

ing. Cesare Castiglia, PMP
via Pietro Giuria 24, 10126, Torino
cesare.castiglia@gmail.com
+39-348-0400219
P.IVA: 11981960013

**Chilivani Ambiente SpA - Impianto di smaltimento controllato per
rifiuti in loc. Córdianu, Ozieri (SS)**

29/06/2024

Verifiche di sicurezza

Relazione di calcolo

Sommario

1. INTRODUZIONE	2
1.2. Documentazione di riferimento	2
1.3. Normativa di riferimento	2
1.4. Parametri geotecnici	2
1.4.1. Resistenza al taglio dei rifiuti	2
1.4.1. Compressibilità e peso di volume dei rifiuti	3
1.2. Parametri dei materiali geosintetici	4
2. PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE E AZIONI SISMICHE DI CALCOLO	5
3. STABILITÀ INTERNA DEL RILEVATO DI MONTE IN TERRA RINFORZATA	6
4. MODELLAZIONE NUMERICA DEL RILEVATO DI DISCARICA	8
4.2. Risultati	10
4.2.1. Considerazioni sugli effetti delle deformazioni	11
4.2.2. Tensioni indotte sul sistema di smaltimento del percolato	13
5. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI VERSANTI	15
6. CONCLUSIONI	16

1. INTRODUZIONE

La Chilivani Ambiente SpA, con sede presso il Centro Servizi nella Z.I.R. Chilivani, 07014 Ozieri (SS), ha incaricato la società A.R.T. studio S.r.l. della discarica di rifiuti urbani ubicata in località "Córdianu" del comune di Ozieri (SS).

Nell'ambito del proprio incarico, la società A.R.T. Studio S.r.l. ha incaricato lo Scrivente di redigere la presente relazione tecnica relativa alle verifiche di sicurezza del nuovo rilevato di rifiuti, con particolare riferimento ai seguenti temi:

- verifiche di stabilità
 - stabilità interna del rilevato perimetrale in terra rinforzata
 - stabilità generale del rilevato di discarica
- verifiche dei sistemi di protezione ambientale
 - verifica della geomembrana di fondo
 - verifiche strutturali del sistema di raccolta del percolato.

1.2. Documentazione di riferimento

La presente relazione fa riferimento agli elaborati progettuali predisposti da A.R.T. Studio S.r.l. ed alle seguenti relazioni specialistiche:

- Relazione Tecnica Sulle Indagini Geofisiche (Tomografia Elettrica- Sismica a Rifrazione- M.A.S.W.) (Geoservice, 2024)

1.3. Normativa di riferimento

- NTC 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 Gennaio 2018.
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7- Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni'

1.4. Parametri geotecnici

Le caratteristiche meccaniche dei terreni che saranno utilizzati per la costruzione della discarica (argini perimetrali e barriere di fondo) sono state descritte mediante parametri assunti dall'esperienza nella costruzione di altre discariche di rifiuti simili.

Come previsto nella relazione di progetto, in corso d'opera sarà necessario eseguire prove in sito ed in laboratorio sui materiali sia in fase di qualificazione sia in fase di esecuzione al fine di verificare che i materiali utilizzati sia conformi alle ipotesi progettuali.

1.4.1. Resistenza al taglio dei rifiuti

Secondo la letteratura tecnica, la resistenza al taglio dei rifiuti varia sensibilmente in base alla merceologia dei rifiuti stessi ed alle modalità di messa in posto e anche la determinazione della stessa mediante prove in sito risente della mancanza di correlazioni specifiche, non essendo applicabili quelle formulate per i terreni naturali. L'incertezza di determinazione è anche maggiore a bassi stati tensionali, nelle quali è determinante l'effetto della suzione dovuta alle condizioni non sature.

Secondo un approccio basato sull'esperienza, come dimostrato anche nella seguente figura, è stato utilizzato il criterio proposto da Bray (2009), secondo il quale:

- la coesione efficace è pari a $c' = 15$ kPa
- l'angolo di attrito interno è pari a $\phi' = 36^\circ$.

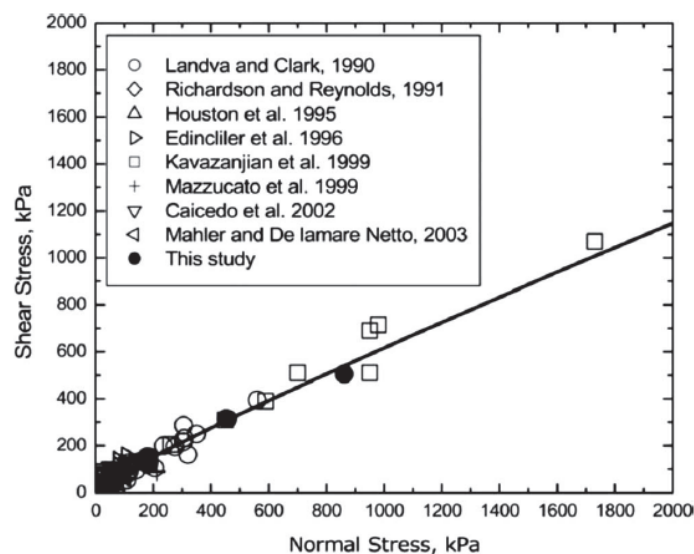


FIGURA 1: RESISTENZA DEI RIFIUTI RSU SECONDO BRAY (2009)

1.4.1. Compressibilità e peso di volume dei rifiuti

Per quanto riguarda il peso di volume dei rifiuti già presenti in sito, sulla scorta delle prove di laboratorio commissionate dalla Chilivani, è stato assunto un valore medio di 0.5 kN/m^3 , indice di una compattazione meccanica bassa o assente in fase di abbancamento. Per i rifiuti di nuovo conferimento è stato ipotizzato un peso di volume pari a 10 kN/m^3 .

In assenza di informazioni di dettaglio sullo stato di esaurimento dei fenomeni di mineralizzazione all'interno dei rifiuti già abbancati in sito, si assume che i cedimenti dilazionati nel tempo della base di imposta della nuova discarica possano essere trascurati e che, nell'ambito del presente studio, la deformabilità dei rifiuti è di interesse limitatamente agli aspetti di compressibilità meccanica, comunemente indicata come "short term" (di breve periodo).

La rigidità dei rifiuti è affetta da incertezze del tutto simili a quelle che contraddistinguono la caratterizzazione della resistenza al taglio, esposte al paragrafo precedente. Nell'ambito della letteratura tecnica sono presenti numerosi studi basati su casi reali che propongono correlazioni tra la velocità delle onde di taglio misurata nei rifiuti e le caratteristiche di compressibilità.

