Consorzio Industriale Provinciale Cagliari

PROVINCIA SUD SARDEGNA
COMUNE DI IGLESIAS

REALIZZAZIONE DELLA COPERTURA FINALE DEL SECONDO BACINO DELLA DISCARICA DI IS CANDIAZZUS

PROGETTO DEFINITIVO

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Aprile 2023	Emissione	A. Tanca	M.L. Massa	M.L. Massa
1					
2					
3					

GRUPPO DI LAVORO:

Dott. Ing. Alessandro Tanca

TITOLO:

01 - RELAZIONI
RELAZIONE GEOTECNICA - VERIFICA STABILITA' DEI PENDII

TAVOLA N°:

RE03

SCALA:

-

Commessa:

A041EP13.CDZ

Sottocommessa:

A041C22.CDZ

Studio di Ingegneria Dott. Ing. Maria Laura Massa
Via Trieste 151 - 09045 Quartu S. Elena
e-mail: ingmassa@tiscali.it - Tel. 070 821202 - Mob. 328 7283082

IL COMMITTENTE:

R.U.P.: DOTT. ING. ALESSANDRO DI GREGORIO

RESPONSABILE DEL PROGETTO:

DOTT. ING. MARIA LAURA MASSA

RELAZIONE GEOTECNICA – VERIFICA DI STABILITÀ DEI PENDII

INDICE

1. PREMESSA 1

2. STRATO DI DRENAGGIO DEL BIOGAS 3

2.1 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI GEOCOMPOSITO 4
2.2 SOLLECITAZIONI SUL GEOCOMPOSITO 5
2.3 CALCOLO DELLA PORTATA 6
2.3.1 Determinazione della portata ammissibile di progetto 7

3. DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE 9

3.1 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI GEOCOMPOSITO 10
3.2 SOLLECITAZIONI SUL GEOCOMPOSITO 10
3.3 CALCOLO DELLA PORTATA 11
3.3.1 Determinazione della portata ammissibile di progetto 11

4. VERIFICA DI STABILITÀ DEL PACCHETTO DI COPERTURA 13

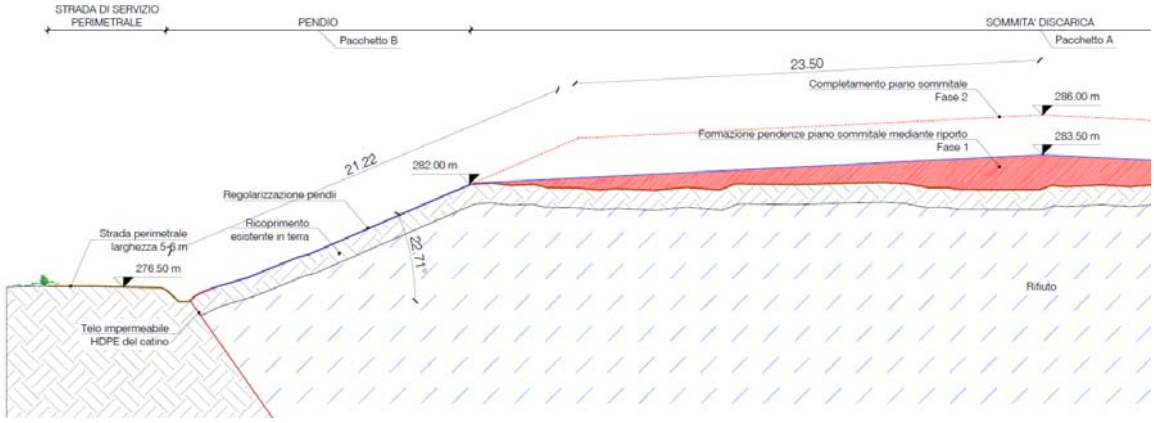
4.1 RIFERIMENTI NORMATIVI E CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA 13
4.2 ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE 13
4.3 SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO E TIPOLOGIA DELLE VERIFICHE 14
4.4 STABILITÀ DEL TERRENO DI COPERTURA 15
4.5 STATI LIMITE ULTIMI (SLU) 16
4.6 VERIFICA STATICA 17
4.6.1 Analisi di stabilità 17
4.6.2 Forze agenti 17
4.6.3 Forze resistenti 17
4.6.4 Scelta del geosintetico 18
4.6.5 Ancoraggio in cresta 19
4.6.5.1 Dimensionamento ancoraggio 19
4.7 VERIFICA SISMICA 20
4.7.1 Forze agenti 21
4.7.2 Forze resistenti 21
4.7.3 Scelta del geosintetico 21

5. CONCLUSIONI 22

5.1 GEOCOMPOSITO DRENANTE BIOGAS E ACQUE METEORICHE 22
5.2 GEOCOMPOSITO GRIMPANTE ANCORAGGIO TERRENO VEGETALE 23

1. PREMESSA

Il principale obiettivo che il CACIP si prefigge di conseguire attraverso la realizzazione delle opere in oggetto, consiste nel realizzare la copertura finale ("capping") della discarica per rifiuti non pericolosi di Is Candiazzus ricorrendo a soluzioni di sicura efficacia mediante l'adozione di materiali naturali e/o geosintetici, che garantiscano le prestazioni previste dal recente Decreto Legislativo n. 121 del 3 settembre 2020, aggiornando le previsioni iniziali della copertura finale coerenti con il D.Lgs. 36/2003, con le modifiche ed integrazioni ad esso apportate dal più recente Decreto.
La configurazione geometrica che assumerà la discarica a capping eseguito prevede pendii con angoli di circa 23°, con uno sviluppo medio delle stesse scarpate pari a circa 22 metri, secondo la sezione tipologica di seguito rappresentata:

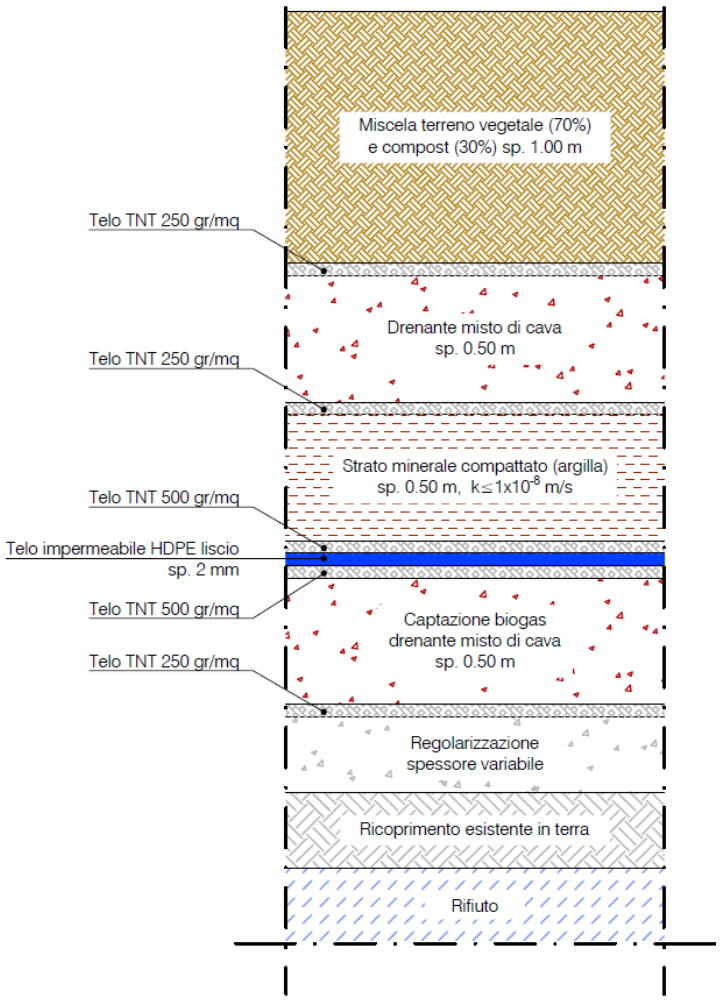


L'assetto plano-altimetrico della discarica in oggetto è piuttosto regolare con una strada perimetrale ai margini del poligono regolare, la pista di accesso al piano sommitale e i pendii con pendenza quasi costante che raccordano la sommità della discarica alla strada al contorno, come si evince dallo stralcio planimetrico che segue:

