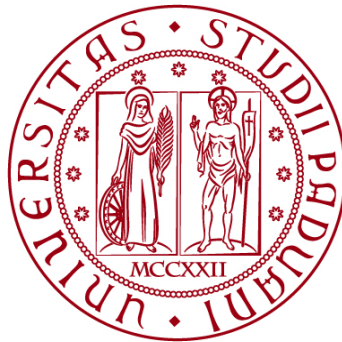


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio



TESI DI LAUREA TRIENNALE

L'impiego dei geosintetici nelle coperture delle discariche: metodi di calcolo e applicazioni ad alcuni casi reali

Use of geosynthetics in landfill covers: calculation methods and applications to some real cases

Relatore: Chiar.mo PROF. PAOLO CARRUBBA

Correlatore: Chiar.mo PROF. LORENZO FRIGO

Laureando: ELEONORA SERAFIN

ANNO ACCADEMICO 2024-2025

ABSTRACT

La tesi passa in rassegna i metodi di calcolo di stabilità delle coperture delle discariche, mettendo in evidenza i parametri e le condizioni al contorno in grado di influenzare il coefficiente di sicurezza nel rispetto delle ipotesi semplificative assunte. Completa il lavoro un confronto parametrico tra i metodi di calcolo più accreditati nella letteratura tecnica.

SOMMARIO

1. Inquadramento normativo sul capping delle discariche e sull'impegno dei geosintetici	7
1.1 Introduzione al quadro normativo	7
1.2 Il Decreto Legislativo 36/2003 e il Decreto Legislativo 121/2020	8
1.3 Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)	8
1.4 L'Eurocodice 7 per la progettazione geotecnica	9
1.5 Annessi nazionali agli Eurocodici e altre linee guida europee, Codici internazionali	10
2. Il sistema di copertura delle discariche (capping)	11
2.1 Cos'è il capping e a cosa serve	11
2.2 Configurazione tipica del sistema di copertura nelle discariche	12
2.2.1 Configurazione tipica del capping con materiali naturali	13
2.2.2 Configurazione tipica del capping con i geosintetici	14
3. I geosintetici nelle coperture di discarica	17
3.1 Definizione e ruolo dei geosintetici	17
3.2 Vantaggi e svantaggi dell'uso dei geosintetici nel capping	18
3.3 Classificazione dei geosintetici	19
4. Metodi di verifica della stabilità del capping	25
4.1 Introduzione	25
4.2 Stati limite ultimi (SLU) e stati limite di esercizio (SLE)	26
4.3 Il metodo di Drushel	27
4.4 Il metodo di Leshchinsky	30
4.5 Il metodo di Koerner and Soong (1998)	31
4.6 EBGEO	33
5. Caso di studio: il capping per il caso di una discarica per rifiuti non pericolosi	35
5.1 Introduzione	35
5.2 Caratterizzazione geotecnica e litostratigrafica del sito	37
5.3 Parametri di resistenza al taglio e attriti tra i materiali	38
5.4 Caratterizzazione geotecnica dell'interfaccia Geocomposito-argilla per la stabilità del capping	39
5.4.1 Materiali e metodologia di prova: prova di taglio diretto secondo UNI EN ISO 12957-1	39
5.4.2 Caratterizzazione del suolo "Clay Argille Varicolori"	40
5.4.3 Risultati della prova di taglio diretto	41
5.4.4 Scelta dei valori da utilizzare nelle verifiche di stabilità	44

5.5 Verifica di stabilità del pacchetto di copertura	45
5.6 Verifica di progetto in statica e sismica	45
5.6.1 Verifica in condizioni statiche: caso $T_{ult}= 800 \text{ kN/m}$	46
5.6.2 Verifica in condizioni statiche: caso $T_{ult}= 1200 \text{ kN/m}$	47
5.6.3 Verifica in condizioni sismiche con azione verticale negativa.....	47
5.6.4 Verifica in condizioni sismiche con azione verticale positiva.....	48
5.7 Verifica con LimitState	48
5.8 Conclusioni	53

1. Inquadramento normativo sul capping delle discariche e sull'impegno dei geosintetici

1.1 Introduzione al quadro normativo

La progettazione e la realizzazione delle coperture finali (capping) delle discariche è regolata da un quadro normativo articolato, che comprende disposizioni ambientali, geotecniche e costruttive.

In ambito ambientale e a livello europeo, il riferimento base è rappresentato dalla **Direttiva 1999/31/CE del Consiglio, del 26 aprile 1999**, relativa alle discariche di rifiuti. Essa stabilisce i criteri generali per la localizzazione, la progettazione, la gestione operativa e la chiusura delle discariche. Si nota che la direttiva impone anche la presenza di una copertura finale in grado di ridurre al minimo l'infiltrazione di acque meteoriche e la dispersione di gas o percolato verso l'ambiente.

Questa direttiva è stata recepita in Italia attraverso il **D. Lgs.13 gennaio 2003, n.36**, modificato e aggiornato in seguito dal **D.lgs. 3 settembre, 2020, n. 121**, il quale ha rafforzato le prescrizioni riguardo alla gestione post-operativa delle discariche, specificando in particolare i requisiti delle coperture finali.

Per gli aspetti strutturali e geotecnici, si fa riferimento alle **Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)** e all'**Eurocodice 7 (UNI EN 1997-1/2)**. Tuttavia è interessante sottolineare che né le NTC né l'Eurocodice contengono indicazioni specifiche riguardo l'uso dei geosintetici, perciò si ricorre agli annessi nazionali agli eurocodici che ne introducono l'uso, ma non in Italia. Si useranno quindi altre linee guida europee o codici internazionali che verranno illustrati in seguito.

Esistono gruppi di lavoro sia a livello nazionale (UNI), europeo (CEN) ed internazionale (ISO) costituiti con lo scopo di redigere normative comuni in grado di caratterizzare i geosintetici e favorirne lo scambio, la scelta ed il confronto. In più, oltre a tali norme, sono presenti prove indice, quasi-performance test e performance test, in riferimento alle funzioni di rinforzo, drenaggio, protezione, barriera, che approssimano in misura crescente le condizioni reali in sito e le relative prestazioni dei geosintetici.

1.2 Il Decreto Legislativo 36/2003 e il Decreto Legislativo 121/2020

Il Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n.36, rappresenta il principale riferimento normativo italiano in materia di discariche di rifiuti. Esso recepisce la Direttiva europea 1999/31/CE, introducendo nel sistema giuridico nazionale i criteri tecnici, gestionali e ambientali per la costruzione, uso e chiusura delle discariche. Il decreto distingue tra discariche per **rifiuti inerti, non pericolosi e pericolosi**, definendo per ciascuna categoria i requisiti di progettazione, inclusi quelli relativi ai sistemi di copertura.

In particolare, secondo l'Allegato 1 del D. Lgs. 36/2003 (e confermato dal D. Lgs. 121/2020), la stratigrafia nel caso delle discariche per rifiuti non pericolosi e pericolosi deve essere multistrato, con specifiche funzioni per ogni componente. Per le discariche di rifiuti inerti, invece, la normativa consente di adottare soluzioni semplificate, visto il minor rischio ambientale associato a questa tipologia di rifiuti. I requisiti progettuali e le differenze tra le varie tipologie saranno analizzati nel capitolo successivo.

Il D. Lgs. 3 settembre, 2020, n.121, ha apportato alcune modifiche e aggiornamenti al D. Lgs. 36/2003 tra cui: una maggiore attenzione alla durabilità delle opere e alla minimizzazione degli interventi di manutenzione nel lungo termine; la possibilità di utilizzare materiali alternativi o riciclati, purché equivalenti dal punto di vista prestazionale; l'estensione del periodo di monitoraggio e gestione post-operativa del sito.

Infine, il decreto non impone l'uso di particolari materiali o tecnologie, però richiede che la progettazione garantisca il rispetto di precise caratteristiche prestazionali. In questo contesto si inserisce l'impiego dei geosintetici, che, pur non essendo citati all'interno dei due decreti, sono ampiamente adottati per le loro caratteristiche di impermeabilità, drenaggio e protezione.

1.3 Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)

Le Norme Tecniche per le Costruzioni sono state emanate con il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, e rappresentano il riferimento tecnico-normativo per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere civili in Italia. Tali norme si applicano anche alle opere legate alla gestione ambientale e protezione del suolo, comprese le infrastrutture geotecniche, come nel nostro caso le discariche.

In particolare, nella progettazione della copertura di discarica, le NTC 2018 si occupano di:

- Stabilità globale del sistema di copertura;
- Verifiche di equilibrio limite e di stato limite ultimo (SLU);
- Verifiche di deformabilità e cedimenti degli strati di copertura e del corpo rifiuti.

Secondo il Capitolo 6 delle NTC, relativo alle opere geotecniche, le discariche sono assimilate a opere di terra complesse, soggette a carichi non convenzionali, assestamenti nel tempo e a variazioni idrauliche. Anche nelle NTC 2018 non si fa alcun riferimento esplicito all'uso dei geosintetici, perciò il progettista dovrà appoggiarsi ad altre fonti sia europee che internazionali, per informarsi sulle loro proprietà meccaniche, idrauliche e di durabilità nei sistemi di copertura. Per questo motivo il paragrafo 6.2.1 delle NTC rimanda all'uso degli Eurocodici, in particolare dell'Eurocodice 7, per la trattazione di problematiche complesse non sviluppate nella normativa nazionale.

1.4 L'Eurocodice 7 per la progettazione geotecnica

L'Eurocodice 7 (EC7), è stato redatto in ambito CEN ed è intitolato "*Progettazione delle strutture-Progettazione geotecnica*", ed è suddiviso in due parti principali:

- EN 1997-1: *Regole generali*;
- EN 1997-2: *Riconoscimento e prove geotecniche*.

Le NTC 2018, richiamano tale eurocodice come documento tecnico complementare per affrontare situazioni progettuali complesse o non trattate in modo dettagliato nella normativa italiana. Questo è molto importante per la progettazione dei sistemi di copertura delle discariche, che hanno caratteristiche intermedie tra opere di terra e opere di ingegneria ambientale.

In particolare esso offre:

- Modelli geotecnici di calcolo;
- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE);
- Indicazioni sui coefficienti parziali di sicurezza;
- Metodi di verifica per opere in terra.

1.5 Annessi nazionali agli Eurocodici e altre linee guida europee, Codici internazionali

Anche nel caso degli Eurocodici non vi è un riferimento esplicito ai geosintetici, perciò si fa riferimento primariamente agli **Annessi Nazionali** degli Eurocodici, che dovrebbero fornire i criteri di adattamento locali. Tuttavia, l'Annesso Nazionale italiano all'Eurocodice 7 non contiene disposizioni specifiche in merito ai geosintetici, rendendo così necessario l'utilizzo di **Linee Guida** e/o di **Codici Internazionali**, riconosciuti a livello europeo.

Tra le principali linee guida si hanno:

- EBGEO, pubblicate dalla società tedesca di geotecnica, le quali si occupano di criteri di dimensionamento, verifiche di stabilità, durabilità e comportamento meccanico dei materiali, metodi di posa in opera;
- British Standard BS 8006-1:2010+A1:2016;
- Le norme francesi NF P 94-270 (muri) e XP G38064 (pendii ripidi rinforzati).

Tra i principali codici internazionali si hanno invece:

- AASHTO Bridge Design Specifications;
- FHWA-NHI-10-024 (Federal Highway Administration) le quali contengono indicazioni per la progettazione di terre rinforzate e pendii.

2. Il sistema di copertura delle discariche (capping)

2.1 Cos'è il capping e a cosa serve

Con il termine *capping* si intende la copertura finale di una discarica, ossia un sistema ingegneristico che viene realizzato nella fase di gestione post-operativa del sito e che può durare anche più di trent'anni. Lo scopo è quello di isolare i rifiuti e prevenire il contatto diretto tra il corpo discarica e l'ambiente esterno contribuendo alla messa in sicurezza a lungo termine della discarica.

Come stabilito dal D. Lgs. 36/2003, e confermato dal D. Lgs. 121/2020, il capping è obbligatorio per tutte le tipologie di discarica al momento della chiusura, con alcune differenze tecniche in base alla tipologia di rifiuto (inerte, pericoloso, non pericoloso). In particolare, nell'Allegato 1 del decreto (*“Requisiti tecnici per la costruzione, la gestione e la chiusura delle discariche”*), sono descritti i requisiti prestazionali del sistema e il progettista ha la libertà di definire stratigrafia e materiali, purché siano rispettati tali requisiti.

In particolare le finalità principali del capping sono:

- Impermeabilizzazione: nel caso di discarica nella quale non si prevede l'apporto di acque meteoriche per favorire la degradazione della sostanza organica, si dota il capping di impermeabilizzazione, attraverso una geomembrana, finalizzata ad eliminare il percolato indotto dalle acque d'infiltrazione;
- Drenaggio: l'utilizzo di un geocomposito drenante serve a convogliare le acque meteoriche verso il reticolo idrografico superficiale;
- Drenaggio gas: un dreno per il gas serve a convogliare il biogas generato dalla degradazione dei rifiuti, evitando le emissioni gassose verso l'atmosfera;
- Prevenzione rischio erosione: l'utilizzo di una geostuoia serve a prevenire il rischio di erosione del terreno agrario;
- Prevenzione instabilità del pendio: l'utilizzo di una geogriglia serve a prevenire l'instabilità del pendio su piano inclinato o a limitare le distorsioni dovute ai cedimenti differenziali;

Il capping deve infine consentire che l'impianto si inserisca nel contesto paesaggistico.

