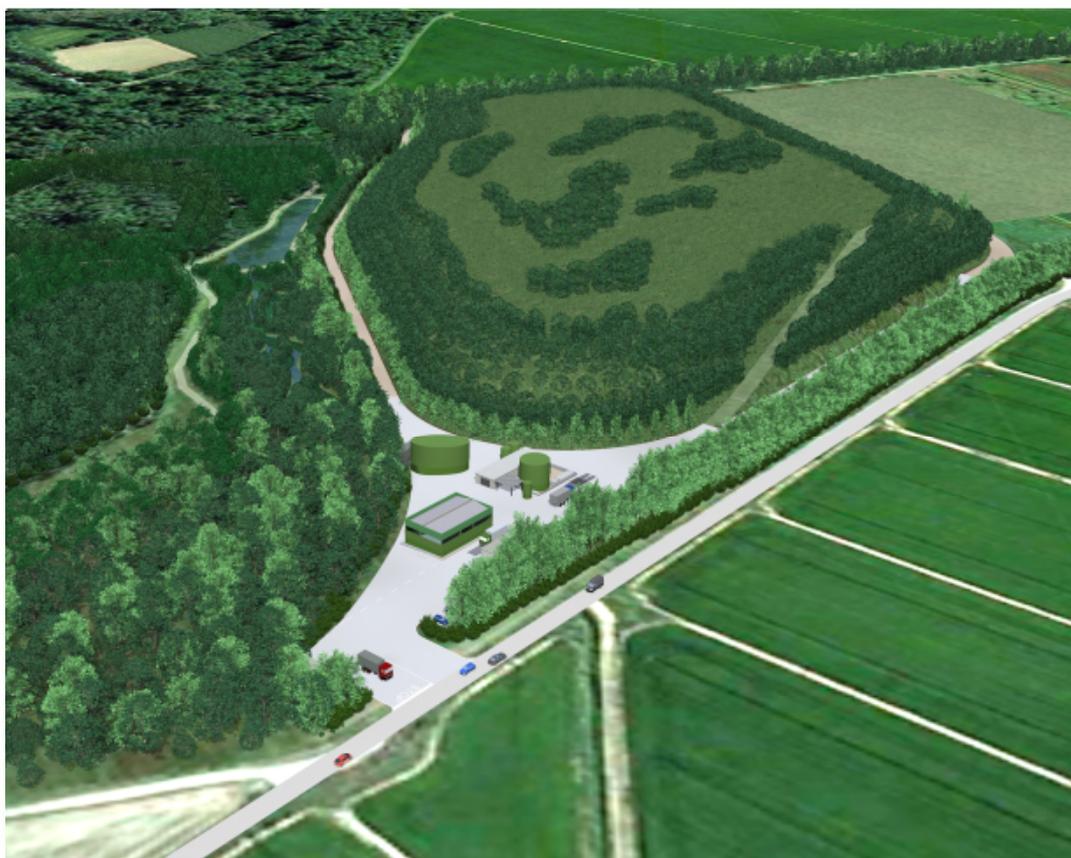


# DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI MONODEDICATA PER MATERIALI DA COSTRUZIONE CONTENENTI CEMENTO-AMIANTO

Progetto:



## GEO. 2

## Verifica di stabilità

Data

Agosto 2018

REV 02

Revisione

Allegato:

Elaborato:

### Gruppo di progettazione

Ing. F. Barone      Geol. C. Caselli  
Geom. S. Cattaneo   Prof. F. Adani  
Ing. A. Giordano    Dott.ssa R. Butera  
Ing. M. Bonizzoni   Arch. V. Curti  
Arch. P. Pelliccioli  
Agr. A. Massa Saluzzo  
Nuovi servizi Ambientali srl  
Dott. D. Cottica  
Studio Associato Planeta  
Geol. F. Finotelli  
Ing. Marco Rizzi  
Prof. Otello Del Greco  
Ingegneria e ambiente  
Agr. I. Cavagliotti

Proponente

**Acqua & Sole**

Via Giulio Natta  
Vellezzo Bellini (PV)



**acqua & sole**

**ACQUA & SOLE S.r.l.**  
Sede Legale: Via Vittor Pisani, 16  
20124 MILANO

Cod. Fisc. e P. IVA: 05795600963

## **acqua & sole**

Via Giulio Natta  
Vellezzo Bellini (PV)



**DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI  
MONODEDICATA PER MATERIALI DA COSTRUZIONE  
CONTENENTI CEMENTO-AMIANTO  
COMUNE DI SALUSSOLA (BI) – LOCALITÀ BRIANCO**

**VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE SCARPATE  
IN FOSSA E IN ELEVAZIONE**

(D.M. 14/01/2008)

**Rev. Luglio 2018**

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>pag.</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>VERIFICA STABILITÀ DELLE SCARPATE IN FOSSA</b> .....	<b>pag.</b>	<b>4</b>
	<b>2.1</b> Definizione dei parametri geotecnici caratteristici .....	<b>pag.</b>	<b>4</b>
	<b>2.2</b> Verifica di stabilità delle scarpate in scavo .....	<b>pag.</b>	<b>7</b>
	<b>2.3</b> Rivestimento delle scarpate in fossa .....	<b>pag.</b>	<b>13</b>
<b>3</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CAPPING</b> .....	<b>pag.</b>	<b>16</b>
	<b>3.1</b> Introduzione .....	<b>pag.</b>	<b>16</b>
	<b>3.2</b> Copertura ( <i>capping</i> ): riferimenti normativi e classificazione dell'opera .....	<b>pag.</b>	<b>20</b>
	3.2.1 ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE .....	<b>pag.</b>	<b>20</b>
	3.2.2 SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO E TIPOLOGIA DELLE VERIFICHE .....	<b>pag.</b>	<b>23</b>
	3.2.3 VERIFICA DEL DRENAGGIO E DELLA STABILITÀ DEL PACCHETTO DI COPERTURA .....	<b>pag.</b>	<b>24</b>
	3.2.3.1 Sistema drenante .....	<b>pag.</b>	<b>24</b>
	3.2.3.2 Calcolo delle interfacce critiche .....	<b>pag.</b>	<b>30</b>
	3.2.3.3 Stati limite ultimi (SLU) .....	<b>pag.</b>	<b>31</b>
	3.2.3.4 Verifica statica .....	<b>pag.</b>	<b>31</b>
	3.2.3.4.1 Forze agenti .....	<b>pag.</b>	<b>32</b>
	3.2.3.4.2 Forze resistenti .....	<b>pag.</b>	<b>32</b>
	3.2.3.4.3 Scelta del geosintetico .....	<b>pag.</b>	<b>33</b>
	3.2.3.4.4 Ancoraggio in cresta .....	<b>pag.</b>	<b>36</b>
	3.2.3.5 Verifica sismica .....	<b>pag.</b>	<b>38</b>
	3.2.3.5.1 Forze agenti .....	<b>pag.</b>	<b>38</b>
	3.2.3.5.2 Forze resistenti .....	<b>pag.</b>	<b>39</b>
	3.2.4 CONCLUSIONI .....	<b>pag.</b>	<b>40</b>
	<b>APPENDICE: TABULATI DI CALCOLO</b> .....	<b>pag.</b>	<b>41</b>



## 1 PREMESSA

Come richiesto dalla Committenza e previsto dal D. Lgs. 36/2003, nel maggio 2017 è stata redatta una relazione che illustrava e commentava i risultati delle verifiche di stabilità delle scarpate di scavo (approntamento vasca) e in elevazione (“*capping*”) del progetto di discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto prevista in località Brianco, Comune di Salussola (BI), in conformità a quanto previsto in merito dal D.M. 14/01/2008.

La presente costituisce una revisione della precedente del maggio 2017, a seguito delle modifiche introdotte a progetto dalla Committenza a seguito della richiesta di chiarimenti e integrazioni avanzata dalla Provincia di Biella (Servizio Rifiuti, Valutazione dell’impatto ambientale, Energia, Qualità dell’aria, Acque reflue e Risorse idriche) con nota prot. n. 14672 E-XI-2-177 del 15/06/2018.

Le condizioni geologiche al contorno e i parametri geotecnici sono stati desunti dalla relazione geologica e geotecnica fornita dalla Committenza e redatta nel marzo 2017 dallo studio associato Planeta (con sede in Via Cerello n. 21, Chivasso - TO).

I dati progettuali (geometrie scarpate, stratigrafie multi-strati, caratteristiche e prestazioni dei materiali, ecc.) sono stati valutati preliminarmente con lo staff di progettazione.

Si anticipa che, anche grazie al lavoro interattivo svolto con lo staff di progettazione, le soluzioni tecniche definite a progetto per la realizzazione delle scarpate di scavo (approntamento vasca), in elevazione (“*capping*”) e dei rispettivi rivestimenti, in funzione dei particolari accorgimenti costruttivi e delle *performances* dei materiali di cui si propone l’impiego, soddisfano non solo i richiesti requisiti di stabilità, ma introducono elementi migliorativi rispetto ai requisiti normativi.

A proposito di tali materiali e, in specifico, dei geosintetici, si evidenzia che le caratteristiche prestazionali assunte fanno riferimento a prodotti comunemente rinvenibili sul mercato, di cui solo a titolo esemplificativo si riporta la denominazione commerciale.

Si anticipa che le modifiche introdotte al progetto oggetto della valutazione del maggio 2017 risultano, sotto il profilo geometrico (sensibile minor altezza in elevazione fuori terra della discarica), migliorative ai fini della stabilità e pertanto, non necessiterebbero di ulteriori verifiche. Tuttavia, anche per motivi di organicità e completezza della documentazione progettuale, nella presente relazione si riportano le verifiche già effettuate in passato e si provvede ad adeguare le prestazioni dei geosintetici alle nuove geometrie di progetto.

In quanto nel report del maggio 2017 venivano prospettate due soluzioni e che quella poi su quella progettualmente adottata non sono state avanzate specifiche richieste di chiarimenti/integrazioni dalla citata nota della Provincia di Biella prot. n. 14672 E-XI-2-177 del 15/06/2018, nel presente report saranno omesse le valutazioni non più pertinenti al caso.



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018

## 2 VERIFICA STABILITÀ DELLE SCARPATE IN FOSSA

### 2.1 Definizione dei parametri geotecnici caratteristici

Come anticipato in premessa, le condizioni geologiche al contorno e i parametri geotecnici sono stati desunti dalla relazione geologica e geotecnica fornita dalla Committenza e redatta nel marzo 2017 dallo studio associato Planeta.

Nelle verifiche di stabilità effettuate in questa sede si è ritenuto adeguatamente cautelativo utilizzati i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

#### Unità UG1 (prevalentemente argillosa):

- coesione non drenata (Cu)	2,54 kg/cm <sup>2</sup> (250 kPa)
- coesione efficace (c')	zero
- angolo di attrito (φ')	35°
- peso di volume (γ)	1,80 t/m <sup>3</sup>

#### Unità UG2 (prevalentemente sabbioso-ghiaiosa):

- coesione non drenata (Cu)	zero
- coesione efficace (c')	0,006 kg/cm <sup>2</sup> (0,6 kPa)
- angolo di attrito (φ')	39,30°
- peso di volume (γ)	1,90 t/m <sup>3</sup>

Tali dati sono coerenti sia con i risultati delle prove eseguite, sia con quanto desumibile dall'esame delle litostratigrafie dei carotaggi meccanici continui eseguiti, nonché sono confermati dalle condizioni delle scarpate dove in zona affiorano tale litozone (scarpate di erosione fluviale).

L'unità UG2, che si estende da 5,20 m a 40 m di profondità dal piano di campagna, è descritta come: *“sequenza di sabbie e ghiaie, talora limose, di colore variabile dall'ocra al grigio, con ciottoli eterometrici, poligenici e arrotondati. Si evidenzia che in corrispondenza dei punti P4 e P5 sono stati riconosciuti diversi livelli di limi argilloso-sabbiosi di colore variabile dal bruno all'arancio intercalati alla sequenza di depositi grossolani: - nel P4 nei seguenti intervalli: 15,7÷6,1, 27,5÷28,4, 29,÷30,5, 35,0÷36,0 m di profondità; - nel P5 nei seguenti intervalli: 30,8÷32,5, 35,0÷36,8 e 38,2÷39,0 m di profondità”*.