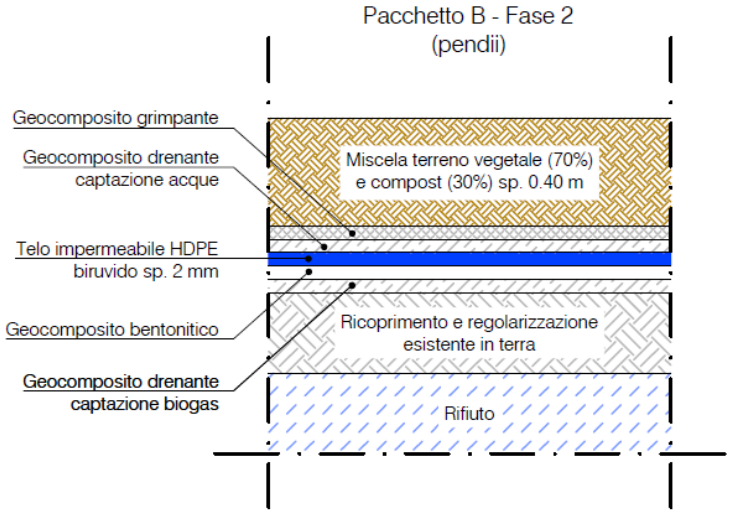


Il progetto prevede, per la parte sommitale ed in accordo al D.L.121/2020, partendo dal basso, cioè dalla superficie finale dei rifiuti, un pacchetto denominato "Tipo A" composto come segue:

- uno strato di regolarizzazione (modellazione morfologica);
- un geotessile da 250 g/m²;
- uno strato di drenaggio del biogas/ di rottura capillare, con spessore maggiore o uguale a 0,5 m di idonea trasmissività e permeabilità al gas in grado di drenare nel suo piano la portata di gas prodotta dai rifiuti;
- un geotessile da 500 g/m²;
- una geomembrana di tipo liscio in HDPE da 2.0 mm
- un geotessile da 500 g/m²;
- strato minerale compattato dello spessore s ≥ 0,5 m e di conducibilità idraulica k ≤ 1 x 10^{-8} m/s;
- un geotessile da 250 g/m²;
- strato drenante di materiale granulare con spessore s ≥ 0,5 m di idonea trasmissività e permeabilità (k>10^{-5} m/s);
- un geotessile da 250 g/m²;
- uno strato superiore composto da una miscela di terreno vegetale (70%) e compost (30%), per uno spessore complessivo pari a 1.00 m.



Sulle scarpate il progetto prevede di limitare lo spessore dello strato superficiale, formato sempre da una miscela di terreno vegetale (al 70%) e compost (al 30%), a 0.40 m, di sostituire gli strati drenanti per il biogas e le acque meteoriche in misto naturale con geocompositi drenanti, di sostituire lo strato di l'argilla con un geocomposito bentonitico accoppiato ad una geomembrana in HDPE ruvida su entrambi i lati dello spessore di 2 mm. Il progetto prevede inoltre, a vantaggio e garanzia della stabilità dello strato di copertura finale sui pendii, la posa di un geosintetico di rinforzo al di sotto dello strato di terreno vegetale.



Nel seguito verranno individuati i geocompositi drenanti in modo che siano idonei a sostituire i materiali granulari e, per quanto riguarda il geocomposito drenante delle acque, che sia in grado di drenare le precipitazioni che si possono infiltrare sulle scarpate con tempo di ritorno 30 anni.
Sarà poi necessario determinare le caratteristiche prestazionali del geosintetico di rinforzo, previsto lungo le scarpate, affinché siano idonee a trattenere lo spessore superficiale di terreno da coltivo.

2. STRATO DI DRENAGGIO DEL BIOGAS

Lo strato per il drenaggio del biogas autorizzato ai sensi della direttiva europea 1999/31/CE relativa alle discariche controllate, recepita in Italia dal D.Lgs. 13 gennaio 2003, n. 36, prevedeva l'impiego di un geocomposito drenante. Così come nel nuovo D.Lgs. 121/2020, nel D.Lgs. 36/2003 non erano sono date indicazioni circa la granulometria e, quindi, la conducibilità idraulica necessaria. La conducibilità idraulica ai gas è misurabile sperimentalmente, e risulta essere pari a circa 1/10 della permeabilità ai liquidi (acqua). Volendo garantire una conducibilità ai gas pari almeno a $1x10^{-4}$ m/sec, è pertanto necessario ricercare un materiale avente una conducibilità idraulica ai liquidi pari a $1x10^{-3}$ m/sec. Assumendo pertanto per lo strato drenante un valore di conducibilità idraulica all'acqua pari a

k = $1.00E^{-03}$ [m/s]

è necessario determinare il geocomposito equivalente ad uno strato di spessore

t = 0.50 m di ghiaia pulita

Come rappresentato nella sezione AA dell'introduzione, la scarpata critica è costituita da due falde; quella sommitale sub-orizzontale (5%, corrispondente a un gradiente i=0.05) con sviluppo 23.50 m, e la sponda con sviluppo massimo (nell'ipotesi di mantenere lo spessore di 2.50 m per il pacchetto di copertura in sommità) 21.22 m ed inclinazione 22.7° (gradiente i=0.39).

La portata d'acqua "smaltita" da uno strato drenante può essere ricavata tramite la legge di Darcy:

Q = k A i [m³/sec]

La portata idraulica che si può calcolare vale:

sulle sponde
Q = $1.93E^{-04}$ [m³/s]
i = 0.39 gradiente idraulico lungo le sponde

in sommità
Q = $2.49E^{-05}$ [m³/s]
i = 0.05 gradiente idraulico in sommità

2.1 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI GEOCOMPOSITO

L'impiego di geocompositi drenanti consente innanzi tutto, al committente ed al progettista, di avere delle garanzie certe e certificate sulla effettiva capacità di smaltimento delle acque del prodotto (cosa impossibile, se non a costi proibitivi, con materiale granulari). Inoltre, la copertura risulta essere alleggerita, e quindi la stabilità dell'opera ne trae giovamento. Si propone l'impiego di un geocomposito drenante (del tipo Tenax HD 302 o di analoghe prestazioni tecniche), costituito dall'accoppiamento industriale di due geotessili non tessuti con funzione filtrante e, all'interno dei due geotessili, di una struttura reticolare tridimensionale (del tipo georete box-net) realizzata per estrusione e stirature di polipropilene (PP), in modo da costituire una struttura rigida "a telaio", con maglie quadrangolari ad elevato profilo. La struttura "box-net" è una struttura leggera ma indeformabile perché costituita da 3 ordini di fili sovrapposti e tra loro intersecanti, ed è in grado di garantire, anche con sollecitazioni comprese fra 20 e 100 kPa, elevate portate idrauliche, non solo nel breve termine ma anche, e soprattutto, nel lungo termine.



Nella scelta di un materiale il progettista, il Committente e l'ente Autorizzatore devono prestare molta attenzione ai limiti di durabilità indicati nelle dichiarazioni di prestazione legate alla marcatura CE del prodotto scelto, perché le possibilità che il materiale sia soggetto ad ambienti chimicamente aggressivi e ad alte temperature sono tutt'altro che remote.
Il geocomposito può raggiungere temperature elevate dovute alle fasi di decadimento dei rifiuti ed alla ridotta copertura di terreno sovrastante; la durabilità del materiale deve essere quindi dimostrata e certificata anche per pH acidi e basici, e per temperature fino a 25 °C.
Anche la vita utile del materiale deve essere tale da garantirne la funzionalità anche al termine della gestione (durabilità non inferiore a 100 anni). Per questo motivo i polimeri poliolefinici (HDPE o PP), che costituiscono le reti drenanti, devono essere di ottima qualità (polimeri rigenerati non dovrebbero essere impiegati se non provenienti dal medesimo ciclo industriale ed in quantità < 10%), e non possono essere miscelati con altre sostanze come i carbonati di calcio, in quanto questi, pur rendendoli maggiormente resistenti alla compressione, rendono le georeti vulnerabili ad ambienti con pH basso e, soprattutto, molto fragili al punto che si possano facilmente rompere con le mani.
La georete drenante pertanto non deve contenere sostanze differenti dal HDPE o PP, eccezion fatta per un minimo quantitativo (<= 2%) di nerofumo necessario per garantire la resistenza ai raggi UV, e non è consentito l'impiego di carbonati di calcio per appesantire la rete perché questi, in ambiente chimicamente aggressivo (acido) diverrebbero solubili destrutturando la georete.
È evidentemente indispensabile una totale inerzia chimica, dato che il composito andrà posto in contatto con il biogas. Da non trascurare è anche la resistenza del composito alle basse temperature. Il geocomposito dovrà pertanto avere un'anima drenante caratterizzata da elevata resistenza alle basse temperature. Non è ad esempio possibile l'impiego di Polipropilene estruso (ad esempio in filamenti) senza orientamento molecolare, in quanto tale polimero a basse temperature è estremamente fragile (al punto da poter essere facilmente frantumato solo piegandolo).