Sebbene la normativa nazionale non imponga l'impiego dei geosintetici, essi sono ampiamente utilizzati per i loro vantaggi prestazionali, costruttivi ed economici rispetto alle

tradizionali soluzioni in terra che implicano una maggiore impronta di carbonio e dissipazione di materie prime naturali.

2.2 Configurazione tipica del sistema di copertura nelle discariche

La configurazione del sistema di copertura finale di una discarica è regolata a livello nazionale dal D. Lgs. 121/2020, in particolare dall'Allegato 1, Sezione 3, che definisce i criteri funzionali minimi che il sistema di copertura deve soddisfare per essere conforme alle normative vigenti.

Secondo quanto previsto dalla norma, e come visto precedentemente, la copertura deve: limitare l'infiltrazione delle acque meteoriche, riducendo la formazione di percolato; prevenire la dispersione incontrollata dei gas di discarica; garantire stabilità meccanica dell'intero sistema; proteggere il corpo discarica da agenti atmosferici ed erosione superficiale; favorire il recupero paesaggistico e ambientale del sito.

Tutte queste funzioni sono rese possibili grazie a una copertura multistrato, la cui composizione varia in funzione della tipologia di rifiuto conferito, come specificato sempre nell'Allegato 1. Il progettista ha il compito di dimensionare la stratigrafia sulla base di norme tecniche UNI EN ISO, linee guida EBGEO, manuali ISPRA/ARPA o normative regionali. A fronte di questo quadro normativo, si distinguono due principali approcci progettuali al sistema di capping:

1. Copertura finale con materiali naturali (argilla, ghiaia e terreno vegetale): sebbene questi materiali siano ampiamente disponibili, per la loro funzionalità, richiedono spessori molto elevati, riducendo la capacità utile della discarica e aumentando i costi di trasporto e messa in opera.
2. Copertura finale con materiali geosintetici: a elevata efficienza idraulica e meccanica, questi materiali garantiscono prestazioni uguali o superiori in termini di impermeabilità, durabilità e stabilità, permettendo una notevole riduzione dello spessore complessivo della copertura.

2.2.1 Configurazione tipica del capping con materiali naturali

Poiché si analizzerà in seguito una discarica il cui capping è stato realizzato secondo il D. Lgs. 36/2003, si descrive quanto previsto da tale norma. Per le discariche di rifiuti non pericolosi e pericolosi, conformemente al D. Lgs. 36/2003, la configurazione tipica prevede dall'alto verso il basso:

- Strato agrario di rinverdimento: con spessore ≥ 1 m in grado di favorire lo sviluppo della vegetazione e proteggere gli strati sottostanti dalle escursioni termiche e dall'erosione.
- Strato drenante delle acque meteoriche: con materiale granulare di spessore $\geq 0,5$ m e permeabilità $k \geq 1 \times 10^{-5}$ m/s. Esso deve raccogliere e convogliare l'acqua piovana impedendo l'accumulo idrico sopra la barriera impermeabile e riducendo quindi il carico idraulico.
- Barriera impermeabile di minerale compattato (argilla naturale o bentonite): con spessore $\geq 0,5$ m e permeabilità $k \geq 1 \times 10^{-8}$ m/s. Agisce come strato impermeabile per limitare l'infiltrazione delle acque meteoriche verso il corpo discarica.
- Strato di captazione del biogas: costituito da sabbia o ghiaia con spessore $\geq 0,5$ m, serve a raccogliere e trasportare il gas prodotto dalla degradazione anaerobica dei rifiuti verso appositi sistemi di aspirazione e combustione/recupero.
- Strato anticapillarità: in sabbia grossolana e ghiaia, ha spessore tipico $\geq 0,2$ m. Interrompe la risalita capillare dell'umidità dal corpo rifiuti verso gli strati superiori, proteggendo la barriera in argilla.
- Strato di regolarizzazione: è costituito da terreno privo di elementi grossolani, serve a livellare e uniformare il profilo superiore del corpo rifiuti, garantendo la posa uniforme degli strati successivi.

Il principale limite di questo tipo di copertura è la necessità di grandi volumi di materiale, per raggiungere uno spessore totale che può superare i 2,5/3 m [Figura 1]. Questo comporta un eccessivo impatto sia economico, per il trasporto e approvvigionamento, sia spaziale per la riduzione del profilo utile della discarica.

Nel caso di discarica per rifiuti **inerti**, essi non generano sostanze liquide percolabili e non fanno avvenire la degradazione anaerobica che produce biogas, per cui si può omettere lo strato di captazione del biogas.

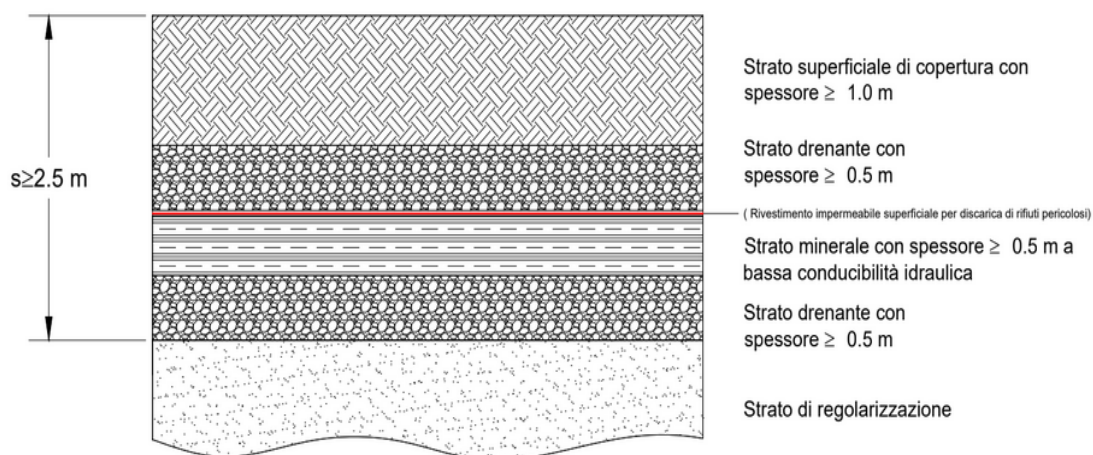


Figura 1 – schema tipico della copertura finale di una discarica di rifiuti pericolosi (Ecomondo 2019)

2.2.2 Configurazione tipica del capping con i geosintetici

Per le discariche di rifiuti **non pericolosi** e **pericolosi**, conformemente al D. Lgs. 36/2003, la configurazione tipica prevede dall'alto verso il basso:

- Strato agrario di rinverdimento: ha le stesse caratteristiche del caso trattato precedentemente.
- Geogriglia di rinforzo: migliora la stabilità del terreno e previene fenomeni di scorrimento o erosione dello strato agrario, specialmente in presenza di elevate pendenze.
- Geocomposito drenante: sostituisce gli strati granulari di sabbia o ghiaia assicurando un'efficace raccolta e smaltimento delle acque meteoriche, con notevoli vantaggi in termini di peso e spessore.
- Georete: può essere integrata nel geodreno oppure utilizzata come strato drenante secondario.
- Geomembrana, eventualmente associata a geocomposito bentonitico: rappresenta la principale barriera impermeabile. Il geocomposito protegge la geomembrana da eventuali perforazioni migliorando ulteriormente la resistenza alla permeazione.
- Barriera minerale: spesso costituita da un sottile strato di argilla compattata o misto terra-bentonite, supporta la geomembrana fungendo da barriera secondaria.

La normativa non impone spessori precisi ma generalmente il suo valore è di 0,5 m con permeabilità $k \geq 1 \times 10^{-8}$ m/s.

- Strato di captazione del biogas: formato da materiali granulari o geocompositi drenanti, captano il gas convogliandolo a un sistema di raccolta attiva.
- Strato anticapillarità: ha stesse funzioni e caratteristiche del caso precedente.
- Geotessile nontessuto di separazione: separa e protegge i geosintetici soprastanti da eventuali perforazioni causate da pietre, radici o altri materiali grossolani. È in grado inoltre di far passare l'acqua trattenendo fango e detriti.
- Strato di regolarizzazione: ha stesse funzioni e caratteristiche del caso precedente.

Anche in questo caso, il D. Lgs. 36/2003 stabilisce che per discariche di rifiuti **inerti**, le esigenze sono più contenute in quanto il contenuto organico è trascurabile e non si generano biogas o percolato in quantità rilevanti. Pertanto, la stratigrafia appena illustrata (con presenza di geomembrana, geodreno, geogriglia, ecc.) non è normalmente adottata per questo tipo di discariche.

Per concludere, una configurazione del capping di questo tipo ha uno spessore totale di circa 1/1,5 m, e quindi si ha una riduzione del 30% / 50% rispetto al caso precedente [Figura 2].

È interessante sottolineare che, per esempio, una geomembrana in HDPE da 2-3 mm associata a geocomposito bentonitico, può sostituire fino a 1 metro di argilla compattata.

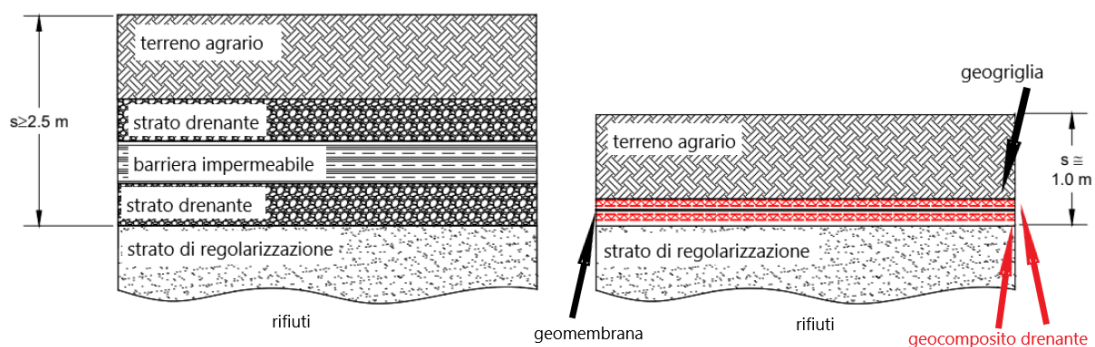


Figura 2 – stratigrafie a confronto: a destra capping con l'uso di materiali naturali, a sinistra capping con l'uso dei geosintetici (Ecomondo 2019)

3. I geosintetici nelle coperture di discarica

3.1 Definizione e ruolo dei geosintetici

I geosintetici sono dei materiali sintetici, generalmente a base di polimeri, appositamente progettati per essere utilizzati a contatto con il terreno e svolgere una o più funzioni geotecniche come separazione, filtrazione, drenaggio, rinforzo, protezione o impermeabilizzazione. Essi trovano impiego in opere di Ingegneria Geotecnica, Ambientale, Idraulica e dei Trasporti, pertanto le loro prestazioni devono essere ben definite, misurabili e confrontabili.

In questo contesto vengono utilizzate le norme UNI EN ISO, ossia una serie di norme internazionali, recepite in Europa e poi in Italia. Riguardano terminologia, requisiti e metodi di prova per geosintetici, in particolare:

- UNI EN ISO 10318-1: trattano terminologia e classificazione dei geosintetici;
- UNI EN ISO 10319: relativa al test di resistenza a trazione del geosintetico;
- UNI EN ISO 13249, 13250, 13491: trattano prestazioni e requisiti meccanici e idraulici per i vari usi (drenaggio, filtrazione, rinforzo, impermeabilizzazione);

Nello specifico le norme UNI EN ISO 10318-2:2015 contengono simboli e pittogrammi con i relativi ambiti di applicazione [Figura 3].

I geosintetici sono materiali caratterizzati da un'elevata durabilità e versatilità, per questo sono ampiamente impiegati nelle opere di ingegneria ambientale, in particolare nelle discariche controllate, dove trovano applicazione sia nella realizzazione della barriera di fondo sia nella copertura finale (capping).

In particolare nel caso specifico del capping i geosintetici permettono di:

- Limitare l'infiltrazione di acque meteoriche riducendo la formazione di percolato;
- Favorire il drenaggio del biogas e del percolato;
- Isolare fisicamente i rifiuti dall'ambiente esterno;
- Proteggere gli strati impermeabili da danneggiamenti meccanici;
- Dare stabilità alla struttura della copertura, in particolare dove vi è la presenza di forti pendenze.

