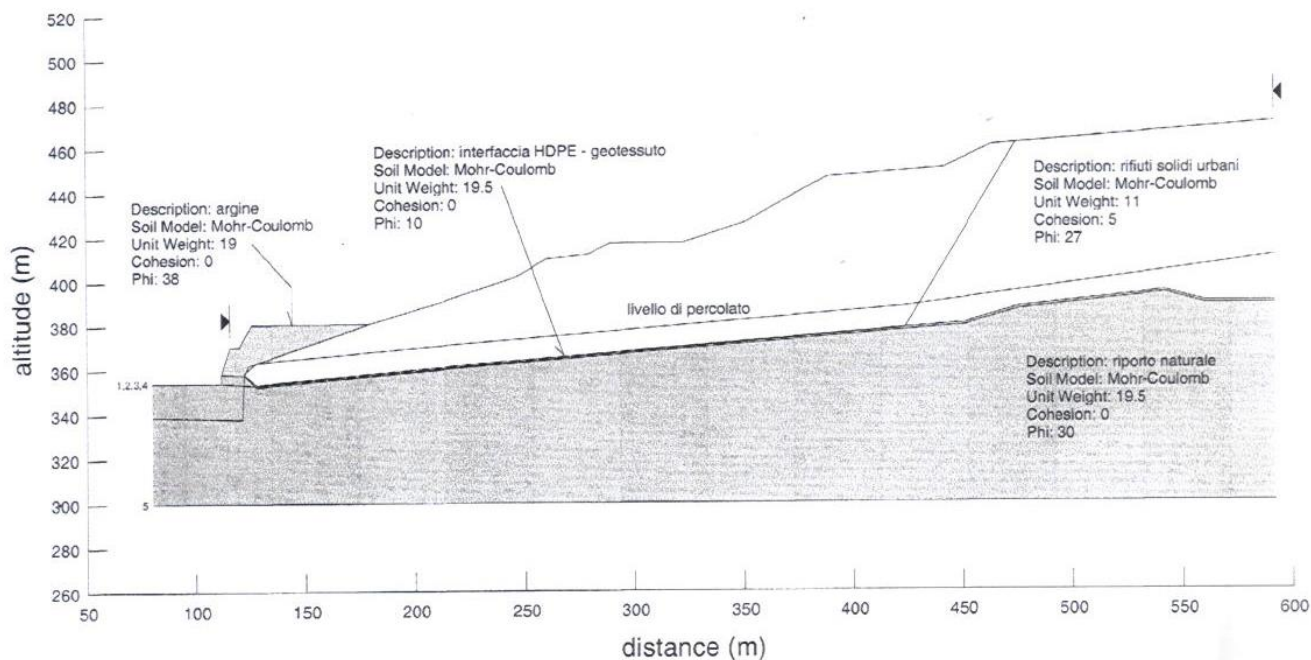


Figura 28 Stability analyses: longitudinal section with embankment and slip surface along interface of the bottom barrier.

Analisi di stabilità: sezione longitudinale con rilevato al piede e superficie di scivolamento considerata lungo il sistema di impermeabilizzazione di base.

La stabilità del corpo rifiuti presenta una marcata dipendenza dalle caratteristiche meccaniche (angolo d'attrito e coesione) delle interfacce. Si nota un legame pressoché lineare nel campo di variazione previsto fra angolo d'attrito e forza F : ad una variazione di un grado dell'angolo d'attrito corrisponde un decremento costante della forza F di $\sim 1,62 \div 1,65$ MN/m, pari ad una variazione percentuale sulla forza impressa variabile fra il 13% ed il 21%. Vale un discorso analogo per la coesione, la cui variazione per un valore di 5 KPa genera una differenza nel valore ottenuto per F di $1,14 \div 1,15$ MN/m, che corrisponde ad un valore percentuale del 9÷15%.