2.2 SOLLECITAZIONI SUL GEOCOMPOSITO

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni verrà considerato lo spessore massimo di terreno che verrà steso a completamento della discarica prevista in fase definitiva, pari a 0.40 m.
Ipotizzando un peso di volume di circa 16 kN/m³, il carico applicato dal solo terreno (carico permanente) è pari a 6.40 kPa.
In considerazione delle sollecitazioni cui i materiali possono essere sottoposti durante le operazioni di posa, è necessario che il geocomposito manifesti resistenza a compressione maggiori, fino a 50 kPa nel breve termine. Il materiale è posto a contatto con uno strato di terreno di regolarizzazione delle superfici dalla parte inferiore, e con un geocomposito bentonitico dalla parte superiore; non è pertanto sottoposto a particolari sollecitazioni orizzontali ed è quindi sufficiente che abbia una resistenza a trazione minima pari a 15.0 kN/m, con allungamenti del materiale al picco che siano contenuti entro il 50% (+/- 10%).
Si assume pertanto come carico di progetto per il geocomposito un valore pari a:

$\sigma_h = 50.00$ kPa

Si considera poi una larghezza unitaria di prodotto.

L =1.00 [m]

2.3 CALCOLO DELLA PORTATA

La portata idraulica di un geocomposito può essere misurata secondo la normativa EN–ISO 12958-1 (o ASTM D4716). Secondo queste normative le prove vengono effettuate sotto diversi carichi e sotto alcuni gradienti idraulici caratteristici (0.10 e 1.00, talvolta 0.50).
I risultati delle prove sono riassunti in diagrammi nei quali, in ascissa viene indicata la pressione normale, in ordinata la portata idraulica unitaria misurata dall'apparecchiatura di prova. I risultati delle prove effettuate per carichi diversi e per gradienti diversi sono indicati tramite curve, una per ciascun gradiente idraulico testato.
Se il gradiente *i* di progetto è indicato nei diagrammi di trasmissività, si può allora scegliere quel geocomposito che, sotto un carico verticale σv e un gradiente *i*, abbia una portata maggiore o uguale a Q.
Qualora invece il valore *i* sia differente dai valori indicati nel diagramma, per determinare un'equivalenza tra la portata sotto il gradiente reale e quella sotto il gradiente misurato, si può fare riferimento alla formula di Chezy, valida per calcolare la velocità media, e quindi la portata, in un canale aperto con moto stazionario:

$$v = \chi\sqrt{Rj}$$

dove:

- v è la velocità media [m/s]
- χ è il coefficiente di scabrezza [$m^{1/2}/s$]
- R è il raggio idraulico [m]
- j è l'inclinazione della linea del carico totale (cadente piezometrica), assimilabile al gradiente

La portata idraulica è data dalla relazione

$Q = v\ A$

In cui A = sezione idraulica del geocomposito (assimilabile alla dimensione dei canali aperti).

La portata idraulica per il medesimo geocomposito sotto due gradienti differenti i_1 e i_2 vale

$Q_{i1} = A\ \chi\ R^{1/2}\ i_1^{i/2}$
$Q_{i2} = A\ \chi\ R^{1/2}\ i_2^{i/2}$

Tale formula è di tipo pratico, o empirico, poiché ricavata per via sperimentale. Nel caso dei geocompositi drenanti, che non rappresentano in modo assoluto un canale aperto e per i quali l'assunzione di moto stazionario è plausibile ma non certa, tale equazione deve essere validata da prove sperimentali. In base a decenni di sperimentazioni, si è potuto stabilire come essa sia ragionevolmente valida ed applicabile solo confrontando gradienti prossimi tra loro. Il rapporto tra le due portate è pertanto

$$Q_{i1} = Q \cdot \sqrt{\frac{i_1}{i}}$$

con Q_{i1} = portata specifica indicata nel diagramma [m²/s];

Q = portata specifica per il gradiente i [m²/s];
i_1 = gradiente idraulico, presente nel diagramma, superiore a quello reale;
i = gradiente reale.

Dal valore nominale della portata Q è possibile calcolare la portata di progetto $Q_{PROGETTO}$ che tiene conto del comportamento del geocomposito drenante in condizioni di esercizio e, quindi, nel lungo termine, applicando opportuni fattori di sicurezza riduttivi, secondo la relazione seguente:

$$Q_{lt} = Q * \left[RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{bc} \cdot RF_{cc} \right]$$

RF_{in}= Fattore di riduzione per deformazioni elastiche o intrusione del geotessile;
RF_{cr}= Fattore di riduzione per le deformazioni di creep subite, nel tempo, dalla rete drenante;
RF_{bc}= Fattore di riduzione per intrusione di materiale biologico o per intrusione della frazione più fine del terreno di copertura
RF_{cc}= Fattore di riduzione per intasamento chimico della rete drenante

2.3.1 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AMMISSIBILE DI PROGETTO

I valori dei coefficienti che si possono applicare alla portata misurata in laboratorio sono di seguito riportati:

RF_{in}=1.10	Fattore di riduzione per deformazioni elastiche o intrusione del geotessile;
RF_{cr}=1.10	Fattore di riduzione per le deformazioni di creep subite, nel tempo, dalla rete drenante;
RF_{bc}=1.10	Fattore di riduzione per intrusione di materiale biologico o per intrusione della frazione più fine del terreno di copertura;
RF_{cc}=1.00	Fattore di riduzione per intasamento chimico della rete drenante
RF_{tot}=1.33	Fattore di riduzione totale

Ovviamente tali valori non si applicano a georeti ottenute per aggrovigliamento di filamenti in poliammide o polipropilene, estremamente compressibili. La portata di progetto vale ($Q_{richiesta}$*RF_{tot}).

Si assume come carico di progetto per il geocomposito un valore pari a

σ_h = 50.00 kPa

Come in precedenza per la ghiaia, si considera poi una larghezza unitaria di prodotto.

L = 1.00 [m]

Considerando che la portata richiesta era:
$Q_{sponde\ i=0.39}$= 1.93 E-04 [m³/s]
$Q_{sommità\ i=0.05}$= 2.49 E-05 [m³/s]

Nell'ipotesi di impiegare geocompositi con anima drenante box-net, è necessario individuare un materiale che, sotto un carico di 50 kPa, garantisca una portata idraulica con pendenze di 21° pari almeno a

$Q_{progetto\ sponde\ i=0.39}$= 2.57 E-04 [m³/s] ($Q_{richiesta}$*$RF_{tot}$)
$Q_{progetto\ sommità\ i=0.05}$= 3.32 E-05 [m³/s] ($Q_{richiesta}$*$RF_{tot}$)

