Comune di Trani

Regione Puglia

OPERE DI CHIUSURA DEFINITIVA DEL I E DEL II LOTTO DI DISCARICA E IMPIANTI CONNESSI IN LOCALITÀ "PURO VECCHIO" TRANI (BAT)

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

AMIU S.p.A.

Sede legale e amministrativa alla Strada Provinciale 168

Località Puro Vecchio 76125 Trani (BT)

Codice Fiscale e Partita IVA 04939590727

PEC: amiutranispa@pec.it

PROGETTO:

Studio Romanazzi-Boscia e Associati s.r.l.

via Amendola 172/c, 70100 Bari - tel.: 080.548.21.87 - Fax: 080.5[illegible]

Prof. Ing. Eligio ROMANAZZI

Dott. Ing. Giovanni F. BOSCIA

Dott. Ing. Sebanino GIOTTA

Dott. Ing. Fabio PACCAPELO

Ing. Federico Cangialosi

Ing. Gianluca Intini

Dott. geol. Vito Specchio

ALLEGATO	3. CHIUSURA DEFINITIVA 3.2 REALIZZAZIONE DEL PACCHETTO DI CHIUSURA	SCALA: ---
R.3.2.2	VERIFICHE DI STABILITÀ DEL PACCHETTO DI CHIUSURA	DATA: GIUGNO 2022

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE
1	10/2022	Riscontro al Verbale di Verifica Preventiva Intermedio del 30/09/2022
2	10/2022	Controllo post contraddittorio 26/10/2022

Sommario

1 Premessa 2
2 Interventi di chiusura definitiva 4
2.1 Individuazione delle sezioni di verifica 5
2.2 Verifica del geocomposito 6
2.2.1 Modalità di calcolo 6
2.2.2 Determinazione degli angoli di attrito di interfaccia 7
2.2.3 Parametrici geotecnici di riferimento 10
2.2.4 Condizioni di analisi 12
2.2.5 Schematizzazione pendio indefinito 12
2.2.6 Determinazione dello sforzo sul geosintetico di rinforzo 13
2.2.7 Prestazioni nel tempo di un geosintetico di rinforzo 14
2.2.8 Verifica del pacchetto - sezione 1 15
2.2.9 Verifica del pacchetto – sezione 2 17
2.3 Dimensionamento degli ancoraggi 18
2.3.1 Dimensionamento ancoraggio – sezione 1 19
3 Risultati 21

1 Premessa

Nella presente relazione vengono illustrate le scelte progettuale, e le relative verifiche tecniche, associate alla definizione della barriera composita e dello strato di terreno vegetale posto a copertura. Quanto di seguito illustrato completa lo studio dei pendii in RSU comprendendo le tre fasi successive verifica, successive a quella di stabilità globale, già definite in relazione R.2.4.4 e qui riportate:

1. Verifica della stabilità globale del pendio;
2. Individuazione e dimensionamento del geocomposito di copertura;
3. Dimensionamento e verifica dell'ancoraggio del geocomposito;
4. Verifica di stabilità del capping di copertura.

Tale disamina viene condotta a partire delle modalità con cui si prevede di eseguire la copertura dell'estradosso della discarica proposta nel progetto preliminare, al fine di determinare le corrette condizioni al contorno per poter garantire le migliori condizioni di posa della barriera composita.

Nell'Allegato 1 del D.Lgs. n. 36/2003 al punto 2.4.3 "Copertura superficiale finale" la realizzazione di una copertura multistrato deve prevedere, dall'alto verso il basso, almeno dai seguenti strati:

1. strato superficiale di copertura con spessore maggiore o uguale a 1 m che favorisca lo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale, fornisca una protezione adeguata contro l'erosione e protegga le barriere sottostanti dalle escursioni termiche;
2. strato drenante protetto da eventuali intasamenti con spessore maggiore o uguale a 0,5 m in grado di impedire la formazione di un battente idraulico sopra le barriere di cui ai successivi punti 3) e 4);
3. strato minerale compattato dello spessore maggiore o uguale a 0,5 m e di conducibilità idraulica maggiore o uguale a 10-8 m/s;
4. strato di drenaggio del gas e di rottura capillare, protetto da eventuali intasamenti, con spessore maggiore o uguale a 0,5 m;
5. strato di regolarizzazione con la funzione di permettere la corretta messa in opera degli strati sovrastanti.

Tale tipologia di copertura sarà realizzata sulle superfici della discarica aventi pendenze leggere (superfici sub-orizzontali), mentre sulle superfici aventi pendenze elevate (scarpate) tale copertura appare tecnicamente non idonea sia per la complessità della posa in opera sia perché pendenze elevate causerebbero lo scivolamento stesso della copertura. Su tali superfici si propone, quindi, la realizzazione di una copertura avente caratteristiche prestazionali analoghe, ma costituita da materiali che possono essere posati in opera su superfici a elevata pendenza riuscendo ad essere efficienti ed efficaci anche in tali situazioni.

Nel caso di superfici sub-orizzontali per la copertura definitiva si prevede, quindi, la seguente stratigrafia (dall'alto verso il basso), da porre in opera sugli strati già realizzati nell'ambito degli interventi di chiusura provvisoria (TIPO 1)

1. strato superficiale di copertura di terreno vegetale di spessore pari 1 m;
2. strato di materiale drenante per il drenaggio delle acque meteoriche protetto da eventuali intasamenti con spessore maggiore o uguale a 0,5 m. Tale strato sarà protetto nella parte superiore mediante telo di tessuto non tessuto, in modo da evitarne l'intasamento da parte delle particelle fini del sovrastante terreno vegetale;
3. strato minerale compattato dello spessore maggiore o uguale a 0,5 m e di conducibilità idraulica di 10-8 m/s;

Per le superfici a forte pendenza, al fine di garantire una adeguata stabilita alle scarpate, gli strati in materiale drenante e lo strato minerale compattato saranno sostituiti tramite la posa di specifici geocompositi, che garantiscano analoghe prestazioni di drenaggio ed impermeabilizzazione, secondo la seguente struttura stratigrafica (dal basso verso l'alto):

- Impermeabilizzazione mediante geocomposito bentonitico;
- Geocomposito drenante per la captazione e il drenaggio delle acque di infiltrazione;
- Geocomposito di aggrappo con funzione di trattenimento del terreno di copertura;
- Terreno di copertura;
- Biorete con funzione di controllo dell'erosione superficiale.

L'intervento si completa, infine, con la realizzazione di un sistema di regimazione delle acque meteoriche costituito da canalette realizzate con l'accoppiamento di geocomposito da posare in corrispondenza della parte interna delle berme e lungo la scarpata per convogliare le acque raccolte nella parte bassa, in corrispondenza del sistema di raccolta di base già predisposto nell'ambito del capping provvisorio.