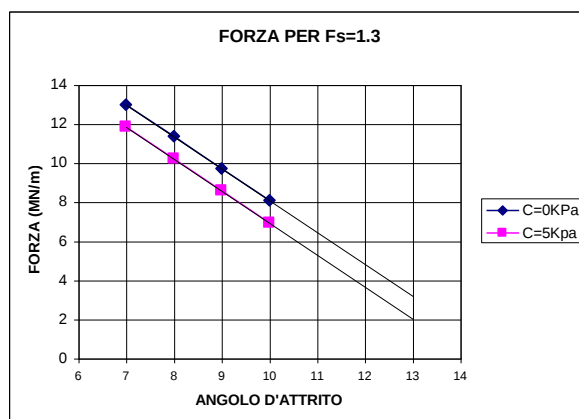


Figura 29 Horizontal force variation versus interface friction angle.
Variazione della forza orizzontale in relazione all'angolo di interfaccia.

In riferimento alle analisi svolte ed ai risultati ottenuti si può affermare come esista un'elevata dipendenza del grado di stabilità del corpo rifiuti dalle caratteristiche meccaniche delle interfacce. Emerge quindi che contenute variazioni determinate da effetti scala o da singolarità del substrato (rugosità, discontinuità), che in altri casi vengono normalmente trascurati, possano essere rilevanti ai fini del dimensionamento delle opere di stabilizzazione. Una tale assunzione ha permesso di giustificare nell'ambito del progetto la realizzazione di un campo prova in grande scala i cui risultati peculiari sono presentati nel par.3.

Per brevità ci si è limitati alla presentazione dei passaggi concettuali che hanno motivato specifici approfondimenti circa il comportamento dei rivestimenti artificiali e le loro caratteristiche di resistenza di interfaccia.

Lo sviluppo progettuale ha consentito, alla luce dei dati ottenuti, di procedere al dimensionamento degli interventi mediante analisi di stabilità tridimensionali e modellazioni numeriche ad elementi finiti tridimensionali applicate avendo ben presenti i limiti delle modellazioni adottate disquisite nella parte iniziale dell'articolo.

2.2.2.3. *Considerazioni finali (Esempio 2)*

In relazione a quanto mostrato è possibile trarre le seguenti considerazioni specifiche:

- Casi complessi quali quello presentato necessitano di valutazioni specifiche per tenere in conto di tutti gli aspetti che concorrono al dimensionamento progettuale;
- L'approfondimento delle indagini mediante campi prova in sito ha consentito di valutare il comportamento delle varie interfacce ed avere una maggiore sensibilità nella scelta dei parametri da utilizzare per le valutazioni progettuali.

2.3. *STABILITÀ NUOVE DISCARICHE*

Nell'ambito delle nuove costruzioni viene presentato un caso di realizzazione dell'impermeabilizzazione di parete mediante posa di uno strato di argilla con profilatura delle pareti ad elevata pendenza. Tale realizzazione è quanto mai attuale in quanto la nuova normativa (D.L. 36/2003) prevede la posa di una barriera minerale costruita sia per discariche di rifiuti non pericolosi (ove possono essere smaltiti rifiuti urbani dopo pretrattamento) che per rifiuti pericolosi. Soluzioni diverse con spessori inferiori a 0.5 m costituiscono una alternativa progettuale che può anche essere autorizzata dall'Ente Territoriale competente.

2.3.1 **Stabilità di uno strato di argilla compattata sulle pareti (Esempio 3)**

L'esempio propone le valutazioni eseguite per la realizzazione di uno strato di argilla compattato sulle pareti della discarica di Barricalla, una delle discariche maggiori in Italia per lo stoccaggio di rifiuti speciali e tossico-nocivi (discarica di 2^a cat. Tipo C ai sensi della D.C.I. 1984 attualmente riclassificata

come discarica per rifiuti pericolosi ai sensi del D.L. 36/2003) la cui planimetria generale è riportata in Figura 30.

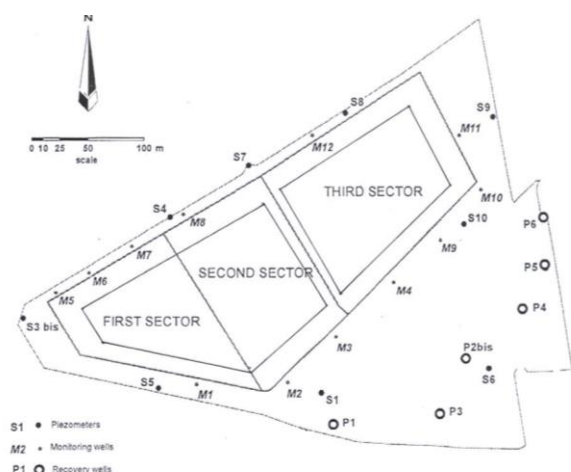


Figura 30 Plan view of the landfill.
Planimetria della discarica.