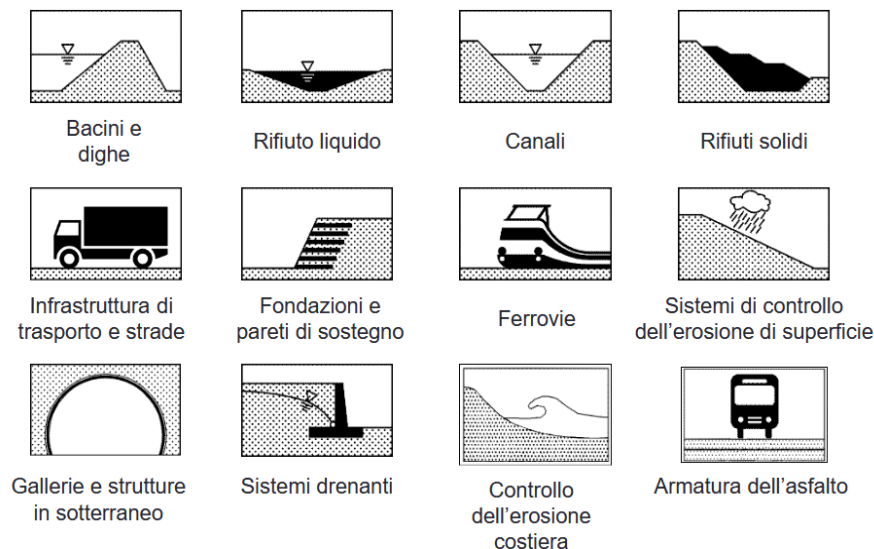


Figura 3 – simboli e pittogrammi per l'applicazione dei geosintetici (presentazione Pisa. pdf)

3.2 Vantaggi e svantaggi dell'uso dei geosintetici nel capping

Come visto nel capitolo precedente, nel caso di rifiuti pericolosi, la stratigrafia della copertura con l'adozione di materiali naturali, può raggiungere uno spessore complessivo di 2,50 m. Garantire stabilità a uno spessore così importante di materiali sovrapposti con caratteristiche assai differenti tra loro (ad es. granulometria, permeabilità...) può essere un problema di non semplice ed economica risoluzione soprattutto se la pendenza della copertura è notevole. L'utilizzo dei geosintetici come alternativa (o complemento) ai materiali naturali, può costituire una valida soluzione a questo problema.

Si elencano di seguito i principali vantaggi derivanti dall'uso di questi materiali:

- Prestazioni tecniche elevate: geosintetici come le geomembrane, geocompositi bentonitici, geogriglie e geotessili, offrono valori di permeabilità estremamente bassi (spesso inferiori a 10^{-11} m/s), essi possono infatti sostituire sia gli strati di materiale granulare per il drenaggio delle acque meteoriche e del biogas, sia lo strato di materiale fine a bassa permeabilità;
- Ottimizzazione degli spessori, dei volumi, e dei tempi di posa: a parità di prestazione sia idraulica che meccanica, i geosintetici permettono una riduzione degli spessori rispetto ai materiali naturali come l'argilla pari anche a 1,50 m, e quindi una maggiore rapidità di posa;

- Ridotto impatto ambientale legato all'estrazione e al trasporto: mentre l'uso di argilla richiede spesso scavi con impatti ambientali significativi (alterazione paesaggistica, consumo di suolo, emissioni da trasporto), l'uso dei geosintetici riduce l'impiego dei mezzi di trasporto ed eventuale movimentazione di inerti nonché le loro rispettive emissioni inquinanti;
- Controllo qualitativo: i geosintetici sono prodotti industrialmente secondo le norme tecniche internazionali UNI EN ISO, assicurando maggior tracciabilità e controllo delle prestazioni meccaniche, idrauliche e chimiche.

Tra le criticità e svantaggi ambientali si possono invece trovare:

- Dipendenza da materie prime non rinnovabili: la produzione dei geosintetici implica l'uso di polimeri sintetici derivanti da combustibili fossili, come polietilene o polipropilene. Questo implica un'impronta ecologica iniziale maggiore rispetto ai materiali naturali, che al contrario non hanno bisogno di lavorazione;
- Smaltimento a fine vita: mentre i materiali naturali possono essere integrati nel suolo o riutilizzati come inerti, i geosintetici richiedono uno smaltimento in discarica, contribuendo così alla produzione di nuovi rifiuti, a volte complessi da gestire.

La scelta tra copertura con materiali naturali o con geosintetici deve perciò tener conto del contesto specifico in cui si vuole costruire la discarica (tipo di rifiuti, clima, disponibilità di risorse...). Se l'obiettivo è la sostenibilità, è consigliato un approccio che vada a valorizzare i vantaggi di entrambe i sistemi, combinando materiali naturali a geosintetici, per ottenere la massima efficienza in termini sia meccanici che ambientali.

3.3 Classificazione dei geosintetici

Nel contesto delle coperture finali di discarica, l'impiego dei geosintetici risponde a precise esigenze funzionali: impermeabilizzazione, drenaggio, protezione meccanica, stabilizzazione e controllo dell'erosione. Di seguito si riportano le principali categorie di materiali utilizzati:

1. Geotessili (*GeotexTiles*)

Sono di materiale sintetico permeabile (poliestere (PET) o polipropilene (PP)) e sono impiegati per separazione, filtrazione, drenaggio e protezione. Si suddividono in due grandi famiglie:

- Geotessili tessuti (GTXw) [Figura 4]:

Realizzati intrecciando fibre a trama o a ordito. Offrono alta resistenza alla trazione e sono particolarmente adatti per funzioni di rinforzo e contenimento. Hanno però una permeabilità inferiore rispetto ai non tessuti. I geotessili tessuti in PP sono adatti per terreni basici visto il valore di ph compreso tra 1 e 14. I geotessili tessuti in PET sono invece adatti a terreni acidi, in quanto hanno valore di ph compreso tra 4 e 9.



Figura 4 – esempio di geotessile tessuto in fibre di polipropilene (catalogo Geosintex)

- Geotessili nontessuti (GTXnw) [Figura 5]:

Realizzati da fibre sintetiche disposte casualmente e coesionate da metodi meccanici o termici. Sono caratterizzati da una maggiore permeabilità e ad oggi rappresentano la tipologia più quantitativamente utilizzata in Italia.



Figura 5 – esempio di geotessile non tessuto in polipropilene vergine (catalogo Geosintex)

2. Geogriglie (GGR) [Figura 6]:

In PET o PE, esse svolgono soprattutto una funzione di armatura, che viene favorita dalla loro particolare struttura, tale da migliorare l'attrito e quindi diminuire la possibilità di scorrimento. Offrono anche un'elevata resistenza a trazione e per questo motivo sono indicate per il rinforzo di asfalti o terreni.



Figura 6 – esempio di geogriglia tessuta a struttura piana e forma reticolare, realizzata con filamenti di poliestere ricoperti da strato protettivo in resina di PVC (catalogo Geosintex)

3. Geomembrane (GGM) [Figura 7]:

Sono fogli continui in materiale plastico, tipicamente polietilene ad alta densità HDPE o polietilene a bassa densità LDPE, a bassa permeabilità. Vengono utilizzati per la barriera idraulica nei sistemi di impermeabilizzazione, in particolare nelle discariche impediscono la migrazione dei liquidi e contaminanti nel sottosuolo o nella copertura.



Figura 7 – esempio di geomembrana in HDPE (Hydrogeo)

4. Geocompositi bentonitici (GCL) [Figura 8]:

Essi consistono di un sottile strato di argilla (bentonite) racchiuso tra due geotessili o incollato ad una geomembrana sintetica. A contatto con l'acqua la bento-

nite si idrata formando un gel a bassissima permeabilità, svolgendo così una funzione permeabilizzante. Ripara inoltre eventuali perforazioni della geomembrana.



Figura 8 – esempio di geocomposito bentonitico realizzato con bentonite racchiusa tra un geotessile non tessuto e un geotessile tessuto (Tema Corporation)

5. Geocompositi drenanti (GCD) [Figura 9]:

I geocompositi drenanti sono materiali multistrato costituiti dall'associazione in fase di produzione di uno strato di georete racchiuso tra due strati di geotessile. La prima ha funzione drenante, gli ultimi hanno funzione di filtrante. Lo spessore complessivo può variare tra i 5 e 30 mm.

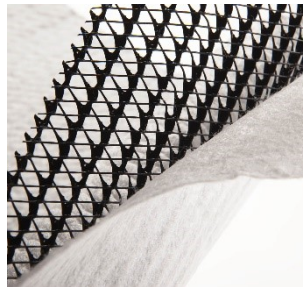


Figura 9 – esempio di geocomposito drenante costituito da una georete HDPE accoppiata a due strati di geotessile non tessuto in PP (catalogo Geosintex)

6. Geostuoie (*Geomats*) [Figura 10]:

Le geostuoie sono costituite da filamenti di materiali sintetici aggrovigliati in modo da formare uno strato molto deformabile dello spessore di 10-20mm, caratterizzato inoltre da un indice dei vuoti mediamente superiore al 90%. Sono utilizzate in condizioni di forte pendenza per il controllo dell'erosione superficiale provocata dall'impatto delle gocce di pioggia o dalle acque di ruscellamento, in modo da costituire un rinforzo superficiale nella fase di crescita della vegetazione.



Figura 10 – esempio di geostuoia in PP adatta al rinforzo delle scarpate contro l'erosione
(catalogo Geosintex)

7. Biostuoia (*Biomats*) [Figura 11]:

Le biostuoie sono analoghe alle geostuoie, ma realizzate con materiali naturali biodegradabili quali juta, cocco o fibre vegetali. Per questo motivo sono impiegate in coperture a basso impatto ambientale e la loro funzione è temporanea.



Figura 11 – esempio di biostuoia costituita da fibre di juta biodegradabile e in maglia aperta
(catalogo Geosintex)

4. Metodi di verifica della stabilità del capping

4.1 Introduzione

La capacità volumetrica di un impianto di smaltimento rifiuti, come una discarica, è influenzata principalmente dall'area, dall'altezza complessiva e dall'inclinazione dei versanti. Mentre area e altezza sono generalmente vincolate dai limiti normativi e confini della proprietà, la definizione dell'angolo di pendenza laterale dipende da valutazioni ingegneristiche e operative. Inclinazioni più ripide dei fianchi consentono un incremento della capacità utile dell'impianto, con conseguenti vantaggi economici. Tuttavia, pendenze eccessive possono compromettere la stabilità dei rivestimenti protettivi superficiali, innescando i fenomeni di scivolamento. Tali instabilità, oltre a generare un aumento dei costi di manutenzione, nei casi più gravi possono compromettere l'integrità strutturale della discarica comportando alla chiusura dell'impianto. Per questi motivi è necessaria la verifica della stabilità di copertura.

In letteratura sono state proposte numerose metodologie per la verifica della stabilità e tali approcci condividono l'individuazione della cosiddetta superficie critica di scorrimento.

La stratigrafia del capping si presenta infatti eterogenea perché è costituita da materiali naturali e geosintetici con differenti proprietà meccaniche e idrauliche. Perciò la presenza di interfacce a basso attrito come quella tra geomembrane e geotessili, di pendii inclinati e, in alcuni casi, di azioni sismiche, causa lo scivolamento degli strati superiori, più resistenti, lungo gli strati inferiori. Si ipotizza che il potenziale scorrimento avvenga lungo la superficie a minor resistenza, ossia lungo l'interfaccia in cui l'attrito tra i due materiali è minimo. In seguito, si tratta il pacchetto di copertura come blocco rigido e si ricava la trazione richiesta per mantenere l'equilibrio. Nel presente capitolo vengono analizzati e confrontati diversi metodi di calcolo che pur basandosi su modelli teorici differenti, consentono di individuare i principali parametri geometrici e meccanici che influenzano il comportamento della copertura, in particolare verranno analizzati:

- Il metodo di Druschel;
- Il metodo di Leshchinsky;
- Il metodo di Koerner;
- EBGEO

4.2 Stati limite ultimi (SLU) e stati limite di esercizio (SLE).

Nel contesto normativo italiano ed europeo, le verifiche della stabilità del sistema di copertura, devono essere condotte nel rispetto del principio degli “stati limite”, come stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dagli Eurocodici strutturali e geotecnici, in particolare dall’Eurocodice 7.

Tali norme distinguono due categorie fondamentali:

- Stati limite ultimi (SLU): prendono in analisi le condizioni estreme che potrebbero portare al collasso dell’opera (per es. scorrimento del pendio, rottura del geosintetico...);
- Stati limite di esercizio (SLE): analizzano le condizioni che non compromettono la sicurezza strutturale ma che possono ridurre la funzionalità o la durabilità dell’opera (per es. deformazione dello strato superficiale).

Elemento cruciale nella progettazione agli stati limite ultimi delle strutture rinforzate è la durabilità a lungo termine dei geosintetici, poiché determina la capacità del materiale di mantenere le sue prestazioni meccaniche (in particolare la resistenza a trazione) per decenni sotto carichi e condizioni ambientali variabili. Per il suo calcolo si fa riferimento alla ISO TR 20432 “*Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement*”, secondo la quale la resistenza a lungo termine di un geosintetico (T_D) si ottiene riducendo il suo valore caratteristico iniziale (T_{char}) mediante una serie di fattori di riduzione (RF):

$$T_D = T_{char} / (RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s)$$

Si riporta il significato dei simboli:

T_{char} = Resistenza caratteristica (a breve termine) del geosintetico;

RF_{CR} = fattore di riduzione per creep (deformazione progressiva sotto carico costante);

RF_{ID} = fattore di riduzione per il danneggiamento durante la posa in opera;

RF_W = fattore di riduzione per invecchiamento dovuto all’esposizione (UV, ossigeno, clima) prima della posa in opera;

RF_{CH} = fattore di riduzione dovuto agli effetti causati da agenti chimici e biologici nel tempo;

f_s = fattore di sicurezza per estrapolazione dei dati.