In particolare, facendo riferimento a Zekkos (2014) e Kola (2023) possono essere identificate le seguenti correlazioni che legano il coefficiente di compressibilità primaria C_c' (e quindi il modulo edometrico $M=Ed$) alla velocità delle onde di taglio V_s ed alla tensione media p ed alla pressione atmosferica $P_a=0.10 \text{ MPa}$

$$C_c' = a \exp(-bV_s)$$

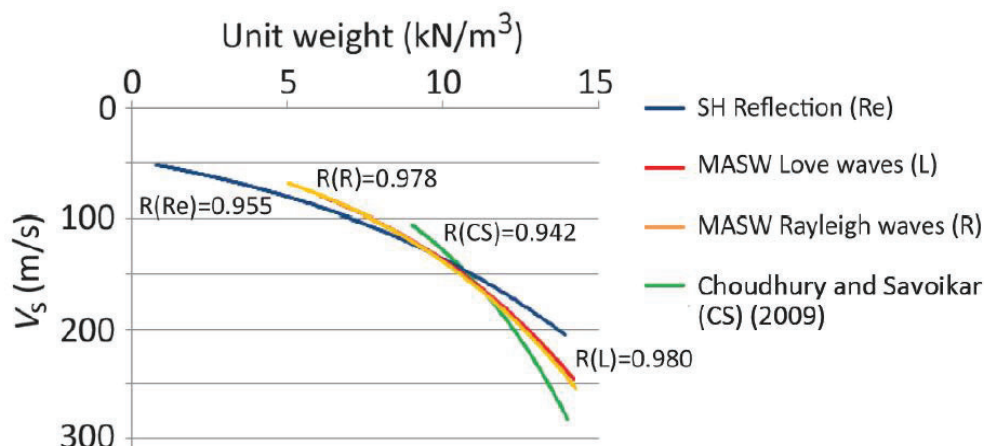
$$a = 2.56399 \times 10^{-1} (p'/P_a)^{(-0.76/(p'/P_a))}$$

$$b = 8.5541 \times 10^{-3} (p'/P_a)^{(-0.36/(p'/P_a))}$$

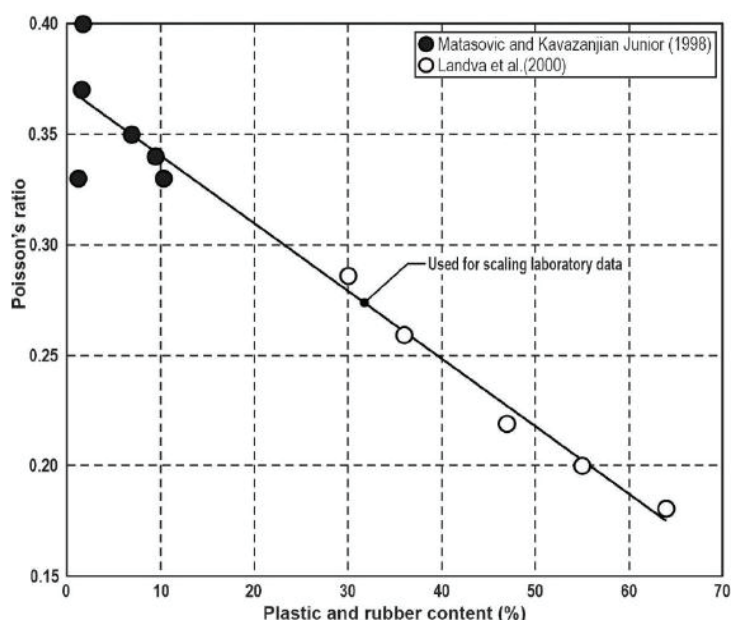
$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3,$$

$$M = 2.303\sigma_v' / C_c',$$

Per rifiuti con un peso di volume pari a 5 kN/mc si può assumere una velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ordine di 80-100 m/s, come illustrato nella figura seguente. (Chodbury, 2009)



Il coefficiente di Poisson dei rifiuti varia in funzione del contenuto in gomma e plastica (Landva, 2000) e per il caso in esame è stato assunto per $\nu=0.25$





Si si può calcolare il valore del modulo edometrico ad una profondità pari a quella media dello spessore di rifiuti nella sezione di verifica (15m), ottenendo un modulo edometrico $M=0.6$ MPa. Il modulo di Young è correlato al modulo edometrico dall'espressione:

$$E_{yo} = \frac{M(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

Nelle condizioni di calcolo sopra espote, il modulo elastico medio dei rifiuti oggetto di sopraelevazione è quindi pari a $E = 0.48$ MPa. Per i rifiuti di futuro abbancamento è stato seguito il medesimo procedimento assumendo un peso di volume pari a 10 kN/m³, ottenendo un modulo elastico $E=3$ MPa.

1.2. Parametri dei materiali geosintetici

I parametri dei materiali geosintetici (Geomembrana in HDPE e geogriglie di rinforzo) sono stati assunti sulla base delle indicazioni delle schede tecniche dei prodotti diffusi in commercio e riassunte nella seguente tabella:

Liner Name	Liner Color	Liner Type	Tensile Modulus (MN/m)	Tensile Strength (peak) (MPa)	Tensile Strength (residual) (MPa)
HDPE		Geosynthetic	0.4	0.0425	0.0425
Geogriglie		Geosynthetic	0.5	0.045	0.045

Si specifica che:

- i parametri relativi alla geomembrana in HDPE sono relativi alla resistenza a snervamento del materiale, mentre quella a rottura è pari a 0.065 MPa/m.
- i parametri relativi alle geogriglie sono pari al valore nominale di calcolo, che comprende anche i coefficienti di riduzione delle resistenze (il cui prodotto è pari circa a 1.8)

2. PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE E AZIONI SISMICHE DI CALCOLO

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni introducono il concetto di pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La “pericolosità sismica di base”, è pertanto l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni e alle strutture.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica viene data su un reticolo di riferimento composto da 10751 punti in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale ed è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1.mi.ingv.it/>).

Le stesse N.T.C. forniscono, per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_r considerati dalla pericolosità sismica, tre parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno (espressa in g/10);
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Da un punto di vista normativo, pertanto, la pericolosità sismica di un sito non è sintetizzata più dall'unico parametro (a_g), ma dipende dalla posizione rispetto ai nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, dalla vita nominale e dalla classe d'uso dell'opera.

I valori di F_0 , a_g e TC^* , per le isole sono tabellati in funzione dei T_r ed allegati alla norma NTC e sono validi per tutte le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri. Gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di a_g , F_0 , TC^* uniformi su tutto il territorio di ciascuna isola. I valori di tali dati sono riportati nella tabella seguente.

	a_g	F_0	TC^*
TR=30	0,186	2,61	0,273
TR=50	0,235	2,67	0,296
TR=72	0,274	2,70	0,303
TR=101	0,314	2,73	0,307
TR=140	0,351	2,78	0,313
TR=201	0,393	2,82	0,322
TR=475	0,500	2,88	0,340
TR=975	0,603	2,98	0,372
TR=2475	0,747	3,09	0,401

L'amplificazione stratigrafica per il sito in esame è variabile a seconda del cinematisimo considerato:

- se si considera l'intero rilevato di rifiuti, si può assumere che sia fondato direttamente su suolo rigido;

- la parte di rifiuti in sopraelevazione è posizionata su oltre 30m di rifiuti a bassa velocità di propagazione delle onde di taglio. In assenza di valutazioni più approfondite si assume la massima amplificazione stratigrafica, pari a $S_s=1.8$

Trattandosi di un rilevato costruito in versante, si assume anche una amplificazione topografica pari a $ST=1.2$

Nel caso più gravoso si ha pertanto:

- $a_{max}=S_s \times ST \times a_g = 1.8 \times 1.2 \times 0.5 = 1.08$
- $k_h = b \times a_{max} / g = 0.04$
- $k_v = 0.5 \times k_h = 0.02$

3. STABILITÀ INTERNA DEL RILEVATO DI MONTE IN TERRA RINFORZATA

Per un terreno di riempimento uniforme, esiste un angolo limite di pendenza limite fino alla quale una pendenza non rinforzata può essere costruita in sicurezza. Per un materiale non coesivo e asciutto, l'angolo limite della pendenza è uguale all'angolo di attrito del suolo. Una pendenza con un angolo maggiore dell'angolo limite di pendenza è una pendenza ripida; per costruire un terrapieno con una pendenza ripida è necessario fornire alcune forze aggiuntive per mantenere l'equilibrio.