Dato che le scarpate derivanti dalle future operazioni di scavo avranno un'altezza massima di circa 15,50 m, non andranno ad interessare i suddetti livelli argilloso-limosi.

Sembra pertanto da escludere la possibilità che si formino esigue falde sospese fino alle profondità di massimo scavo, in ogni caso semplicemente drenabili.



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

Sulla base dei risultati delle prove S.P.T. in foro effettuate durante l'esecuzione dei carotaggi meccanici continui, l'unità denominata UG2 presenta un'elevata resistenza alla penetrazione, che in ben 9 prove su 12 ha portato la strumentazione a rifiuto (si veda la tabella I seguente, sempre desunta dalla citata relazione geologica).

ID	Profondità (m)	Colpi SPT N1-N2-N3	Litologia riconosciuta	Tipo terreno/addensamento - consistenza
S1	4,0	20-22-28	Limo sabbioso/argilloso	Coesivo/duro
	7,0	48-R	Sabbia limosa	-
	10,0	37-46-R	Sabbia e ghiaia	-
	13,0	42-R	Sabbia e ghiaia	-
S2	4,0	17-31-43	Limo sabbioso	Coesivo/molto duro
	7,0	33-43-29	Sabbia limosa e ghiaia	Coesivo/molto duro
	10,0	40-R	Sabbia limosa e ghiaia	-
	13,0	48-R	Sabbia e ghiaia	-
S3	4,0	10-11-25	Sabbia limosa	Coesivo/duro
	7,0	37-48-R	Sabbia e ghiaia	-
	10,0	40-R	Sabbia e ghiaia	-
	13,0	44-R	Sabbia e ghiaia	-
S4	4,0	8-17-20	Limo sabbioso/argilloso	Coesivo/duro
	7,0	49-R	Sabbia e ghiaia	-
	10,0	8-19-22	Limo sabbioso	Coesivo/duro
	13,0	42-R	Sabbia e ghiaia	-

R: prova a rifiuto

**Tabella I:** sintesi dei risultati delle prove SPT eseguite.

Gli unici dati utilizzabili per elaborazioni empiriche (che non hanno raggiunto il rifiuto) riguardano la prova svolta sulla verticale del sondaggio S2 (tra 7,00 e 7,45 m di profondità) e quella relativa al sondaggio S4 (tra 10 e 10,45 m di profondità), che hanno individuato un valore di NSPT compreso, rispettivamente, tra 72 e 41.

Utilizzando tali dati, che rappresentano i valori minimi ottenuti in fase d'indagine (ben nove prove sono andate a rifiuto), con le correlazioni proposte per le litologie sabbioso-ghiaiose da vari Autori, si desumono i seguenti range di valori dell'angolo di attrito interno:

- Schmertmann (1977), "Sabbie grosse uniformi"  $41,32^\circ \div 43,81^\circ$
- Schmertmann (1977), "Ghiaie"  $42,48^\circ \div 44,50^\circ$



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

- Japanese National Railway, “Sabbie ghiaiose”       $39,30^\circ \div 48,60^\circ$
- Owasaki & Iwasaki, “Sabbie ghiaiose”               $43,64^\circ \div 52,95^\circ$
- Shioi-Fukuni (1982)                                         $39,80^\circ \div 47,86^\circ$ .

Nelle verifiche di stabilità effettuate in questa sede si è ritenuto adeguatamente cautelativo utilizzati per l'unità UG2 l'angolo di attrito minore tra quelli dei vari range sopra descritti.

In osservanza a quanto previsto dalla vigente normativa in materia (D.M. 14/01/2008), le verifiche per la scarpate in scavo sono state effettuate utilizzando l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2).

Di conseguenza i suddetti valori (parametri geotecnici caratteristici) sono stati ridotti, allo scopo di ottenere i parametri geotecnici di progetto, applicando i coefficienti parziali (M2).

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Per quanto concerne la verifica in presenza di sisma sono stati utilizzati i parametri sismici sito-specifici riferiti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), riportati nel tabulato riportato in appendice alla presente, considerando una categoria di sottosuolo C e un coefficiente topografico pari a T2 (più cautelativo del coefficiente T1 attribuito nella citata relazione geologica).



## 2.2 Verifiche di stabilità delle scarpate in scavo

In questa sede sono state svolte le verifiche di stabilità delle scarpate che si origineranno nel corso delle operazioni di scavo necessarie per la realizzazione della vasca della discarica in progetto.

Tali verifiche sono da ritenere effettuate in termini adeguatamente conservativi, in quanto:

- è stata valutata la condizione geometrica peggiore della scarpata indicata dai progettisti (scarpata critica);
- sono stati considerati parametri geotecnici prudenziali;
- le scarpate saranno realizzate per scavo in sagoma finale, procedendo in profondità per fette orizzontali di altezza non superiore ai 3 m, immediatamente compattando la superficie finale della scarpata, previo intasamento della litozona sabbioso-ghiaiosa (UG2) con materiale della litozona coesiva superficiale (UG1); tali accorgimenti consentiranno di migliorare le caratteristiche geotecniche delle terre, già considerate in termini prudenziali;
- le verifiche sono state eseguite anche in condizioni di sisma e a lungo termine; le scarpate saranno invece esposte a brevissimo termine, adeguatamente protette dalle intemperie, rivestite dal pacchetto di progetto e progressivamente tamponate, prima al piede e successivamente in elevazione, dagli abbancamenti dei rifiuti.

I calcoli sono stati condotti tramite l'impiego del programma di elaborazioni geotecniche messo a punto dalla Società GeoStru Software S.a.s. denominato “*Slope*” per la verifica della stabilità dei pendii, di cui si dispone di regolare licenza d’uso, considerando sia le condizioni statiche (assenza di sisma), sia dinamiche (presenza di sisma).

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi.

Le prime sono di equilibrio, mentre le seconde descrivono il comportamento del terreno.

Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che, se saturo, è per lo meno bifase e ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata.



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

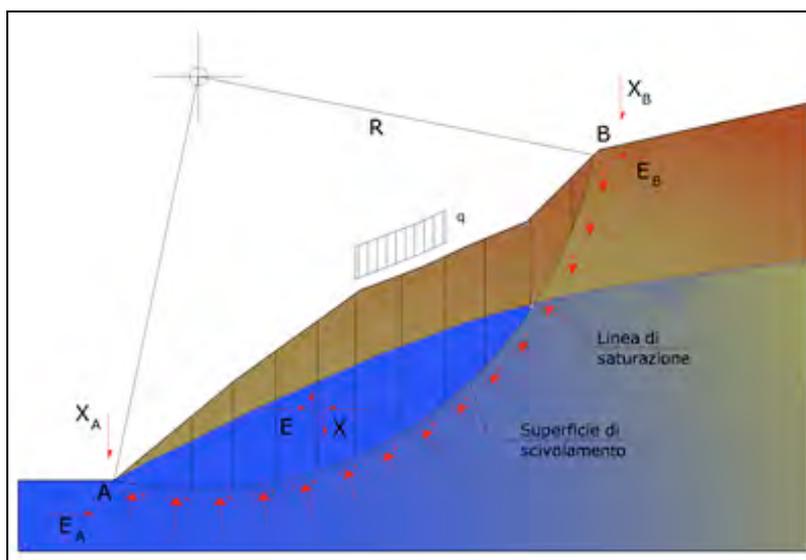
Inoltre, è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale in quanto i terreni presentano un comportamento non lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi e il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale.

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica).

A partire da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) che, se confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, permettono di ottenere una prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau.$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido, altri, a causa della non omogeneità, dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (vedi Figura 1).



**Figura 1.** Rappresentazione schematica generale del metodo dei conci.

Nel metodo dei conci, utilizzato per le presenti verifiche, la massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci e, se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

$n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio

$n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$

$(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci

$(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci



$n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$   
 $(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$   
 una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ , mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti  $n$   
 Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$   
 Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$   
 Equazioni relative al criterio di rottura  $n$   
 Totale numero di equazioni  $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione ( $i$ ) può essere valutato con la seguente formula:

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quando si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

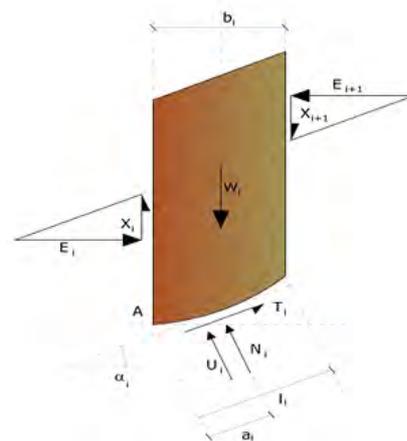
Sulla base dei parametri geomeccanici, geometrici e sismici si è provveduto ad effettuare le opportune elaborazioni matematiche che sono state condotte assumendo l'ipotesi che la rottura possa avvenire lungo una "superficie di taglio" teorica di forma circolare.

Vi sono diversi modelli di calcolo messi a punto da differenti Autori e, in questa sede, è stato utilizzato il metodo di Bishop (1955).

Tale metodo considera tutti i contributi delle forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \left\{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \right\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  e iterare

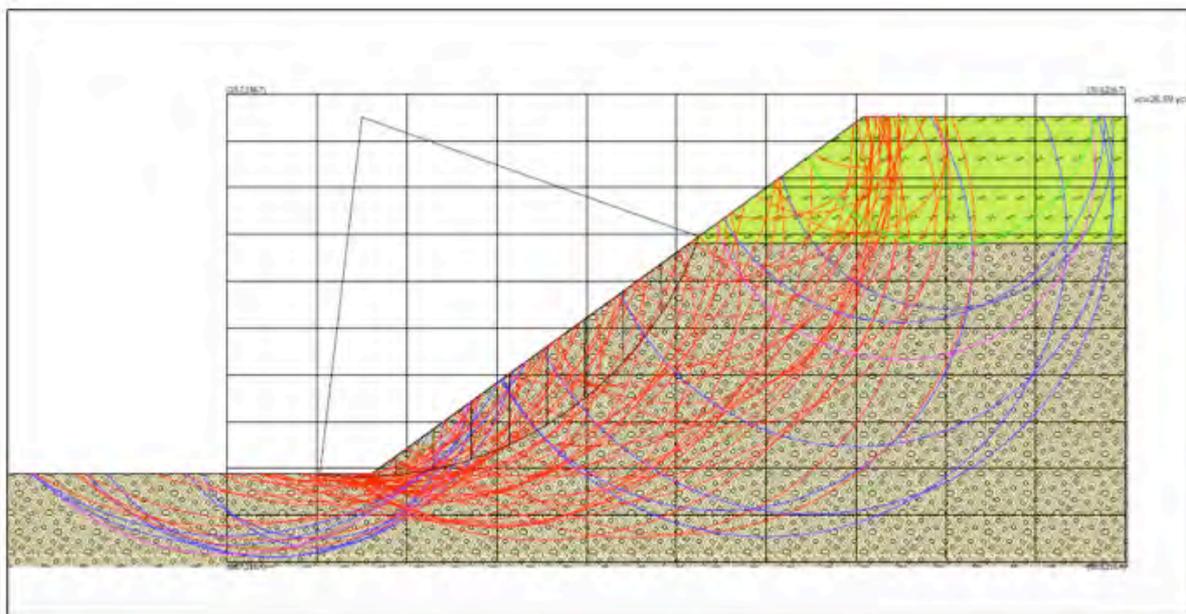


per il calcolo del fattore di sicurezza; tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario e gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa dell'1%.

L'analisi della stabilità è stata effettuata lungo superfici di scorrimento circolari generate in corrispondenza di un'apposita maglia di indagine che ha interessato l'intera scarpata critica.

Per quanto concerne la verifica in presenza di sisma sono stati utilizzati i parametri sismici sito-specifici riferiti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), riportati nel tabulato riportato in appendice alla presente, considerando una categoria di sottosuolo C e un coefficiente topografico pari a T2.

Il programma di calcolo ha analizzato (vedi Fig. 2) tutti i possibili cerchi sino all'individuazione della porzione più instabile e del corrispondente cerchio critico, quello cioè che presenta il valore più basso del coefficiente di sicurezza.