Si precisa altresì, che le verifiche sono state realizzate per la copertura di TIPO 2 in quanto tale tipologia rappresenta le condizioni più gravose per lo strato di capping da realizzare.

2 Interventi di chiusura definitiva

In questo capitolo verranno descritte le verifiche e il dimensionamento degli elementi che compongo il pacchetto di chiusura definitiva prevista per i lotti I, II da realizzarsi a seguito del completamento della chiusura provvisoria e ai fini dell'attivazione della procedura di AIA.

Si precisa che il pacchetto di chiusura sarà poggiato su un capping provvisorio composto da un telo HDPE impermeabilizzante da 1 mm di spessore di colore verde (monoruvido spruzzato sulle scarpate).

Il pacchetto di chiusura definitiva proposto avrà caratteristiche tali da:

- minimizzare l'infiltrazione delle acque meteoriche nel corpo della discarica;
- consentire il corretto esercizio dei sistemi di raccolta del percolato;
- evitare la fuoriuscita incontrollata di biogas;
- adattarsi ai cedimenti nel tempo dell'ammasso dei rifiuti;
- favorire la piantumazione e la sistemazione a verde dell'area.

Nel corso del capitolo ci si riferirà agli elementi che compongono il Capping TIPO 2, da realizzare sulle superfici aventi pendenze elevate (scarpate), di cui si riporta la descrizione grafica:

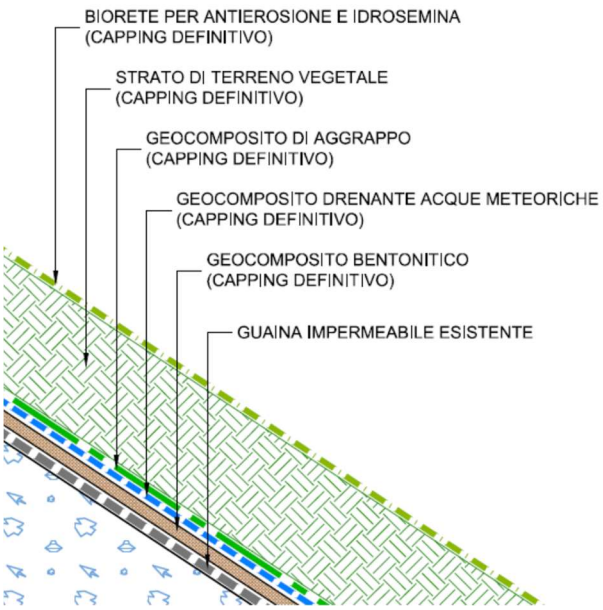


***Fig.1**: Sezione capping di TIPO 2*

Si rammenta che il capping proposto per tali superfici garantisce caratteristiche prestazionali analoghe al capping TIPO 1, per superfici sub-orizzontali, ma costituita da materiali che possono essere posati in opera su superfici a elevata pendenza riuscendo ad essere efficienti ed efficaci anche in tali situazioni.

L'utilizzo dei geosintetici in alternativa al materiale naturale previsto dal D.Lgs. n. 36/2003 trova il suo fondamento nel principio di equivalenza prestazionale. Le stratigrafie alternative proposte prevedono la

sostituzione del materiale naturale previsto dalla normativa, argilla con funzione di impermeabilizzazione e ghiaia con funzione drenante, con specifici geosintetici, rispettivamente geocompositi bentonitici e geocompositi drenanti, in grado di assicurare prestazioni equivalenti, nello specifico pari o superiori, a quelle rese disponibili dai materiali naturali previsti dalla normativa, e l'impiego di specifici geosintetici in grado di assicurare poi la stabilita complessiva della stratigrafia di copertura.

Fatta salva l'equivalenza prestazionale, l'utilizzo dei geosintetici consente di:

- Ridurre lo spessore finale della copertura;
- Ridurre il carico sul corpo rifiuti a favore della stabilita complessiva del corpo dell'impianto di discarica,
- Ridurre l'altezza finale dell'impianto di discarica mitigandone di conseguenza l'impatto ambientale;
- Ridurre l'approvvigionamento di inerti e di argille alleggerendo la pressione sulle cave di prestito;
- Ridurre il trasporto di inerti e di argille dalle cave di prestito all'impianto di discarica alleggerendo la pressione sulla rete viaria locale in termini di usura e di inquinamento;
- Ridurre i tempi necessari al completamento dell'opera posa in virtù della immediata reperibilità del materiale e della facilita di movimentazione;
- Ridurre i controlli in fase di esecuzione del sistema di chiusura facilitandone il completamento in tempi ridotti;
- Ridurre le incertezze in fase di dimensionamento derivanti dal comportamento disomogeneo dei materiali naturali assicurando di contro omogeneità di prestazioni conseguente all'impiego di prodotti industriali di caratteristiche note.

2.1 Individuazione delle sezioni di verifica

Dai risultati ottenuti dalle analisi di stabilità globali e dalla modellazione del piano quotato post riprofilatura è stato possibile ottenere un quadro chiaro della nuova configurazione del sito ed estrapolare alcune sezioni significative rispetto alle quali dimensionare e valutare la stabilità del capping di copertura (TIPO 2). Vista le particolari condizioni morfologiche, le sezioni prese in considerazioni per l'analisi coincidono con quelle utilizzate per le verifiche di stabilità globale del pendio. Di tali sezioni sono stati individuati i tratti critici, per i quali la porzione di capping si distingue per estensione longitudinale dei geocompositi, complessità di riprofilatura e inclinazione delle pendenze delle scarpate. Le verifiche di stabilità di seguito descritte, dunque, sono state condotte lungo il tratto 2 della sezione 1 e lungo il tratto 3 della sezione 2, aventi rispettivamente le seguenti caratteristiche:

TRATTO/SEZIONE	LUNGHEZZA LONGITUDINALE (m)	PENDENZA (°)
T2/S1	18.66	30
T3/S2	19.66	28

Tab. 1 – *Caratteristiche tratti delle sezioni di verifica*

2.2 Verifica del geocomposito

Nel presente paragrafo vengono illustrati tutti gli aspetti tecnici di dettaglio in relazione a quanto espressamente previsto dal DM 17.01.2018, che per le discariche prevede (punto 6.11.1.4) specifiche prove di sicurezza. In particolare ci si riferisce alla specifica richiesta effettuata in merito alle barriere composite, come previste nel caso in esame: "… *nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati*".

Nel seguito vengono quindi condotte le necessarie verifiche di stabilità del pacchetto di copertura, valutata considerando la superficie di maggiore debolezza tra i diversi tipi di geocomposito da utilizzare.