Il metodo più semplice è posizionare orizzontalmente alcuni strati di rinforzo nella pendenza in modo che i rinforzi possano resistere alle forze orizzontali, aumentando così le tensioni di taglio ammissibili. Le forze che devono essere applicate al suolo per mantenere l'equilibrio possono essere sommate in una forza lorda che lavora in direzione orizzontale, ovvero la direzione del rinforzo.

Per la verifica della possibilità di costruire un rilevato rinforzato con pendenza del paramento pari a 70° sono stati utilizzati gli abachi proposti da Jewell (1991). Questi abachi, definiti per diversi valori del rapporto delle pressioni interstiziali r_u (i.e., 0.0, 0.25 e 0.50) permettono, noti il valore della pendenza del paramento β e l'angolo di attrito interno del materiale ϕ , di calcolare i seguenti coefficienti:

- Reazione orizzontale richiesta (K_{req}) ai geosintetici per contrastare le spinte orizzontali, legata alla resistenza a trazione dalla relazione $P_a=0.5 \times k_{req} \times \gamma \times H^2$ dove H è l'altezza del rilevato g il peso di volume del terreno di riempimento. La resistenza richiesta al singolo rinforzo, ipotizzando l'impiego di rinforzi uguali e con spaziatura costante d , è quindi pari a $T=P_a/(H/d)$
- Rapporto tra lunghezza dei rinforzi (L) e altezza (H) per prevenire l'instabilità interna $(L/H)_{ovrl}$
- Rapporto tra lunghezza dei rinforzi (L) e altezza (H) per prevenire lo scorrimento sui piani di rinforzo $(L/H)_{ds}$

Nella figura alla pagina seguente si riportano le condizioni assunte alla base del calcolo e gli abachi progettuali utilizzati per il dimensionamento. In particolare, si specifica che:

- per quanto riguarda i geosintetici di rinforzo è stato selezionato un geosintetico tipo Maccaferri Green Terramesh con resistenza nominale pari a 50 kN/m;
- il materiale di riempimento è stato ipotizzato di tipo alleggerito (argilla espansa tipo LECA o materiale di simili prestazioni) con angolo di attrito interno pari a 40° e peso di volume pari a 0.68 kN/m³.

Si osserva che le lunghezze minime per il controllo dell'instabilità interna sono controllate dal requisito per lo scivolamento generale $(L/H)_{ovrl}$, che risulta dimensionante per il caso specifico, mentre requisito di resistenza è ampiamente compreso entro le prestazioni nominali dei geosintetici selezionati.

Si osserva tuttavia che il rilevato in terra armata previsto in progetto non ricopre una funzione di supporto, essendo costruito in aderenza alla parete rocciosa retrostante, ed ha dimensioni largamente sufficienti a garantirne la stabilità nei confronti dei cinematismi di rottura interni. Tuttavia, poiché i cedimenti derivanti dalla compressione dei rifiuti possono dare luogo a rotazioni del piano di imposta ed a conseguente instabilità del

manufatto, si raccomanda di costruire il rilevato per sopraelevazioni successive seguendo l'abbancamento dei rifiuti, mantenendo l'altezza fuori terra a quote non superiori a 2.5m rispetto al piano dei rifiuti adiacenti.

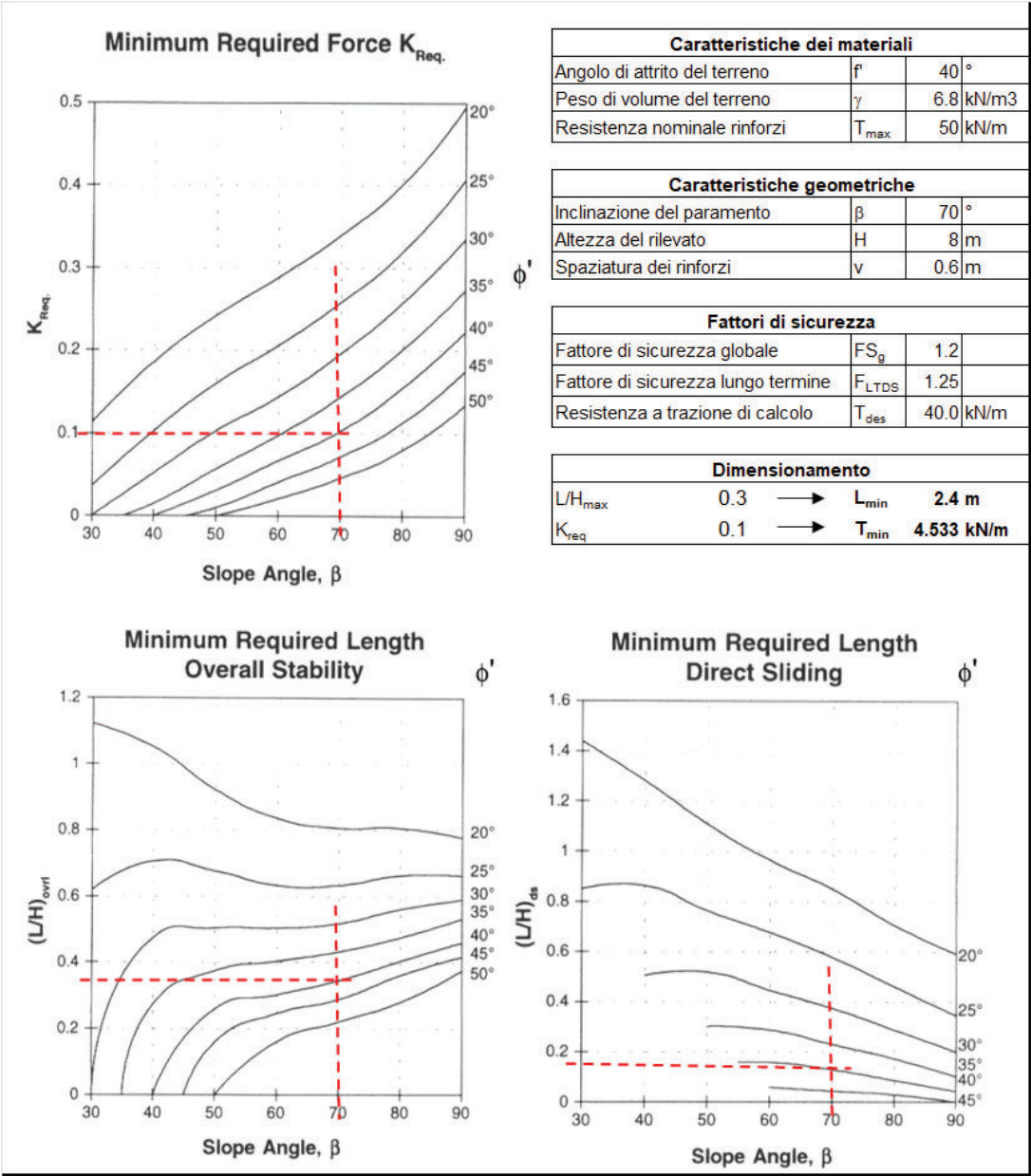


FIG. 1: VERIFICA INTERNA TERRA RINFORZATA

4. MODELLAZIONE NUMERICA DEL RILEVATO DI DISCARICA

È stato preparato un modello numerico della discarica lungo una sezione tipologica rappresentativa del rilevato di discarica mediante una simulazione completa in campo bidimensionale basata sul metodo degli elementi finiti mediante il software RS2 della Rocscience.