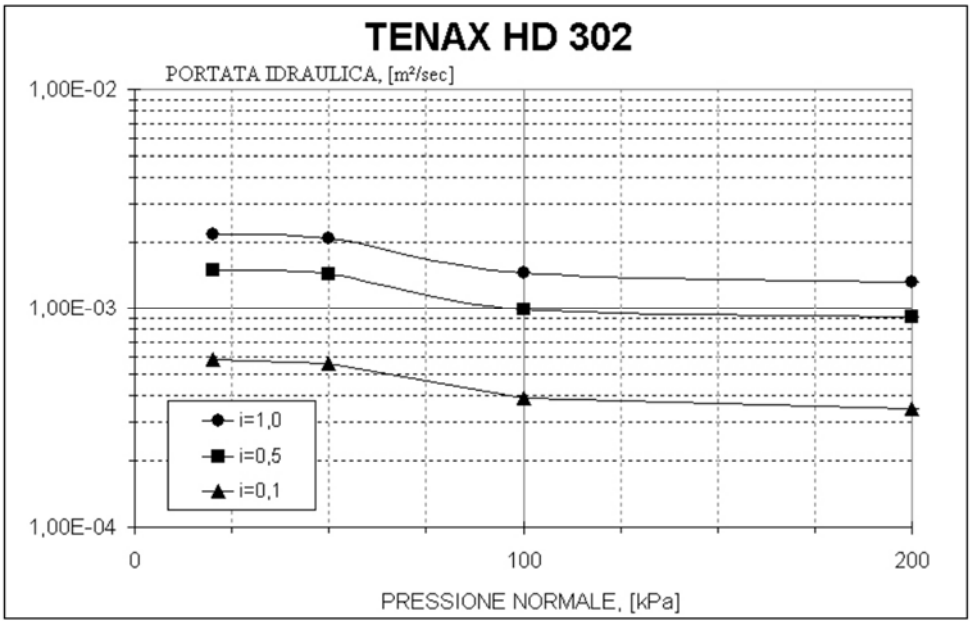
Cui corrisponde, nei valori tipicamente indicati nelle schede tecniche (i=0.10 e i=0.50), una portata pari a

$Q_{i=0.50}$ = 2.92E-04 [m³/s]
$Q_{i=0.10}$ = 1.05E-04 [m³/s]

Di seguito si riassumono le nuove caratteristiche minime per il geocomposito per il drenaggio del biogas.

Tab. 1: Riassunto proprietà minime necessarie per il geocomposito per il drenaggio del biogas

polimero georete	PP
polimero geotessile	PP o HDPE
struttura georete	tre ordini di fili incrociati e sovrapposti
numero geotessili	2
stabilizzante u.v.	nerofumo
spessore a 20 kPa (EN ISO 9863)	5.5 mm
portata idraulica (EN ISO 12958)	
i=0.50 σ_v = 50 kPa	$3.00x10^{-4}$ m³/sec/m
i=0.10 σ_v = 50 kPa	$1.50x10^{-4}$ m³/sec/m
resistenza a trazione minima (EN ISO 10319)	15.0 kN/m
allungamento	50%



Il materiale approvato per il progetto (tipo TENAX HD 302) soddisfa ampiamente i requisiti minimi indicati ed è pertanto in grado di sostituire lo strato di materiale granulare indicato nel D.Lgs. 36 e D.Lgs. 121.

3. DRENAGGIO DELLE ACQUE METEORICHE

Come descritto in precedenza, lungo le scarpate perimetrali si prevede l'impiego di un geocomposito drenante in grado di garantire che non si manifesti un battente idraulico al di sopra dello stesso. La scelta della tipologia di materiale che soddisfa questi requisiti necessita la conoscenza delle caratteristiche di pioggia del sito, oltre che della geometria.
L'intensità della pioggia nel caso in oggetto è stata determinata con tempo di ritorno di almeno 50 anni; nota l'intensità della precipitazione, è stata valutata la percentuale di acqua che effettivamente raggiungerà il geocomposito drenante (considerando le perdite per evapo-traspirazione, ruscellamento superficiale ed assorbimento del suolo).
La scelta del tipo di pioggia da impiegare nei calcoli deve essere frutto di attenta analisi, dovendosi valutare se sia più pericolosa una pioggia intensa ma breve, che per la maggior parte verrà dilavata e non riuscirà a filtrare nel terreno, o piuttosto una pioggia meno intensa ma prolungata, che invece riuscirà a saturare il terreno e quindi a raggiungere lo strato drenante. Il tipo di pioggia critica dipende evidentemente dalla geometria della copertura e dalla natura del terreno.

Per il sito in questione si assume una pioggia di progetto molto intensa (80 mm/h) con durata 1 ora, di gran lunga cautelativa sotto tutti i punti di vista ed in considerazione che l'articolo 2.4.3, comma 2 del D.Lgs. 121/2020, impone per il geocomposito drenante, eventualmente utilizzato in alternativa allo strato di materiale granulare, la condizione che sia in grado di garantire prestazioni equivalenti ovvero, che sia in grado di drenare nel suo piano la portata delle acque meteoriche stimata per un tempo di ritorno di 30 anni.
Da indagini sperimentali condotte su differenti discariche di R.S.U. chiuse, la percentuale infiltrata risulta essere compresa tra 0.20 e 0.50, che in sede di calcolo si assume pari a 0.50.
Data l'intensità di una precipitazione, j, funzione dell'altezza della colonna d'acqua sull'unità di area, nell'unità di tempo o funzione dei coefficienti di precipitazione derivanti dalle curve di pioggia possibili

$$j = \quad h/t = a \cdot t^{n-1} \qquad [mm/h]$$

in cui h = altezza della colonna d'acqua [mm];
t = durata della precipitazione [h];

La portata sull'area unitaria interessata dalla precipitazione è data

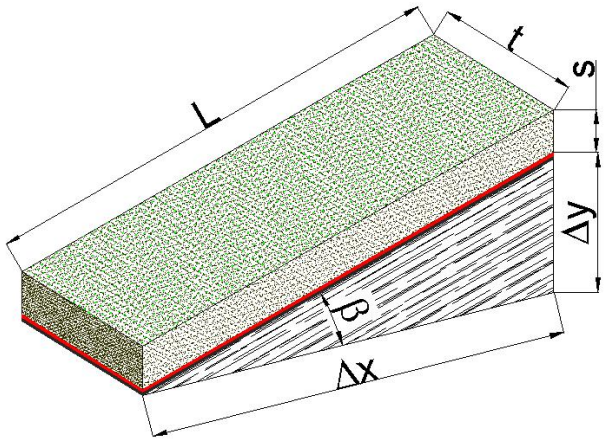
$$q = \quad 2{,}777 \cdot 10^{-7} \cdot j \qquad [m^3/s/m^2]$$

La portata per metro di sviluppo della superficie interessata dalla precipitazione Q può essere calcolata moltiplicando la portata specifica per la lunghezza del pendio.

$$Q = \quad 2{,}777 \cdot 10^{-7} \cdot h/t \cdot \cos\alpha \cdot f \cdot L \qquad [m^3/s]$$

dove α = inclinazione del pendio [°]

f = coefficiente di infiltrazione
L = sviluppo del pendio [m]



La geometria della copertura rende necessario calcolare il valore della portata che infiltrandosi può raggiungere lo strato drenante. Nel caso in oggetto, ci si trova di fronte a pendii sub-orizzontali sommitali (con pendenza pari al 5%) raccordati a scarpate con pendenza maggiori.
Le portate calcolate sulla parte sommitale si sommano a quelle che incidono direttamente sulle scarpate perimetrali.

	L	ß	Q	i
	[m]	[°]	[m³/sec/m]	[-]
AA sommità	23.5	2.86	2.61E-04	0.05
AA sponda	21.22	22.72	4.78E-04	0.39

È pertanto necessario individuare un geocomposito in grado di smaltire, sotto le condizioni di progetto, le portate evidenziate in tabella.

3.1 SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI GEOCOMPOSITO

Per la scelta della tipologia di geocomposito da utilizzare valgono le stesse considerazioni fatte per il biogas al punto 2.1., che si intendono confermate anche per il drenaggio delle acque meteoriche.

3.2 SOLLECITAZIONI SUL GEOCOMPOSITO

Anche in tal caso si considerano valide le stesse valutazioni fatte per il biogas al punto 2.2 della presente relazione.
Si assume pertanto come carico di progetto per il geocomposito di drenaggio delle acque meteoriche un valore pari a:

$\sigma_h = 50.00$ kPa

Si considera poi una larghezza unitaria di prodotto.