**Figura 2** Stralcio della sezione di verifica (metodo di Bishop) che mostra le numerose superfici analizzate dal programma di calcolo.

Operativamente si tratta di un procedimento complesso che prevede l'analisi di un numero elevato di potenziali superfici in corrispondenza di una maglia dei centri costituita da  $m$  righe e  $n$  colonne (in questo caso  $10 \times 10$ ).

Utilizzando il metodo di Bishop sono state esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia  $m \times n$  e raggio variabile in un determinato intervallo di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili. È importante precisare che le NTC 2008 individuano un valore limite del coefficiente di sicurezza  $F_s$  pari a 1,1; quindi al di sopra di tale valore il pendio è definito stabile.



Nella tabella seguente sono riportati i valori minimi dei coefficienti di sicurezza ( $F_s$ ) relativi alla sezione analizzata ottenuti con i metodi di calcolo precedentemente indicati sia in presenza, sia in assenza di sisma.

In appendice sono riportati i tabulati di calcolo, mentre nella pagina seguente è visualizzato il cerchio critico della sezione verificata.

Metodo di calcolo	Risultati nelle due condizioni analizzate	
	Assenza di sisma	Presenza di sisma
<b>Bishop</b>	1,15	1,11

Si precisa che nella sezione di seguito allegata è riportato solo il cerchio critico che ha prodotto i valori più bassi del coefficiente di sicurezza.

Tale scelta è stata effettuata in funzione della chiarezza espositiva: se fossero riportati tutti i numerosi cerchi analizzati dal programma di calcolo la sezione sarebbe di difficile lettura, come avviene in Figura 2 che mostra, a titolo esemplificativo, tutte le superfici analizzate utilizzando il metodo di Bishop.

I cerchi maggiormente critici, che in ogni caso soddisfano i richiesti requisiti di stabilità nonostante gli assunti cautelativi adottati, si impostano nella litozona sabbioso-ghiaiosa (unità UG2); nell'unità superiore argillosa (UG1, da cui saranno prelevati i materiali necessari per la costituzione degli strati minerali dei sistemi barriera di fondo-pareti e *capping* della discarica) si registrano sempre coefficienti di sicurezza maggiori (quello minimo, in condizioni sismiche, è 1,28), grazie al contributo del grado di coesione che contraddistingue tali materiali naturali.

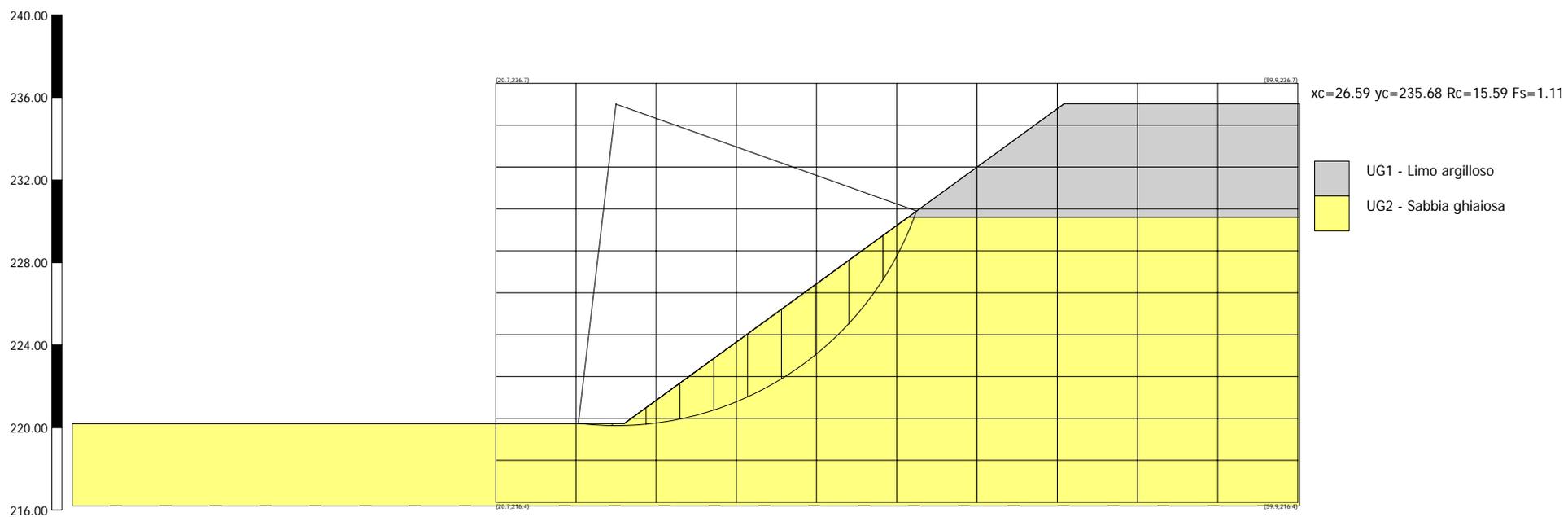
Una scarpata della stessa altezza di quella critica considerata ma scolpita interamente nell'unità UG1 soddisferebbe comunque i requisiti di stabilità (fattore di sicurezza in condizioni sismiche pari a 1,17) considerando nel breve termine il contributo di una coesione efficace estremamente bassa ( $0,05 \text{ Kg/cm}^2$ ).



Sezione verificata - Scala 1:300

Metodo di Bishop

Assenza di sisma - 1.15 - Presenza di sisma 1.11



### 2.3 Rivestimento delle scarpate in fossa

Il sistema barriera a rivestimento delle scarpate in scavo della vasca previsto a progetto è in sintesi costituito, dal basso verso l'alto, da uno strato di argilla di spessore 2.00 m, una geomembrana in HDPE mono-ruvida da 2.00 mm e un geosintetico con funzione protettiva.

La formazione dello strato argilloso di spessore di 2.50 m (in origine 2.00 m) avverrà procedendo dal basso (fondo vasca) verso l'alto, utilizzando materiale selezionato proveniente dallo scavo dell'unità UG1, mediante stesura fuori sagoma di strati di ridotto spessore, adeguatamente rullati e compattati, con valori della densità in sito non inferiori al 90% del Proctor modificato (AASHTO mod.; prove da eseguire preliminarmente su campioni rappresentativi del materiale da impiegare) e del coefficiente di permeabilità pari o inferiore a  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Il piano di posa sulla parete in scavo andrà preliminarmente reso debolmente irregolare, scabro, per consentire un migliore "aggrappamento" del nuovo strato al substrato.

Lo strato realizzato fuori sagoma, di ampiezza orizzontale funzione dell'operatività in sicurezza dei mezzi che saranno impiegati per il suo trasporto e stesura e, in ogni caso, di spessore superiore a quello finale di progetto, sarà infine sagomato in scavo con il suo profilo definitivo, quindi adeguatamente lisciato e protetto dalle intemperie prima del suo rivestimento con la geomembrana.

Al fine di ottimizzare la realizzazione di tale strato, anche in termini di tempi esecutivi e di costi, è consigliabile definirne le corrette effettive modalità operative (tipo e peso del rullo, numero ottimale di spessore e passate, ecc.) mediante un campo prova da realizzare in fase esecutiva, onde individuare a priori eventuali azioni correttive.

Trattandosi dello stesso materiale dell'unità UG1 e considerando sia le modalità di sua posa, sia i soddisfacenti risultati delle verifiche di stabilità a lungo termine sul materiale in posto illustrate al paragrafo precedente, sia la sua esposizione a breve termine, sono da ritenere ampiamente soddisfatti i requisiti di stabilità di tale strato.

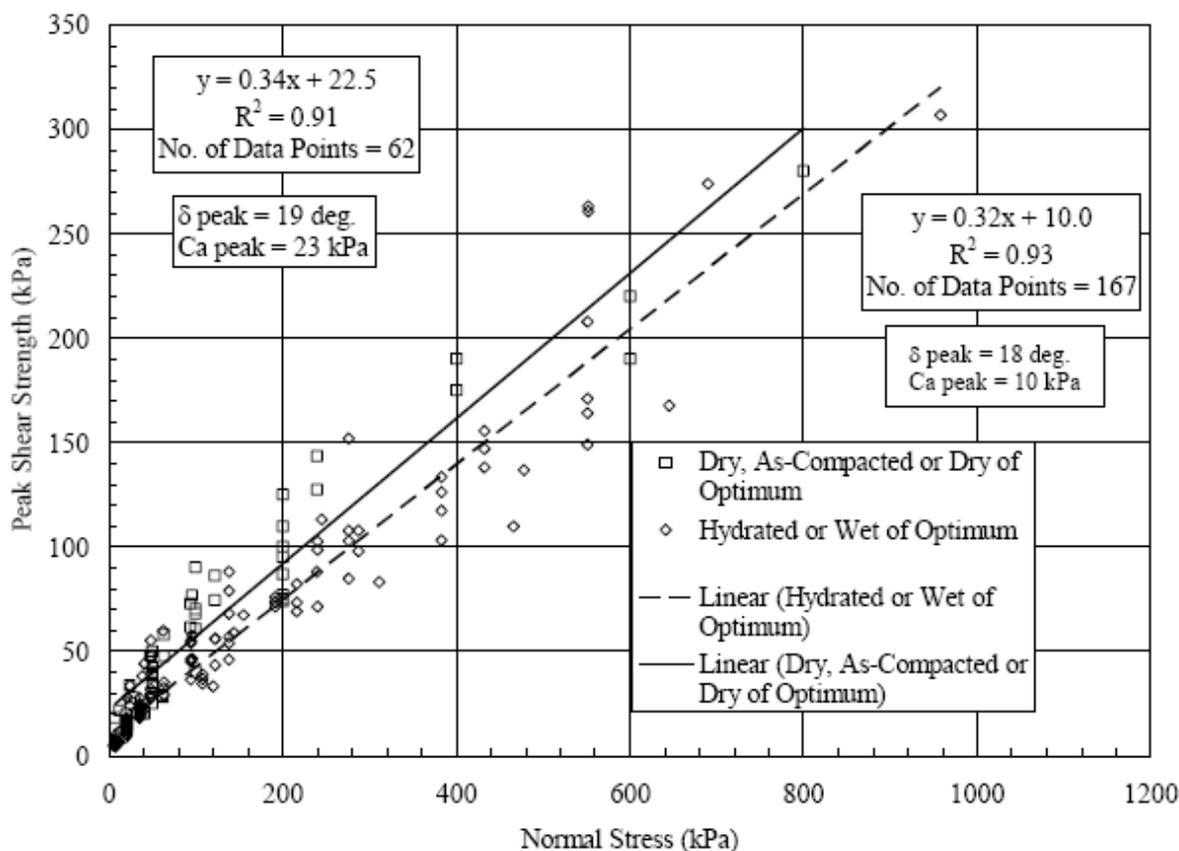
La geomembrana in HDPE mono-ruvida da 2.00 mm considerata è del tipo ad aderenza migliorata sulla faccia inferiore a contatto con l'argilla, con gli elementi strutturanti realizzati nello stesso processo di produzione della geomembrana (quindi non con elementi strutturanti costituiti da spruzzatura successiva di graniglia di HDPE), con massa areica stimata  $2 \text{ kg/m}^2$ .

Gli angoli di attrito di interfaccia tra argilla e il lato strutturato della geomembrana mono-ruvida si possono assumere valori superiori a  $30^\circ$ , come si evince dalla successiva figura 3 (desunta da GRI "Direct Shear Database of Geosynthetic-to-Geosynthetic and Geosynthetic-to-Soil Interfaces" GRI Report #30); considerando un angolo di attrito minimo di  $19^\circ$  ed una adesione di 23 kPa, alla pressione di 0.02 kPa ( $2 \text{ kg/m}^2$ ), praticamente nulla, corrisponderebbe una sollecitazione tagliante data dalla sola adesione di 23 kPa, e quindi un angolo di attrito equivalente pari a  $\delta = \arctan(23/0.02) = 89^\circ$ ; tale valore non ha significato fisico in quanto per pressioni nulle l'adesione non si può manifestare al 100%; tuttavia un valore di attrito equivalente pari a 1/3 di quello così stimato sicuramente è ottenibile; di qui l'assunto dei  $30^\circ$  minimi sopra citati.