Il modello numerico è stato utilizzato al fine di:

- ottenere una previsione dei cedimenti elastici in corrispondenza dei fondi di discarica e delle distorsioni angolari indotte al fine della verifica della sicurezza delle barriere ambientali;
- stimare il carico verticale agente sulle tubazioni per la gestione del percolato installate sul fondo della discarica esistente al fine della verifica della sicurezza strutturale delle stesse;

Nelle figure seguenti è illustrata la sezione di calcolo, ubicata nel settore est della discarica in prossimità della Sezione 6 di progetto.



FIG. 2: UBICAZIONE DELLA SEZIONE DI CALCOLO

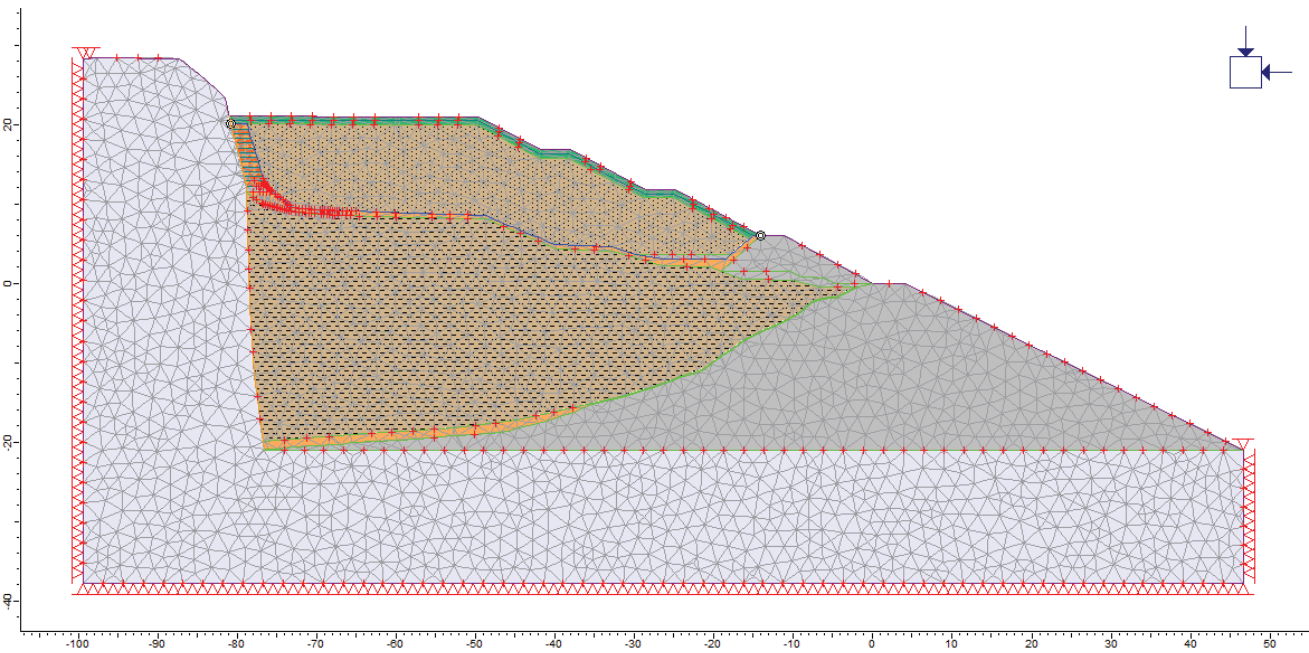


FIG. 3: DISCRETIZZAZIONE FEM

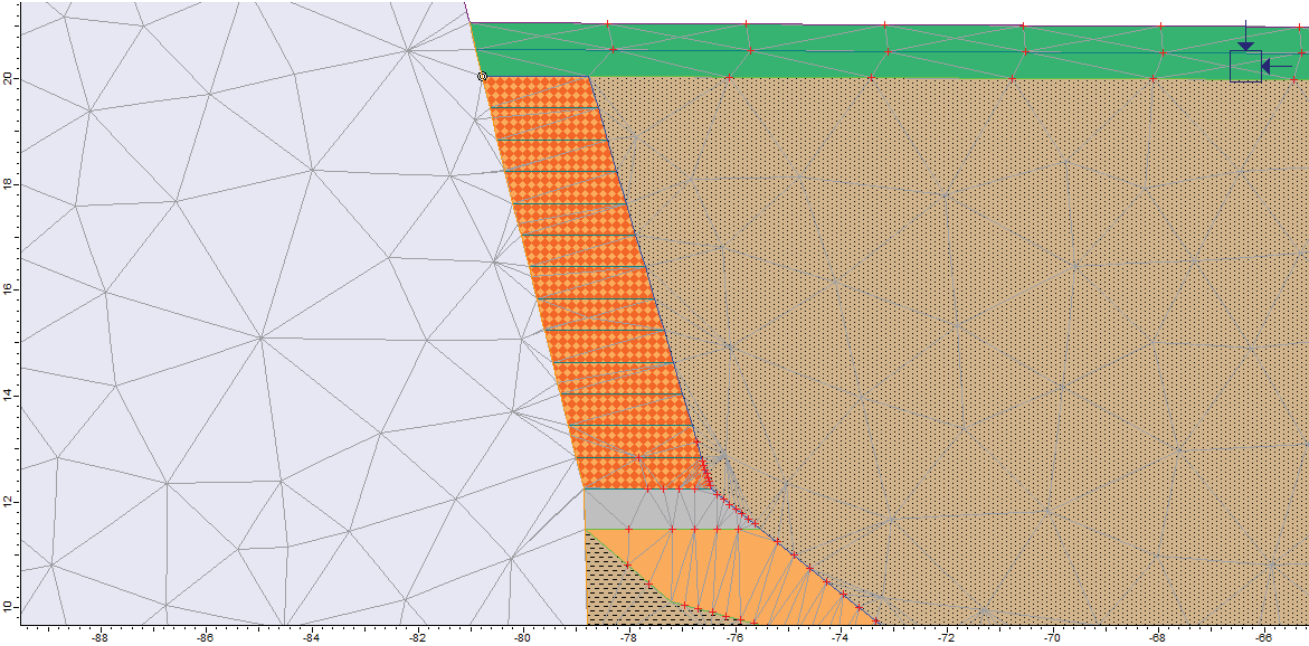


FIG. 4: DETTAGLIO DELL'ARGINE IN TERRA RINFORZATA

Material Name	Material Color	Unit Weight (MN/ m3)	Poisson's Ratio	Young's Modulus (MPa)	Peak Tensile Strength (MPa)	Peak Friction Angle (degrees)	Peak Cohesion (MPa)	Dilation Angle (degrees)
Bedrock		0.027	0.3	20000	0	35	10.5	
LECA		0.0068	0.3	10	0	40	0	
ToutVenant		0.018	0.3	100	0	42	0.002	0
Rifiuti OLD		0.005	0.25	0.5	0	36	0.015	5
Rifiuti NEW		0.01	0.4	3	0	36	0.015	5
Argilla		0.027	0.3	50	0	28	0.05	0
Vegetale		0.02	0.3	50	0	36	0.005	0

FIG. 5: LEGENDA CROMATICA E PARAMETRI MECCANICI DEI MATERIALI

4.2. Risultati

Nei paragrafi seguenti si illustrano gli esiti della simulazione ad elementi finiti, con dettaglio sui temi di rilevanza progettuale (cedimenti delle barriere di fondo, tensioni sui geosintetici).