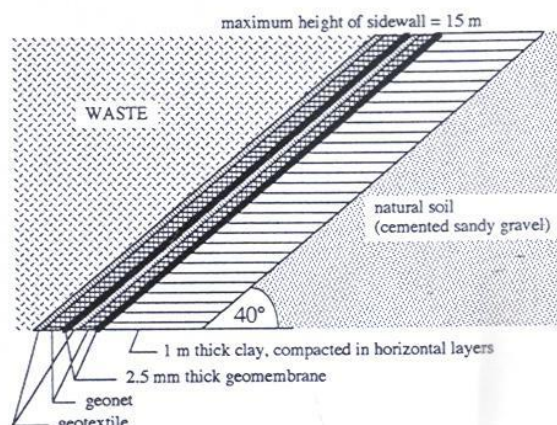


Figura 31 Scheme of sidewall liner (not in scale).
Schema della barriera di parete (non in scala).

In particolare è stato necessario realizzare un sistema di impermeabilizzazione composito costituito non solo da uno strato di argilla compattata di spessore 1 m a contatto con le pareti naturali ma anche da due teli in PEAD di spessore 2.5 mm, di cui uno posato a diretto contatto con l'argilla, con interposto materiali artificiali. In Figura 31 si riporta uno schema dell'impermeabilizzazione di parete realizzata per il secondo e terzo lotto mentre nella Figura 32 vengono evidenziati il raccordo con il fondo e i sistemi di controllo e drenaggio del percolato. Le pareti hanno un'altezza di 15 m ed una pendenza di 40°.

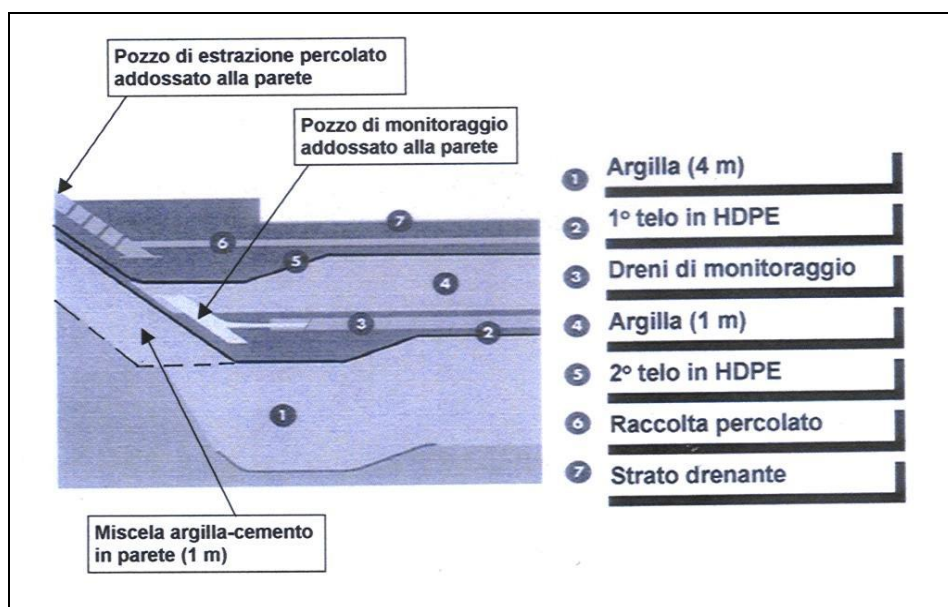


Figura 32 Sidewall and bottom liners with monitoring and leachate drainage systems.
Barriere di parete e di fondo con sistemi di monitoraggio e di estrazione percolato.

Gli obiettivi progettuali erano: realizzare uno strato a bassa permeabilità ($k < 10^{-7}$ cm/s) ed ottenere adeguate caratteristiche di resistenza tali da garantire la stabilità per il periodo necessario al riempimento della discarica.