L =1.00 [m]

3.3 CALCOLO DELLA PORTATA

Ancora come per il biogas (vedi punto 2.3), dal valore nominale della portata Q è possibile calcolare la portata di progetto $Q_{PROGETTO}$ che tiene conto del comportamento del geocomposito drenante in condizioni di esercizio e, quindi, nel lungo termine, applicando opportuni fattori di sicurezza riduttivi, secondo la relazione seguente:

$$Q_{lt} = Q * \left[RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{bc} \cdot RF_{cc} \right]$$

RF_{in}= Fattore di riduzione per deformazioni elastiche o intrusione del geotessile;
RF_{cr}= Fattore di riduzione per le deformazioni di creep subite, nel tempo, dalla rete drenante;
RF_{bc}= Fattore di riduzione per intrusione di materiale biologico o per intrusione della frazione più fine del terreno di copertura
RF_{cc}= Fattore di riduzione per intasamento chimico della rete drenante

3.3.1 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA AMMISSIBILE DI PROGETTO

I valori dei coefficienti che si possono applicare alla portata misurata in laboratorio sono di seguito riportati:

RF_{in}=1.10	Fattore di riduzione per deformazioni elastiche o intrusione del geotessile;
RF_{cr}=1.10	Fattore di riduzione per le deformazioni di creep subite, nel tempo, dalla rete drenante;
RF_{bc}=1.10	Fattore di riduzione per intrusione di materiale biologico o per intrusione della frazione più fine del terreno di copertura;
RF_{cc}=1.00	Fattore di riduzione per intasamento chimico della rete drenante
RF_{tot}=1.31	Fattore di riduzione totale

Ovviamente tali valori non si applicano a georeti ottenute per aggrovigliamento di filamenti in poliammide o polipropilene, estremamente compressibili. La portata di progetto vale ($Q_{richiesta}$*RF_{tot}).

Utilizzando l'equazione vista in precedenza è possibile rapportare la portata di progetto a quella che si può leggere nelle curve di trasmissività per il gradiente idraulico immediatamente superiore a quello di progetto e sotto un carico di 20 kPa.
Considerando come in precedenza le sole scarpate (le cui portate sono comprensive anche dell'acqua raccolta in sommità), per il drenaggio delle acque meteoriche si ottiene:

L	ß	$Q_{richiesta}$	i	$Q_{progetto}$	$Q_{i=0.1}$	$Q_{i=0.5}$
[m]	[°]	[m³/sec/m]	[-]	[m³/sec/m]	[m³/sec/m]	[m³/sec/m]
23.5	2.86	2.61E-04	0.05	3.47E-04	4.91E-04	
21.22	22.72	4.78E-04	0.39	6.36E-04		7.24E-04

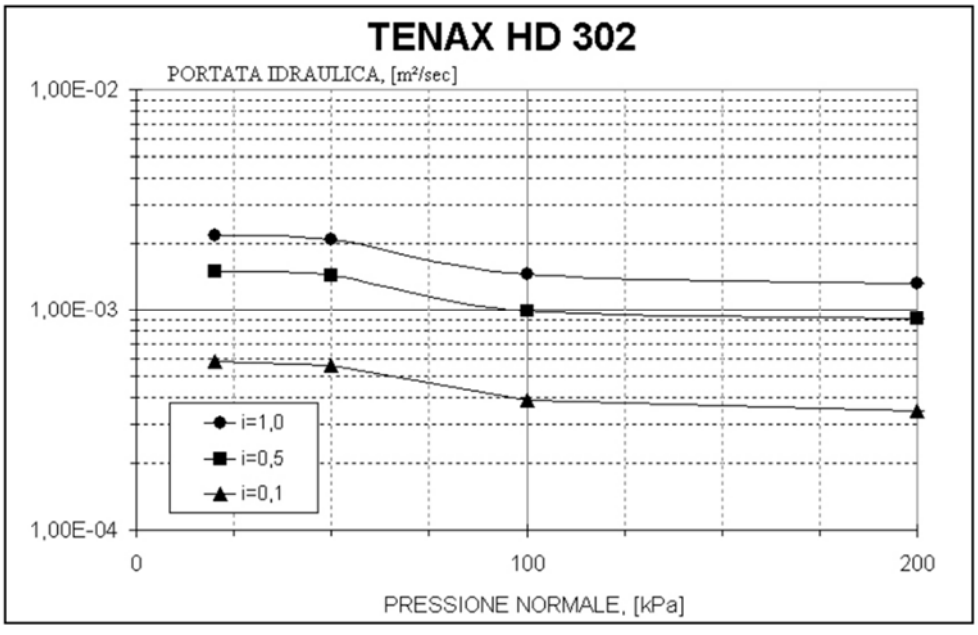
Le portate massime che devono essere garantite al gradiente di 0.10 e 0.50 e sotto 50 kPa è:

$Q_{i=0.1\ (MAX)}$= 5.00E-04 [m³/sec/m]
$Q_{i=0.5\ (MAX)}$= 7.24E-04 [m³/sec/m]

Tabella proprietà necessarie per il geocomposito per il drenaggio delle acque meteoriche.

polimero georete e geotessile	PP
struttura georete	tre ordini di fili sovrapposti ed intersecati
numero geotessili	2
stabilizzante u.v.	nerofumo
spessore a 20 kPa (EN ISO 9863)	5.5 mm
portata idraulica (EN ISO 12958) i=0.50 σ_v = 50 kPa i=0.10 σ_v = 50 kPa	 ≥ 7.50E-04 m³/s/m ≥ 5.00E-04 m³/s/m
resistenza a trazione minima (EN ISO 10319)	15.0 kN/m
Allungamento	50%

Sotto queste condizioni il materiale impiegato è in grado di smaltire completamente le acque che si possono infiltrare.
Il geocomposito individuato in precedenza, del tipo TENAX HD 302, sotto il carico di 50 kPa e gradiente i=0.50, è in grado di assicurare una portata idraulica superiore a 1.40E-03 m³/s/m (1.40 l/s/m), mentre a gradiente 0.10 assicura una portata di 6.00E-04 m³/s/m; tali portate sono superiori a quelle di progetto.



Caratteristiche idrauliche del geocomposito proposto – TENAX HD 302

4. VERIFICA DI STABILITÀ DEL PACCHETTO DI COPERTURA

4.1 RIFERIMENTI NORMATIVI E CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA

Le verifiche con le nuove geometrie devono essere effettuate nel rispetto delle prescrizioni contenute nell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni (di seguito NTC 2018) approvate con D.M. delle Infrastrutture e dei Trasporti 17/01/2018 (Gazzetta Ufficiale 20 febbraio 2018, n. 42 - S.O. n. 8).
Con riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, la verifica della sicurezza dell'opera sarà condotta agli stati limite ultimi (SLU).
La verifica agli stati limiti di esercizio, considerata la natura dell'opera, la sua flessibilità e deformabilità, non risulta essere critica, in quanto l'opera può sopportare deformazioni che non ne pregiudicano la funzionalità e l'esercizio.
Spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto si potrebbero manifestare solo per collasso della struttura, e quindi a seguito di condizioni di carico e di sollecitazione ricoperte nelle verifiche allo SLU, più severo dello SLE.

4.2 ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE

In base al paragrafo 7.11.1 del NTC 2018, le opere progettate devono rispettare gli Stati Limite Ultimi verificati in campo sismico, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto (par. 7.11.1 NTC2018), con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Cap. 7 delle NTC 2018, oppure con i γ_R indicati nel Cap. 6 delle NTC 2018 laddove non espressamente specificato. L'azione sismica deve essere combinata con le altre azioni di progetto, come rappresentato dall'espressione di seguito riportata (paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12 delle NTC 2018):

$G_1 + G_2 + E + \Sigma_i(\psi_{2i}\, Q_{ki})$
dove:

E	azione sismica per lo stato limite in esame;
G_1	carichi permanenti, rappresentati dal peso proprio strutturale, del terreno (esclusi i carichi variabili applicati al terreno), forze risultanti dalla pressione dell'acqua (qualora agisca in maniera costante nel tempo);
G_2	peso proprio degli elementi non strutturali
$\Sigma_i (\psi_{2i}\ Q_{ki})$	prodotto del coefficiente di combinazione dei carichi variabili con l'azione sismica.

I valori dei coefficienti di amplificazione delle masse, in direzione orizzontale e verticale, da applicare alle masse strutturali risultano pari a:

$K_h = (\beta_m * a_{max}/g)$ $K_v = \pm 0.5 * K_h$

con β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

(NTC 2018, Tab. 7.11.I) – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

a_{max}= accelerazione orizzontale massima attesa al sito.
g= accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S * S_T * a_g ,$$

con
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Si riportano i coefficienti sismici orizzontali e verticali secondo la categoria d'opera in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno retrostante.