Nella figura seguente sono riportati, sotto forma di campitura a colori e di valori puntuali, i cedimenti verticali previsti al termine della costruzione della copertura del lotto in sopraelevazione.

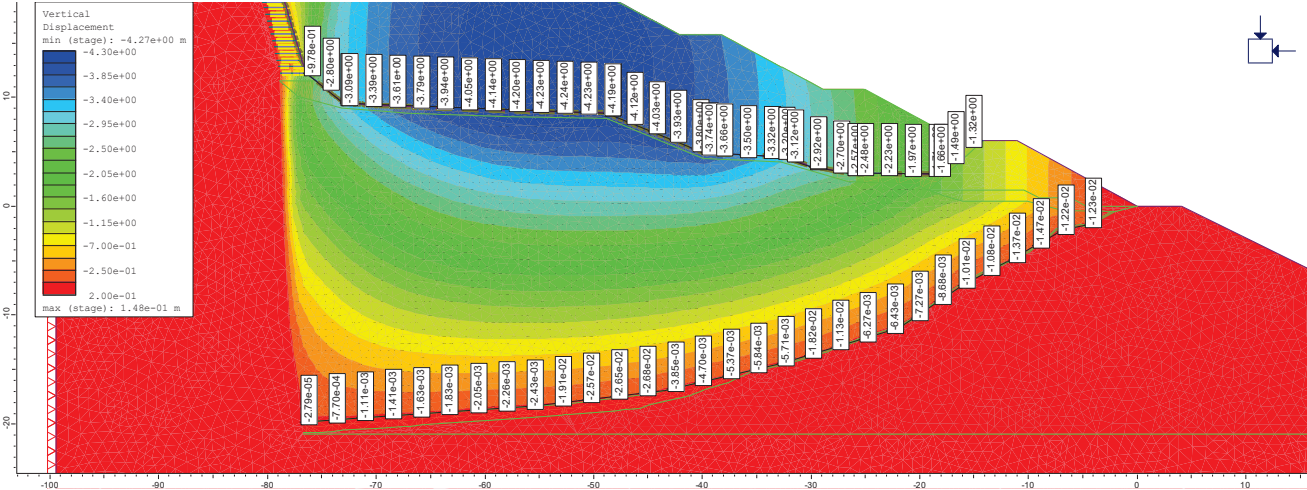


FIGURA 2: CEDIMENTI VERTICALI IN CORRISPONDENZA DELLE BARRIERE DI FONDO

Gli effetti dei cedimenti in termini di tensioni indotte sulla geomembrana in HDPE installata sul fondo del lotto in sopraelevazioni sono riportati, in termini di tensioni di trazione, nelle figure seguenti.

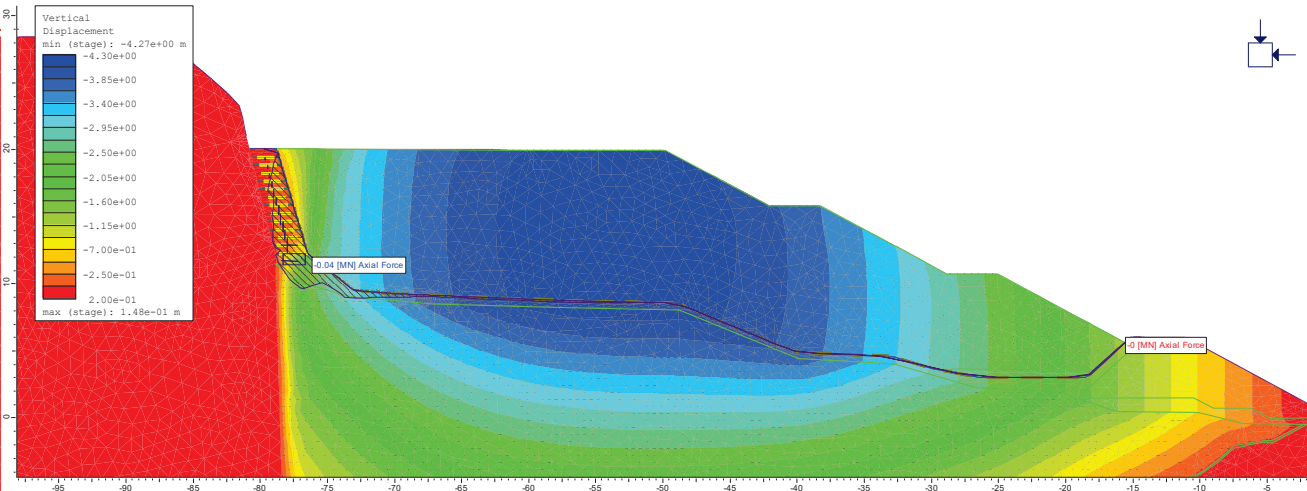


FIGURA 3: CEDIMENTI E TRAZIONE NELLA GEOMEMBRANA

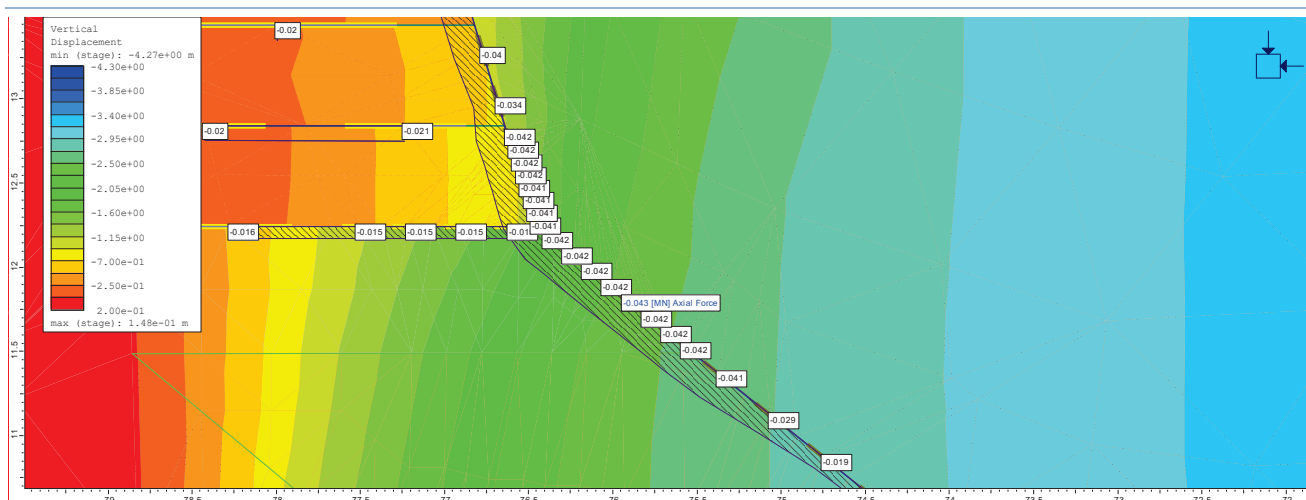


FIGURA 4: CEDIMENTI E TRAZIONE NELLA GEOMEMBRANA (DETTAGLIO)

Nella seguente figura si riportano i valori della tensione verticale indotta al termine della costruzione in corrispondenza dei fondi dei due lotti.