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018



**Figura 3.** Tratta da GRI "Direct Shear Database of Geosynthetic-to-Geosynthetic and Geosynthetic-to-Soil Interfaces" GRI Report #30).

Come geosintetico di protezione meccanica si prevede l'impiego di un geocomposito costituito da una georete compresa tra due geotessili (tipo TENAX SD 4-2, con spessore pari a 5.00 mm), in modo tale anche da avere una funzione anti-trattiva nei confronti della sottostante geomembrana.

Per l'angolo d'interfaccia tra il lato liscio della geomembrana mono-ruvida e il geocomposito con doppio geotessile si può assumere un valore pari a  $10^\circ$ .

Tale materiale verrà semplicemente appoggiato sulla geomembrana per garantire una protezione meccanica e non trasmetterà pertanto alcuna sollecitazione alla stessa.

Considerando che:

- 1 il geocomposito verrà steso solo come protezione meccanica e non trasmetterà sollecitazioni al pacchetto sottostante; anzi, ne viene prevista la possibilità di movimento indipendente;



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

- 2 il peso dei rifiuti conferito non trasmetterà sollecitazioni alla copertura dato che essi non saranno soggetti a cedimenti od assestamenti particolari e verranno conferiti dal basso; essi pertanto di fatto si auto-sosterranno;
- 3 considerando le pendenze in gioco (pari a 35°) ed essendo già stata verificata la stabilità della sottostante scarpata in terreno naturale;

anche nell'ipotesi di trascurare l'attrito tra geomembrana e argilla, la massima sollecitazione cui essa potrà esser soggetta la geomembrana sarà pari alla componente parallela al piano del peso proprio della stessa; considerando una massa areica pari a 2.00 kg/m<sup>2</sup> e uno sviluppo di circa 30 m, tale spinta è pari a circa 60 kg/m x sen(35°) = 35 kg/m = 0.35 kN/m; tale sollecitazione è assolutamente modesta e tranquillamente sopportabile senza alcuna limitazione di prestazione dalla geomembrana.

La trincea ancorante sommitale della geomembrana dovrà in ogni caso essere realizzata in modo tale da prevenire lo sfilamento e la rottura a taglio della trincea durante le lavorazioni.

In tale trincea, esclusivamente dedicata alla geomembrana, non dovrà essere assolutamente ancorato il geosintetico di protezione meccanica, in quanto questo dovrà essere completamente svincolato dalla sottostante geomembrana; tale geosintetico potrà essere adeguatamente puntellato o zavorrato in sommità esternamente alla trincea se steso in un'unica fase parallelamente alla massima pendenza, oppure potrà essere posato per fasi in elevazione durante l'abbancamento dei rifiuti, anche perpendicolarmente alla massima pendenza (con sormonti a tegola sulla stesura precedente); in quest'ultimo caso sarà opportuno procedere alla sua zavorratura o immediatamente al suo rinfianco con i rifiuti.

Si raccomanda in ogni caso di non posare, in prossimità del pacchetto artificiale, rifiuti con spigoli vivi e di interporre comunque, tra i rifiuti e il *liner*, materiale granulare fine scevro di clasti a spigoli vivi; è assolutamente da escludere la possibilità di utilizzo a tal fine di materiale frantumato (ad esempio spaccato di cava o materiali frantumati e vagliati da recupero).

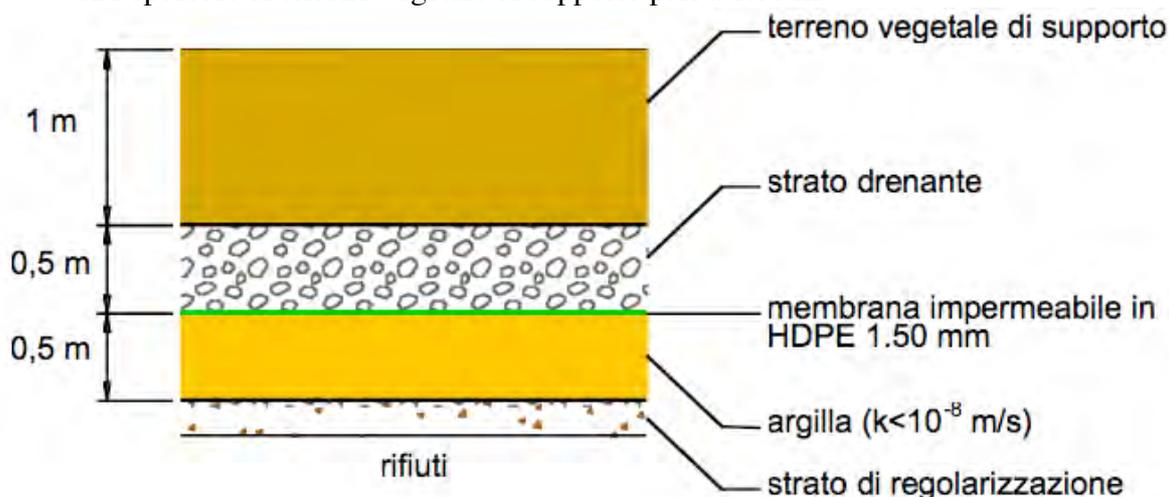


### 3 VERIFICHE DI STABILITÀ DEL *CAPPING*

#### 3.1 Introduzione

Per la copertura definitiva della discarica (“*capping*”) è necessaria la realizzazione di un multi-strato che deve ottemperare al D. Lgs. 36/2003 (All. 1, punto 2.4.3). In particolare sono proposti, partendo dal basso, cioè dalla superficie finale dei rifiuti (vedi Fig. 4):

- uno strato di regolarizzazione (rimodellazione morfologica);
- una barriera naturale in argilla compattata avente spessore pari a 500 mm e in grado di assicurare una conducibilità idraulica non superiore a  $10^{-8}$  m/s;
- una geomembrana in HDPE da 1.50 mm; trattasi di presidio previsto dal D. Lgs. 36/2003 esclusivamente per le discariche di rifiuti pericolosi; nel caso in esame trattasi pertanto di elemento aggiuntivo e migliorativo; la geomembrana è prevista liscia sulla sommità della discarica, dove le pendenze sono modeste, mentre ad aderenza migliorata su entrambe le facce lungo le scarpate perimetrali;
- uno strato di materiale inerte granulare incoerente di spessore 500 mm per il drenaggio delle acque meteoriche;
- uno spessore di terreno vegetale di supporto pari a 1.00 m.



**Figura 4** Copertura prevista nel rispetto del D.Lgs. 36 per discariche di rifiuti pericolosi

Con la presente relazione saranno effettuate verifiche di stabilità sul multi-strato di *capping* in quanto la prevista aggiunta nel pacchetto dell'elemento migliorativo (geomembrana in HDPE) ai fini dell'isolamento dei rifiuti e della riduzione della produzione di percolato determina, lungo le scarpate esterne perimetrali, angoli d'interfaccia ridotti a contatto con lo strato drenante incoerente soprastante, per cui necessita determinare l'eventuale necessità dell'inserimento di una struttura di rinforzo adeguatamente performante.

Una specifica attenzione deve essere dedicata allo strato drenante che il D. Lgs. 36/2003 prevede al punto 2, par. 2.4.3 dell'ALL. 1 per la formazione del multi-strato della copertura superficiale finale (*capping*), e cioè lo “*strato drenante protetto da eventuali intasamenti con spessore  $\geq 0.5$  m in grado di impedire la formazione di un battente idraulico sopra le barriere*”.



... “ (ndr.: di fatto, al di sopra dello strato impermeabile sottostante, argilla o argilla completata da una geomembrana impermeabile).

Non ne definisce la costituzione, nè differenzia situazioni topografiche particolari.

Di consueto, si intende uno strato di materiale inerte granulare ad elevata permeabilità, protetto dall'intasamento derivabile dal soprastante previsto strato di coltivo mediante l'interposizione di un geotessile con funzione di filtro; nel caso d'impiego di una geomembrana (richiesta obbligatoriamente per discariche per rifiuti pericolosi), questa andrebbe comunque adeguatamente protetta a contatto con l'inerte mediante l'interposizione di un geotessile.

Tale soluzione è sicuramente condivisibile sotto il profilo tecnico in situazioni topografiche sub-pianeggianti o a ridotta pendenza quali, in genere e in specifico per il caso in esame, la superficie sommitale della discarica, dove tuttavia l'estensione e le ridotte pendenze in genere richiedono la necessità di smaltire cospicue portate.

Al contrario e sulla base di numerose esperienze, tale soluzione crea difficoltà applicative soprattutto, come nel caso in esame, lungo le scarpate perimetrali, per la stesura dello strato inerte in pendenza al di sopra di geomembrane (bassi angoli d'attrito d'interfaccia; possibilità di danneggiamento della geomembrana, a cui sarebbe possibile ovviare con la sua protezione con geotessile, che tuttavia non migliorerebbe le problematiche di stabilità; frequente necessità di ricorrere a strutture di rinforzo performanti per sostenere lo strato sovrastante di materiale inerte più coltivo dello spessore di 1.50 m).

Proprio a tal proposito è intervenuta l'autorevole interpretazione governativa della VIII Commissione Permanente Ambiente Territorio e Lavori Pubblici (G.U. 7 maggio 2015) nella risposta immediata all'Interrogazione 5-05532 Borghi e Carrescia “*Sull'interpretazione dell'art. 11 del decreto legislativo n. 36 del 2003, relativo alle caratteristiche della copertura superficiale finale delle discariche di rifiuti pericolosi e non pericolosi*”, riportata in copia in appendice al presente paragrafo.

In estrema sintesi, secondo tale interpretazione, l'autorità competente al rilascio dei titoli autorizzativi per gli impianti di discarica, previa valutazione tecnica caso per caso, può consentire l'impiego di materiali drenanti cosiddetti geosintetici per la realizzazione dello strato drenante previsto al punto 2, par. 2.4.3, All. 1 al D. Lgs. 36/2003.

In funzione di ciò e, in particolare, anche per non vanificare la miglior proposta nell'impiego di una geomembrana nel multi-strato di *capping* (richiesta solo per discariche per rifiuti pericolosi ma prevista in questo caso per migliorare ulteriormente il grado di protezione richiesto per l'isolamento dall'ambiente esterno e minimizzare le infiltrazioni d'acqua e, conseguentemente, la produzione di percolato), è stata quindi studiata, per i tratti di *capping* in scarpata, una soluzione alternativa in grado di fornire non solo le richieste “*idonee prestazioni tecniche*” in termini di equivalenze prestazionali, ma anche condizioni migliorative per ciò che, in specifico, riguarda:

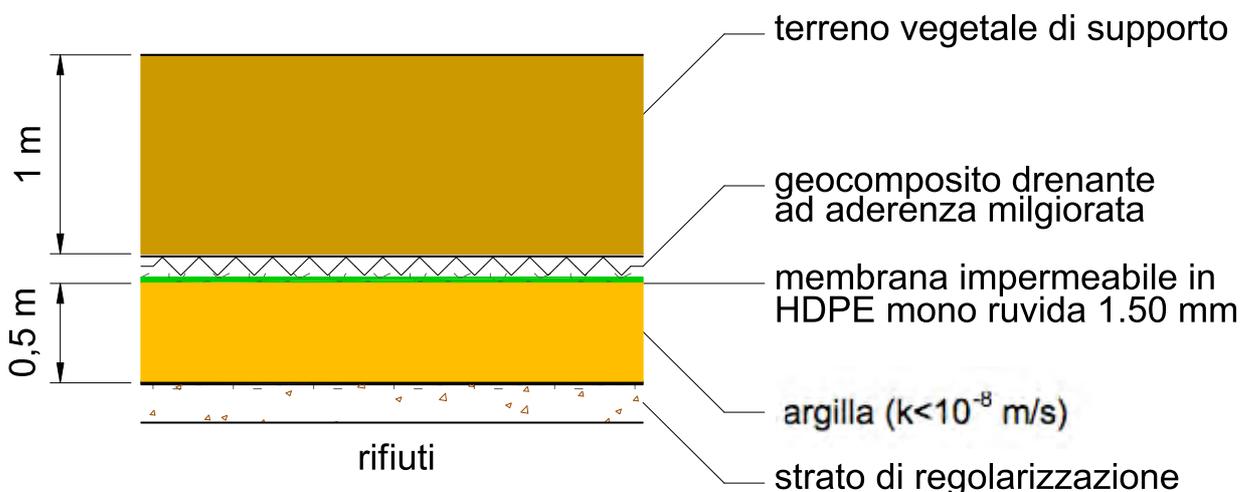


Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018

- alleggerimento del pacchetto complessivo;
- riduzione degli spessori;
- non per ultime, la facilità e velocità di posa.