2.2.1 Modalità di calcolo

Le verifiche di stabilità sono sviluppate secondo la normativa vigente (NTC 2018). Le norme suddette indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

- Ed rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- Rd rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, Combinazione 2: A2+M2+R2, in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γF da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 2 – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γM da applicare ai parametri del terreno;

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 3 – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γR per le verifiche di sicurezza (tab.14).

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab. 4 – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di materiali sciolti e fronti di scavo*

In condizione sismica i coefficienti A2 vengono posti unitari.

2.2.2 Determinazione degli angoli di attrito di interfaccia

Il valore degli angoli di attrito dell'interfaccia tra i geocompositi costituisce un elemento fondamentale per la corretta verifica della stabilità del pacchetto di copertura. Tale parametro assume una grande variabilità in funzione delle caratteristiche intrinseche del singolo geocomposito e delle modalità di accoppiamento. Per poter effettuare una valutazione attendibile dell'analisi di stabilità è, quindi, indispensabile scegliere opportunamente i geocompositi, richiedendo alle aziende produttrici di fornire i valori degli angoli di attrito basati su prove specifiche. Nel caso in esame la scelta è ricaduta sui geocompositi prodotti da Officine Maccaferri, che rende disponibili i risultati di una serie di test sui propri materiali, i quali individuano dei range di angolo di attrito applicabili in condizioni wet e dry. Officine Maccaferri ha condotto la sperimentazione sull'attrito di interfaccia è stata condotta con l'ausilio di un dispositivo di piano inclinato, in dotazione al laboratorio di geotecnica del Dipartimento ICEA dell'Università di Padova. Esso è costituito da un piano di alluminio, inclinabile a piacimento, sopra il quale è posta una slitta (o blocco), in acciaio, libera di scorrere. Sul piano inclinato viene fissato uno dei geosintetici costituenti l'accoppiamento in esame mentre il secondo geosintetico viene vincolato al fondo della slitta mobile.

Il dispositivo di piano inclinato utilizzato presenta la peculiarità di essere installato su una tavola vibrante monodirezionale, azionata da un impianto oleodinamico servo-controllato, che consente di replicare sia segnali sismici reali che impulsi ciclici regolari, come ad esempio un segnale sinusoidale. Il sistema così composto consente di indagare la resistenza d'interfaccia sotto sollecitazioni sia statiche che dinamiche, anche se nel presente studio la ricerca è stata limitata al solo ambito statico.

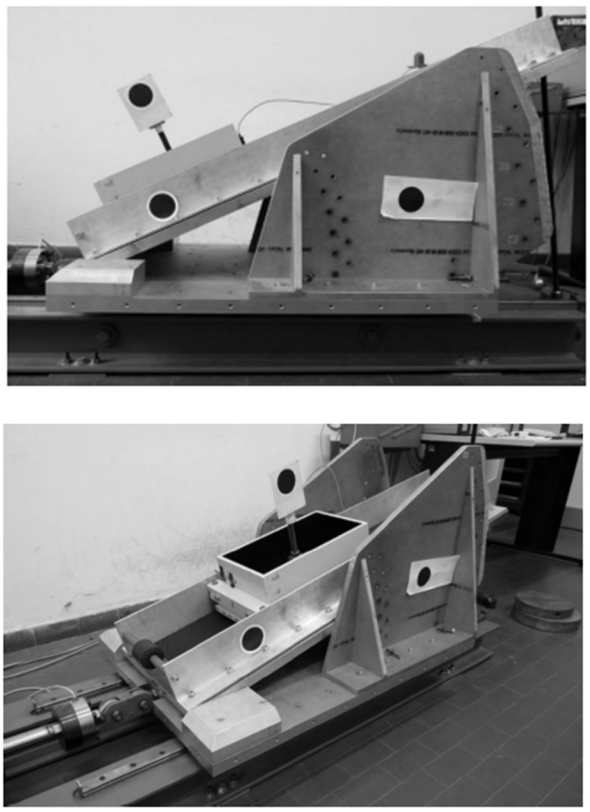


***Fig.2**: Particolari del piano inclinato dell'Università di Padova (Dip. ICEA)*

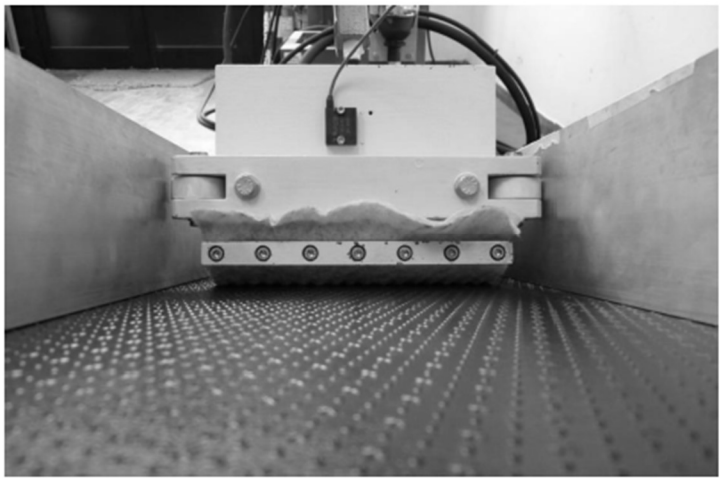


***Fig.3**: Particolari della slitta del dispositivo sperimentale dell'Università di Padova (Dip. ICEA)*

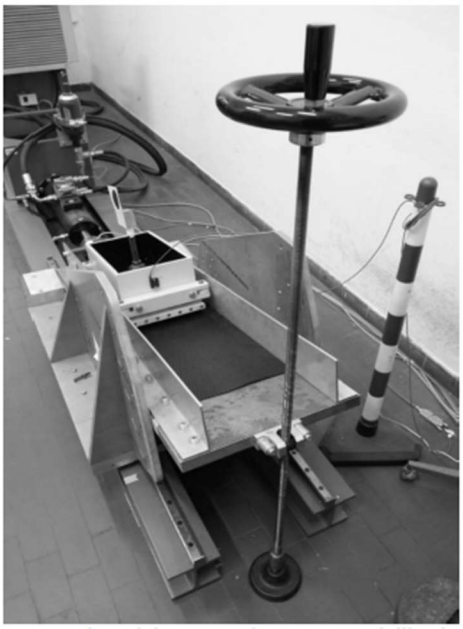


***Fig.4**: Particolari del sistema di variazione dell'inclinazione*

La procedura di prova utilizzata in ambito statico ha permesso la misura di tre differenti valori dell'angolo di resistenza al taglio.