Progettando con gli Eurocodici e con la NTC2018, non è possibile utilizzare direttamente il valore di resistenza trovato (T_d) nel dimensionamento delle strutture. Occorre tenere presente di un altro coefficiente γ_M , fattore parziale per la proprietà di materiale o di prodotto, proprio del metodo semiprobabilistico agli stati limite. Esso copre la possibilità di deviazioni sfavorevoli del materiale o prodotto dal suo valore caratteristico (Gulvanessian H. et al., 2007).

Pertanto, la resistenza da considerare nei calcoli sarà ($T_{all}=T_{allowable}$), calcolata come:

$$T_{all} = \frac{T_D}{\gamma_M}$$

Successivamente si applica il metodo dell'equilibrio limite che serve a determinare un fattore di sicurezza del sistema geotecnico. È necessario accertarsi se tale fattore di sicurezza divida o meno anche la resistenza del rinforzo. Nel caso in cui T_{all} venga ulteriormente ridotta a causa del fattore di sicurezza determinato, occorrerà tenerne opportunamente conto.

Per riportare qualche valore: EBGEO (2011) definisce γ_M per tre diverse condizioni di carico (LC1= permanente, LC2= temporaneo ed LC3= eccezionale). Per le condizioni di carico LC1 viene stabilito $\gamma_M= 1.40$. La norma francese NF P94-270 "*Calcul Géotechnique Ouvrages de Soutènement Remblais renforcés et massifs en sol cloué*" stabilisce invece un unico valore del fattore parziale per le proprietà del materiale pari a $\gamma_M = 1.25$.

4.3 Il metodo di Drushel

Considerando che la lunghezza del versante è significativamente superiore rispetto allo spessore complessivo del sistema di rivestimento, questo modello semplifica l'intero sistema trattandolo come un blocco rigido che scorre lungo un pendio infinito.

Il metodo di Drushel è utilizzato per effettuare una prima valutazione della forza necessaria a garantire la stabilità: la forza di ancoraggio F_a . Si tratta della resistenza del sistema di ancoraggio (tipicamente una trincea posta sulla sommità del pendio) a trattenere il geosintetico contro la forza di trazione interna, presupponendo che il valore di tale trazione sia già stato definito. In [Figura 12] è riportata una schematizzazione delle forze principali che agiscono tipicamente su una pendenza laterale.

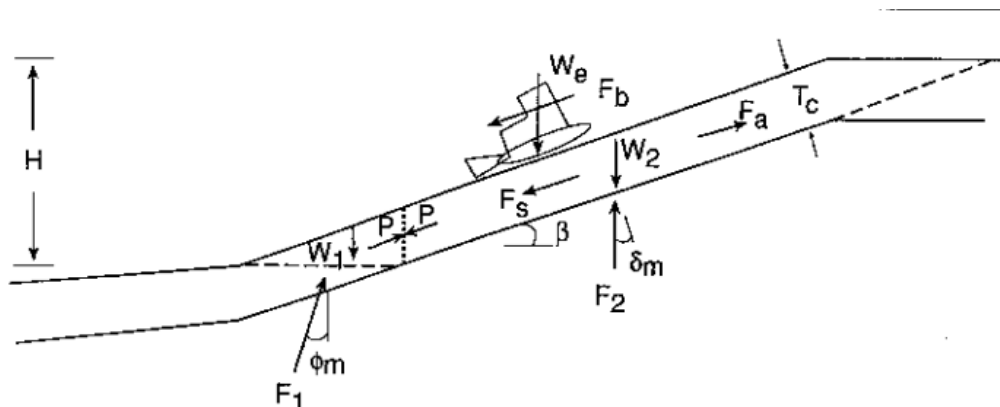


Figura 12 – pendio laterale con forze caratteristiche (Geosintetici su pendio Drushel.pdf)

In particolare si definiscono i simboli presenti in figura 12:

H = altezza della scarpata;

T_c = spessore del terreno di copertura;

F_a = forza di ancoraggio sul geosintetico;

F_s = forza di infiltrazione;

F_b = forza destabilizzante prodotta dal macchinario quando percorre il pendio in discesa (si considera come approssimazione il 30% del peso del mezzo);

F_1 = forza di reazione del contrafforte di piede;

F_2 = forza di reazione sul cuneo di monte;

W_2 = peso del cuneo di monte;

W_1 = peso del terreno del contrafforte di piede;

W_e = peso di un eventuale macchinario;

P = forza di reazione del contrafforte alla base del versante laterale;

β = angolo di inclinazione del pendio;

ϕ_m = angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ_m = angolo di attrito minimo del pacchetto di copertura.

Successivamente tutte le forze agenti sul sistema vengono rappresentate mediante un diagramma vettoriale [Figura 13]. In base alla prima legge di Newton, condizione necessaria per la stabilità del sistema è che la somma delle forze agenti in ogni direzione sia nulla. Questo consente di eliminare dal problema le forze F_1 e F_2 , in quanto sia nel poligono 1 che nel poligono 2 le forze sono perpendicolari ad esse, e quindi sono sommate e poste uguali a zero.

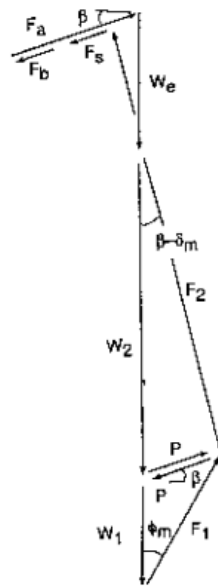


Figura 13 – diagramma vettoriale delle forze (Geosintetici su pendio Drushel)

A questo punto, omettendo i passaggi dell'intera dimostrazione, si ottiene la forza di ancoraggio come:

$$F_a = \frac{\gamma_w T^2 w}{2 \tan \beta} \left(\frac{\tan \phi_m}{\cos^2 \beta} + \frac{2H \tan \delta_m}{\cos \beta} - \frac{\tan \delta_m}{\cos \beta} \right) + W_e \left(0.3 + \frac{\sin(\beta - \delta_m)}{\cos \delta_m} \right) - \frac{\gamma_c T^2 c \sin(\beta - \delta_m)}{2 \sin \beta \cos \beta \cos \delta_m} \left(\frac{\sin \phi_m \cos \delta_m}{\cos(\beta + \phi_m) \sin(\beta - \delta_m)} + 1 - \frac{2H \cos \beta}{T_c} \right)$$

Tale formula è molto semplice perché i parametri in input sono di facile caratterizzazione. Verrà dunque usato come rinforzo di primo tentativo un geosintetico in grado di sviluppare una resistenza pari a F_a che non subisca deformazioni elastiche maggiori del 5%, o comunque limitate al campo elastico.

Il calcolo del fattore di sicurezza in tale contesto viene calcolato come rapporto tra la resistenza di taglio massima disponibile lungo l'interfaccia (in base alle proprietà dei materiali e delle superfici) e la resistenza di taglio mobilitata, ossia quella effettivamente necessaria a garantire l'equilibrio del sistema contro le forze destabilizzanti:

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} = \frac{\tan \delta}{\tan \delta_m}$$

Gli angoli ϕ e ϕ_m rappresentano gli angoli di resistenza al taglio del terreno, cioè la capacità di resistere allo scorrimento, invece δ e δ_m sono gli angoli di attrito dell'interfaccia. Φ e δ indicano l'angolo di attrito massimo (ossia di "rottura"), ϕ_m e δ_m indicano il valore dell'angolo in condizioni di equilibrio.

Un valore di $F_s > 1$ indica che il sistema ha margine di sicurezza, mentre $F_s = 1$ è la condizione limite dell'equilibrio.

4.4 Il metodo di Leshchinsky

Il metodo proposto da Leshchinsky prende in analisi un modello a pendenza finita ed è rappresentato da due blocchi rigidi separati da un'interfaccia di scorrimento. Un blocco è detto attivo e rappresenta lo strato superiore del capping, l'altro è detto passivo e rappresenta la parte sottostante, ossia quella stabile.

Esso tiene conto sia delle condizioni statiche che sismiche e la forza destabilizzante viene bilanciata da una forza resistente che include coesione, attrito e in alcuni casi una forza di trazione sviluppata dal rinforzo geosintetico.

Per questi motivi si tratta di un modello meno semplificato di Drushel, ed è adatto alle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) in cui si va ad analizzare l'equilibrio alla traslazione del terreno di copertura quando il sistema è esattamente al punto di cedere, ossia al "limite del collasso".

La forza che il geosintetico deve sviluppare internamente per impedire lo scivolamento lungo il piano di interfaccia si chiama trazione interna. Il metodo assume che esso sia correttamente ancorato, per questo motivo non viene trattata la forza di ancoraggio, analizzata da Drushel, per verificare che la trazione così calcolata possa effettivamente essere trasmessa e trattenuta nel punto di ancoraggio a monte.

Si riporta in [Figura 14] lo schema di calcolo e i poligoni delle forze:

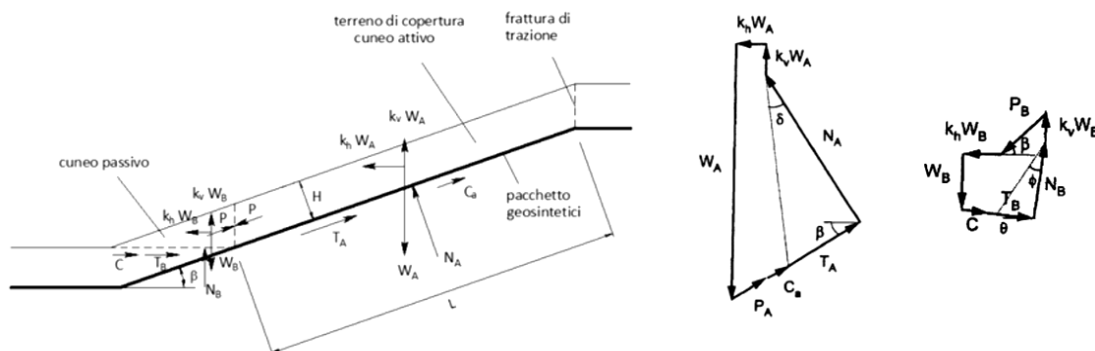


Figura 14 – blocchi attivo e passivo, poligoni delle forze (Landfill Cover Systems-Leshchinsky)

L'analisi tiene conto dell'inclinazione del piano di rottura nel cuneo passivo (angolo ϕ) e considera anche le accelerazioni sismiche orizzontali e verticali K_h e K_v . Impostando l'equilibrio limite del sistema si mettono in evidenza il fattore di sicurezza e la forza di trazione T_a che il geosintetico deve sviluppare per garantire l'equilibrio:

$$FS = \frac{T_A + P + k_v W_A \sin\beta + C_a}{W_A(k_h \cos\beta + \sin\beta)}$$

$$T_A = C_{ds} \tan\varphi [(1 - k_v) \cos\beta - k_h \sin\beta] W_A$$

Dove:

T_a = forza di taglio sul cuneo attivo;

P = forza tra i due cunei;

W_a = peso del cuneo attivo;

C_a = adesione suolo- geosintetico;

C_{ds} = coefficiente di riduzione della resistenza al taglio.

La situazione più critica si ha quando il cuneo passivo è posto al piede del pendio e $\phi=0^\circ$, perché in questo caso il cuneo attivo occupa tutto il pendio e di conseguenza il suo peso, che rappresenta la principale forza destabilizzante, ha il massimo possibile braccio rispetto alla linea di scorrimento e questo incrementa il momento destabilizzante.

Se il valore di $FS \leq 1$, allora il sistema senza rinforzo non soddisfa il criterio di sicurezza, quindi si introducono uno o più strati di geosintetico per migliorare la resistenza. Il rinforzo deve essere progettato per fornire la seguente forza t , che si oppone alla forza destabilizzante lungo il pendio:

$$t = W_A(k_h \cos\beta + \sin\beta) - (T_A + P + k_v W_A \sin\beta + C_a)$$

Per concludere, la verifica agli stati limite di esercizio servirà a controllare la deformazione del geosintetico.

4.5 Il metodo di Koerner and Soong (1998)

A differenza dei metodi di Druschel e Leshchinsky, che si basano su schematizzazioni a pendenza rispettivamente infinita e finita, il metodo di Koerner and Soong considera, in condizioni statiche, una situazione di pendio definito, inclinato di un angolo β , il cui terreno di copertura ha uno spessore uniforme ed è posto sopra una geomembrana liscia.

Esso rappresenta un'estensione del modello sviluppato da Koerner and Hwu (1991). Si utilizza per valutare le forze di trazione nei geosintetici di rinforzo quando la resistenza all'interfaccia tra suolo e geomembrana non è sufficiente a garantire la stabilità.

In [Figura 15] viene mostrato lo schema delle forze e si nota che al piede del pendio è presente un cuneo di spinta passiva.