2.3.1.1. Caratteristiche di resistenza

E' stato scelto un materiale costituito da limo argilloso (argilla 28%, limo 60%, sabbia 12%) caratterizzato da un contenuto d'acqua naturale w_n del 30%, limiti di Atterberg $W_L = 47.8$ % e $W_P = 27.3$ %. Al fine di ottenere adeguate caratteristiche di resistenza si è deciso di aggiungere cemento d'altoforno nella misura del 5% in peso.

In laboratorio sono stati preparati provini di argilla semplice o miscelata con cemento effettuando delle prove tipo Proctor Standard e Modificato. Dal confronto con i dati desunti da provini indisturbati prelevati in sito su di un campo prova si sono riscontrati valori di densità simili a quelli ottenuti alla densità ottima ricavata nelle prove Standar Proctor.

I provini ricostruiti, dopo essere stati sottoposti a saturazione ed a prove di permeabilità in permeametri a pareti flessibili sono stati sottoposti a prove di taglio diretto (velocità di deformazione 0.003 mm/min e pressioni di confinamento verticali 10-50 kPa).

Per il materiale miscelato con cemento, dopo un'attesa di maturazione di un mese si sono effettuate prove di taglio con le stesse modalità adottate per l'argilla semplice.

In Figura 33 vengono riportati i risultati delle prove effettuate dove si evincono l'influenza rilevante del cemento sui parametri di resistenza di picco anche con basso dosaggio e gli effetti di una preparazione controllata (laboratorio) rispetto alla miscelazione in sito (scala reale).

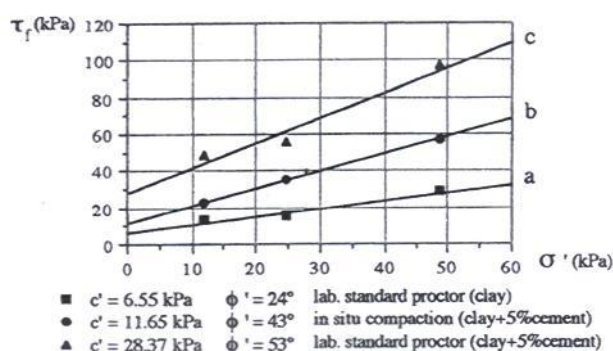


Figura 33 Compacted clay and cement-clay mixture. Drained peak shear strength at low effective normal stresses.
Argilla compattata e miscela cemento-argilla. Resistenza al taglio di picco in condizioni drenate a basse tensioni verticali efficaci.

Occorre sottolineare come la resistenza al taglio a volume costante appare non influenzata dal contenuto di cemento e per entrambi i materiali vale $\phi'_{cv} \sim 24^\circ$.

Si precisa che i risultati ottenuti sono stati ricavati considerando livelli tensionali più vicini possibili a quelli che si avranno in sito sulle superfici di scivolamento più critiche.

Evidentemente tali considerazioni sono rilevanti in quanto è noto che l'involuppo di rottura di argille sovraconsolidate non è lineare (Mesri and Abdel-Ghaffar 1991, Jamiolkowski et al, 1991). Infatti l'impiego del criterio di rottura di Coulomb-Terzaghi implica una linearizzazione nel campo di interesse di una parte dell'involuppo di rottura.

Ciò è confermato dai dati sperimentali ottenuti per la miscela argilla-cemento (Figura 34).

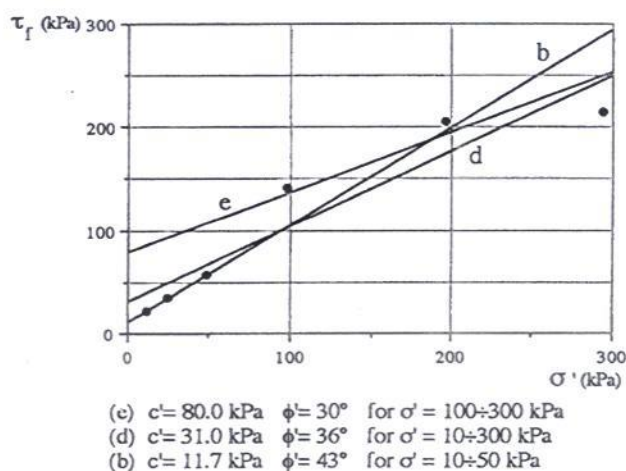


Figura 34 Cement-clay mixture: influence of normal stresses on the linear strength envelope.
 Miscela cemento-argilla: influenza delle tensioni verticali sull'involuppo di rottura.