La prova prende avvio dalla configurazione iniziale nella quale il piano è orizzontale; gradualmente, l'inclinazione del piano viene incrementata, con una velocità costante pari a circa 3°/min, in accordo con le indicazioni della norma EN ISO 12957-2 (2005). Nel corso della prova si ricerca il momento ed il corrispondente angolo di inclinazione del piano, per il quale si verifica l'inizio dello scorrimento della slitta mobile. Tale angolo di inclinazione del piano $\beta 0$, corrisponde all'angolo di "primo movimento" $\varphi 0$. Per l'equilibrio delle forze, in condizioni statiche, l'angolo d'attrito dell'interfaccia eguaglia l'angolo di inclinazione raggiunto dal piano:

$$tan\varphi_0 = tan\beta_0$$

In merito a tale primo movimento occorre osservare che le diverse interfacce possono mostrare comportamenti assai diversi tra loro. Vi sono, infatti, interfacce per le quali l'inizio del moto può essere facilmente individuato in quanto, al superamento dell'angolo $\beta 0$, si instaura un moto nettamente accelerato (comportamento "sudden sliding"). Viceversa, in altre interfacce la definizione dell'angolo $\varphi 0$ risulta assai più difficoltosa in quanto il moto evolve inizialmente in maniera talmente lenta da essere quasi impercettibile (comportamento "gradual sliding"). In altri casi ancora, si può assistere a spostamenti di assestamento dell'interfaccia non necessariamente collegati ad un'incipiente slittamento del contatto. In questi casi, per ovviare alle difficoltà di valutazione dell'angolo $\varphi 0$, si è adottato il criterio di associarlo ad uno spostamento relativo dell'interfaccia pari a 1mm.

Una volta superata l'inclinazione corrispondente al primo movimento, la prova prosegue continuando ad incrementare l'inclinazione del piano alla velocità costante di 3°/min, fino al momento in cui la slitta raggiunge

uno spostamento relativo pari a 50mm. Secondo la norma EN ISO 12957-2 (2005), l'inclinazione raggiunta dal piano in corrispondenza a tale spostamento della slitta deve essere presa a riferimento come misura di quello che nel seguito sarà indicato come angolo d'attrito "standard":

$$tan\varphi_{stand} = tan\beta_{50}$$

In merito a tale misura occorre osservare come lo spostamento di 50 mm costituisca un riferimento del tutto arbitrario ed inoltre come l'equazione sopra riportata si basi sull'ipotesi che in tale configurazione si possa ancora considerare la slitta in condizioni di equilibrio statico mentre, in realtà, le condizioni sono cinematiche, dato che il blocco possiede una certa velocità ed accelerazione, non sempre trascurabili.

Dopo la misura dell'angolo d'attrito "standard", è stata eseguita un'ulteriore misura dell'angolo di attrito di interfaccia, con il metodo della forza. A tale scopo, la slitta è stata collegata ad una cella di carico mediante un cavo d'acciaio. Tale dispositivo permette di misurare in modo continuo il valore della forza, parallela al piano, necessaria a garantire l'equilibrio statico del blocco una volta superata l'inclinazione massima ammissibile per l'attrito statico. La prova si esegue, una volta messo in tensione il cavo di acciaio, incrementando ulteriormente l'angolo β di inclinazione del piano e misurando contemporaneamente la forza $F(\beta)$ che si scarica al vincolo. Da tali misure è possibile risalire all'angolo di attrito mobilizzato φlim tramite l'espressione:

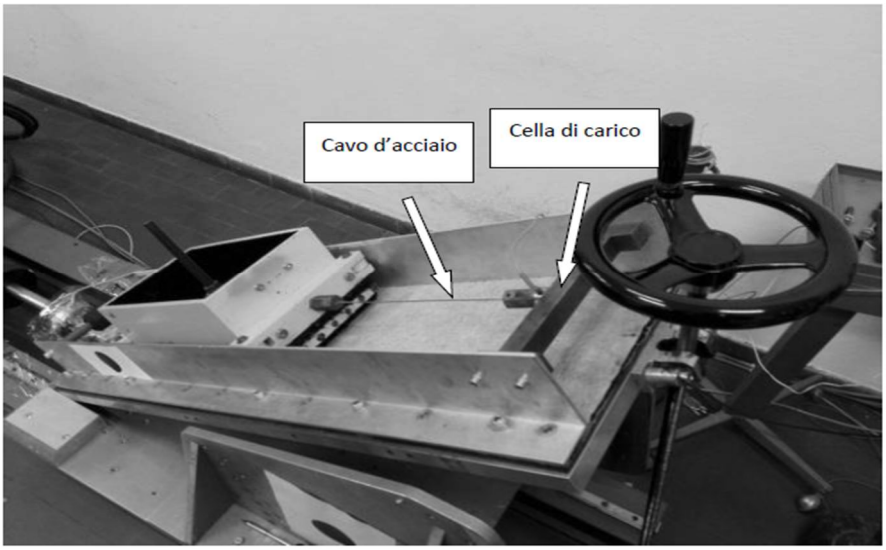


***Fig.5**: Particolari del sistema di variazione dell'inclinazione*

$$tan\varphi_{lim} = tan\beta - F(\beta)/W cos\beta$$

nella quale W è il peso della slitta.

Tutti i test sono stati condotti sotto una pressione verticale pari a 5 kPa. I materiali sono stati sottoposti a test ad una temperatura ambientale compresa tra 20° e 24° C.

2.2.3 Parametrici geotecnici di riferimento

Nella Tabella 5 sono riportati i parametri geotecnici di riferimento caratteristici del terreno vegetale di copertura, per quanto concerne quelli di resistenza al taglio, necessari al dimensionamento degli ancoraggi ed alla verifica della barriera composita prevista. I parametri adottati per le verifiche a stabilità saranno fattorizzati secondo i coefficienti M2 ai sensi delle NTC 2018. I materiali che verranno adottati nella

realizzazione del pacchetto di copertura di progetto dovranno essere tali da garantire l'equivalenza a quelli adottati nella presente progettazione in termini di resistenza al taglio.

Parametri	Terreno vegetale (parametri caratteristici)	Terreno vegetale (parametri fattorizzati secondo i coefficienti M2)
γ (kN/m3)	19	19
c' (kPa)	0	0
Tan φ'	Tan 24° = 0.45	0.36

***Tab. 5 –** Parametri meccanici di riferimento del terreno vegetale*

La superficie di maggiore debolezza sarà quella lungo la quale il geocomposito sviluppa minore angolo di attrito. Quest'ultimi sono stati desunti confrontando i dati contenuti nelle tabelle riassuntive delle caratteristiche di interazione tra geocompositi dei principali fornitori (Maccaferri,..etc).