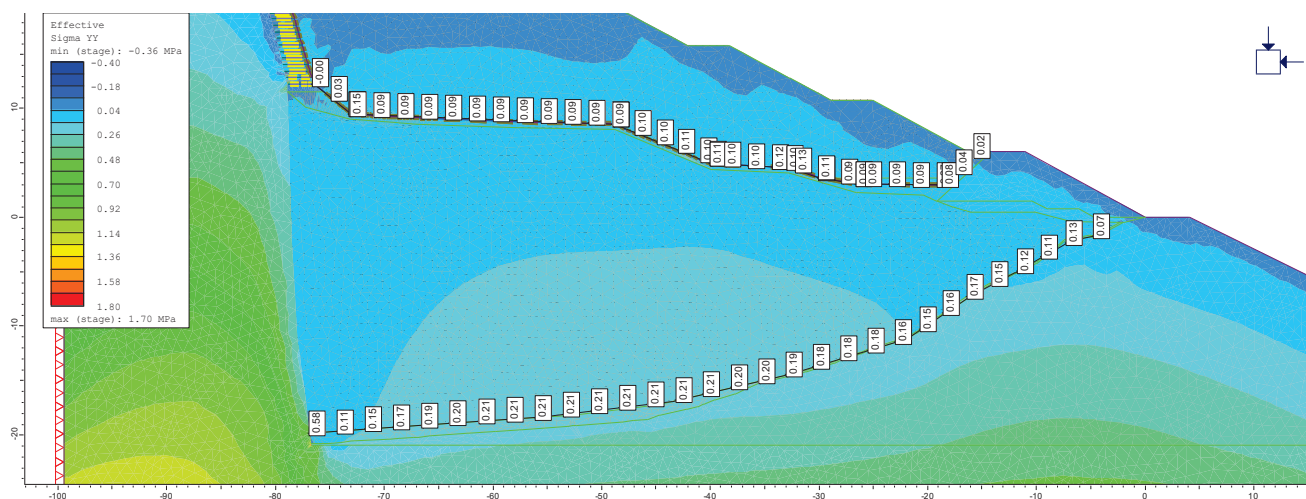


FIGURA 5: TENSIONE VERTICALE

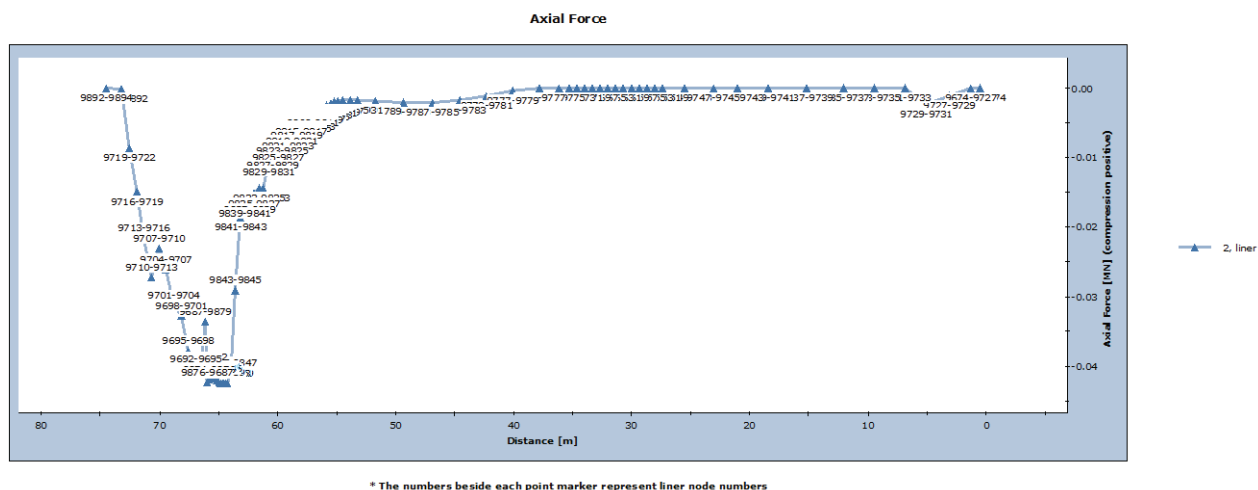
4.2.1. Considerazioni sugli effetti delle deformazioni

Per la valutazione dell'ammissibilità dei cedimenti calcolati sulle prestazioni delle barriere ambientali sono stati utilizzati i seguenti criteri:

- per quanto riguarda l'effetto sulle geomembrane in HDPE, la tensione calcolata è stata comparata con i valori limite a snervamento ed a rottura;
- per quanto riguarda l'effetto delle distorsioni angolari sugli strati di argilla compattata, il valore della distorsione angolare ammissibile ($\text{cedimento}/\text{distanza} = \epsilon/L_0$) è stato posto pari a 9.5% sulla base delle evidenze di letteratura basate su test in centrifuga (Jessberger, 1991);
- il raggio di curvatura ammissibile per tubazioni in PEAD è funzione del rapporto dimensionale normalizzato $\text{SDR} = d_n/e_n$, dove d_n è il diametro esterno nominale e e_n lo spessore di parete. In base alle indicazioni riportate nelle schede tecniche dei prodotti più diffusi si può assumere $r_{\text{amm}} = 25 \times d_n$ per tubazioni con SDR inferiore a 17. Su di un tratto di tubazione di lunghezza $L < r_{\text{amm}}$, ipotizzando l'assenza di deformazioni longitudinali, l'angolo massimo di deformazione può essere assunto pari a $\alpha = L/r_{\text{amm}}$. Il cedimento differenziale ammissibile Δc fra le estremità del tratto di tubazione considerato, è quindi pari a $\Delta c = r_{\text{amm}} - r_{\text{amm}} \times \sin(90-\alpha) = r_{\text{amm}} - r_{\text{amm}} \times \cos(\alpha) = r_{\text{amm}} [1 - \cos(L/r_{\text{amm}})]$

Di seguito si riportano i dettagli delle valutazioni effettuate.

- tensioni sulla geomembrana: come evidenziato nella figura seguente, le tensioni di trazione sulla geomembrana sono ovunque inferiori al limite di snervamento (0.0425 MN/m), anche se valori prossimi al limite (ma comunque inferiori al valore a rottura) possono essere previsti in corrispondenza del punto angoloso alla base della parete in terra rinforzata. Si raccomanda pertanto di prevedere nel punto specifico la costruzione di un raccordo del telo evitando giunzioni ad angolo.



- Cedimenti differenziali dell'argilla del lotto esistente: come apprezzabile dalla figura seguente, i cedimenti indotti nel fondo della discarica esistente e quindi le relative distorsioni sono trascurabili.