Ne consegue che se la valutazione della stabilità delle pareti non è effettuata considerando una corretta linearizzazione nel campo di interesse si commettono gravi errori.

L'applicazione dell'involuppo curvilineo proposto da Mesri e Abdel-Ghaffar (1991), come riportato nella fig. 35, consente una buona approssimazione dell'involuppo di rottura della miscela cemento-argilla.

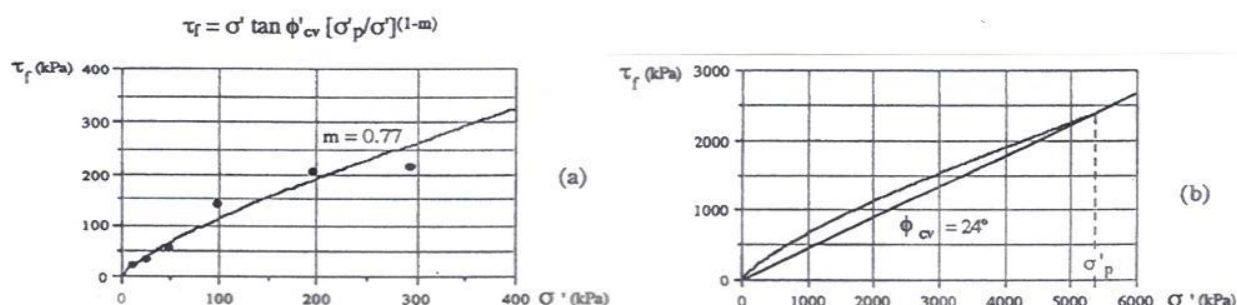


Figura 35 Curved failure envelope for compacted cement-clay mixture.
 Involuppo di rottura curvilineo per la miscela argilla-cemento.

2.3.1.2. *Analisi di stabilità*

Le verifiche di stabilità inerenti lo strato minerale sono state condotte effettuando le seguenti ipotesi:

- Le potenziali superfici di scivolamento nello strato sono superficiali e la loro profondità è piccola in relazione alla lunghezza del pendio, quindi si è adottato il modello della scarpata infinita per valutazioni a favore di sicurezza;
- I parametri di picco sono stati adottati considerando che il modello di scarpata infinita assuma una distribuzione uniforme delle tensioni di taglio mobilizzate lungo la potenziale superficie di scivolamento, tenendo conto di un tempo di riempimento della discarica contenuto (il riempimento dei rifiuti contrasterà la parete). Ciò eviterà progressive rotture dovute alla non uniformità di distribuzione delle tensioni e consente di trascurare fenomeni di creep;
- Nessuna filtrazione nello strato minerale sia durante la costruzione che durante il riempimento della discarica (considerando evidentemente il ruolo dei teli in PEAD posti superiormente).

Considerando i parametri dell'argilla semplice (linea c di Figura 33) si ottiene $F_s = 1.05$, considerando i valori relativi all'argilla miscelata con cemento (dati ricavati da campioni cubici prelevati in sito, linea b Figura 33) si ottiene $F_s = 2.03$.

Occorre sottolineare che se i parametri non sono scelti nel pertinente campo di variazione delle tensioni verticali efficaci si ottiene una sovrastima del fattore di sicurezza (F_s pari a 3.4 e 7 considerando rispettivamente i parametri riferiti alle linee d ed e di Figura 34).

Tenendo in conto dell'involuppo di rottura curvilineo proposto da Mesri and Abdel-Ghaffar, l'espressione che fornisce il fattore di sicurezza per pendio infinito si può ricavare dalla seguente equazione:

$$F_s = \{ \tan \phi'_{cv} [\sigma'_p / \gamma H \cos i]^{1-m} (1-m + m \cos i) \} / \sin i$$

Dove: γ = peso di volume totale;

i = inclinazione scarpata;

H = altezza scarpata.

In Figura 36 si mostra un abaco che può essere adottato per varie combinazioni di m , σ'_p e ϕ'_{cv} per scarpate di 40° di pendenza.