Di seguito si riportano gli angoli di attrito di interfaccia relativi alla **configurazione prescelta** della barriera composita.

INTERFACCIE PACCHETTO GSY	
	Φ'K [°]
Interfaccia terreno vegetale di copertura – geostuoia grimpate Macmat r1 200	25
Interfaccia geostuoia grimpante Macmat r1 200 – geocomposito drenante Macdrain W1071	18
Interfaccia geocomposito drenante Macdrain W1071 – Geocomposito bentonitico Macline GCL W25	21
Interfacca geocomposito bentonitico Macline GCL W25 – strato di regolarizzazione	23

***Tab. 6 –** Angoli di attrito d'interfaccia della barriera composita (geocomposito drenante e di rinforzo accoppiati)*

Si riporta, per un utile confronto, anche la tabella degli angoli di attrito di interfaccia nella configurazione con geocomposito drenante e di rinforzo disaccoppiati.

INTERFACCIE PACCHETTO GSY	
	Φ'K [°]
Interfaccia terreno vegetale di copertura – geostuoia grimpate Macmat r1 200	25
Interfaccia geostuoia grimpante Macmat r1 200 – geosintetico di rinfozo	16
Interfaccia geosintetico di rinforzo – geocomposito drenante Macdrain W1071	18
Interfaccia geocomposito drenante Macdrain W1071 – Geocomposito bentonitico Macline GCL W25	21
Interfacca geocomposito bentonitico Macline GCL W25 – strato di regolarizzazione	23

***Tab. 7 –** Angoli di attrito d'interfaccia della barriera composita (geocomposito drenante e di rinforzo disaccoppiati)*

Dal confronto fra le due tabelle emerge che la superficie di maggiore debolezza è proprio costituita dall'interfaccia tra il geocomposito di rinforzo e quello drenante, circostanza che determina l'opportunità di adottare il geocomposito accoppiato.

2.2.4 Condizioni di analisi

Le verifiche del raggiungimento della condizione di stato limite sono sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi, facendo riferimento ai parametri di interfaccia critica riportati nella precedente tabella:

Condizione statica drenata SLE:

Tale condizione viene analizzata al fine di definire i livelli prestazionali del geosintetico di rinforzo in termini di coppia sforzo-deformazione.

Condizione statica drenata SLU:

parametri interfaccia critica fattorizzati secondo i coefficienti M2 (Tabella 7).

Condizione SISMA +:

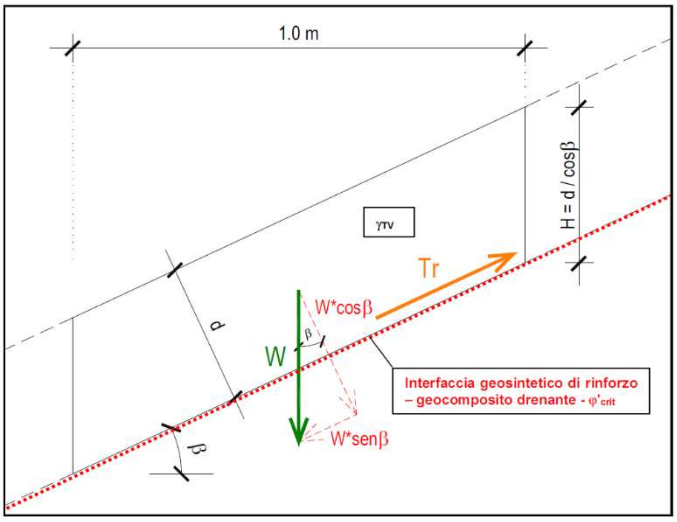
parametri interfaccia critica fattorizzati secondo i coefficienti M2 (Tabella 7); accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;

Condizione SISMA -:

parametri interfaccia critica fattorizzati secondo i coefficienti M2 (Tabella 7); accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto.

2.2.5 Schematizzazione pendio indefinito

Condizione statica



In condizioni statiche è stata adottata la schematizzazione a pendio indefinito di seguito riportata. In tale figura, i simboli rappresentano le seguenti grandezze:

- W: azione verticale corrispondente al peso del volume di terreno considerato;
- Tr: azione sul geosintetico di rinforzo necessaria a garantire il rispetto dei livelli prestazionali previsti dalla normativa;
- β angolo di inclinazione del pendio;
- d spessore del capping;
- φ'crit angolo di resistenza al taglio dell'interfaccia critica, ovvero dell'interfaccia geosintetico di rinforzo – geocomposito drenante;

- γA peso di volume dell'argilla.

<u>Condizione sismica</u>

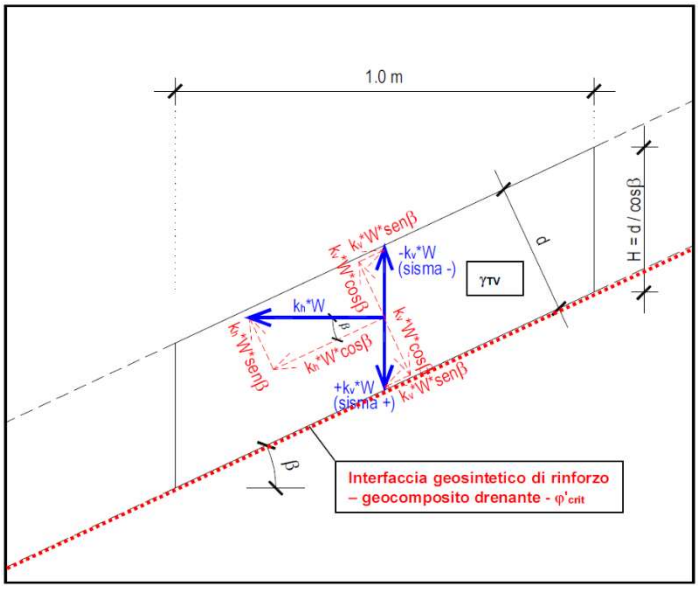
Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

- Fh = kh·W
- Fv = kv·W

dove kh e kv, rispettivamente coefficiente sismico orizzontale e verticale.
Per il caso in esame risulta a fronte dei seguenti parametri di input sul sito:

- vita nominale 50 anni
- classe edificio III
- Sottosuolo A
- Categoria topografica T3
- kh = 0.062
- kv = 0.031



In condizioni sismiche è stata pertanto adottata la schematizzazione a pendio indefinito riportata nella seguente figura, dove sono indicate le aggiuntive.