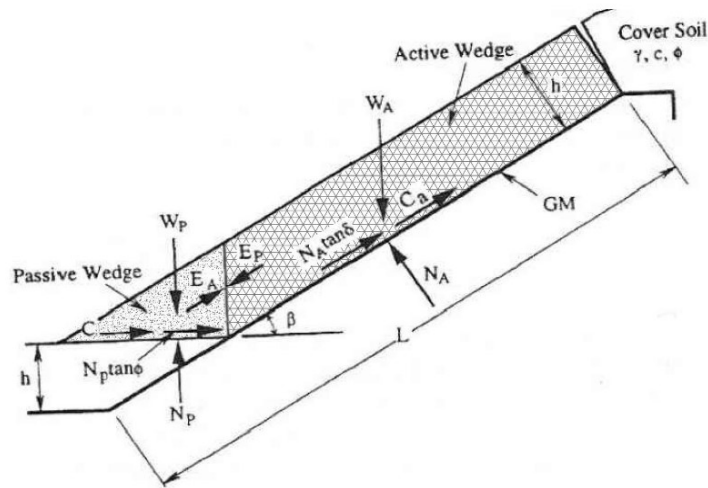


Figura 15 – schema del modello di Koerner (Koerner and Soong)

In particolare i simboli utilizzati nell'analisi sono così definiti:

W_a = peso totale del cuneo attivo;

W_p = peso totale del cuneo passivo;

N_a = forza risultante normale alla superficie di scorrimento del cuneo attivo;

N_p = forza risultante normale alla superficie di scorrimento del cuneo passivo;

γ = peso di volume del terreno;

L = lunghezza del pendio misurata lungo lo sviluppo della geomembrana;

h = spessore uniforme del terreno di copertura;

β = angolo tra l'orizzontale e il piano su cui poggia la geomembrana;

ϕ = angolo di attrito del terreno;

c = coesione del terreno;

δ = angolo di attrito all'interfaccia tra terreno e geomembrana;

C_a = forza di adesione tra il terreno del cuneo attivo e la geomembrana;

C = forza di coesione attraverso il piano di scivolamento del cuneo passivo;

E_a = forza di interconcoia agente dal cuneo passivo sul cuneo attivo;

E_p = forza di interconcoia agente dal cuneo attivo sul cuneo passivo.

La soluzione del problema si ottiene risolvendo un'equazione di secondo grado con incognita il fattore di sicurezza:

$$a \cdot FS^2 + b \cdot FS + c = 0$$

Perciò si ricava:

$$FS = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Dove:

$$a = (W_A - N_A \cos \beta) \cos \beta$$

$$b = -[(W_A - N_A \cos \beta) \sin \beta \tan \phi + (N_A \tan \delta + C_a) \sin \beta \cos \beta + (C + W_p \tan \phi) \sin \beta]$$

$$c = (N_A \tan \delta + C_a) \sin^2 \beta \tan \phi$$

Se il fattore di sicurezza ha valori inferiori all'unità, si avrà lo scivolamento del terreno sulla superficie di contatto; mentre per raggiungere una condizione di stabilità, il valore di FS deve essere maggiore di 1.

4.6 EBGE0

Un altro tra gli approcci più riconosciuti a livello europeo per la verifica della stabilità del sistema di copertura delle discariche è quello riportato nelle linee guida EBGE0. Questa pubblicazione, avvenuta nel 2011 e sviluppata dalla società geotecnica tedesca fornisce infatti formule di calcolo per valutare la sicurezza delle opere in terra rinforzate con geosintetici, tra cui il capping. L'approccio si basa sulla verifica dei fattori di sicurezza e sull'applicazione dei fattori parziali di sicurezza, detti fattori di riduzione, coerentemente con l'Eurocodice 7 per la progettazione geotecnica.

L'analisi di stabilità secondo EBGE0 si basa su due aspetti principali:

1. Stabilità interna: si verifica che i geosintetici siano adeguatamente ancorati e non si sfilino dal terreno;
2. Stabilità esterna/complessiva: assicura che l'intera massa di terreno sia stabile.

Vengono confrontate le forze resistenti con le forze agenti lungo un potenziale piano di scivolamento, rappresentato dall'interfaccia con fattore di sicurezza più basso. Per avere stabilità la loro differenza deve essere ≥ 0 .

L'analisi statica valuta la stabilità del capping in assenza di azioni sismiche. I parametri di resistenza al taglio trovati con le prove di taglio diretto e relativi all'interfaccia più

debole (angolo di attrito Φ , coesione c) vengono ridotti con fattori parziali di sicurezza appropriati per le condizioni statiche. Una volta ridotti, questi parametri diventano parametri di progetto per l'analisi di stabilità.

Per le aree soggette a rischio sismico, l'EBGEO prevede l'analisi in condizioni sismiche utilizzando l'approccio pseudostatico. Questo approccio schematizza le forze sismiche come forze inerziali aggiuntive, orizzontali e verticali, che agiscono sul baricentro della massa potenzialmente instabile. I fattori di riduzione applicati ai parametri di resistenza in condizioni sismiche possono essere diversi rispetto a quelli statici.

Quando le analisi di stabilità indicano che il fattore di sicurezza non è sufficiente (ossia la differenza tra le forze resistenti e le forze agenti è ≤ 0), si introduce il rinforzo con geogriglie. Esse forniscono infatti una resistenza a trazione aggiuntiva che contribuisce alle forze resistenti.

L'EBGEO specifica che la resistenza a lungo termine del geosintetico rinforzante deve essere determinata considerando i fattori di riduzione citati in precedenza, tra cui: fattore di riduzione per creep, fattore di riduzione per danneggiamento da installazione, fattore di riduzione per invecchiamento dovuto all'esposizione prima della posa in opera, fattore di riduzione dovuto agli effetti causati da agenti chimici e biologici nel tempo. Infine, viene sottolineato che anche l'ancoraggio delle geogriglie, spesso tramite trincee di ancoraggio, è un aspetto critico della progettazione e deve essere verificato per assicurare che il rinforzo sia efficace.

5. Caso di studio: il capping per il caso di una discarica per rifiuti non pericolosi

5.1 Introduzione

In questo capitolo si tratterà la realizzazione del capping di un'importante discarica per rifiuti non pericolosi, che si trova in centro Italia [Figura 16]. La discarica, situata lungo il versante di un pendio, è caratterizzata da una zona inclinata e da una parte sommitale pianeggiante. L'area inclinata è stata suddivisa in sei scarpate [Figura 17] con lunghezze variabili tra i 27 e 68 metri e una pendenza media di 24°. L'estensione complessiva della superficie da ricoprire, in proiezione orizzontale, era di circa 100.000 m².

La stratigrafia di progetto è conforme al D. Lgs. 36/2003 riguardante i rifiuti non pericolosi e al dall'alto verso il basso prevedeva:

1. Terreno vegetale con spessore 1 m;
2. Geocomposito drenante per la raccolta di acque meteoriche;
3. Strato di argilla di spessore 0,5 m;
4. Geocomposito drenante per il biogas;
5. Strato di regolarizzazione.

Perciò la progettazione ha fatto uso sia di materiali naturali che di geosintetici, per uno spessore complessivo di terreno da stabilizzare pari a 1,5 m.

L'azienda Geosintex ha contribuito fornendo i materiali e il supporto tecnico per la realizzazione del capping di questa discarica.

In questo capitolo si analizzerà la scarpata 1, considerata più critica in termini di stabilità (con lunghezza 68 metri e pendenza 23°), in cui sono state installate tre geogriglie Edilgrid 400, ciascuna con resistenza di 400 kN/m, posizionate con interasse di 50 cm e correttamente ancorate negli spazi tra le scarpate [Figura 18]. Questo significa che 1 metro di geogriglia è in grado di supportare 40 tonnellate di trazione.

Il geocomposito drenante impiegato sia per il drenaggio delle acque meteoriche che del biogas è del tipo SintexDrain GSG 60.12, costituito da due geotessili non tessuti ed una georete interna. Il sito è stato caratterizzato dal punto di vista geologico, geotecnico e sismico mediante indagini in sito e in laboratorio, in conformità con il D. Lgs. 36/2003 e alle NTC 2008 (oggi sostituite dalle NTC 2018, ma allora in vigore).



Figura 16 – porzione di terreno interessata alla realizzazione del capping (Ecomondo 2019)

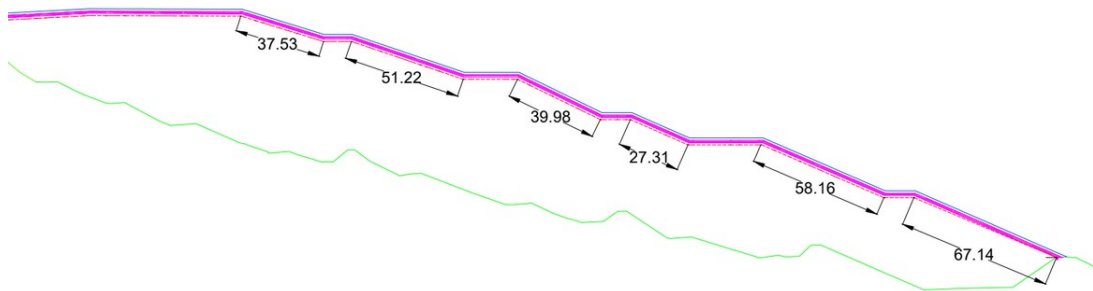


Figura 17– lunghezza e posizione delle sei scarpate (Ecomondo 2019)

Scarpata 1

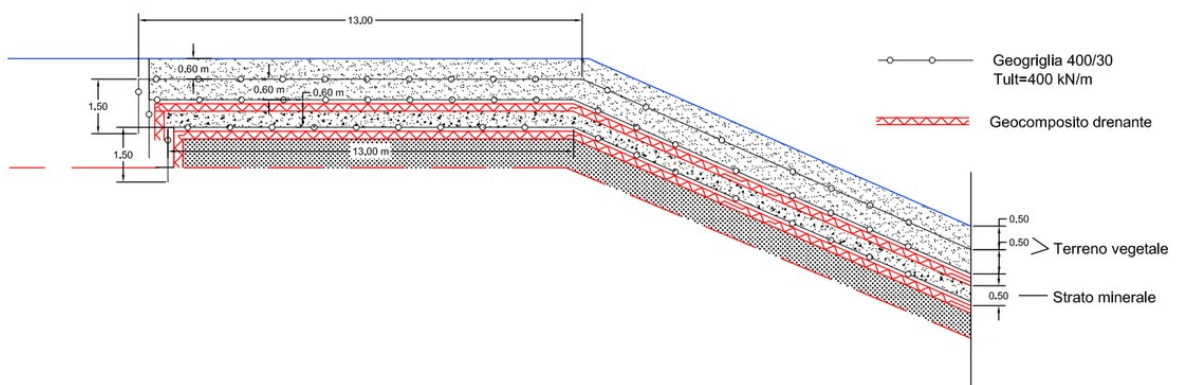


Figura 18 – sezione della scarpata 1 della discarica (Frigo & Zausa 2021)

5.2 Caratterizzazione geotecnica e litostratigrafica del sito

L'area rientra nella fascia collinare dell'Appennino romagnolo e poggia principalmente su depositi marini pliocenici noti come "argille azzurre", sovrastati da coperture formate da sedimenti accumulatisi per effetto di alluvioni e frane. La geomorfologia è influenzata dal reticolo idrografico secondario del Rio Morsano, il quale incide soprattutto nel versante orientale.

Dalle analisi di perforazione, campionamento e prova in sito, è stata ricostruita la seguente stratigrafia, che dall'alto verso il basso comprende:

- Materiali colluviali: formati da limi sabbiosi e argillosi con occasionali ghiaie. Lo spessore è variabile da 1 a 3 m;
- Terreni alluvionali (area Rio Morsano): sabbie limose e limi sabbiosi, localmente saturi e a comportamento drenante;
- Argille alterate: di colore grigio-azzurro chiaro, ad elevata plasticità. Sono lo strato più frequentemente coinvolto nelle verifiche di stabilità;
- Argille compatte (substrato profondo): dette anche "argille azzurre", sono costituite da una matrice limo-argillosa ad elevata coesione e bassa permeabilità.

Parametri geotecnici dei terreni naturali utilizzati nella copertura

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	w [%]
Unità 1a – Coltre superficiale	21.86	18.7
Unità 2a – Argille alterate	20.40	19.4
Unità 2b – Argille compatte (substrato)	21.20	13.8

In cui:

γ = peso di volume del terreno;

w = contenuto d'acqua (umidità).

In alcune aree è stata osservata la presenza di falde sospese all'interno della coltre superficiale, favorite dall'infiltrazione delle acque meteoriche. In particolare la zona prossima

al Rio Morsano è particolarmente sensibile: qui, per le verifiche, è stato ipotizzato un livello piezometrico a 2 m dal piano campagna, come scenario cautelativo. Questo dato è stato fondamentale per le verifiche di stabilità e per la progettazione del sistema drenante.

5.3 Parametri di resistenza al taglio e attriti tra i materiali

I parametri di resistenza al taglio derivano dalle prove in sito e di laboratorio descritte nella *Relazione Geotecnica (All.3-El.7)* e in seguito applicati nei calcoli geotecnici esposti nella *Relazione Tecnico-Illustrativa e di Calcolo Strutturale(All.3-El.1)*. Sono state considerate sia le proprietà dei terreni naturali che quelle del corpo rifiuti, con particolare attenzione alle condizioni drenate e non drenate, e all'interazione tra geosintetici e terreno.

I principali parametri di resistenza al taglio adottati per ciascuna unità sono i seguenti:

Unità geotecnica	c'k [kPa]	Φ'k [°]
Unità 1a – Coltre superficiale	5	24
Unità 2a – Argille alterate	30	22
Unità 2b – Argille compatte (substrato)	100	24

In cui:

c' = coesione in condizioni drenate;

φ' = angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate.

Il pedice con il suffisso “k” indica il valore caratteristico del parametro di resistenza al taglio considerato.