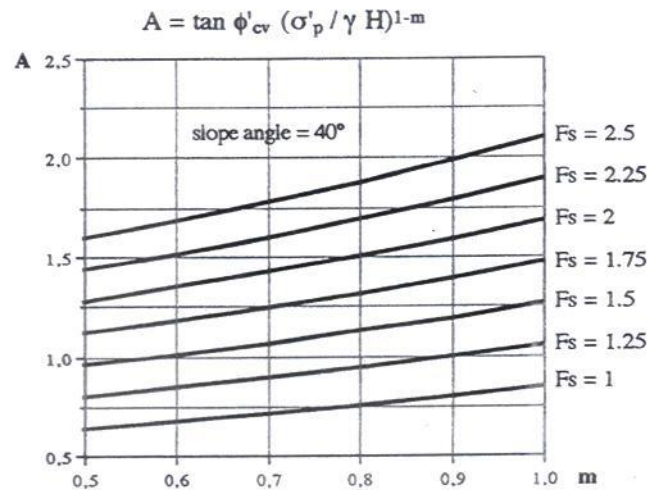


Figura 36 Safety factor for indefinite slope, taking into account the curved failure envelope.
Fattore di sicurezza per pendio infinito considerando l'involuppo di rottura curvilineo.

2.3.1.3. Procedure costruttive

Le procedure costruttive prevedono la costruzione della barriera impermeabile in strati orizzontali che alla base hanno una larghezza di circa 10 m e in sommità 3-4 m. Ciò per consentire la posa dell'argilla in strati sottili (20 cm), la miscelazione con cemento solo nella zona necessaria e la successiva compattazione. Quindi si procede alla riprofilatura finale con escavatore a braccio rovescio (Figura 37). L'argilla naturale viene miscelata in sito con cemento in percentuale in peso del 5% al fine di ottenere la resistenza necessaria per assicurare la stabilità della parete ad un tempo di stagionatura dell'ordine del mese. Il cemento in alcuni casi ha anche un effetto positivo sulla permeabilità favorendone un decremento apprezzabile.

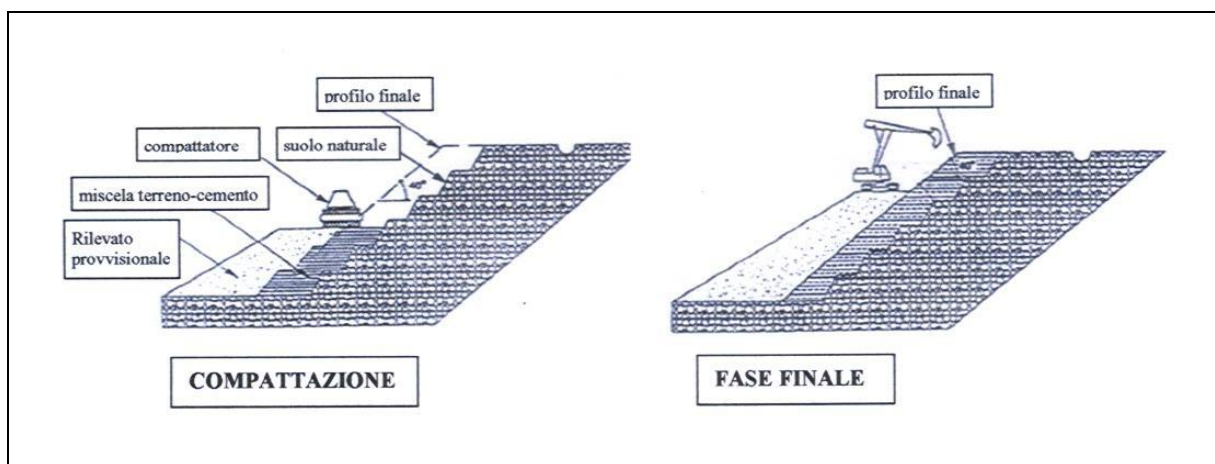


Figura 37 Construction procedure of compacted cement-clay mixture liner at the sidewall.
Procedure costruttive dello strato costituito dalla miscela argilla-cemento sulle pareti.

2.3.1.4. *Considerazioni finali (esempio 3)*

La progettazione è stata effettuata per l'esecuzione del secondo lotto della discarica che è stato terminato nella fine nel 1993 e quindi coltivato. L'applicazione è stata ripetuta nella realizzazione del terzo lotto avvenuta nel 2000, la cui gestione è iniziata nel 2002.