Vita nominale della costruzione (anni) VN =	100	NTC '18, Tab. 2.4.I Costruzioni con livelli di prestazioni elevati
Coefficiente d'uso della costruzione cu =	1	NTC '18, § 2.4.2: Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente.
Categoria di sottosuolo	C	NTC '18, Tab. 3.2.II: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
Amplificazione stratigrafica		Ss = 1.5
Amplificazione topografica		ST = 1.20 NTC '18, Tab. 3.2.IV Categoria topografica T2: Pendii con inclinazione media i > 15° (§Tab. 3.2.III – Categorie topografiche).

	β_s	a_g	S_S	S_T	a_{max}	K_h	K_v
SLU	0.20	0,060	1.50	1.20	1.057	**0,022**	**0,011**

4.3 SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO E TIPOLOGIA DELLE VERIFICHE

Coefficienti parziali: i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni sono i seguenti (Norme Tecniche).

(NTC 2018, Tab. 6.2.I) – Coefficienti parziali per le azioni e per l'effetto delle azioni

AZIONE	EFFETTO	SIMBOLO (γ_f)	COEFFICIENTE PARZIALE		
			EQU	A1	A2
Permanente	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
Permanente	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutturale	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
Permanente non strutturale	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
Variabile	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Si precisa che il terreno va inteso come azione permanente (strutturale) qualora contribuisca al comportamento dell'opera, con le proprie caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza (Norme Tecniche).
I coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni che partecipano all'azione stabilizzante (resistente) ed instabilizzante (spingente) sono i seguenti (Norme Tecniche).

(NTC 2018, Tab. 6.2.II) - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO		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

Con riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, la verifica della sicurezza dell'opera sarà condotta agli Stati Limite Ultimi (SLU).

4.4 STABILITÀ DEL TERRENO DI COPERTURA

Come detto in introduzione, il progetto prevede la seguente stratigrafia:

- Terreno della copertura esistente, regolarizzato
- Geocomposito per il drenaggio del biogas (geocomposito tipo TENAX HD 302) drenante
- Geocomposito bentonitico
- Geomembrana HDPE 2.0 mm doppio ruvida
- Geocomposito per il drenaggio delle acque meteoriche (geocomposito tipo TENAX HD 302)
- 400 mm terreno vegetale (70%) + compost (30%)

Per le varie interfacce si sono assunti i seguenti parametri minimi

Terreno regolarizzazione – geocomposito drenante (*)	26.56	[°]
Geocomposito drenante – GCL	27.00	[°]
GCL - Geomembrana HDPE 1.5 mm doppio ruvida	28.00	[°]
Geomembrana HDPE 1.5 mm doppio ruvida – Geocomposito drenante	26.00	[°]
Geocomposito drenante – terreno (*)	24.79	[°]

(*) Tale dato deriva da prove di taglio dirette condotte su scatole di larghe dimensioni (330 x 330 mm); lungo il piano di scorrimento viene posizionato un geotessile non tessuto,

solidale con la metà inferiore della scatola stessa. La metà superiore viene riempita con terreno. Applicando tre differenti pressioni verticali ed eseguendo la prova a velocità costante si determina l'inviluppo di Mohr relativo alla resistenza al taglio dell'interfaccia. I risultati sperimentali condotti su differenti tipi di terreni forniscono un coefficiente di attrito di interfaccia $\phi_{terreno\text{-}geotessile}$ minore rispetto a quello del terreno stesso. L'angolo di attrito di interfaccia può essere correlato all'angolo di attrito del terreno mediante la seguente relazione:

$$\tau'_{terreno\text{-}geotessile} = \sigma'_{terreno\text{-}geotessile} \tan \phi'_{terreno\text{-}geotessile} = \sigma'_{terreno\text{-}geotessile} \tan \phi'_{terreno\text{-}terreno} f_{ds}$$

Il coefficiente fds (Direct Sliding nella notazione inglese) vale, per geotessili non tessuti, 0.8.
In prima approssimazione l'angolo di attrito di interfaccia si può dunque ottenere, a partire dall'angolo di attrito naturale del terreno, mediante la correlazione

$$\phi'_{terreno\text{-}geotessile} = \arctan (\tan \phi'_{terreno\text{-}terreno} f_{ds}).$$

Le verifiche di stabilità devono essere effettuate in condizioni statiche e sismiche secondo la nuova normativa tecnica del 2018.

4.5 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In tutte le verifiche, dovrà risultare soddisfatta la condizione

$E_d \leq R_d$

in cui **Ed** rappresenta il valore di progetto delle azioni, mentre **Rd** rappresenta il valore di progetto della resistenza. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.
L'opera deve essere progettata per resistere a crolli, perdite di equilibrio, dissesti gravi totali e parziali che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Le verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1:	(A1+M1+R1)
Combinazione 2:	(A2+M2+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle suddetteTabelle.
Il testo della normativa e delle istruzioni non fornisce indicazioni sulle modalità con cui le verifiche debbano essere effettuate. Il secondo approccio identifica una combinazione con gruppi di coefficienti adottabili sia nel dimensionamento strutturale che in quello geotecnico. Si può pertanto seguire quest'ultimo.
Le verifiche di stabilità devono essere effettuate in condizioni statiche e sismiche.

4.6 VERIFICA STATICA

Di seguito i parametri di progetto:

spessore coltivo	$t_{coltivo}$	0.40	m
peso di volume coltivo	$\gamma_{coltivo}$	15	kN/m³
attrito interno coltivo	$\phi_{coltivo}$	30	°
coesione	c'	0	kPa
attrito interfaccia critico	δ	24.79	°

Approccio **A1 + M1 + R3**

parametri di progetto γ_m 1,1

γ_r 1,1 (R3)

Valori ridotti come da *NTC 2018*

	M1		
$\delta[\gamma_m]$	22.79	°	attrito interfaccia ridotto
$\gamma[\gamma_m]$	19.5	kN/m³	peso di volume
$\phi'[\gamma_m]$	30.00	°	attrito interno
$c'[\gamma_m]$	0	kPa	coesione
	0.5		fattore di riduzione Pp

4.6.1 ANALISI DI STABILITÀ

Poiché β>ϕ, il terreno di coltivo risulta essere soggetto ad un insieme di forze non in equilibrio.

4.6.2 FORZE AGENTI

La forza attiva *Fs* (Fig. 1 – Diagramma delle azioni) è data dalla componente del peso del terreno W sul piano di scivolamento.

W = peso proprio [kN/m] $W = t \cdot L \cdot \gamma[\gamma_\gamma]$

F_s = componente lungo il piano [kN/m] = W sin β

L'azione *Ed* è la proiezione di tale forza lungo il piano di scivolamento e vale:

$$E_d = F_s = W \cdot \text{sen}\beta$$

4.6.3 FORZE RESISTENTI

Le forze resistenti R_d sono: la resistenza sviluppata all'interfaccia più critica R; la spinta passiva al piede; la resistenza del rinforzo R_g (tutte opportunamente ridotte).
Per il fattore parziale da applicare alle resistenze legate ai geosintetici (angolo di interfaccia tra due geosintetici e resistenza del rinforzo) si pone

$$R_d = F_{resistente}/\gamma_R = \frac{\left(R(\gamma_{\phi',c'};\gamma_m) + \frac{R_g}{\gamma_m} + P_p(\gamma_{\phi',c'})\right)}{\gamma_R}$$

γ_m = 1.10.

La resistenza per attrito lungo il pendio è data dal prodotto della componente N di W

N= W cos β [kN/m]

moltiplicata per la tangente dell'angolo di attrito dell'interfaccia

R = N tanϕ [kN/m] resistenza per attrito lungo il pendio

Dovendo essere Rd ≥ Ed

è possibile calcolare quale sia la resistenza del rinforzo necessaria:

$$\frac{R + \frac{R_G}{\gamma_m} + P_P}{\gamma_R} \geq F_s;$$

$$R_g \geq \gamma_M \cdot (\gamma_R \cdot F_s - R - P_p);$$

$$R_g \geq 1.10 \cdot (1.10 \cdot F_s - R - P_p).$$

4.6.4 SCELTA DEL GEOSINTETICO

Perché il progetto abbia il FS richiesto, la forza resistente deve essere maggiore della forza agente moltiplicata per il prefissato fattore di sicurezza.
Poiché è R_{tot}<*F.S. x Fs*, è necessario fornire una ulteriore forza *Rg* il cui valore minimo è dato da:

$R_g \geq \gamma_R \cdot (1.10 \cdot F_s - R - P_p)$ **[kN/m] resistenza a lungo termine necessaria**

Si ipotizza di impiegare come rinforzi delle geostuoie in PP (del tipo TENAX MULTIMAT R o analoghe), rinforzate con geogriglie tessute in PET. Per tali rinforzi in condizioni statiche la resistenza di progetto a lungo termine è pari al 60% della tensione di picco.