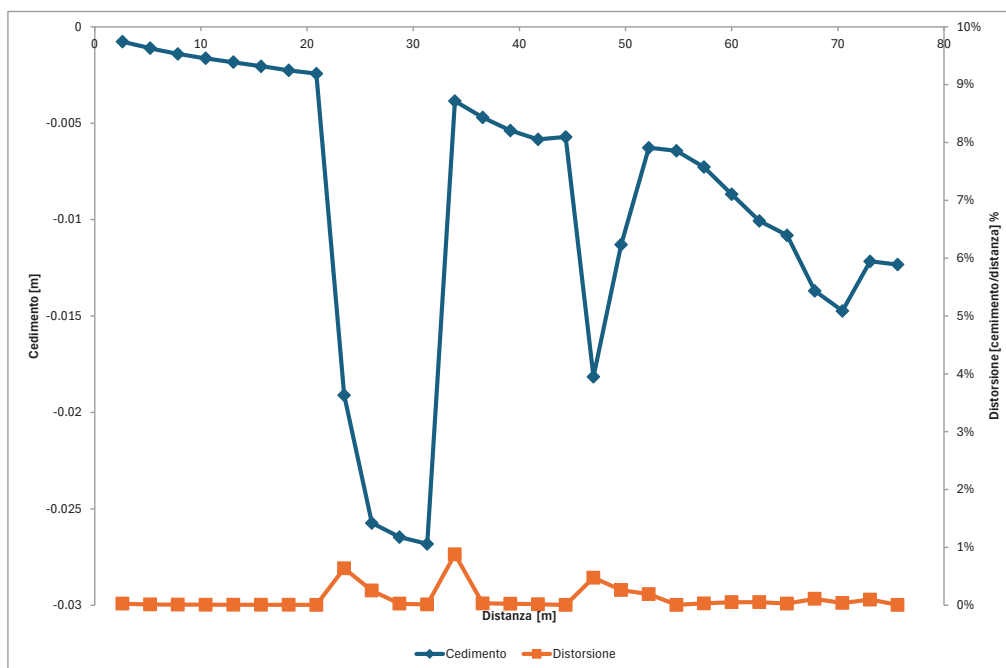


FIGURA 7: CEDIMENTI E DISTORSIONI DEL FONDO DEL LOTTO ESISTENTE

- Distorsioni indotte sulle tubazioni: essendo i cedimenti del fondo della discarica attuale trascurabili, non si prevedono danneggiamenti delle tubazioni esistenti a causa di distorsione indotte dalla lotto in sopraelevazione.

4.2.2. Tensioni indotte sul sistema di smaltimento del percolato

La verifica è stata condotta su tubazioni $\Phi 200-300$ mm PN10, in corrispondenza del punto di massima copertura, considerando che sulla sezione delle tubazioni il carico verticale calcolato dal modello numerico, rappresentate nella figura seguente.

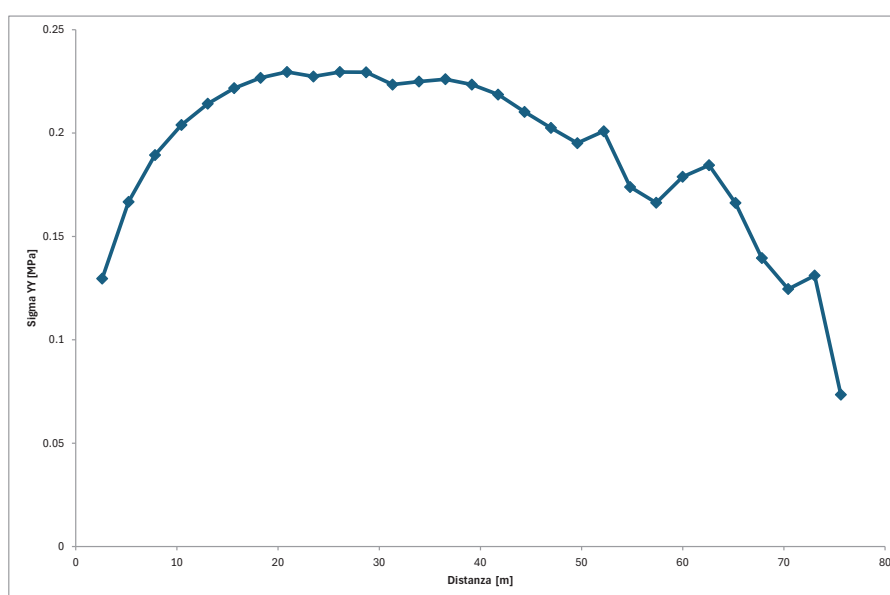


FIGURA 8: TENSIONE VERTICALI SUL FONDO DELLA DISCARICA ESISTENTE

Per la verifica della deformabilità del tubo è stata utilizzata la formula di Spangler, valida nell'ipotesi di un anello elastico semplicemente appoggiato lungo la generatrice inferiore e sottoposto ad un carico sull'intera semisezione del tubo:

$$RD = \frac{0.083D^3 \cdot (Q \cdot D)}{8 \cdot E \cdot \frac{s^3}{12} + 0.061 \cdot E' \cdot D^3} \cdot \frac{1}{D} \%$$

in cui:

- RD deformazione percentuale del diametro
- D diametro medio del tubo
- E modulo di elasticità del tubo
- E' modulo di reazione orizzontale del terreno
- s spessore del tubo
- Q carico verticale agente

La verifica è soddisfatta se il rapporto di deformazione RD (calcolato rispetto al diametro medio del tubo) è inferiore al 5% (Norma ANSI/AWWA C951/1981).

Nel calcolo sono stati introdotti i seguenti parametri:

- D diametro medio del tubo = 200-300 mm
- E modulo di elasticità del tubo = 1000 N/mm²
- E' modulo di reazione orizzontale del terreno = 20 N/mm²
- s spessore del tubo = 12-19 mm
- Q carico verticale agente = 229 kN/m²

Per la verifica a schiacciamento occorre invece controllare che il fattore di sicurezza FS derivante dal rapporto tra la pressione critica del tubo ($P_{critica}$) e pressione di esercizio ($P_{esercizio}$) sia superiore a 2 (Moser, 1990):

$$FS = \frac{P_{critica}}{P_{esercizio}} \geq 2.$$

Per il calcolo della pressione critica ammissibile per il tubo si è applicata la seguente formula (Meyerhof e Baïke, 1963):

$$P_{critica} = 2 * \left\{ \left[\frac{E'}{1 - \mu^2} \right] \cdot \left[\frac{EI}{r^3} \right] \right\}^{1/2}$$

i cui fattori sono gli stessi citati in precedenza.

La tabella sottostante riporta i valori numerici delle verifiche effettuate come descritto ai paragrafi precedenti, che risultano tutte soddisfatte.

Verifica schiacciamento

Carico critico (prim.)	3859	kPa
Carico critico (second.)	3558	kPa
Carico max (Q_{max})	229	kPa
F.S. (primarie)	16.8	> 2
F.S. (secondarie)	15.5	> 2

Verifica ovalizzazione

RD (primarie)	1.368	%
RD (secondarie)	1.393	%
RD ammissibile	5	%
Verifica (primarie)	Superata	
Verifica (second.)	Superata	

5. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI VERSANTI

Le verifiche sono state eseguite mediante il metodo dell'equilibrio limite globale, soluzione di Morgenstern e Price (GLE) con il codice Slide della Rocscience.

Il DM 17 gennaio 2018 prescrive di considerare nello sviluppo delle verifiche i valori di progetto sia delle proprietà geomeccaniche, sia delle azioni gravanti, determinati applicando ai valori caratteristici, in funzione della combinazione indicata dalla normativa, i coefficienti parziali riportati nelle successive Tabella 1 e Tabella 2.

Nel caso statico le verifiche sono sviluppate, in accordo a quanto previsto dal paragrafo 6.8 della normativa relativo alle opere di materiali sciolti e fronti di scavo, secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), con un coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza $\gamma_R = 1.1$.

Per la verifica in condizioni sismiche, facendo riferimento a quanto riportato nel paragrafo 7.11.4 della normativa, devono essere posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici, impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_e)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{c1}

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I delle NTC 2018).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle NTC 2018).

Dal punto di vista analitico, poiché la fattorizzazione dei parametri caratteristici del criterio di Hoek e Brown non è dettagliata nella normativa, le verifiche sono state eseguite con riferimento ai parametri caratteristici dell'ammasso roccioso (non fattorizzati) riguardando i seguenti fattori di sicurezza minimi:

- nel caso statico: $FS_{min} = \gamma_{\varphi, c} \times \gamma_r = 1.375$

- nel caso sismico: $FS_{min} = 1.2$

Le figure seguenti riportano i risultati delle simulazioni eseguite nelle due sezioni di calcolo, sia per il caso statico che per il caso dinamico pseudostatico (sismico), evidenziando per ciascuna la superficie a minor fattore di sicurezza.