5.4 Caratterizzazione geotecnica dell'interfaccia Geocomposito-argilla per la stabilità del capping

Per la verifica della stabilità geotecnica del capping della Scarpata 1, è stata preliminarmente condotta un'analisi stratigrafica del pacchetto di copertura, al fine di individuare l'interfaccia caratterizzata dalla minore resistenza al taglio, corrispondente al minimo coefficiente di attrito.

Il presente sotto capitolo è dedicato all'analisi dei risultati contenuti nel rapporto di prova n. 1.1/16175/1136.0.1-2017, emesso da Kiwa GmbH – TBU, laboratorio tedesco accreditato. Le prove sono state eseguite sul geocomposito “SintexDrain GSG 60.12” in interfaccia con l'argilla naturale “Clay Argille Varicolori”.

Le prove di laboratorio, condotte tra il 27 novembre 2017 e il 29 gennaio 2018, sono state effettuate in condizioni di saturazione con campione immerso in acqua, al fine di simulare gli scenari operativi più sfavorevoli (massima umidità). Tali prove hanno consentito la determinazione dell'angolo di attrito e della coesione, sia alla massima tensione di taglio che a quella residua.

La metodologia adottata segue rigorosamente le prescrizioni della norma DIN EN ISO 12957-1 (05.2005), corrispondente in Italia alla UNI EN ISO 12957-1. La norma definisce le procedure per la determinazione della resistenza al taglio per attrito di geosintetici e delle interfacce geosintetico-terreno, garantendo la standardizzazione delle condizioni di prova e l'affidabilità dei risultati.

I dati ottenuti saranno impiegati nelle successive analisi di stabilità.

5.4.1 Materiali e metodologia di prova: prova di taglio diretto secondo UNI EN ISO 12957-1

Dall'analisi è emerso che l'interfaccia caratterizzata dal più basso attrito, e quindi considerata critica, è quella tra il geocomposito drenante e l'argilla.

Per tale motivo sono stati prelevati circa 20 m² di geocomposito e quattro sacchi di argilla, per un totale di circa 200 kg, successivamente consegnati al laboratorio Kiwa tra il 27 e il 28 novembre 2017. Le prove di laboratorio sono state eseguite nel periodo compreso tra il 27 novembre 2017 e il 29 gennaio 2018.

La determinazione delle caratteristiche di attrito è stata condotta in conformità alla norma DIN EN ISO 12957-1 (05.2005), mediante prova di taglio diretto (Direct Shear Test), nella quale si applica un carico normale noto e si misura la resistenza al taglio sviluppata all'interfaccia tra geocomposito e argilla.

In questo caso le prove sono state eseguite in una scatola di dimensioni 300 × 300 mm e i parametri di prova sono stati i seguenti:

	Dimension		Remarks
Shear box internal dimensions	mm	300 x 300	Constant contact area shear box
Rate of displacement	mm/min mm/h	0,167 10	
Contact surface	-	Geocomposite / Soil	Test under water
Consolidation time	h	24	
Soil dry density	g/cm ³	1,789 (85% of Proctor density)	
Soil compacted thickness	mm	40	
Soil moisture content	%	25,0	

5.4.2 Caratterizzazione del suolo “Clay Argille Varicolori”

Prima dell'esecuzione delle prove di taglio, il suolo “Clay Argille Varicolori” è stato caratterizzato in conformità con gli standard pertinenti, per definire proprietà fisiche e meccaniche, tra cui:

- Densità Proctor (densità secca massima raggiungibile attraverso una specifica procedura di compattazione standardizzata): 1.763 g/cm³;
- Contenuto ottimale di umidità: 23.2% [Figura 19];

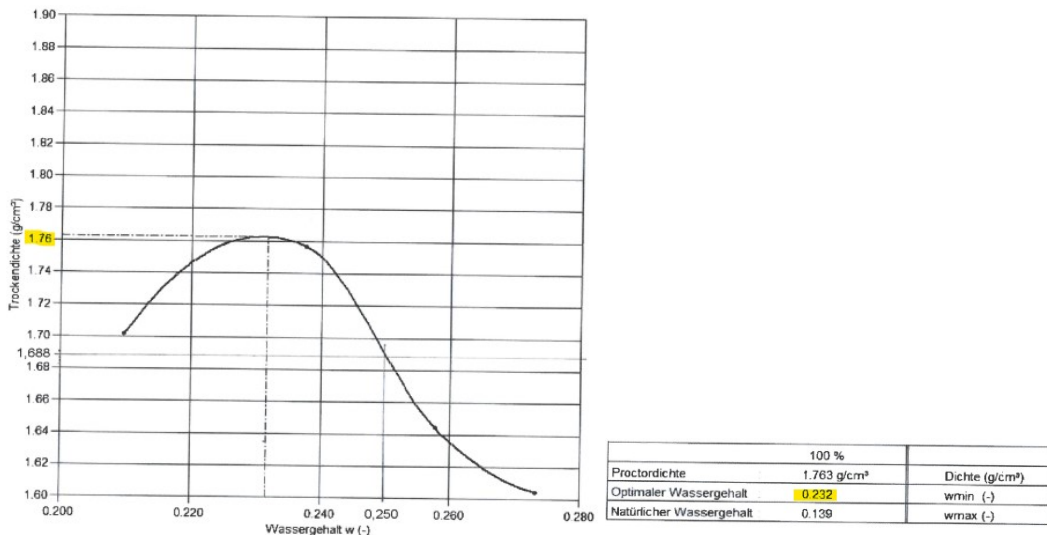


Figura 19 – prova di costipamento: curva della densità secca in funzione del contenuto di umidità (Laboratorio Kiwa)

- Limiti di Attemberg:
 - limite di plasticità (Wp)= 19.4%
 - limite liquido (Wl)= 38.5%
 - indice di plasticità (Ip)= 19.1%.
 Quest'ultimo valore, calcolato come differenza tra Wl e Wp, indica un intervallo di umidità in cui il suolo presenta un comportamento plastico, classificandolo come un'argilla con plasticità medio-alta.
- Ph: 8.9. La geogriglia in poliestere è delicata all'attacco basico e ossidazione con raggi UV.
- Analisi granulometrica: è stata costruita una curva di distribuzione granulometrica secondo la norma EN ISO 17892-4 (04.2016), che ha confermato la predominanza di frazioni fini (limo e argilla) coerentemente con la classificazione del materiale come "Clay".

5.4.3 Risultati della prova di taglio diretto

I risultati delle prove di taglio diretto sull'interfaccia geocomposito-argilla sono riassunti nella seguente tabella che riporta i valori dell'angolo di attrito e della coesione alla massima tensione di taglio e alla tensione di taglio residua:

normal stress σ [kPa]	max shear stress τ [kPa]	angle of friction ϕ_{sg} [degree]	adhesion c_{sg} [kPa]	Remarks
10,4	11,8	30,9	6,0	
19,5	18,1			
19,6	17,8			
39,6	29,8			
60,6	42,2			

normal stress σ [kPa]	residual shear stress τ [kPa]	angle of friction ϕ [degree]	adhesion c [kPa]	Remarks
10,5	11,1	29,4	5,5	at 50 mm shear displacement
19,6	16,7			at 50 mm shear displacement
19,7	16,7			at 50 mm shear displacement
39,6	27,8			at 60 mm shear displacement
60,6	39,5			at 75 mm shear displacement

La tensione di taglio residua è quella che si sviluppa dopo che la massima resistenza è stata superata e si sono verificati gli spostamenti significativi (es. 50mm, 60mm, 75mm). Riguardo alla coesione, come per l'angolo di attrito, anch'essa tende a diminuire leggermente con grandi spostamenti, dimostrando una degradazione dell'interfaccia.

Infine per ogni tensione normale applicata σ si hanno le corrispondenti tensioni di taglio τ massime o residue.

I grafici inclusi nel rapporto illustrano il primo la relazione tra la tensione normale di taglio e lo spostamento; il secondo la relazione tra tensione tangenziale e tensione normale [Figura 20a-20b].

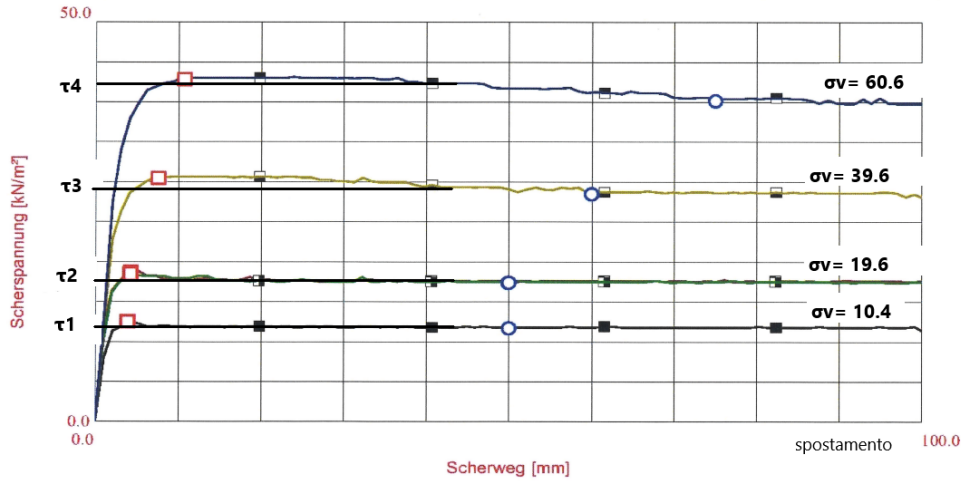


Figura 20a – tensione di taglio σ in funzione dello spostamento (laboratorio Kiwa.pdf)

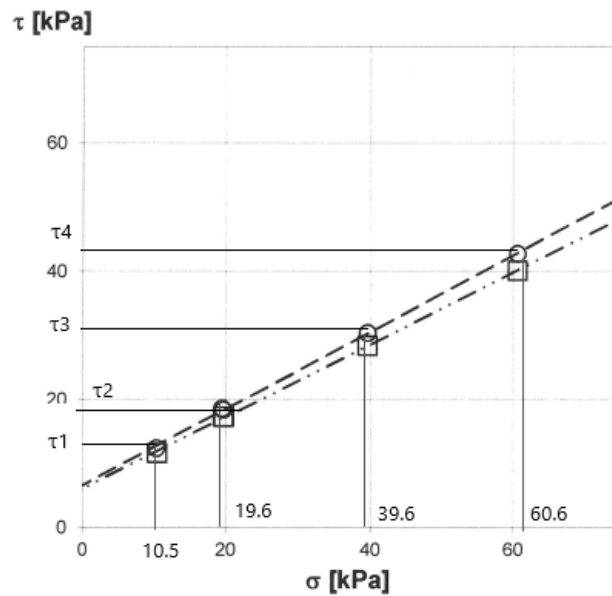


Figura 20b – tensione tangenziale τ in funzione della tensione normale σ (laboratorio Kiwa.pdf)

Infine, le curve di involucro di Mohr-Coulomb sono state costruite sia per il test con acqua che per il test senza acqua. In [Figura 21] viene mostrato che dal confronto tra le curve ottenute emerge una marcata riduzione della resistenza al taglio in presenza dell'acqua. Il campione asciutto ha mostrato un picco di resistenza più elevato, mentre il comportamento del campione immerso è stato più plastico, con valori di tensione tangenziale significativamente inferiori. Questo evidenzia come l'acqua influisca sul comportamento meccanico del materiale, riducendo sia la coesione, sia l'attrito interno.

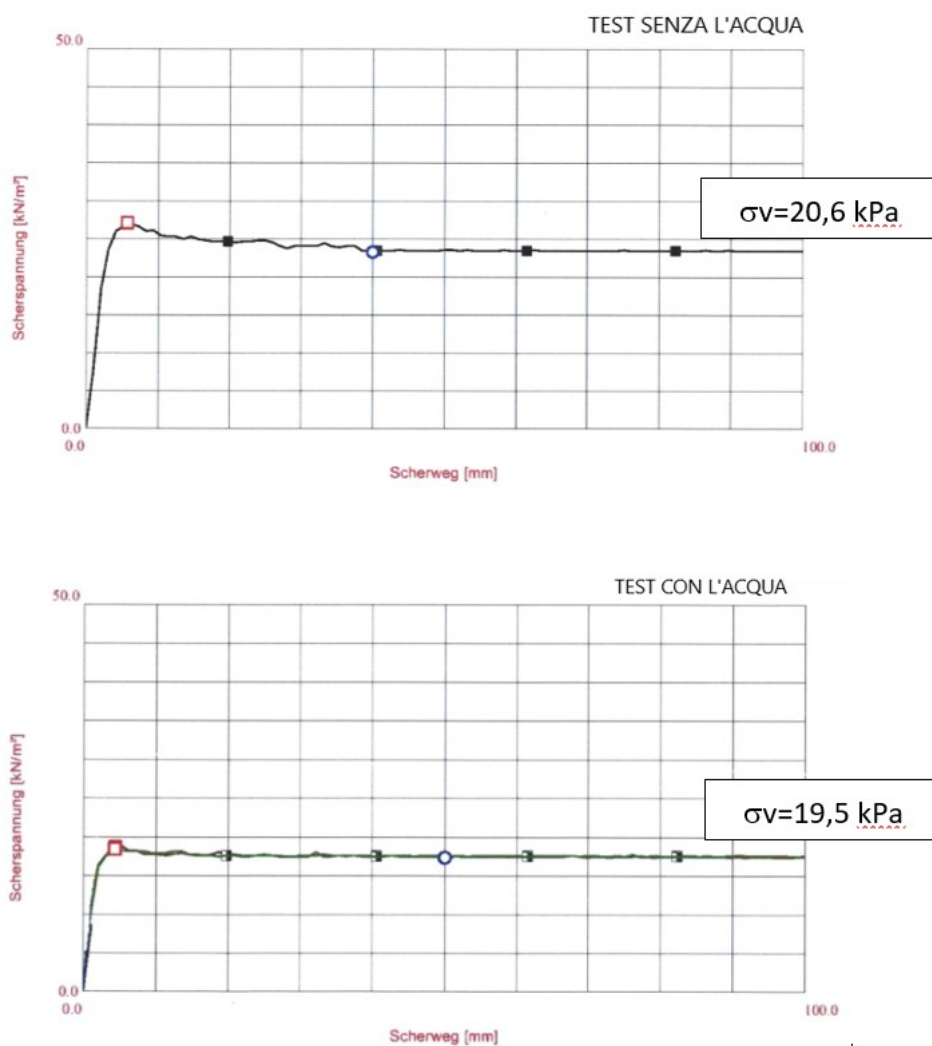


Figura 21 – resistenza d'interfaccia in condizioni sia secche che umide (laboratorio Kiwa.pdf)

5.4.4 Scelta dei valori da utilizzare nelle verifiche di stabilità

I valori di attrito alla massima tensione di taglio ($\Phi = 30.9^\circ$ e $c = 6.0$ kPa) sono applicabili per valutare la stabilità del capping durante le fasi di costruzione o in presenza di carichi rapidi. Tuttavia, per la stabilità a lungo termine è raccomandato l'utilizzo dei parametri residui ($\Phi = 29.4^\circ$ e $c = 5.5$ kPa), in quanto la resistenza al taglio delle interfacce geosintetiche può ridursi nel tempo a causa di deformazioni o degradazione dei materiali.