La procedura riportata consente di risolvere il problema dell'impermeabilizzazione delle scarpate di rilevante altezza con materiali naturali che risulta quantomai attuale in relazione alle esigenze normative previste dal D.L. 36/2003.

Tale soluzione deve però tenere in conto delle condizioni temporali di riempimento della discarica e dell'assenza di filtrazione nello strato realizzato.

2.4. *CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE*

In chiusura di questa seconda parte si riportano alcune considerazioni conclusive.

Gli esempi presentati pur nella loro singolarità evidenziano che l'approccio alle problematiche progettuali deve essere calibrato in relazione alle specifiche esigenze.

Risulta di fondamentale importanza individuare i fattori che giocano un ruolo rilevante nella valutazione delle condizioni di stabilità e percepirne il peso nell'ambito di una variabilità che dipende dai processi che si verificano durante tutta la vita di una discarica (costruzione, gestione, post-gestione).

Occorre avere una adeguata conoscenza dei materiali impiegati nella realizzazione delle impermeabilizzazione e del loro comportamento in modo tale da poter adottare correttamente i parametri di resistenza di interfaccia.

Per quanto riguarda l'assegnazione dei parametri ai rifiuti solidi urbani occorre sottolineare che le conoscenze ad oggi non sono esaustive pur fornendo un buon grado di conoscenza.

Nel futuro, poiché l'attuale normativa prevede che nelle discariche siano smaltiti rifiuti che residuano da un ciclo che prevede attività di riduzione, trattamento, recupero e riciclaggio nell'ottica di un contenimento della frazione non utilizzabile, sarà ancora più problematico individuare i parametri da adottare. Certamente ad oggi sono limitate le esperienze (Heiss-Ziegler and Fehrer, 2003) ma si può supporre che si potrà avere un decadimento delle caratteristiche di resistenza.

Dal punto di vista progettuale è quindi necessario consolidare le procedure di valutazione e dimensionamento unitamente alla definizione di programmi di controllo e monitoraggio per garantire il mantenimento delle condizioni di sicurezza.

BIBLIOGRAFIA

- Bellezza I., Manassero M., Pasqualini E. e Veggi S. (1996). Design and Construction of the Main Hazardous Waste Landfill in Italy, International Symposium Recent Major Case Histories in Environmental Geotechnics, Paris February
- Blengino A. M., Manassero M., Rossello A., Spanna C., Veggi S. (1996). Investigation, monitoring system and stability analysis of an old cayon, Proc. 2nd ICEG, Osaka, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Heiss-Ziegler C., Fehrer K. (2003). Geotechnical behaviour of mechanically-biologically pretreated municipal solid waste (MSW), Atti del Convegno Sardinia 2003 – Ninth International Waste Management and Landfill Symposium.
- CTD (1997). Linee guida per le discariche controllate di rifiuti solidi urbani. CISA, Cagliari
- Jessberger H.L., Kockel R., (1993). Determination and Assesment of the Mechanical Properties of Waste Materials. Proc. Int. Symo. Green 93', Bolton, UK, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Manassero M., Di Molfetta A., Pacitti M., Veggi S. (1997). The case history of a landfill for hazardous industrial wastes. Proc. Of the 1st Australia – New Zeland Conference on Environmental Geotechnics – GeoEnvironment 97, Melbourne/Victoria/Australia/26-28 November 1997
- Manassero m., Van Impe W. F., Bouazza A..(1996).Waste disposal and containment. Second International Congress on Environmental Geotecnics, 5-8 Novembre 1996, Osaka-Japan, Vol. State of the arts reports, pp.193-242
- Rowe R.K., Quigley R.M., Booker J.R. (1995). *Clayey Barrier Systems for Waste Disposal Facilities*. E & FN Spon, London.
- Veggi S. (1994). Progettazione geotecnica di una discarica. Atti Caratterizzazione dei terreni e delle rocce per la realizzazione di infrastrutture: teorie, tecnologie ed esempi. Firenze. Ordine dei Geologi della Toscana.
- Veggi S. (2003). La progettazione ed i controlli dei nuovi impianti di interrimento dei rifiuti, Atti Corso di Formazione "Esperto nella gestione dei rifiuti", 11-14 Marzo 2003, Bologna.