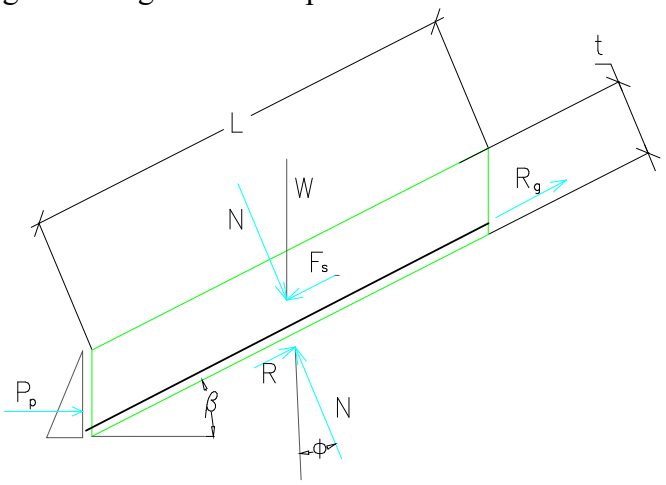


Figura 1 - Diagramma delle azioni

Si riportano di seguito i tratti di scarpata oggetto di studio e verifica.

L	β	W per spinta	W per attrito	N	Fs = Ed	Rattrito	P_p	R_g	R_{picco}
[m]	[°]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
21.22	22.72	165.52	127.32	117.44	63.93	49.3122	1.80	21.13	35.21

4.6.5 ANCORAGGIO IN CRESTA

Le geostuoie, come visto in precedenza, sono soggette ad una azione di trazione pari a Rg
Per assicurare il necessario ancoraggio alle geostuoia, è necessario che alle estremità delle stesse agisca un sovraccarico tale da impedire lo sfilamento delle stesse.
Il coefficiente di interazione tra geostuoie tridimensionali rinforzate e terreni è ricavabile mediante prove di Pull-Out, tramite la relazione

$$f_{po}=F_h/F_v / \tan \phi_{ss}$$

dove F_h = forza necessaria per sfilare la geogriglia
F_v = carico verticale
ϕ_{SS}= attrito interno terreno

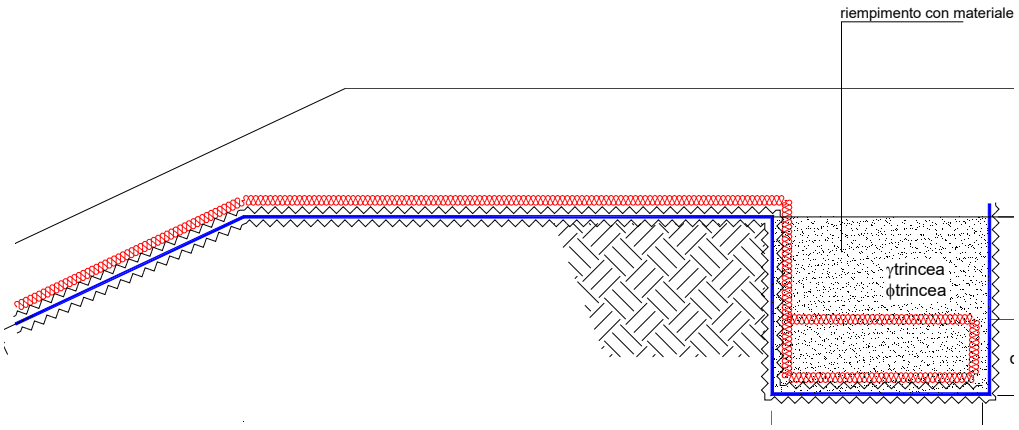
La struttura aggrovigliata della geostuoia garantisce un coefficiente di interazione $f_{po} = 2.00$ per geostuoie completamente contenute nel terreno, e pari a 1.00 per geostuoie appoggiate su superfici chiuse.
Poiché il drenante che viene posato sulla scarpata deve drenare anche le acque che sono raccolte sulla sommità, la trincea stessa non può essere riempita con materiale granulare ma deve essere impermeabile. Per evitare il ricorso al calcestruzzo magro per il riempimento della trincea, si prevede che la stessa venga comunque riempita con materiale arido di cava, adottando alcuni accorgimenti:

- per evitare che la stessa trincea si intasata dalle acque meteoriche, la sommità della trincea sarà chiusa mediante la posa di una bandella in HDPE saldata ad estrusione su entrambi i lati;
- per compensare il minore peso specifico del misto granulare rispetto al calcestruzzo, la trincea di ancoraggio sarà sovradimensionata rispetto al risultato del calcolo che segue e sarà portata da una sezione 0.60 x 0.60 metri a 1.00 x 1.00 metri con lo stesso arretramento rispetto al ciglio della scarpata adiacente (vedi particolari costruttivi e paragrafo che segue).

Al fine di limitare la dimensione della trincea di ancoraggio si è stabilito di arretrare la stessa rispetto al ciglio della scarpata, in modo da poter sviluppare una resistenza per attrito nel tratto orizzontale.

4.6.5.1 DIMENSIONAMENTO ANCORAGGIO

Arretramento trincea	B = 2.00	m
Larghezza trincea	b = 0.60	m
Profondità trincea	d = 0.60	m
Profondità risvolto	d_2 = 0.20	m
Spessore riporto in sommità	0.40	m
Peso volume cls riempimento trincee	20.0	kN/m³
Attrito cls riempimento	35.0	°
Fattore di sicurezza richiesto	**1.10**	



La resistenza di ancoraggio vale

$$R_{ancoraggio} = (B - b)\, h\, \gamma_s \tan\phi_s + b\,[(d-d_2)\,\gamma_{trincea} + d_2\,\gamma_{trincea} + h\,\gamma_s)\tan\phi_{trincea} + 2\,b\,[(d-d_2)\,\gamma_{trincea} + h\,\gamma_s)\tan\phi_{trincea}$$

da cui si ricava il FS risultante

$$FS_{ancoraggio} = FS \times R_{ancoraggio} / R_g$$

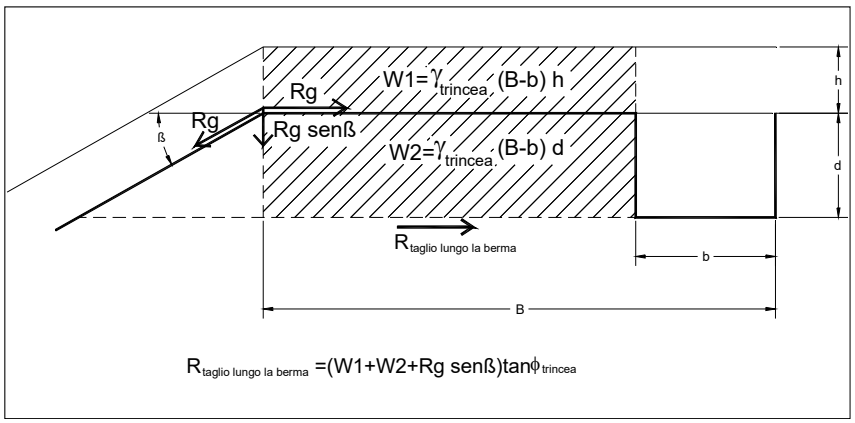
L'ancoraggio è garantito nell'ipotesi che il blocco di terreno a valle della trincea non scivoli per effetto dello sforzo di trazione dato dalla geostuoia.
La resistenza a taglio è data da due componenti:

- il peso del terreno, moltiplicato per la tangente dell'angolo di attrito del terreno sotto la membrana;
- la proiezione verticale della tensione della geogriglia lungo il pendio, ancora moltiplicata per tanϕ.