2.2.6 Determinazione dello sforzo sul geosintetico di rinforzo

Con riferimento alla schematizzazione a pendio indefinito, lo sforzo Tr che deve assorbire il geosintetico di rinforzo al fine di garantire i livelli prestazionali di norma si ottiene dalla seguente diseguaglianza:

$$Ed \leq Rd \rightarrow Ed \leq FR / \gamma r$$

con:

- Ed azione destabilizzante, denominata nel seguito Fdestab, lungo il pendio costituita dalla componente lungo l'interfaccia critica del sistema di forze agenti;
- FR azione stabilizzante fornita: o dalla componente attritiva Fstab fra geosintetico di rinforzo e geocomposito drenante per effetto del sistema di forze agenti; o dallo sforzo di trazione Tr che esplica il geosintetico di rinforzo opportunamente ancorato;
- γr coefficienti parziale per le verifiche di sicurezza pari a 1.1 nel caso di verifiche di stabilità.

Di conseguenza, l'espressione precedente diviene:

$$Fdestab \leq (Fstab + Tr) / \gamma r \rightarrow Tr \geq \gamma r \cdot Fdestab - Fstab \rightarrow Tr \geq 1.1 \cdot Fdestab - Fstab$$

Sulla base della nomenclatura delle grandezze in gioco, le azioni stabilizzanti e destabilizzanti in condizioni statiche e sismiche si possono ottenere dalle seguenti espressioni.

Condizione statica

- $Fstab = W \cdot \cos \beta \cdot tg\ \varphi'crit$;
- $Fdestab = W \cdot sen\ \beta$

Condizione sismica – Sisma + (forze di inerzia dirette secondo la gravità)

- $Fstab = (W \cdot \cos \beta - kh \cdot W \cdot sen\ \beta + kv \cdot W \cdot \cos \beta) \cdot tg\ \varphi'crit$;
- $Fdestab = W \cdot sen\ \beta + kh \cdot W \cdot \cos \beta + kv \cdot W \cdot sen\ \beta$

Condizione sismica – Sisma - (forze di inerzia opposte alla gravità)

- $Fstab = (W \cdot \cos \beta - kh \cdot W \cdot sen\ \beta - kv \cdot W \cdot \cos \beta) \cdot tg\ \varphi'crit$;
- $Fdestab = W \cdot sen\ \beta + kh \cdot W \cdot \cos \beta - kv \cdot W \cdot sen\ \beta$

con:

- $W = \gamma A \cdot L \cdot d / \cos \beta$

dove:

- L = lunghezza del pendio in proiezione orizzontale.

2.2.7 Prestazioni nel tempo di un geosintetico di rinforzo

In generale, la resistenza a trazione a lungo termine di progetto (LTDS – Long-Term Design Strength) dei rinforzi polimerici può essere calcolata secondo la ISO TR 20432:

$$LTDS = \frac{UTS}{RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_{W} \cdot RF_{CH} \cdot f_s}$$

Dove:

$LTDS$ Resistenza a trazione a lungo termine di progetto;

UTS Resistenza a trazione caratteristica (a breve termine);

$RFCR$ Fattore di riduzione della resistenza per effetto di fenomeni viscosi (creep);

$RFID$ Fattore di riduzione della resistenza per effetto del danneggiamento meccanico;

RFW Fattore di riduzione della resistenza per effetto degli agenti atmosferici;

$RFCH$ Fattore di riduzione della resistenza per effetto dell'aggressione chimica e biologica;

fs Fattore di sicurezza relativo all'estrapolazione e all'incertezza dei dati.

Resistenza a trazione caratteristica (a breve termine), $\boldsymbol{UTS}$

La resistenza a trazione caratteristica (a breve termine) o UTS – Ultimate Tensile Strength della gamma delle stuoie rinforzate tipo MacMat e Macgrid T è valutata con riferimento alla EN ISO 10319 o ASTM D6637.

Fattore di riduzione della resistenza per effetto di fenomeni viscosi (creep), $\boldsymbol{RFCR}$

Il fattore di riduzione della resistenza per effetto del comportamento viscoso del materiale può essere ottenuto, per diverse vite di servizio e temperature, a partire dei risultati di Rapid Loading Test (RLT), Ramp-and-Hold (R&H), Stepped Isothermal Method (SIM), e test di creep convenzionali.

Fattore di riduzione della resistenza per effetto del danneggiamento meccanico, $\boldsymbol{RFID}$

La posa in opera del materiale di riempimento e gli effetti dovuti alla compattazione dello stesso mediante i mezzi d'opera, possono causare danni alla geogriglia di base con conseguente riduzione della sua resistenza meccanica. Il fattore di riduzione della resistenza per effetto del danneggiamento meccanico è da valutarsi a seguito di test su larga scala con il prodotto e il materiale di riempimento specifico.

Fattore di riduzione per la durabilità del materiale, $\boldsymbol{RFW}$ e $\boldsymbol{RFCH}$

La durabilità del materiale di rinforzo costituisce un problema quando ci si approccia alla progettazione, in particolar modo quando i materiali sono a contatto con l'ambiente di utilizzo in cui vi possono essere situazioni ambientali anche aggressive.

Fattore di sicurezza relativo all'estrapolazione e all'incertezza dei dati $\boldsymbol{fs}$

Questo fattore di sicurezza tiene conto di quelle cause in cui effetti non possono essere quantificati, della qualità dei dati forniti e della variazione statistica dei fattori di riduzione.

I valori considerati per le analisi sono i seguenti:

Fattore di riduzione per creep	RFcr	1,50
Fattore di riduzione per danneggiamento meccanico	Rfid	1,11
Fattore di riduzione per danneggiamento ambientale	RFd	1,20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla durabilità	γr	1,10

2.2.8 Verifica del pacchetto - sezione 1

Sulla base degli elaborati del progetto a base di gara è stata individuata la seguente configurazione di dimensionamento:

Peso totale cuneo attivo	Wa (kN/m)	177,935

Lunghezza scarpata instabile (in proiezione orizzontale)	La (m)	18,73
Spessore del terreno potenzialemente instabile	Ha (m)	0,5
Peso specifico terreno instabile	γa (kN/mc)	19
Peso totale cuneo passivo	Wp (kN/m)	10,96965511
Lunghezza scarpata stabile	Lp (m)	1
Spessore del terreno stabile	Hp (m)	0,577350269
angolo utile alla definizione dello spessore del terreno stabile	(90 - β) °	60
Peso specifico terreno stabile	γp (kN/m)	19
Pendenza della scarpata	β °	30
Coefficiente di spinta sismica orizzontale	kh	0,062
Coefficiente di spinta sismica veriticale	kv	0,031
Forza sismica orizzontale	Fh (kN)	10,6761
Forza sismica verticale	Fv (kN)	5,33805
Angolo di resistenza critico all'interfaccia	ϕ' (°)	18

***Tab. 8 –** Dati d'ingresso per la verifica del geocomposito – sezione 1*

Nella Tabella seguente sono riepilogati i risultati del calcolo in termini di:

- Fdestab: azione destabilizzante lungo il pendio costituita dalla componente lungo l'interfaccia critica del sistema di forze agenti;
- Fstab: componente attritiva fra geosintetico di rinforzo e geocomposito drenante per effetto del sistema di forze agenti;
- Fd: sforzo di trazione che esplica il geosintetico di rinforzo opportunamente ancorato.