Tale soluzione alternativa prevede, al posto delle geomembrana in HDPE doppioruvida, una geomembrana mono-ruvida (del tipo ad aderenza migliorata sulla faccia inferiore a contatto con l'argilla, con gli elementi strutturanti realizzati nello stesso processo di produzione della geomembrana, quindi non con elementi strutturanti costituiti da spruzzatura successiva di graniglia di HDPE) e, a sostituzione dello strato drenante in inerte, un geocomposito drenante ad aderenza migliorata (vedi fig. 5).



**Figura 5** Copertura alternativa migliorativa per il capping lungo le scarpate perimetrali.

Per questa proposta alternativa, ritenuta migliorativa, occorre, oltre che procedere alle necessarie verifiche di stabilità e, in particolare, determinare l'eventuale necessità dell'inserimento di una struttura di rinforzo adeguatamente performante e verificare l'idoneità del geocomposito drenante a sostituire lo strato granulare.



## ALLEGATO 1

**5-05532 Borghi e Carrescia: Sull'interpretazione dell'articolo 11 del decreto legislativo n. 36 del 2003, relativo alle caratteristiche della copertura superficiale finale delle discariche di rifiuti pericolosi e non pericolosi.****TESTO DELLA RISPOSTA**

Il decreto legislativo n. 36 del 13 gennaio 2003 di recepimento della direttiva comunitaria 1999/31/Ce relativa alle discariche dei rifiuti, all'Allegato 1, Paragrafo 2.4.3, stabilisce le caratteristiche che la copertura finale della discarica deve soddisfare.

In particolare, lo strato di copertura deve garantire l'isolamento dei rifiuti dall'ambiente esterno, minimizzare le infiltrazioni di acqua, ridurre al minimo le necessità di interventi di manutenzione, minimizzare i fenomeni di erosione e resistere agli assestamenti ed alla subsidenza che l'ammasso di rifiuti naturalmente subisce nel tempo.

La norma specifica inoltre che la copertura deve essere realizzata mediante la sovrapposizione di 5 strati successivi e per ciascuno di essi fornisce le indicazioni sullo spessore e sulle prestazioni che questo deve soddisfare.

In particolare per gli strati cui l'interrogante si riferisce, ossia lo strato di cui ai punti 2 e 4 dell'allegato 2.4.3 del decreto legislativo n. 36 del 2003, destinati ad

impedire rispettivamente la formazione di una falda idraulica sospesa ed a permettere il drenaggio del biogas che si forma dalla fermentazione anaerobica dei rifiuti, la norma non specifica la natura del materiale da utilizzare ma fornisce, come detto, soltanto precise indicazioni sullo spessore e sulle prestazioni che i materiali da utilizzare per la loro realizzazione devono possedere.

Pertanto, la norma non sembra escludere la possibilità di autorizzare l'uso di materiali drenanti cosiddetti geocompositi, per la realizzazione dei due strati indicati, purché gli stessi forniscano idonee prestazioni tecniche.

Si ritiene, comunque, necessario che l'autorità competente al rilascio dei titoli autorizzativi per gli impianti di discarica, valuti caso per caso dal punto di vista tecnico le caratteristiche meccaniche e tecnico-prestazionali dei materiali, drenanti e di spessore, che il proponente intende utilizzare ai fini della realizzazione della copertura superficiale finale degli impianti di smaltimento.

### 3.2 Copertura (*capping*): riferimenti normativi e classificazione dell'opera

Le verifiche di seguito descritte sono state effettuate nel rispetto delle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (di seguito NTC '08) approvate con D.M. il 14/01/2008 e nelle relative "Istruzioni per l'applicazione" rilasciate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

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. Per le verifiche sismiche dell'opera in oggetto si fa riferimento al citato D.M. del 14 gennaio 2008, utilizzando il foglio di calcolo "Spettri di Risposta - Versione 1.0.3", distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo degli spettri di risposta sismica per la determinazione delle azioni sismiche agenti sull'opera in oggetto.

#### 3.2.1 ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE

In base al paragrafo 7.11.1 del NTC '08, le opere progettate devono rispettare gli Stati limite Ultimi verificati in campo statico, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6 del NTC '08.

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 (par. 7.11.6 NTC '08).

L'azione sismica deve essere combinata con le altre azioni di progetto, come rappresentato dall'espressione di seguito riportata (Norme Tecniche parr.3.2.4 e 5.1.3.8):

$$G_1 + G_2 + E + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ki})$$

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

$S_i(\psi_{2i} Q_{ki})$  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:

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

con  $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

$\beta_m$  assume valore unitario per muri che non sono in grado di subire spostamenti;

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

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

Quanto sopra è riassunto in Tabella 4, redatta secondo quanto prescritto al par. 7.11.6.2.1 di cui alle N.T. 14/1/2008 ai fini della conduzione delle verifiche in campo pseudostatico. Si riportano, tra l'altro, i coefficienti sismici orizzontali e verticali secondo la categoria d'opera in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno retrostante.

Categoria di sottosuolo

C NTC '08, Tab. 3.2.II: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

Amplificazione stratigrafica

$$S_s = 1.500$$

Amplificazione topografica

$S_T = 1.00$  NTC '08, Tab. 3.2.IV  
Categoria topografica  $T_1$ : base del pendio orizzontale, pertanto pendii con inclinazione media  $i < 15^\circ$ .

Vita nominale della costruzione (anni)

$V_N = 50$  NTC '08, Tab. 2.4.I: Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

Coefficiente d'uso della costruzione

$$c_u = 1.0 \quad \text{NTC '08, 2.4.2: Classe II}$$

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

		$\beta_m$	$a_g$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$	$K_h$	$K_v$
Stato limite ultimo	SLV	0.18	0.039	1.500	1.00	0.0585	0.011	0.006



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

## 3.2.2 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 '08, Tab. 6.2.I),

AZIONE	EFFETTO	SIMBOLO ( $\gamma_f$ )	COEFFICIENTE PARZIALE		
			EQU	A1	A2
Permanente	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
Permanente	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutturale	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutturale	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 rigidità (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).

Tabella 6 (NTC '08, tab. 6.2.II)

PARAMETRO		Coefficiente parziale ( $\gamma_m$ )	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_f$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_g$	1.0	1.0

Per quanto attiene, invece, ai coefficienti parziali per le resistenze geotecniche, essi sono i seguenti.

Tabella 7 (NTC '08, tab. 6.5.I)

VERIFICA	Coefficiente parziale $\gamma_R$ (R1)	Coefficiente parziale $\gamma_R$ (R2)	Coefficiente parziale $\gamma_R$ (R3)
Capacità portante della fondazione	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	1.0	1.0	1.4



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018

### 3.2.3 VERIFICA DEL DRENAGGIO E DELLA STABILITÀ

#### 3.2.3.1 Sistema drenante

Il D. Lgs 13 gennaio 2003, n. 36, prevede l'impiego, all'interno del multi-strato di *capping* definitivo, di uno strato drenante protetto da eventuali intasamenti con spessore  $\geq 0.5$  m in grado di impedire la formazione di un battente idraulico al di sopra dello stesso (vedi precedente paragrafo 3.1).

Il calcolo di tale spessore, e della conducibilità idraulica necessaria, necessita la conoscenza delle caratteristiche di pioggia del sito, oltre che della geometria. L'intensità della pioggia deve essere determinata con tempo di ritorno di 50 anni; nota l'intensità della precipitazione, è poi possibile valutare 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 da parte del progettista, che deve 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.

Da indagini sperimentali condotte su differenti discariche di R.S.U. chiuse, la percentuale infiltrata risulta essere compresa tra 0.20 e 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

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

in cui  $h$  = altezza della colonna d'acqua [mm];  
 $t$  = durata della precipitazione [h];  
 $a, n$  = coefficienti delle curve di pioggia.

La portata specifica  $q$ , cioè la portata sull'area unitaria è

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

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

$$Q = \quad 2,777 \cdot 10^{-7} \cdot a \cdot t^{n-1} \cdot \cos \alpha \cdot f \cdot L \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (1)$$

oppure

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



dove  $\alpha$  = inclinazione del pendio [°]  
 $f$  = coefficiente di infiltrazione  
 $L$  = sviluppo del pendio [m]

Se i coefficienti probabilistici delle curve di pioggia sono noti, viene scelta l'equazione (1), altrimenti si può utilizzare l'equazione 2.

#### Caratteristiche della piovosità nell'area

Si ipotizza che la pioggia massima sia:

$h = 60.0$  [mm]  
 $t = 1.00$  [ora]

La geometria della copertura rende necessario calcolare il valore della portata che infiltrandosi può raggiungere lo strato drenante.

Non viene considerato come critica la parte sommitale, in quanto le minime pendenze fanno sì che anche in caso di non efficace smaltimento delle acque non si manifestino problemi di instabilità; al contrario sulle scarpate, aventi pendenza pari a 25 gradi, eventuali sottopressioni potrebbero ingenerare instabilità delle scarpate. Viene considerata come critica quella con sviluppo massimo, pari a 20.0 m (in origine 35.0 m)

L	$\beta$	Q	i
[m]	[°]	[m <sup>3</sup> /sec/m]	[-]
20.00	25.00	1.51E-04	0.42

#### Caratteristiche del pendio

$f = 0.50$  coeff. di infiltrazione (Wiemer, 1987)

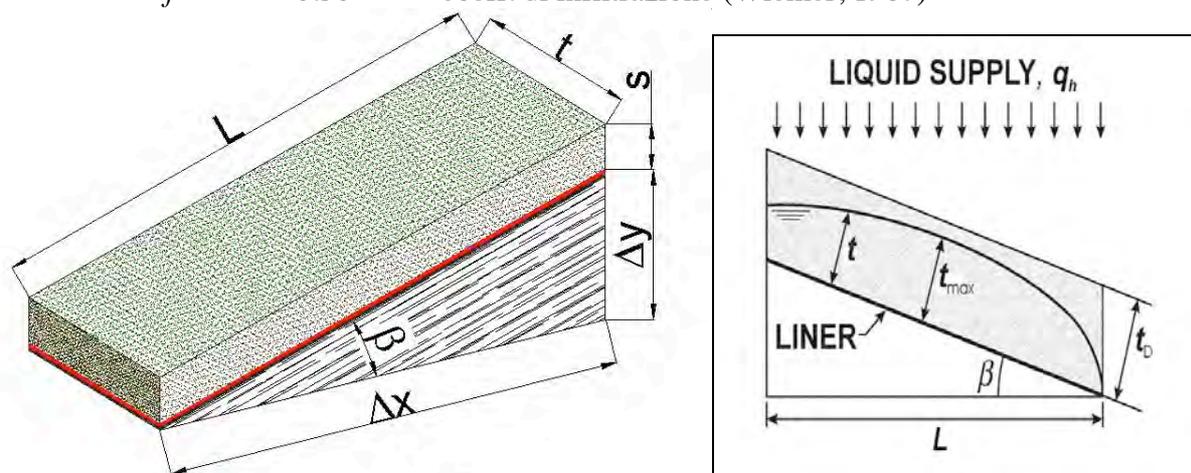


Figura 6. Schemi per il calcolo della portata



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018

La portata idraulica all'interno di uno strato di materiale granulare può essere determinata, in modo estremamente complesso, a partire dalla geometria della superficie piezometrica. Per lunghezze molto maggiori rispetto allo spessore, la reale forma della superficie piezometrica è in realtà pressoché lineare.

Un approccio semplificato (ma conservativo) è quindi decisamente consigliabile.