I parametri finali adottati sono:

- Angolo di attrito: $\phi^k = 22^\circ$.

Questo valore è stato adottato in via cautelativa, in quanto leggermente inferiore a quello indicato nella norma spagnola UNE 104425-2001, che riporta un angolo caratteristico di attrito di $\phi^k = 23^\circ$ per l'interfaccia geotessile saldato e argilla.

ϕ°	Arcilla	Arena	Grava	Geotextil Agujado	Geotextil Termosoldado	PEAD Rugoso	PEAD Liso	Geocom-puesto impermeabilizante	Residuos
Arcilla	18								
Arena	22	26							
Grava	24	30	35						
Geotextil Agujado	28	28	27	20					
Geotextil Termosoldado	23	21	21	20	17				
PEAD Rugoso	21	24	35	27	21	30			
PEAD Liso	15	18	18	9	8	24	15		
Geocompuesto Impermealizante	30	30	28	22	20	30	16	25	
Residuos	30	30	32	25	19	30	12	25	35

- Coesione: $c^k = 0$ kPa. Tale valore, inizialmente pari a 5.5 kPa, è stato assunto nullo in seguito al prelievo del campione, il quale ha determinato la perdita della coesione apparente del materiale;
- Peso di volume del terreno: $\gamma = 21.86$ kN/m³.

Lo stesso angolo di attrito è stato trasposto all'interfaccia alla base del modello, rappresentata dal terreno di regolarizzazione in sabbia. Considerando che essa presenta generalmente angoli di attrito superiori ai 30° , l'assunzione del valore cautelativo di 22° ha consentito di individuare l'intera porzione di terreno potenzialmente instabile.

Questi valori sono input fondamentali per i calcoli di stabilità complessiva che si analizzeranno in seguito.

5.5 Verifica di stabilità del pacchetto di copertura

Per la verifica di stabilità della Scarpata numero 1, sono stati utilizzati i metodi di Drushel e Leshchinsky. Entrambi i metodi hanno restituito risultati coerenti e medesimi, identificando la forza resistente T, necessaria per mantenere in equilibrio il sistema. L'analisi è stata condotta in condizioni statiche, trascurando la coesione del terreno di copertura, per i motivi citati in precedenza. I parametri di input ricavati nel paragrafo precedente sono riportati in dettaglio nella tabella seguente e includono:

		rad		
g_w	10.00		kN/mc	peso spec. Acqua
T_w	0.00		m	spessore acqua infiltrazione
β deg	23.14	0.40	°	inclinazione argine
$\gamma_\phi \times \gamma_r$	1.25			coefficienti parziali M2 e R2
ϕ_k deg	24.00	0.42	°	resistenza al taglio caratteristica terreno (valore residuo)
ϕ_m deg	19.61	0.34	°	resistenza al taglio di progetto terreno
δ_k deg	22.00	0.38	°	attrito minore nel pacchetto di copertura
δ_m deg	17.91	0.31	°	attrito di progetto nel pacchetto di copertura
W_e	0.00	40.00	kN/m	peso macchinario (peso totale/larghezza mezzo)
T_c	1.50		m	spessore terreno copertura (preso ortogonale al terreno)
γ_c	21.86		kN/mc	peso terreno copertura
H	26.49		m	altezza pendio
(a favore della sicurezza non si considera la coesione del terreno di copertura)				
Fa statica	174.05		kN/m	Forza senza sisma
				Forza richiesta alla geostuoia

Per avere un fattore di sicurezza pari a 1, la forza richiesta dalle tre geogrigie è pari a 174.05 kN/m in entrambi i casi.

I risultati evidenziano quindi una convergenza tra i due metodi, rafforzando la validità dell'approccio seguito.

È stato scelto come metodo primario quello di Leshchinsky in quanto, a differenza di Drushel, esso esplicita anche il sisma.

5.6 Verifica di progetto in statica e sismica

La verifica di stabilità del sistema di capping della discarica è stata condotta in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC 2008), considerando sia le condizioni statiche che sismiche, come previsto per le opere di ingegneria geotecnica in ambito ambientale.

L'analisi è stata condotta su due configurazioni di progetto, che differiscono per il valore di resistenza ultima del geosintetico ($T_{ult} = 800$ kN/m e $T_{ult} = 1200$ kN/m), ovvero la

massima forza per unità di lunghezza (kN/m) che il materiale può sopportare prima della rottura.

Di seguito si analizzano i quattro casi: analisi statica con geogriglia da 800 kN/m e 1200 kN/m, analisi sismica con coefficiente verticale sismico positivo e analisi sismica con coefficiente verticale sismico negativo.

5.6.1 Verifica in condizioni statiche: caso $T_{ult} = 800$ kN/m

Per la verifica in condizioni statiche sono stati adottati i seguenti parametri di input:

- Altezza del terreno di copertura $H = 1.5$ m;
- Inclinazione del pendio $\beta = 23.14^\circ$;
- Angolo di attrito interno del terreno di copertura $\phi'_k = 24^\circ$;
- Coesione efficace $c'_k = 0$ kPa;
- Peso dell'unità di volume $\gamma = 21.86$ kN/m³;
- Coefficiente di interazione geosintetico/terreno $C_{ds} = \tan\delta / \tan\phi = 0.91$, con angolo di attrito interfaccia geosintetico/terreno $\delta = 22^\circ$;
- Lunghezza della scarpata $L = 67.4$ m;
- Coefficienti sismici $k_h = k_v = 0$ (caso statico).

Sono inoltre stati applicati i seguenti coefficienti parziali e fattori di riduzione, questi ultimi forniti dal produttore delle geogriglie e relativi a un tempo di vita di 50 anni:

- $R_{Fcreep} = 1.58$;
- $R_{Fch} = 1.3$;
- $R_{Fid} = 1.1$;
- $R_{Fw} = 1$;
- Coefficiente parziale sul materiale $\gamma_m = 1.4$;
- Coefficiente parziale dell'angolo di resistenza al taglio $\gamma_\phi = 1.25$;
- Coefficiente parziale sulla coesione efficace $\gamma_c = 1.25$.

Il prodotto di tutti i fattori di riduzione sul geosintetico di rinforzo risulta 3.16.

In particolare, visto che la normativa italiana non cita i geosintetici, il valore del coefficiente parziale sui materiali (γ_m) è stato preso dall'EBGEO, mentre il coefficiente parziale sulla resistenza globale (γ_r) dalle NTC 2008. In più, il coefficiente di sicurezza FS, sempre per la normativa, ha valore che coincide con il γ_r .

Ad oggi invece, il nuovo aggiornamento sulle Norme Tecniche per le Costruzioni prevede parametri che non devono essere diversi dall'unità.

Assumendo una geogriglia con resistenza ultima $T_{ult} = 800 \text{ kN/m}$, il coefficiente di sicurezza per la resistenza del rinforzo γ_r è risultato:

- $\gamma_r = 0.80$ senza geogriglia di rinforzo;
- $\gamma_r = 1.10$ con geogriglia di rinforzo.

Un valore inferiore all'unità indica che il pendio non sarebbe stabile senza rinforzo. Poiché nel secondo caso questo non si verifica, allora si può concludere che con una geogriglia da 800 kN/m la scarpata risulta in equilibrio in condizioni statiche.

5.6.2 Verifica in condizioni statiche: caso $T_{ult} = 1200 \text{ kN/m}$

Assumendo parametri di input analoghi al caso precedente, se si utilizza una geogriglia da 1200 kN/m , si ottengono i seguenti risultati per il coefficiente di sicurezza per la resistenza del rinforzo γ_r :

- $\gamma_r = 0.80$ senza geogriglia di rinforzo;
- $\gamma_r = 1.26$ con geogriglia di rinforzo.

Anche in questo scenario, come ci si aspettava, il geosintetico di rinforzo garantisce la stabilità del pendio offrendo un margine di sicurezza maggiore.

5.6.3 Verifica in condizioni sismiche con azione verticale negativa

I parametri aggiuntivi di input utilizzati per questo tipo di analisi sono:

- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.12$;
- Coefficiente sismico verticale $k_v = -0.06$ (verso il basso);
- Angolo di attrito di progetto $\varphi'd = 19.61^\circ$;
- Lunghezza efficace di verifica $L_a = 63.89 \text{ m}$.

Dai calcoli risulta che con l'utilizzo di una geogriglia da 1200 kN/m , si ottengono i seguenti risultati per il coefficiente di sicurezza per la resistenza del rinforzo γ_r :

- $\gamma_r = 0.57$ senza geogriglia di rinforzo;
- $\gamma_r = 1.14$ con geogriglia di rinforzo.

La stabilità del pendio è verificata anche nel caso sismico con azione verticale negativa grazie alla geogriglia da 1200 kN/m .

5.6.4 Verifica in condizioni sismiche con azione verticale positiva

Le condizioni sono simili al caso precedente, ma con azione verticale verso l'alto, meno favorevole in termini di stabilità:

- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.12$;
- Coefficiente sismico verticale $k_v = +0.06$ (verso l'alto).

Analogamente al caso precedente, si ottengono i seguenti risultati per il coefficiente di sicurezza per la resistenza del rinforzo γ_r :

- $\gamma_r = 0.57$ senza geogriglia di rinforzo;
- $\gamma_r = 1.14$ con geogriglia di rinforzo.

Perciò l'azione sismica verticale, che sia positiva o negativa, restituisce i medesimi risultati.

5.7 Verifica con LimitState

Determinato il coefficiente parziale sul sistema geotecnico con e senza geosintetico e la relativa resistenza richiesta a quest'ultimo, è stato scelto di utilizzare tre geogriglie di rinforzo, al posto di una sola, con resistenza a trazione la cui somma sia uguale alla resistenza richiesta dalle verifiche di stabilità.

Questo per stabilizzare meglio il terreno del capping e per ridurre la lunghezza di ancoraggio necessaria per trattenere le geogriglie.

Si sono pertanto posizionate tre geogriglie con $T_{ult} = 400$ kN/m, una al di sopra del geocomposito drenante del biogas, una sopra il geocomposito drenante delle acque meteoriche e l'ultima a metà dello strato di terreno vegetale.

Questa sezione è poi stata verificata con il software LimitStateGeo (LimitState Company).

LimitState:GEO è un software progettato per analizzare rapidamente lo stato limite ultimo (o "stato di collasso") per un'ampia varietà di problemi geotecnici.

Il software può essere utilizzato per modellare problemi 2D di qualsiasi geometria specificata dall'utente (inclusi pendii, muri di sostegno, fondazioni, condotte, gallerie, tiranti, ecc. e qualsiasi combinazione di questi).

Determina direttamente lo stato limite ultimo (SLU) utilizzando la tecnica computazionale di analisi limite "Discontinuity Layout Optimization" (DLO) ed è progettato per funzionare con i moderni codici di progettazione come l'Eurocodice 7, fornendo il pieno supporto per i fattori parziali e la capacità di risolvere molteplici scenari.

Il cuore di LimitState:GEO è una funzione che utilizza la procedura di analisi numerica Discontinuity Layout Optimization (DLO) per trovare una soluzione. La procedura è stata sviluppata presso l'Università di Sheffield ed è stata descritta per la prima volta in un articolo pubblicato sui Proceedings of the Royal Society (Smith & Gilbert 2007a). In sostanza, la DLO può essere utilizzata per identificare i meccanismi critici di rottura per blocchi scorrevoli traslazionali. Tuttavia, mentre i metodi tradizionali possono in genere funzionare solo con meccanismi che coinvolgono pochi blocchi scorrevoli, la DLO non presenta tali limitazioni. Può identificare il meccanismo critico di rottura per blocchi scorrevoli per qualsiasi problema di stabilità geotecnica.