I risultati sono stati ottenuti (kN/m) considerato la parte di pendio avente complessivamente le condizioni peggiori, espresse in relazione ai metri di sviluppo di pendio e alla maggiore inclinazione (Sez. 1, tratto 3).

RISULTATNTI DEGLI SFORZI					
CALCOLO DEGLI SFORZI (STATICA)			CALCOLO DEGLI SFORZI (SISMICA)		
	SLE	SLU		SLV (-)	SLV (+)
Fdestab (KN/m)	88,96	88,96	Fdestab (KN/m)	100,88	95,54
Fstab (kN/m)	53,63	42,91	Fstab (kN/m)	42,72	40,32
Fd (kN/m)	54,02	64,74	Fd (kN/m)	79,35	75,29

***Tab. 9 –** Risultati degli sforzi agenti – sezione 1*

Il geosintetico di rinforzo deve fornire le azioni indicate in precedenza per garantire le prestazioni di norma; in particolare, le prestazioni di tale materiale sono definite con riferimento allo sforzo di trazione massimo ricavato. I valori di resistenza del geosintetico di rinforzo sono dipendenti dalla legge sforzi deformazioni in funzione del polimero utilizzato.

Considerando le risultanti degli sforzi agenti e i valori di Fd ottenuti, si procederà, per la scelta del geocomposito e per il dimensionamento del suo ancoraggio, assumendo la condizione più gravosa (Fd=79,35).

Fattore di riduzione per creep	RFcr	1,5
Fattore di riduzione per danneggiamento meccanico	Rfid	1,11
Fattore di riduzione per danneggiamento ambientale	RFd	1,2
Coeffiente parziale di sicurezza sulla durabilità (FISSO)	γr	1,1
Resistenza a trazione ultima nominale (EN ISO 10319)	Tult (kN/m)	220
Resistenza a trazione ammissibile a lungo termine dei geosisntetici	Tallow (kN/m)	100,1001001
VERIFICA	Tallow>Fd	VERO

***Tab. 10** – Verifica del geosintetico di rinforzo – sezione 1*

2.2.9 Verifica del pacchetto – sezione 2

Sulla base degli elaborati del progetto a base di gara è stata individuata la seguente configurazione di dimensionamento:

Peso totale cuneo attivo	Wa (kN/m)	186,675
Lunghezza scarpata instabile (in proiezione orizzontale)	La (m)	19,65
Spessore del terreno potenzialemente instabile	Ha (m)	0,5
Peso specifico terreno instabile	γa (kN/mc)	19
Peso totale cuneo passivo	Wp (kN/m)	11,45907051
Lunghezza scarpata stabile	Lp (m)	1,065027234
Spessore del terreno stabile	Hp (m)	0,566285025
angolo utile alla definizione dello spessore del terreno stabile	(90 - β) °	62
Peso specifico terreno stabile	γp (kN/m)	19
Pendenza della scarpata	β °	28
Coefficiente di spinta sismica orizzontale	kh	0,062
Coefficiente di spinta sismica veriticale	kv	0,031
Forza sismica orizzontale	Fh (kN)	11,2005

Forza sismica verticale	Fv (kN)	5,60025
Angolo di resistenza critico all'interfaccia	ϕ' (°)	18

***Tab. 11 –** Dati d'ingresso per la verifica del geocomposito – sezione 2*

Anche per questa sezione, i risultati sono stati ottenuti (kN/m) considerato la parte di pendio avente complessivamente le condizioni peggiori, espresse in relazione ai metri di sviluppo di pendio e alla maggiore inclinazione (Sez. 2, tratto 5).

RISULTATNTI DEGLI SFORZI					
CALCOLO DEGLI SFORZI (STATICA)			CALCOLO DEGLI SFORZI (SISMICA)		
	SLE	SLU		SLV (-)	SLV (+)
Fdestab (KN/m)	87,64	87,64	Fdestab (KN/m)	100,16	94,90
Fstab (kN/m)	45,82	57,27	Fstab (kN/m)	45.43	48.44
Fd (kN/m)	48,76	60,22	Fd (kN/m)	75,45	71,66

***Tab. 12 –** Risultati degli sforzi agenti – sezione 2*

Considerando le risultanti degli sforzi agenti e i valori di Fd ottenuti, si procederà, per la scelta del geocomposito e per il dimensionamento del suo ancoraggio, assumendo la condizione più gravosa (Fd=75,45).

Fattore di riduzione per creep	RFcr	1,5
Fattore di riduzione per danneggiamento meccanico	Rfid	1,11
Fattore di riduzione per danneggiamento ambientale	RFd	1,2
Coeffiente parziale di sicurezza sulla durabilità (FISSO)	γr	1,1
Resistenza a trazione ultima nominale (EN ISO 10319)	Tult (kN/m)	170
Resistenza a trazione ammissibile a lungo termine dei geosisntetici	Tallow (kN/m)	77,35007735

***Tab. 13 –** Verifica del geosintetico di rinforzo – sezione 1*

2.3 Dimensionamento degli ancoraggi

Il calcolo della lunghezza di ancoraggio rappresenta un elemento fondamentale per la stabilità del pacchetto di chiusura, ed è sempre buona norma "spezzare" la lunghezza di posa della barriera composita, in modo da garantire adeguate riserve di resistenza.

Per quanto riguarda il dimensionamento, si osserva che gli ancoraggi sono fondamentali per evitare lo scivolamento dei teli e, conseguentemente, per garantire la stabilità della scarpata.

In considerazione dei risultati ottenuti nei paragrafi precedenti, il dimensionamento dell'ancoraggio è stato realizzato riferendosi alla sezione n.1 essendo quest'ultima la più gravosa in considerazione della maggiore richiesta di sforzo di trazione esplicato dal geosintetico (Fd=79,35 kN/m).

Tali ancoraggi sono stati, pertanto, progettati e dimensionati in maniera puntuale, considerando gli sforzi riportati nell'immagine che segue.