Considerando uno spessore per il materiale granulare pari a 500 mm e ipotizzando che il moto di filtrazione al suo interno sia uniforme, è possibile determinare la conducibilità idraulica  $k$  dello strato mediante la relazione di Darcy.

$$Q = k A i \quad [\text{m}^3/\text{sec}]$$

con  $A$   $[\text{m}^2]$  area della sezione drenante (assumendo la larghezza unitaria,  $A =$  spessore dello strato drenante)  
 $i$  [-] gradiente idraulico

L	$\beta$	Q	i	k
[m]	[°]	[m <sup>3</sup> /sec/m]	[-]	[m/sec]
20.00	25.00	1.51E-04	0.42	7.15E-04

Il massimo valore della permeabilità è

$$k = 7.15\text{E-}04 \text{ m/sec (in origine, per } L = 35, k = 1,25\text{E-}3 \text{ m/sec)}$$

Tale valore di conducibilità idraulica è evidentemente estremamente elevato, anche se sensibilmente inferiore alla soluzione originaria; la necessità di disporre (da trasportare *ex situ* o da selezionare *on site*) in cantiere di ingenti quantitativi di un materiale inerte pregiato e di difficile controllo *in situ*, oltre che alle problematiche già evidenziate in precedenza in merito al suo impiego in scarpata, sono tutti elementi che suggeriscono di valutare la possibilità di sostituire lo stesso (vedi precedente paragrafo 3.1), nel tratto in scarpata, con uno specifico materiale geosintetico, da utilizzare invece in sommità in accoppiamento (sotto) allo strato d'inerte per velocizzare il drenaggio nelle zone a bassa pendenza.

La scelta della tipologia di geocomposito deve essere fatta in considerazione alla problematiche progettuali e, in particolare, alla necessità di garantire un veloce deflusso, una buona resistenza a compressione e la possibilità di sviluppare adeguata resistenza a taglio lungo l'interfaccia in scarpata tra lo stesso geocomposito e i sistemi barriera previsti.

La riduzione della permeabilità richiesta rispetto alla soluzione originaria è stata considerata al fine della corretta scelta del geosintetico, in questo caso modificato rispetto a quello originario.

Innanzitutto è fondamentale che la rete sia realizzata con polimeri chimicamente inerti; la scelta del polietilene ad alta densità è pressoché obbligatoria; altri polimeri, come il PP



solamente estruso, potrebbero essere indicati per quanto riguarda la resistenza chimica ma sono vulnerabili e fragili alle basse temperature, e sono pertanto da escludersi.

Tipicamente le interfacce caratterizzate dai minori angoli di attrito di interfaccia sono quelle in cui geosintetici atti a svolgere la funzione di sistema barriera (geomembrane in HDPE) sono a diretto contatto con i geosintetici aventi funzione di drenaggio. Negli ultimi anni è stato sviluppato un materiale assolutamente innovativo in grado di assicurare elevate prestazioni in termini di resistenza di interfaccia (fig. 7).

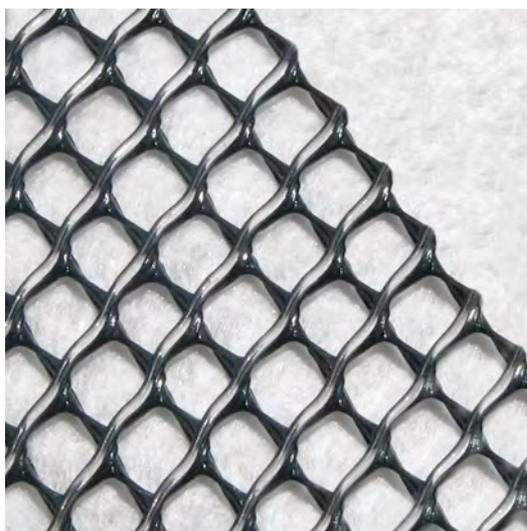


Figura 7. Geocomposito TENAX HF

Questa tipologia di prodotti consente l'impiego di geomembrane lisce e di geocompositi filtro/drenanti con 1 solo geotessile filtrante poiché quello inferiore non risulta essere necessario dal punto di vista idraulico.

Il geocomposito TENAX HF (in origine considerata la varietà PLUS) è realizzato mediante accoppiamento per termosaldatura di una georete estrusa in bopolimero HDPE + EVA (Etil Vinil Acetato) a un solo geotessile nontessuto in PP; il componente EVA spalmato sulla superficie della georete non interessata dal geotessile e rivolta a contatto con la geomembrana impermeabile, consente un notevole miglioramento delle caratteristiche d'attrito all'interfaccia geosintetici drenante/geomembrana impermeabile.

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

$$\sigma_h = 50.00 \text{ kPa}$$

Come in precedenza per lo strato di inerte, si considera poi una larghezza unitaria di prodotto

$$L = 1.00 \text{ [m]}$$



La portata idraulica di un geocomposito può essere misurata secondo la normativa ASTM D4716 (o EN - ISO12958). 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  $\sigma_v$  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]

$\chi$  è il coefficiente di scabrezza [ $m^{1/2}/sec$ ]

$R$  è il raggio idraulico [m]

$j$  è l'inclinazione della linea del carico totale (cadente piezometrica), assimilabile al gradiente

In base a tale relazione, la portata idraulica, 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

$$Q_{i1} = A C R^{1/2} i_1^{1/2}$$

$$Q_{i2} = A C R^{1/2} i_2^{1/2}$$

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  $Q_{il}$  = portata specifica indicata nel diagramma [m<sup>2</sup>/s];  
 $Q$  = portata specifica per il gradiente  $i$  [m<sup>2</sup>/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  $Q_{lt}$  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:

$$Q_{lt} = Q \cdot (RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{bc} \cdot RF_{cc})$$

$RF_{in}$  = 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.

L	$\beta$	$Q_{richiesta}$	$i$	$Q_{progetto}$	$Q_{i=0.50}$
[m]	[°]	[m <sup>3</sup> /sec/m]	[-]	[m <sup>3</sup> /sec/m]	[m <sup>3</sup> /sec/m]
20.00	25.00	1.51E-04	0.42	2.01E-04	2.19E-04

*Riassunto proprietà minime necessarie per il geocomposito per il drenaggio delle acque*

polimero georete e geotessile	HDPE-EVA o PP (non sono ammissibili PET o PA)
struttura georete	due ordini di fili incrociati e sovrapposti
numero geotessili	1
stabilizzante u.v.	nerofumo
spessore a 20 kPa (EN ISO 9863)	4.00 mm
portata idraulica (EN ISO 10319)	
$i=0.50$ $\sigma_v = 50$ kPa	$3.80 \times 10^{-4}$ m <sup>3</sup> /sec/m
resistenza a trazione minima (EN ISO 10319)	9.0 kN/m
allungamento	50%
angolo di attrito con membrana monoruvida lato liscio (EN 12957-1)	> 36°

Sotto queste condizioni il materiale impiegato tipo Tenax HF è in grado di sostituire lo strato di materiale granulare indicato nel D. Lgs. 36/2003 in corrispondenza dei tratti di *capping* in scarpata per ciò che riguarda le performace idrauliche.

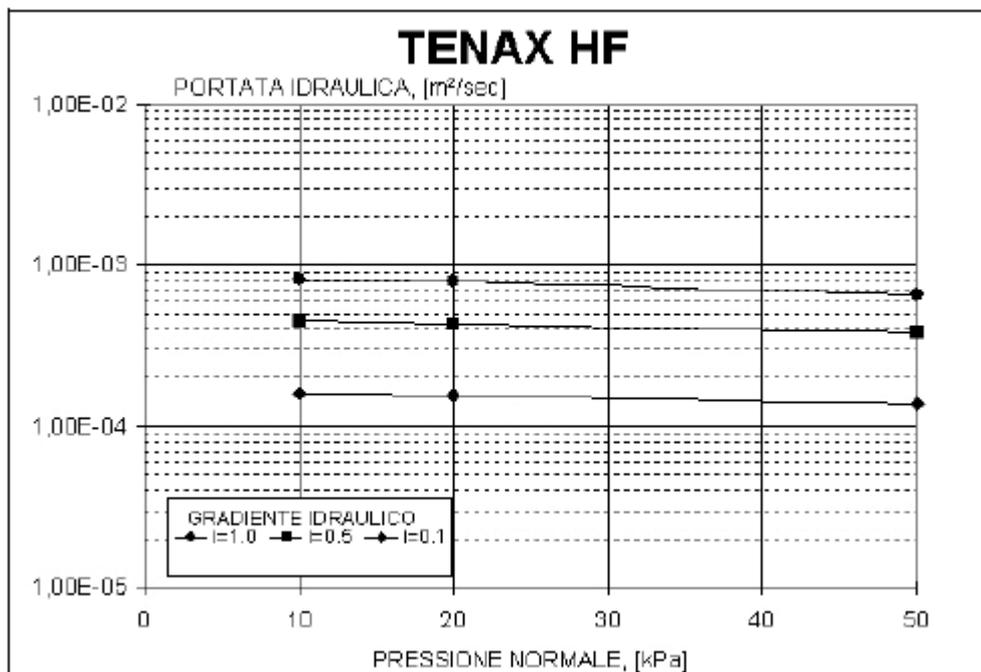


Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

Sulla superficie sommitale a ridotta pendenza un geocomposito drenante accoppiato allo strato d'inerte è auspicabile; non è tuttavia necessario l'impiego di materiali ad aderenza migliorata.

**Figura 8.** Geocomposito TENAX HF. Portata idraulica in funzione del gradiente e della pressione normale.



### 3.2.3.2 Calcolo delle interfacce critiche

Il pendio di progetto ha sviluppo pari a 20 m (in origine 35 m) e pendenza pari a 25°.

Per il terreno di coltivo viene stimato un peso di volume di 16 kN/m<sup>3</sup> e un angolo di attrito di 28°.

Nella verifica di stabilità dell'intero pacchetto viene considerato come critico l'angolo di attrito di interfaccia minore. I valori dell'angolo di attrito di interfaccia sono desunti da dati bibliografici (GRI "Direct Shear Database of Geosynthetic-to-Geosynthetic and Geosynthetic-to-Soil Interfaces" GRI Report #30) ove disponibili, o da prove di laboratorio.

Lo strato di materiale argilloso non viene considerato essendone già stata verificata la stabilità. Per le varie interfacce si possono assumere il seguenti parametri

Argilla- geomembrana mono-ruvida lato ruvido	30.00	[°]
geomembrana monoruvida lato liscio – geocomposito drenante	28.00	[°]
geocomposito drenante - terreno vegetale	26.80	[°]

Le verifiche di stabilità devono essere effettuate in condizioni statiche e sismiche.



### 3.2.3.3 Stati limite ultimi (SLU)

In tutte le verifiche, dovrà risultare soddisfatta la condizione

$$E_d \leq R_d,$$

in cui  $E_d$  rappresenta il valore di progetto delle azioni, mentre  $R_d$  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 di 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 Tabelle 5, 6 e 7.

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. Nella seguente verifica, come in quella precedente, è stato utilizzato quest'ultimo (approccio 2).

### 3.2.3.4 Verifica statica

spessore coltivo	$t_{\text{coltivo}}$	1.00	m
peso di volume coltivo	$\gamma_{\text{coltivo}}$	16	kN/m <sup>3</sup>
attrito interno coltivo	$\phi_{\text{coltivo}}$	28	°
attrito interfaccia critico	$\delta$	26.8	°
Fattore di sicurezza richiesto		1.1	



Valori ridotti come da NTC '08

$\delta[\gamma_m]$	24.66	°	attrito interfaccia ridotto
$\gamma[\gamma_m]$	20.8	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume coltivo incrementato
$\phi'[\gamma_m]$	28.00	°	attrito interno coltivo (M1)
$c'[\gamma_m]$	0	kPa	coesione

### 3.2.3.4.1 Forze agenti

La forza attiva  $F_s$  (Fig. 9) è data dalla componente del peso del terreno  $W$  sul piano di scivolamento.