La tecnica DLO prevede l'utilizzo di rigorose tecniche di ottimizzazione matematica per identificare un layout critico di linee di discontinuità che si formano al momento della rottura. Queste linee di discontinuità sono tipicamente "linee di scorrimento" nei problemi di stabilità geotecnica planare e definiscono i confini tra i blocchi rigidi in movimento che costituiscono il meccanismo di collasso. Associato a questo meccanismo è un fattore di carico di collasso, che sarà un limite superiore del fattore di carico "esatto" secondo la teoria della plasticità formale. Pertanto, in sostanza, la procedura replica e automatizza la tradizionale procedura di analisi limite superiore, utilizzata in ingegneria geotecnica da molti anni. La DLO è generale e può essere applicata a un'ampia gamma di problemi di stabilità geotecnica che coinvolgono terreni coesivi e/o frizionali.

Per consentire l'identificazione di un'ampia gamma di meccanismi di rottura diversi, è necessario considerare un gran numero di potenziali linee di discontinuità. A tal fine, nodi ravvicinati vengono distribuiti nel dominio del problema e vengono create potenziali linee di discontinuità per collegare ciascun nodo a tutti gli altri, fornendo così uno spazio di ricerca molto ampio (come mostrato nell'esempio sotto riportato) [Figura 22].

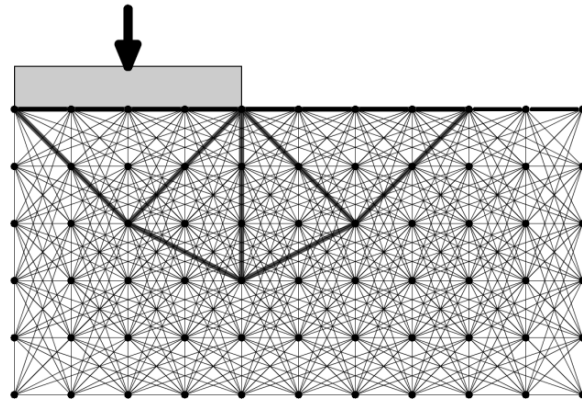


Figura 22 –distribuzione dei nodi e linee di discontinuità

- GEOMETRIA

Nel caso di studio in esame è stata realizzata la geometria del capping con le tre geogriglie da $T_{ult}=400$ kN/m, la barriera minerale e il terreno di copertura, con i parametri geotecnici precedentemente descritti. La geometria del modello è sotto riportata [Figura 23 - 24].

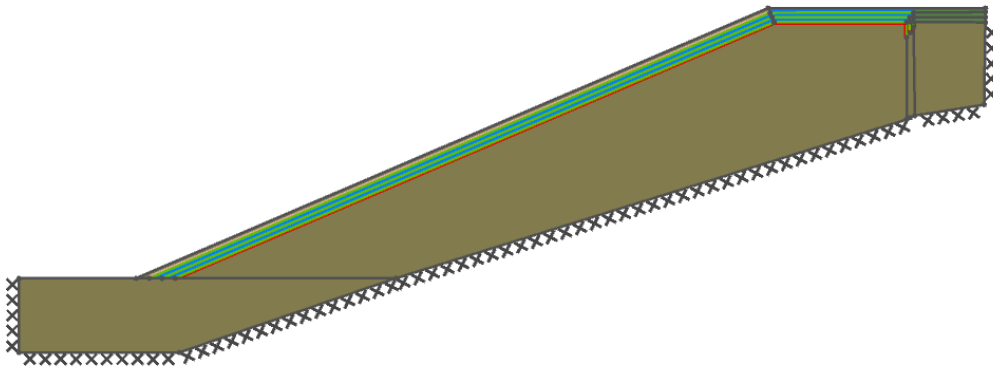


Figura 23 – geometria del modello

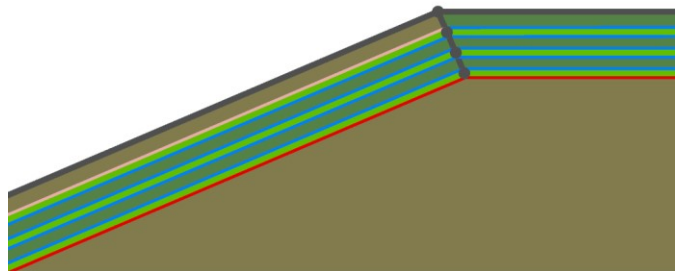


Figura 24 – geometria del modello nel dettaglio

- ANALISI STATICA [Figura 25]: L'analisi statica è stata eseguita con la combinazione A2+M2+R2. Il coefficiente di riduzione sulla resistenza del sistema modello, in condizioni statiche, è pari a $\gamma_R = 1.22$

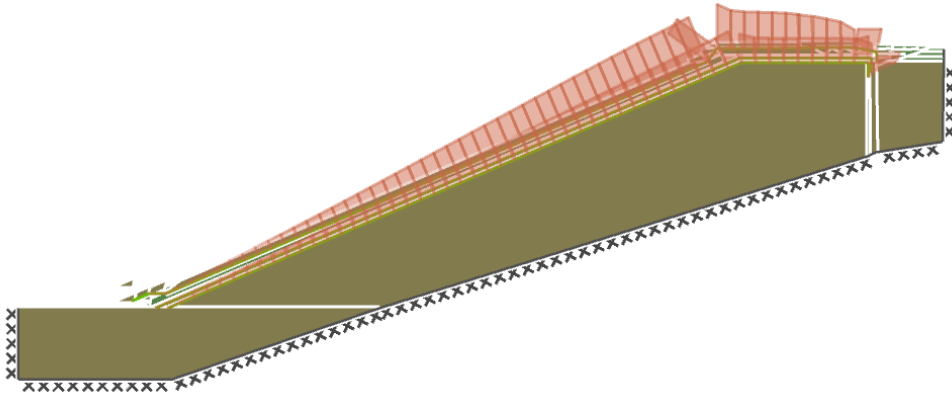


Figura 25 – verifica LimitState caso statico (LimitState. Pdf)

La somma delle tensioni sulle geogriglie è pari a $T_{work}=246 \text{ kN/m}$, in ottimo accordo con i risultati dell'equilibrio limite (in condizioni statiche era sufficiente la resistenza $T_{ult}=800 \text{ kN/m}$, che a lungo termine forniva $T_D=253 \text{ kN/m}$).

- ANALISI SISMICA: Per ragioni di convergenza del metodo di analisi, nell'analisi sismica condotta con la combinazione A2+M2+R2 non si riducono i parametri del terreno con i fattori γ_M , ma si richiede un coefficiente globale del sistema pari al prodotto tra γ_M e γ_R , nel nostro caso $1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.
1. SISMICA UP [Figura 26]: Il coefficiente parziale sul sistema, con l'analisi sismica up ($k_h = 0.12$, $k_v = 0.06$ verso l'alto), risulta pari a 1.38 (valore uguale al limite). Tale coefficiente si ottiene con una resistenza $T_{work}=400 \text{ kN/m}$. Quella determinata con l'equilibrio limite è pari a circa $T_{work}=600 \text{ kN/m}$.

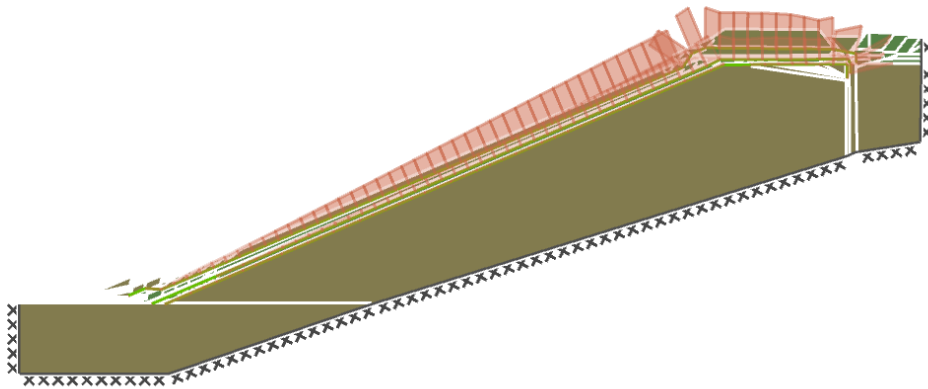


Figura 26 – verifica LimitState caso sismico con componente sussultoria up (LimitState. Pdf)

2. SISMICA DOWN [Figura 27]: Il coefficiente parziale sul sistema, con l'analisi sismica up ($k_h=0.12$, $k_v=0.06$ verso l'alto), risulta pari a 1.382 (valore uguale al limite). Tale coefficiente si ottiene con una resistenza $T_{work}=400$ kN/m. Quella determinata con l'equilibrio limite è pari a circa $T_{work}=600$ kN/m.

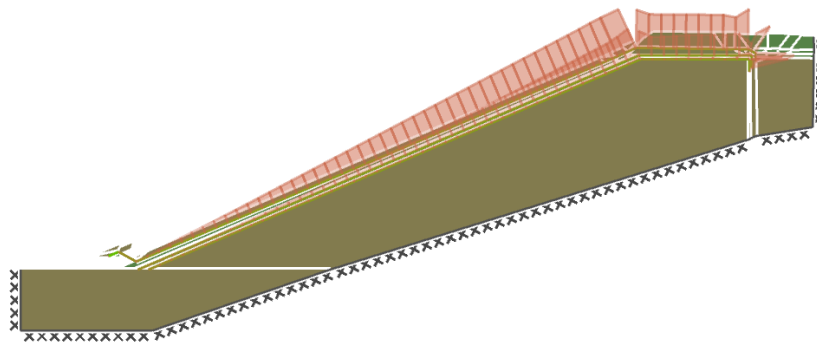


Figura 27 – verifica LimitState caso sismico con componente sussultoria down (LimitState. Pdf)

Le discrepanze che si notano in condizioni sismiche tra equilibrio limite e analisi limite sono dovute all'effetto della riduzione dei parametri di interfaccia dovuto all'applicazione dei coefficienti parziali γ_M . Tale incongruenza è stata superata con le NTC2018 le quali prescrivono la combinazione A1+M1+R3 in condizioni sismiche, evitando l'applicazione dei coefficienti γ_M ai parametri del terreno e di interfaccia.

5.8 Conclusioni

L'analisi condotta ha evidenziato che:

- In **condizioni statiche**, la stabilità del capping è garantita mediante l'utilizzo di una geogriglia con resistenza ultima pari a 800 kN/m, risultando quindi sufficiente per il raggiungimento dei coefficienti di sicurezza richiesti;
- In **condizioni sismiche**, caratterizzate da coefficienti sismici orizzontale $k_h = 0.12$ e verticale $k_v = \pm 0.06$, la verifica ha mostrato che il solo contributo del terreno non è in grado di garantire la stabilità ($FS < 1$). In entrambi i casi analizzati (con k_v positivo e negativo), è necessario adottare un rinforzo con resistenza ultima pari ad almeno 1200 kN/m per soddisfare i requisiti normativi, ottenendo un fattore di sicurezza $FS \approx 1.14$.

Per ragioni dovute all'ancoraggio della geogriglia e all'aumento della stabilità del terreno vegetale, in fase esecutiva è stata presa la decisione di optare per l'installazione di tre geogriglie con resistenza ultima pari a quella di progetto determinata, in luogo di una sola.

BIBLIOGRAFIA

Italia. (2003). *Decreto legislativo 13 gennaio 2003, n. 36 – Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti.* Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie Generale n. 59 del 12/03/2003 – Suppl. Ordinario n. 40.

Italia. (2020). *Decreto legislativo 3 settembre 2020, n. 121 – Attuazione della direttiva (UE) 2018/850 che modifica la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti.* Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie Generale n. 221 del 05/09/2020.

Leshchinsky, D., & Ling, H.I. (1997). *Seismic stability and permanent displacement of landfill cover system.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 123, n. 2, pp. 115–123.

Druschel, S. J. (1993). *Geosynthetics on slopes: Limit equilibrium and finite element design.* Geosynthetics '93 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International (IFAI), Vancouver, Canada, vol. 1, pp. 87–100.

Koerner, R.M. (1998). *Designing with Geosynthetics* (4th ed.). Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

EBGEO (2011). *Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements* (2nd ed.). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Wiley-VCH, Berlin.

RINGRAZIAMENTI

Desidero esprimere la mia più sincera gratitudine a tutti coloro che hanno contribuito alla realizzazione di questo lavoro.

Un sentito ringraziamento va alla Geosintex S.r.l., la quale ha gentilmente fornito il materiale tecnico e il caso studio oggetto di approfondimento, dimostrando grande disponibilità e professionalità.

Ringrazio il mio professore Paolo Carrubba, per la sua guida e la sua disponibilità, e l'Ing. Lorenzo Frigo, per il supporto tecnico e la competenza condivisa durante l'elaborazione del presente lavoro.

Un ringraziamento speciale va anche all'Africa, terra che, attraverso il suo popolo, la sua luce e i suoi colori mi ha profondamente motivata a proseguire il mio percorso di studi con rinnovata determinazione e consapevolezza.

Infine, grazie alla mia famiglia e a chi mi ha sostenuta in questo cammino, con pazienza e affetto.