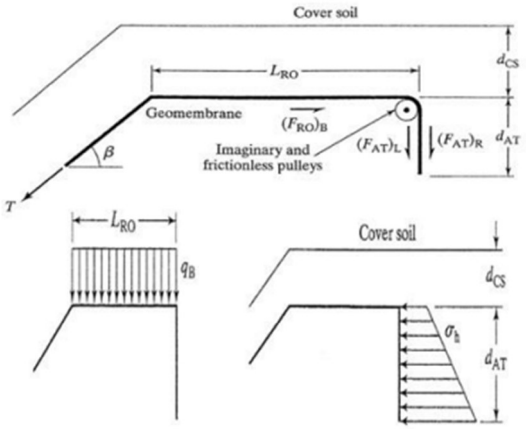


***Fig.6**: Rappresentazione ancoraggio per geocomposito*

Nel calcolo, a favore di sicurezza, è stato utilizzato come angolo di resistenza di taglio all'interfaccia il minore tra quelli riportati in letteratura, in modo da garantire la stabilità del pacchetto di copertura anche in presenza di valori dell'angolo di interfaccia molto bassi. Ad ulteriore garanzia, i valori di detti angoli saranno poi verificati in fase di esecuzione attraverso specifiche prove.

Il dimensionamento è stato eseguito ipotizzando un fenomeno di sfilamento del geocomposito ed utilizzando dati differenti a seconda dei tratti delle sezioni considerate.

2.3.1 Dimensionamento ancoraggio – sezione 1

Per la sezione 1 si prevede il posizionamento di più ancoraggi posizionati lungo due livelli attualmente esistenti posizionati rispettivamente ad una quota di 64.33 m (sommità) e di 48.30 m (mezzeria del pendio), ad una distanza l'uno da l'altro di circa 35 m.

	DATI INGRESSO	
Angolo di inclinazione scarpata	β (°)	30,00
	β (rad)	0,52
Spessore terreno di copertura	Dcs (m)	1,00
Peso specifico del terreno di copertura	γsoil (kN/m3)	19,00
Profondità della trincea	Dat (m)	0,50
Tratto orizzontale di geosintetico prima dalla trincea	Lr0 (m)	3,00
Angolo di attrito di riempimento della trincea	ϕ (°)	24,00
	ϕ (rad)	0,42
Angolo di attrito tra geostuoia e terreno sottostante	δc (°)	30,00
	δc (rad)	0,52
Angolo di attrito tra geostuoia e terreno di copertura	δf (°)	24,00
	δf (rad)	0,42
Tensione normale (alla profondità Dcs+Dat)	σn (kN/m2)	28,50
Coeff. di spinta a riposo (K0) per terreni NC	K0 (NC)	0,59

Tensione laterale (alla profondità Dcs+Dat)	σh (kN/m2)	5,64
Carico distribuito	qb (kN/m2)	19,00
Forza verticale dovuta alla trazione della geomembrana	Vgm(kN/m2)	26,45
Forza di trazione che la geomembrana può sopportre per unità di larghezza	T (kN/m)	61,99
Resistenza minima di progetto dei rinforzi	Fd (kN/m)	79,35

***Tab. 14 –** Dati utilizzati per dimensionamento ancoraggio – sezione 1*

L'angolo di inclinazione utilizzato è il medesimo utilizzato per le verifiche del geocomposito della sezione 1 (rif. Paragrafo 2.2.8, tab. 8).

Dal calcolo eseguito sono emersi i seguenti risultati:

			RISULTATI (NC)
Contributo dovuto all'attrito terreno/geosintetico in direzione orizzontale	(Fr0)b	kN/m	55,82
La forza d'attrito all'interfaccia superiore della geomembrana con il terreno	(Fr0)u	kN/m	25,38
La forza d'attrito tra il lato sinistro della geomembrana e quella della trincea di ancoraggio	(Fat)L	kN/m	4,88
La forza d'attrito tra il lato destro della geomembrana e quella della trincea di ancoraggio	(Fat)R	kN/m	3,76
Resistenza a trazione del geosintetico sviluppata dalla trincea di ancoraggio	Tmax	kN/m	103,74
	FoS (NC)	1,307325577	Min. 1.30

***Tab. 15 –** Verifica dimensionamento ancoraggio – sezione 1*

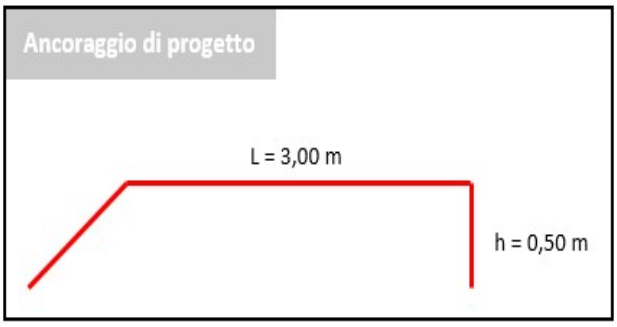
Si vuole specificare, infine, che la riprofilatura preliminare alla realizzazione del capping è stata pensata al fine di favorire la formazione di berme intermedie. Esse, oltre a "spezzare" le scarpate riducendo la lunghezza complessiva del pendio e, quindi, le tensioni massime a cui sono sottoposti i geocompositi, offrono punti favorevoli per la realizzazione ed il posizionamento di ancoraggi intermedi dove le lunghezze di ancoraggio calcolate sono abbondantemente garantite.

Si riportano le formule utilizzate per il calcolo delle forze considerate nella verifica di dimensionamento dell'ancoraggio:

1. (Fr0)b = [qb*(0,5*Vgm)]*Lr0*tg(δc);
2. (Fr0)u = qb*Lr0*tg(δf);
3. (Fat)l = σn*k0*Dat* tg(δc);
4. (Fat)r = σn*k0*Dat* tg(δf);
5. Tmax = [(Fr0)b+(Fr0)u+(Fat)l+(Fat)r]/cos(β)

3 Risultati

Dai risultati ottenuti dal dimensionamento dell'ancoraggio dello scenario di progetto è emerso che per garantire il sostegno di un pacchetto di chiusura avente spessore pari 1,00 m è necessario un ancoraggio con forma ad L di lunghezza complessiva pari a 3,50 m (L+h = 3 +0,5).

Per ciò che riguarda la stabilità globale del pacchetto di chiusura, la presenza dei geocompositi di rinforzo fa registrare un incremento del fattore di stabilità, ottenendo Fs > 1,20. Di seguito si riporta la tabella del nuovo fattore di stabilità del pacchetto di chiusura e un'immagine della configurazione prescelta.

NUOVA AZIONE RESISTENTE Fs CON PAREMETRI DEL GEOCOMPOSITO DI RINFOROZO (CONDIZ. SISMICHE SLV)	142,8207295
NUOVA AZIONE RESISTENTE Fs CON PAREMETRI DEL GEOCOMPOSITO DI RINFOROZO	1,415716446