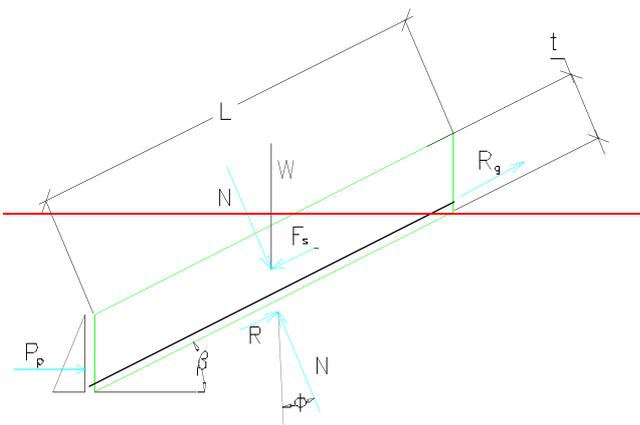


Figura 9. Schema e simboli delle forze in gioco

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

$$F_s = \text{componente lungo il piano} \quad [\text{kN/m}] \quad = W \sin \beta$$

L'azione  $E_d$  è la proiezione di tale forza lungo il piano di scivolamento vale:

$$E_d = F_s = W \cdot \sin \beta$$

### 3.2.3.4.2 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).

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

Per il fattore parziale da applicare alle resistenze legate ai geosintetici (angolo di interfaccia tra due geosintetici) si pone



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018

$$\gamma_m = 1.10.$$

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

$$N = W \cos \beta \text{ [kN/m]}$$

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

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

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

$$\text{Dovendo essere} \quad R_d \geq E_d,$$

è possibile calcolare quale sia la resistenza del rinforzo necessaria:

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

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

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

#### 3.2.3.4.3 Scelta del geosintetico

Perché il progetto abbia il fattore di sicurezza FS richiesto, la forza resistente deve essere maggiore della forza agente moltiplicata per il prefissato fattore di sicurezza.

Poiché è  $R_{tot} < FS \times F_s$ , è necessario fornire una ulteriore forza  $R_g$  il cui valore minimo è dato da

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

Come nel caso precedente ci si è indirizzati verso l'impiego di rinforzi con geosintetici tipo geostuoie in PP TENAX MULTIMAT R 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.

Alcune considerazioni devono essere fatte circa la struttura delle geostuoie e il modo attraverso cui avviene il fissaggio tra la geogriglia tessuta in PET e la struttura tridimensionale.



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

Ancora una volta la resistenza a schiacciamento del materiale riveste una funzione estremamente importante.

Le geostuoie tridimensionali sono comunemente prodotte per estrusione di polimeri termoplastici (prevalentemente Polipropilene o Poliammide).

Per la differente natura dei polimeri, la struttura dei materiali può essere diversa: le geostuoie prodotte in Poliammide (Nylon) sono realizzate mediante aggrovigliamento di monofilamenti saldati nei punti di contatto; lo stesso processo produttivo può essere impiegato anche per il PP.

Esistono infine geostuoie in PP dette Multi-Strato costituite dall'assemblaggio di 2 strati esterni di geogriglie "laminari" all'interno dei quali viene inserita un'ulteriore geogriglia "pieghettata" meccanicamente e permanentemente in modo tale da dare consistenza e spessore alla geostuoia.

Questo ultimo tipo di prodotto (multistrato) ha un maggiore resistenza a schiacciamento rispetto alle geostuoie prodotte per aggrovigliatura.

Il diverso comportamento è dovuto alla fitta pieghettatura dello strato interno che limita la deformabilità durante l'intasamento della struttura con il materiale di riempimento previsto.

Non trascurabile è anche la possibilità che si manifestino delle deformazioni plastiche irreversibili durante le operazioni di posa.

La geostuoia Multi Strato di Polipropilene ha un ritorno elastico pressoché totale. Una geostuoia ottenuta con Monofilamenti in Nylon o polipropilene, al contrario, subisce deformazioni importanti (con spessori residui prossimi al 10% dello spessore iniziale) anche sotto bassi carichi (20-30 kPa).

Ulteriori considerazioni devono essere fatte a proposito del fissaggio della geogriglia di rinforzo alla geostuoia: nelle geostuoie Multi Strato di Polipropilene Rinforzate con geogriglia di rinforzo in PET, il collegamento avviene mediante cucitura meccanica utilizzando filato in PP ad alta resistenza e con passo tra una cucitura e l'altra di circa 0.40 m.

Nelle geostuoie costituite da Monofilamenti in Nylon o polipropilene aggrovigliati invece, questi ultimi vengono fatti "colare" a caldo attraverso la geogriglia di rinforzo e poi raffreddati.

La connessione tra geogriglia e filamento è pertanto limitata alle microsaldature tra il filamento caldo e la copertura (PVC o EVA) della geogriglia e all'incastro della geogriglia stessa nella struttura "bugnata" che si viene a costituire.

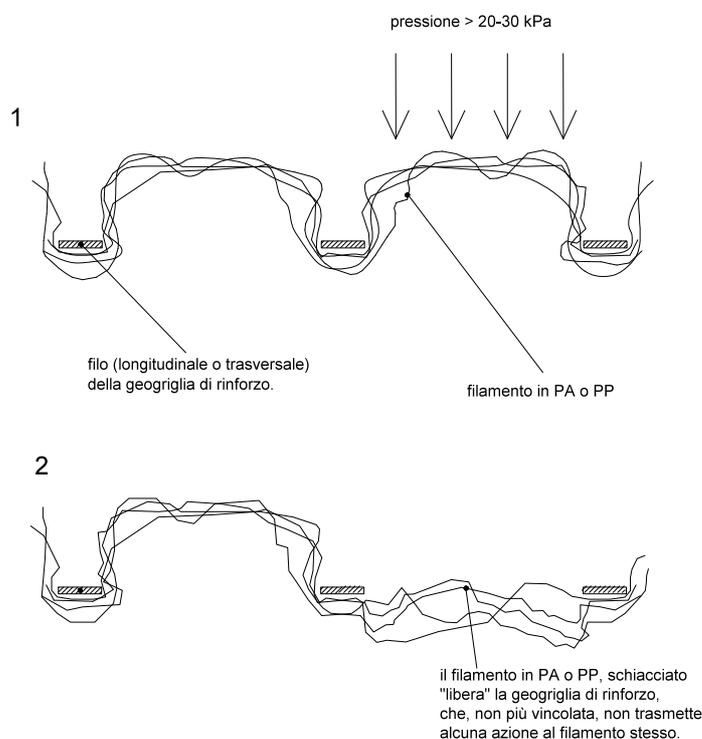


Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

Se si applica un carico, come detto anche molto basso ma più che probabile in una situazione di cantiere, la struttura in Monofilamento in Nylon si comprime, fuoriuscendo addirittura dalla geogriglia stessa, e liberandola.

Non essendo più vincolate tra loro, la struttura tridimensionale diviene pressoché inutile (vedi figura 10).



**Figura 10**

Alla luce di quanto esposto in precedenza, nel caso specifico (vedi figura 9) risulta:

L	$\beta$	W per spinta	W per attrito	N	F <sub>s</sub>	R	P <sub>p</sub>	R <sub>g</sub>	R <sub>picco</sub>
[m]	[°]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
20.00	25.00	416.00	320.00	290.02	175.81	133.18	11.08	54.05	90.08



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

#### 3.2.3.4.4 Ancoraggio in cresta

Le geostuoie, come visto in precedenza, sono soggette a una azione di trazione pari a  $R_g$ .

Per assicurare il necessario ancoraggio alle geostuoia, è necessario che alle estremità delle stesse agisca un sovraccarico tale da impedire lo sfilamento delle stesse.

Sono possibili due soluzioni; l'ancoraggio in trincea o l'ancoraggio mediante semplice stendimento di un tratto orizzontale supplementare sulla porzione sommitale della discarica.

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  
 $\phi_{ss}$  = attrito interno terreno

La struttura aggrovigliata della geostuoia garantisce un  $f_{po} = 2.00$  per geostuoie completamente contenute nel terreno, e pari a 1.00 per geostuoie appoggiate su superfici chiuse.

Nel caso della trincea, 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 sub-orizzontale.

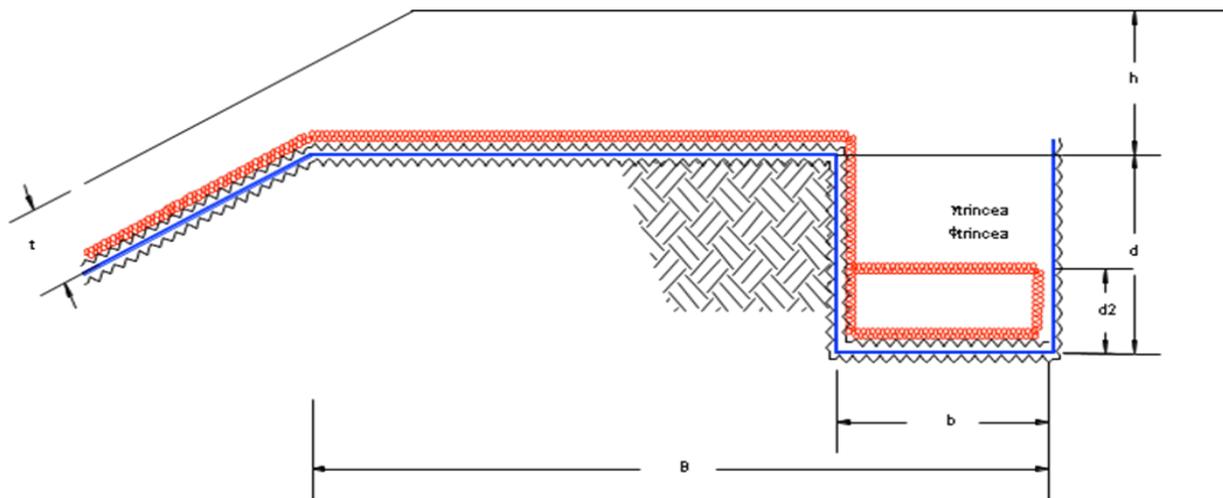
In quanto la trincea dovrà essere scavata all'interno dello strato di argilla, se ne prevede il riempimento con calcestruzzo.

### **DIMENSIONAMENTO ANCORAGGIO CON TRINCEA**

Nella tabella che segue si impiegheranno le seguenti notazioni

Arretramento trincea	B [m]
Larghezza trincea	b [m]
Profondità trincea	d [m]
Spessore riporto in sommità	h [m]





La resistenza di ancoraggio vale

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

da cui si ricava il FS risultante

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

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  $\tan\phi$ .

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 delle membrane.

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

Il FS a taglio (vedi precedente figura 10) si ricava quindi come

$$FS_{\text{taglio}} = FS \times R_{\text{taglio lungo la berma}} / R_g$$

Nel caso di ancoraggio per solo stendimento la verifica a taglio non ha più senso e l'equazione della resistenza di ancoraggio si semplifica in

$$R_{\text{ancoraggio}} = B h \gamma_{\text{equivalente}} \tan\phi_{\text{interfaccia}}$$



*Verifica ancoraggio con trincea*

$\beta$	$R_g$	$R_{picco}$	Prest. Geostuoia(*)	B	b	d	$d_2$	$R_{ancoraggio}$	$FS_{ancoraggio}$	$R_{taglio1}$	$R_{taglio2}$	$FS_{taglio}$
[°]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]		[kN/m]	[kN/m]	
25.00	54.05	90.08	110	4.0	0.50	0.50	0.10	59.21	1.10	56.35	7.11	1.17

*Verifica ancoraggio con sola stesa della stuoia*

$\beta$	$R_g$	$R_{picco}$	Prest. Geostuoia(*)	B	$R_{ancoraggio}$	$FS_{ancoraggio}$
[°]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[kN/m]	
25.00	54.05	90.08	110	7.50	56.57	1.12

(\*) Valore che già considera il fattore di sicurezza richiesto; entrambe le verifiche vengono soddisfatte con l'impiego di una geostuoia da 200 kN/m (tipo Multimat 200 R) e le caratteristiche dimensionali degli ancoraggi sopra riportati.