Si fa l'ipotesi che la natura del terreno al di sotto della membrana sia analoga a quella del terreno che verrà posto al di sopra della membrana.

$$R_{taglio\ lungo\ la\ berma} = (B\text{-}b)(h+d)\gamma_{trincea}\tan\phi_{trincea} + R_g\,\text{sen}\beta\,\tan\phi_{trincea}$$

Il FS a taglio si ricava quindi come $FS_{taglio} = FS \times R_{taglio\ lungo\ la\ berma}/R_g$



Verifica ancoraggio

β	R_g	R_{picco}	PROPOSTA	B	b	d	d_2	$R_{ancoraggio}$	$FS_{ancoraggio}$	$R_{taglio1}$	$R_{taglio2}$	FS_{taglio}
[°]	[kN/m]	[kN/m]		[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]		[kN/m]	[kN/m]	
22.72	21.13	35.21	**Multimat 055 R**	2.00	0.60	0.60	0.2	24.18	**1.14**	18.78	6.24	**1.28**

4.7 VERIFICA SISMICA

Di seguito i parametri di progetto:

spessore coltivo	$t_{coltivo}$	0.40	m
peso di volume coltivo	$\gamma_{coltivo}$	15	kN/m³
attrito interfaccia critico	δ	24.79	°
Fattore di sicurezza richiesto		**1**	
k_h		0,022	
k_v		0,011	

Valori ridotti come da NTC '18

	M1		
$\delta[\gamma_m]$	24.79	°	attrito interfaccia
$\gamma[\gamma_m]$	15	kN/m³	peso di volume medio copertura
$\phi'[\gamma_m]$	30,00	°	attrito interno coltivo
$c'[\gamma_m]$	0	kPa	coesione

4.7.1 FORZE AGENTI

La forza attiva Fs (Fig. 1– Diagramma delle azioni) è data dalla componente del peso W e della componente inerziale sismica sul piano di scivolamento.

W = peso proprio [kN/m] = γ L t
F_s = componente lungo il piano [kN/m] = W sin β + W Kh cos β

4.7.2 FORZE RESISTENTI

La resistenza per attrito lungo il pendio è data dal prodotto della componente N di W e della forza per inerzia sismica:

$N = W \cos\beta - W K_h \operatorname{sen}\beta$ [kN/m]

moltiplicata per la tangente dell'angolo di attrito dell'interfaccia:

$R = N \tan\phi$ [kN/m] resistenza per attrito lungo il pendio.

La seconda forza resistente è data dalla spinta passiva al piede.

4.7.3 SCELTA DEL GEOSINTETICO

Come in precedenza, si ipotizza di impiegare come rinforzi delle geostuoie in PP (del tipo TENAX MULTIMAT R o analoghe), rinforzate con geogriglie tessute in PET.
In condizioni sismiche si modificano le componenti Fs e R:

$$Fs = W \sin\beta + W Kh \cos\beta \pm W Kv \operatorname{sen}\beta$$

La resistenza per attrito lungo il pendio è data dal prodotto della componente N di W e della forza per inerzia sismica

$$N = W \cos\beta - W Kh \operatorname{sen}\beta \pm W Kv \cos\beta$$

moltiplicata per la tangente dell'angolo di attrito dell'interfaccia:

$$R = N \tan \phi \text{ [kN/m]}$$

In condizioni sismiche, in cui la forza è applicata per frazioni di secondo, la resistenza di progetto a lungo termine si può considerare pari al 80% della tensione di picco.

kv verso l'alto

kv verso l'alto	L [m]	β [°]	W [kN/m]	N [kN/m]	Ed [kN/m]	R [kN/m]	P_p [kN/m]	R_g [kN/m]	R_{picco} [kN/m]
AA	21.22	22.72	127.32	115.07	51.22	53.15	1.80	0.00	0.00

kv verso il basso

kv verso il basso	L [m]	β [°]	W [kN/m]	N [kN/m]	Ed [kN/m]	R [kN/m]	P_p [kN/m]	R_g [kN/m]	R_{picco} [kN/m]
AA	21.22	22.72	127.32	117.65	52.30	54.34	1.80	0.00	0.00

Poiché *le resistenze risultanti sono nulle*, le verifiche delle trincee possono essere omesse.

5. CONCLUSIONI

Sulla base delle verifiche e valutazioni sopra esposte, e dei relativi calcoli di stabilità dei pendii, di capacità drenante dei geocompositi impiegati per il drenaggio del biogas e delle acque meteoriche, e del dimensionamento della trincea di ancoraggio da prevedere in prossimità del perimetro esterno del piano sommitale per stabilizzare l'insieme dei materiali geocompositi di cui si compone il pacchetto stratigrafico del capping dei pendii, si riassumono nel seguito le principali caratteristiche tecniche prestazionali che i suddetti geocompositi devono garantire a vantaggio della durabilità ed efficienza dell'opera in progetto, fermo restando che i prodotti commerciali indicati nella presente relazione rappresentano un semplice esempio di alcuni dei prodotti commerciali disponibili sul mercato in grado si soddisfare le prestazioni richieste dai calcoli, senza pertanto escludere che le stesse prestazioni possano essere analogamente ottenute mediante l'impiego di geocompositi alternativi ma di uguali o maggiori caratteristiche tecniche.
Fatte tali considerazioni si riportano in sintesi le caratteristiche tecniche prestazionali minime richieste per ciascuno dei geocompositi oggetto delle verifiche effettuate nella presente relazione.

5.1 GEOCOMPOSITO DRENANTE BIOGAS E ACQUE METEORICHE

Come sopra dimensionato si può ritenere possibile individuare un solo geocomposito drenante in grado di assolvere ad entrambe le funzioni di raccolta del biogas e di smaltimento delle acque meteoriche.
A tal fine si espongono le caratteristiche minime del geocomposito drenante che dovrà essere in grado di garantire la portata idraulica maggiore tra le due sopra determinate (per il biogas e per le acque meteoriche), quindi la portata da soddisfare sarà quella stabilita per il drenaggio delle acque meteoriche.
Posto che i diversi produttori di geocompositi possono ottenere prestazioni di portata idraulica differenti in funzione della diversa tecnologia e composizione del geocomposito, si evidenzia come la principale caratteristica prestazionale, che l'appaltatore dovrà garantire affinché il geocomposito drenante possa essere accettato dalla direzione lavori e ritenuto

idoneo ad assolvere alla funzione per cui è stato previsto nel presente progetto, consiste nella portata idraulica del geocomposito con i gradienti indicati nel progetto e sotto la pressione di 50 kPA, caratteristiche riassunte nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE GEOCOMPOSITI DRENANTI	
Polimero georete e geotessile	PP - PP
Numero geotessili	2
Spessore a 20 kPa (EN ISO 9863)	5,5 mm
Portata idraulica (EN ISO 12958)	
i=0,50 / σv = 50 kPA	**≥ 7,50E-04 mc/s/m**
i=0,10 / σv = 50 kPA	**≥ 5,00E-04 mc/s/m**
Resistenza a trazione minima (EN ISO 10319)	17,0 kN/m
Allungamento	50%

5.2 GEOCOMPOSITO GRIMPANTE ANCORAGGIO TERRENO VEGETALE

Analogamente a quanto sopra esposto in ordine ai geocompositi drenanti, si riportano nella seguente tabella le caratteristiche prestazionali minime previste per la geogriglia tridimensionale 3D, inserita nella stratigrafia della copertura della discarica per assolvere alla funzione di trattenere lo strato finale di terreno da coltivo in corrispondenza dei pendii, previsto nel pacchetto del capping di cui trattasi nel presente progetto, contribuendo in tal modo a garantire una maggiore ed adeguata stabilità del pacchetto del capping anche in occasione dei più rilevanti eventi meteorici.

CARATTERISTICHE GEOSTUOIA GRIMPANTE 3D	
Polimero georete e geotessile	PP - PET
Numero geogriglie	3
Spessore (EN ISO 9863)	18 mm
Resistenza massima a trazione (EN ISO 10319) - MD longitudinalmente alla bobina	**55,0 kN/m**
Allungamento a snervamento (EN ISO 10319) - MD longitudinalmente alla bobina	10%
Resistenza massima a trazione (EN ISO 10319) - TD trasversalmente alla bobina	20,0 kN/m
Allungamento a snervamento (EN ISO 10319) - TD trasversalmente alla bobina	10%