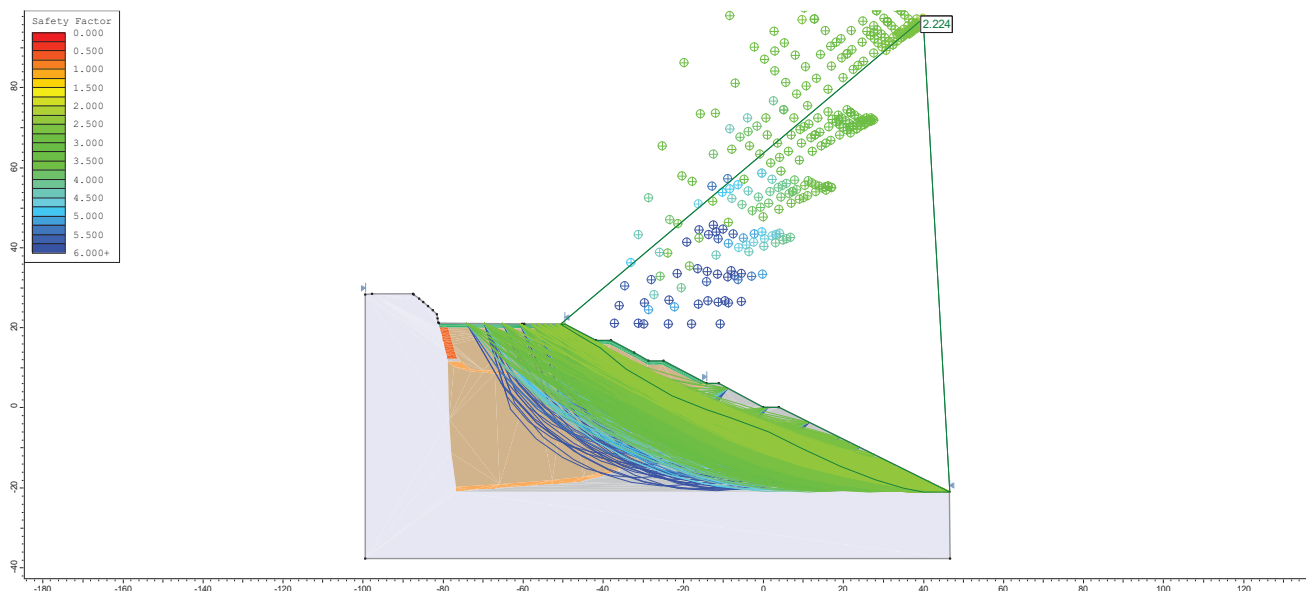


FIGURA 9: STABILITÀ DEI VERSANTI - CASO STATICO - $FS_{min}=2.224$

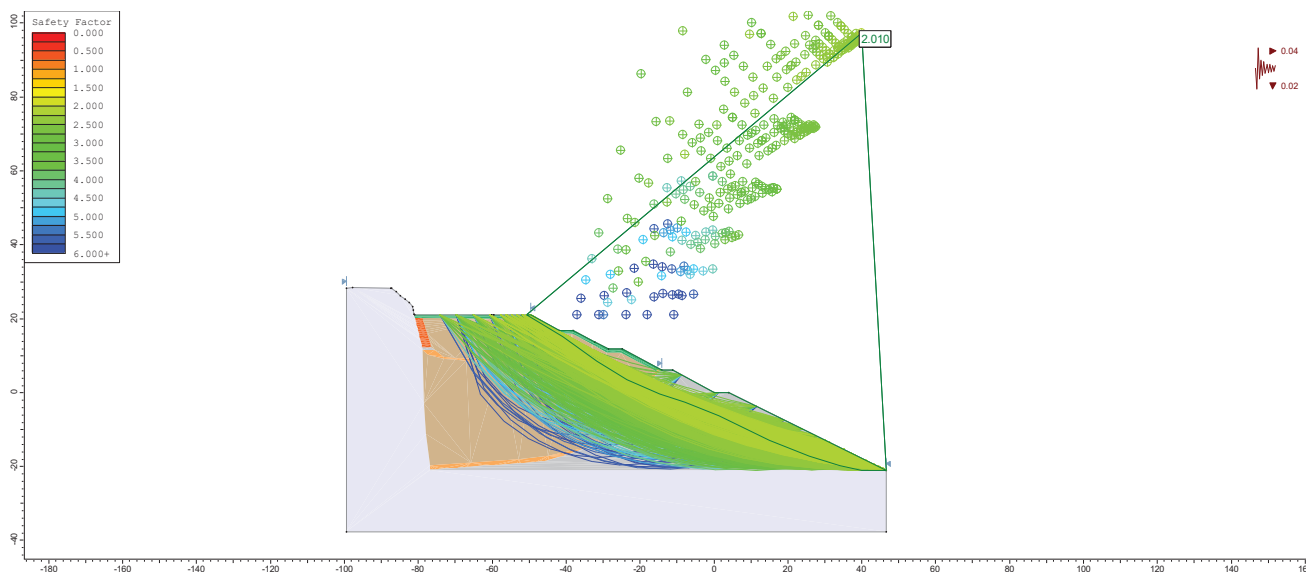


FIGURA 10: STABILITÀ DEI VERSANTI - CASO SISMICO - $FS_{min}=2.010$

I fattori di sicurezza sono superiori ai minimi disposti dalla normativa vigente e la verifica della stabilità generale è quindi positivamente soddisfatta.

6. CONCLUSIONI

Nella presente relazione di calcolo, redatta ai sensi della normativa vigente, sono descritte le verifiche di sicurezza eseguite relativamente all'impianto di discarica in parola e sono commentati gli esiti delle stesse.

Le verifiche di sicurezza statica hanno fornito esito positivo e si raccomanda quanto segue:

- poiché i cedimenti derivanti dalla compressione dei rifiuti potrebbero dare luogo a rotazioni del piano di imposta ed a conseguente instabilità del manufatto, si raccomanda di costruire il rilevato in terra rinforzata adiacente alla parete rocciosa di monte procedendo per sopraelevazioni successive che seguano l'abbancamento dei rifiuti, mantenendo l'altezza fuori terra del rilevato a quote non superiori a 2.5m rispetto al piano dei rifiuti adiacenti;
- a causa della bassa compattazione dei rifiuti che costituiscono la discarica esistente, si stima che, come esito dei cedimenti indotti dalla costruzione del nuovo lotto:
 - le tensioni di trazione sulla geomembrana del fondo della nuova discarica possano localmente raggiungere valori prossimi al limite di snervamento, rimanendo comunque inferiori al limite a rottura, in particolare in corrispondenza del punto angoloso alla base della parete in terra rinforzata. Si raccomanda pertanto di prevedere nel punto specifico la costruzione di un raccordo del telo evitando giunzioni ad angolo;
 - le distorsioni angolari indotte nel fondo in argilla della nuova discarica possano localmente raggiungere valori superiori ai massimi raccomandati dalla letteratura tecnica, con relativo possibile aumento dei valori di permeabilità. Si raccomanda pertanto l'aggiunta di un geocomposito bentonitico con spessore minimo di 2mm ad integrazione della barriera minerale per compensare l'effetto di eventuali danneggiamenti localizzati.