*3.2.3.5 Verifica sismica*

spessore coltivo	$t_{coltivo}$	1.00	m
peso di volume coltivo	$\gamma_{coltivo}$	16	kN/m <sup>3</sup>
attrito interno coltivo	$\phi_{coltivo}$	28	°
Fattore di sicurezza richiesto		1.1	
$k_h$		0.011	
$k_v$		0.0056	

Valori ridotti come da NTC '08

	M1		
$\delta[\gamma_m]$	24.66	°	attrito interfaccia ridotto
$\gamma[\gamma_m]$	16	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
$\phi'[\gamma_m]$	28.00	°	attrito interno coltivo (M1)
$c'[\gamma_m]$	0	kPa	coesione
	0.5		fattore di riduzione di Pp

*3.2.3.5.1 Forze agenti*

La forza attiva  $F_s$  (Fig. 1) è data dalla componente del peso W e della componente inerziale sismica sul piano di scivolamento.

$$W = \text{peso proprio} \quad [kN/m] = \gamma L t$$

$$F_s = \text{componente lungo il piano} \quad [kN/m] = W \sin \beta + W K_h \cos \beta$$



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

*Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008).* Rev. Luglio 2018

3.2.3.5.2 Forze resistenti

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

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

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

$$R = N \tan \phi \text{ [kN/m]} \quad \text{resistenza per attrito lungo il pendio}$$

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

In condizioni sismiche si modificano le componenti  $F_s$  e R:

$$F_s = W \sin \beta + W K_h \cos \beta \pm W K_v \sin \beta$$

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

$$N = W \cos \beta - W K_h \sin \beta \pm W K_v \cos \beta$$

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	L	$\beta$	W	W1	N	$F_s$	R	$P_p$	$R_g$	$R_{picco}$
	[m]	[°]	[kN/m]							
	20.00	25.00	320.00	320.00	286.85	137.75	131.72	11.08	9.60	11.99
kv verso il basso	L	$\beta$	W	W1	N	$F_s$	R	$P_p$	$R_g$	$R_{picco}$
	[m]	[°]	[kN/m]							
	20.00	25.00	320.00	320.00	290.13	139.28	133.23	11.08	9.79	12.24

Le forze resistenti sono inferiori a quelle agenti ma la tensione della geostuoia selezionata applicando il fattore di sicurezza richiesto è minore che nel caso statico.

Poiché in caso sismico le sollecitazioni sono minori che nel caso statico, non occorre verificare gli ancoraggi essendo quelli del caso statico già adeguati.



### 3.2.4 CONCLUSIONI

Le verifiche appena affrontate hanno evidenziato problematiche e soluzioni differenti in base alle scelte progettuali.

Se la stesa del doppio pacchetto di materiale naturale comporta chiaramente delle difficoltà importanti essenzialmente operative, la sostituzione del materiale granulare drenante con un geocomposito richiede geostuoie relativamente più resistenti e ancoraggi maggiori.

Di seguito è riassunta la soluzione adottata, di più facile e veloce applicazione, sulla quale non sono state avanzate specifiche richieste di chiarimenti/integrazioni dalla citata nota della Provincia di Biella prot. n. 14672 E-XI-2-177 del 15/06/2018.

#### **Soluzione progettuale proposta:**

Sulla base delle geometrie ricevute e delle stratigrafie ipotizzate le coperture risultano essere in condizioni di stabilità inserendo geostuoia con resistenza pari a 110 kN/m.

La geostuoia può essere ancorata in una trincea di dimensioni 500 x 500 mm, arretrata di 400 m dal ciglio, riempita di calcestruzzo, e con geostuoia risvoltata all'interno

#### **OPPURE**

stendendo un tratto orizzontale di 7.50 m sulla sommità al di sotto dello strato di coltivo.

Pavia, luglio 2018



**Dott. Geol. Fabrizio Finotelli**



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).

Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018

## TABULATI DI CALCOLO



Discarica per rifiuti non pericolosi monodedicata per materiali da costruzione contenenti cemento-amianto in loc. Brianco, Comune di Salussola (BI).  
Verifiche di stabilità delle scarpate in fossa e in elevazione (D.M. 14/01/2008). Rev. Luglio 2018

## VERIFICHE DI STABILITÀ – TABULATI DI CALCOLO

### Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	45.425965/8.140134
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	20.7 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	216.38 m
Ascissa vertice destro superiore xs	59.92 m
Ordinata vertice destro superiore ys	236.69 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.16	2.59	0.16
S.L.D.	50.0	0.19	2.56	0.17
S.L.V.	475.0	0.38	2.61	0.28
S.L.C.	975.0	0.45	2.64	0.3

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.288	0.2	0.0059	0.0029
S.L.D.	0.342	0.2	0.007	0.0035
S.L.V.	0.684	0.2	0.014	0.007
S.L.C.	0.81	0.2	0.0165	0.0083

Coefficiente azione sismica orizzontale	0.014
Coefficiente azione sismica verticale	0.007

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	220.2
2	27.0	220.2
3	48.5	235.7
4	60.0	235.7

**Vertici strato 1**

N	X (m)	y (m)
1	0.0	220.2
2	27.0	220.2
3	40.87	230.2
4	60.0	230.2

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.40
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

**Stratigrafia**

Strato	Coesione efficace (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kg/m <sup>3</sup> )	Litologia
1	0	2.54	35	1800	UG1 -Llimo argilloso
2	0.006	0	39.3	1800	UG2 - Sabbia ghiaiosa

**Numero di superfici esaminate....(99)**

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	26.6	219.4	2.7	20.00
2	24.6	220.4	2.6	20.00
3	26.6	221.5	2.5	4.00
4	28.5	220.4	2.6	20.00
5	30.5	221.5	4.0	20.00
6	22.7	223.5	6.5	18.89
7	24.6	222.5	5.5	7.42
8	26.6	223.5	3.8	1.82
9	28.5	222.5	3.1	2.21
10	30.5	223.5	5.3	3.10
11	22.7	225.5	8.9	7.27
12	24.6	224.5	7.1	4.47
13	26.6	225.5	5.5	1.28
14	28.5	224.5	4.9	1.59
15	30.5	225.5	6.5	1.99
16	20.7	226.5	9.9	19.39
17	22.7	227.6	11.0	4.90
18	24.6	226.5	7.5	3.06
19	26.6	227.6	7.7	1.32
20	28.5	226.5	6.7	1.37
21	30.5	227.6	8.4	1.67
22	32.5	226.5	8.7	2.44
23	46.2	227.6	8.9	20.00
24	48.2	226.5	9.5	20.00
25	50.1	227.6	8.6	20.00
26	52.1	226.5	9.9	20.00
27	20.7	228.6	11.8	9.76
28	22.7	229.6	12.7	3.79
29	24.6	228.6	8.7	1.89
30	26.6	229.6	9.7	1.23
31	28.5	228.6	9.1	1.40
32	30.5	229.6	10.3	1.51
33	32.5	228.6	10.6	2.01

---

34	38.4	229.6	12.1	3.26
35	42.3	229.6	11.0	4.86
36	44.2	228.6	8.7	20.00
37	46.2	229.6	6.5	20.00
38	48.2	228.6	7.6	20.00
39	50.1	229.6	6.5	20.00
40	52.1	228.6	8.2	20.00
41	54.0	229.6	8.3	20.00
42	20.7	230.6	13.5	6.99
43	22.7	231.6	14.3	3.07
44	24.6	230.6	10.7	1.38
45	26.6	231.6	12.0	1.28
46	28.5	230.6	10.7	1.26
47	30.5	231.6	12.0	1.41
48	32.5	230.6	12.5	1.80
49	34.4	231.6	14.3	1.98
50	38.4	231.6	11.6	2.38
51	40.3	230.6	13.0	3.14
52	42.3	231.6	9.4	3.19
53	44.2	230.6	13.1	4.46
54	46.2	231.6	13.2	4.83
55	48.2	230.6	5.7	20.00
56	50.1	231.6	4.7	20.00
57	52.1	230.6	6.4	20.00
58	54.0	231.6	6.9	20.00
59	20.7	232.6	15.1	5.25
60	22.7	233.6	14.4	2.39
61	24.6	232.6	13.8	1.70
62	26.6	233.6	14.4	1.33
63	28.5	232.6	13.8	1.41
64	30.5	233.6	14.4	1.39
65	32.5	232.6	13.8	1.59
66	34.4	233.6	14.4	1.68
67	36.4	232.6	13.8	1.98
68	38.4	233.6	11.3	1.86
69	40.3	232.6	9.4	2.29
70	42.3	233.6	6.6	2.11
71	44.2	232.6	8.0	3.43
72	46.2	233.6	5.8	3.76
73	48.2	232.6	11.2	5.75
74	50.1	233.6	8.5	8.35
75	52.1	232.6	5.2	20.00
76	20.7	234.7	16.7	4.18
77	22.7	235.7	17.5	2.16
78	24.6	234.7	15.0	1.27
79	26.6	235.7	15.6	1.11
80	28.5	234.7	15.0	1.24
81	30.5	235.7	17.5	1.49
82	32.5	234.7	16.7	1.60
83	34.4	235.7	15.6	1.53
84	36.4	234.7	13.2	1.64
85	38.4	235.7	11.7	1.57
86	40.3	234.7	9.8	1.77
87	42.3	235.7	7.1	1.51
88	44.2	234.7	5.5	1.96
89	46.2	235.7	4.2	1.81
90	48.2	234.7	4.0	4.38
91	50.1	235.7	8.9	6.09
92	52.1	234.7	7.3	15.26
93	28.5	236.7	16.6	1.17
94	32.5	236.7	16.6	1.37
95	36.4	236.7	12.7	1.36
96	40.3	236.7	8.5	1.26
97	44.2	236.7	5.4	1.22
98	48.2	236.7	3.2	2.62
99	52.1	236.7	6.6	12.38

---

## ASSENZA DI SISMA

### Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

<b>Fs minimo individuato</b>	<b>1.15</b>
Ascissa centro superficie	26.59 m
Ordinata centro superficie	235.68 m
Raggio superficie	15.59 m

$$x_c = 26.586 \quad y_c = 235.677 \quad R_c = 15.586 \quad F_s = 1.155$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.65	-3.7	1.66	227.1	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	241.0	205.5
2	1.65	2.4	1.66	769.76	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	750.1	494.1
3	1.65	8.5	1.67	3855.18	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	3584.6	2101.7
4	1.65	14.7	1.71	6398.37	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	5742.3	3326.6
5	1.65	21.1	1.77	8361.74	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	7330.6	4229.6
6	1.65	27.8	1.87	9677.86	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	8391.4	4835.0
7	1.65	35.0	2.02	10233.11	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	8899.8	5129.4
8	1.65	42.8	2.26	9827.49	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	8726.6	5041.1
9	1.65	51.9	2.68	8067.79	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	7505.9	4366.7
10	1.65	63.7	3.74	3957.41	0.0	0.0	0.0	33.2	0.0	4014.5	2431.2

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

## PRESENZA DI SISMA

### Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

<b>Fs minimo individuato</b>	<b>1.11</b>
Ascissa centro superficie	26.59 m
Ordinata centro superficie	235.68 m
Raggio superficie	15.59 m

$$x_c = 26.586 \quad y_c = 235.677 \quad R_c = 15.586 \quad F_s = 1.111$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1.65	-3.7	1.66	227.1	3.18	1.59	0.0	33.2	0.0	241.6	214.0
2	1.65	2.4	1.66	769.76	10.78	5.39	0.0	33.2	0.0	749.3	513.2
3	1.65	8.5	1.67	3855.18	53.97	26.99	0.0	33.2	0.0	3573.1	2178.4
4	1.65	14.7	1.71	6398.37	89.58	44.79	0.0	33.2	0.0	5712.3	3441.0
5	1.65	21.1	1.77	8361.74	117.06	58.53	0.0	33.2	0.0	7277.8	4366.5
6	1.65	27.8	1.87	9677.86	135.49	67.75	0.0	33.2	0.0	8314.1	4981.5
7	1.65	35.0	2.02	10233.11	143.26	71.63	0.0	33.2	0.0	8798.9	5273.7
8	1.65	42.8	2.26	9827.49	137.58	68.79	0.0	33.2	0.0	8606.6	5170.6
9	1.65	51.9	2.68	8067.79	112.95	56.47	0.0	33.2	0.0	7379.6	4465.7
10	1.65	63.7	3.74	3957.41	55.4	27.7	0.0	33.2	0.0	3925.4	2475.2

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.