

COMUNE DI ALESSANDRIA

**CAVA LA BOLLA – SPINETTA MARENGO
DISCARICA PER PIETRISCO
FERROVIARIO CONTENENTE AMIANTO**

RELAZIONE GEOTECNICA

SILPDUE S.R.L.



SILPDUE S.R.L.



CAVA LA BOLLA – SPINETTA MARENGO (AL)

DISCARICA PER PIETRISCO FERROVIARIO CONTENENTE AMIANTO

RELAZIONE GEOTECNICA

DOCUMENTO FIRMATO DIGITALMENTE DALL'ING. GIOVANNI FERRO
ISCRITTO ALL'ORDINE DEGLI INGEGNERI DI SAVONA N. 637

DOCUMENTO FIRMATO DIGITALMENTE DALL'ING. MARIO MANASSERO
ISCRITTO ALL'ORDINE DEGLI INGEGNERI DI TORINO N. 6134Y

Doc. N. A23-008/ R06-1
3 Aprile 2025

INDICE

1.	BIBLIOGRAFIA	2
2.	PREMESSA	3
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	5
3.1	Dati geotecnici pregressi	5
3.2	Nuove Indagini eseguite in sito	6
3.2.1	Ricostruzione stratigrafica	8
3.2.2	Prove penetrometriche dinamiche SPT	8
3.2.3	Prove MASW	11
3.3	Prove geotecniche di laboratorio	12
3.4	Modello geotecnico	14
4.	BARRIERA DI IMPERMEABILIZZAZIONE	15
5.	VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICA	17
5.1	PARAMETRI GEOTECNICI	20
5.2	AZIONE SISMICA	21
5.3	VERIFICA DELLE SPONDE DELL'INVASO	22
5.4	VERIFICHE DELL'ABBANCAMENTO IN FASE DI COLTIVAZIONE	23
5.5	VERIFICA GLOBALE DELL'ABBANCAMENTO DI RIFIUTI	25
5.6	VERIFICA DELLA COPERTURA FINALE DELL'IMPIANTO	27
6.	ANALISI DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE DELLA DISCARICA	32
7.	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	35
8.	CONCLUSIONI	38

1. BIBLIOGRAFIA

- Booker, J. R., Brachman, R., Quigley, R. M., & Rowe, R. K. (2004). Barrier systems for waste disposal facilities. Crc Press.
- Cazzuffi, D., Recalcatti, P., Calvarano, L. S., & Marelli, S. (2022). A review of direct shear and inclined plane tests results for different interfaces in landfill capping. *Detritus / Volume 20 - 2022* / pages 100-111
- D'Appolonia D.J., D'Appolonia E., Brissette R.F. (1970), Discussion of Settlement of Spread Footings in Sands, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM2, 754-761.
- Daniel, D., & Koerner, R. (2007). Waste containment facilities: Guidance for construction quality assurance and construction quality control of liner and cover systems. American Society of Civil Engineers.
- Dominijanni, A., Guarena, N., & Manassero, M. (2021). Relazione Generale. La progettazione prestazionale dei sistemi di contenimento degli inquinanti nelle discariche. In XXVII Convegno Nazionale di Geotecnica, Reggio Calabria 2022. La Geotecnica per lo Sviluppo Sostenibile del Territorio e per la Tutela dell'Ambiente (Vol. 1, pp. 79-124). Associazione Geotecnica Italiana.
- Giroud, J. P., Badu-Tweneboah, K., & Soderman, K. L. (1997). Comparison of leachate flow through compacted clay liners in landfill liner systems. *Geosynthetics International*, 4(3-4), 391-431.
- Guarena, N., Dominijanni, A., & Manassero, M. (2020). From the design of bottom landfill liner systems to the impact assessment of contaminants on underlying aquifers. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5(1), 2.
- Lai, C. G., Foti, S., & Rota, M. (2009). Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione.
- Manassero, M., Benson, C. H., & Bouazza, A. (2000). Solid waste containment systems. In *ISRM International Symposium* (pp. ISRM-IS). ISRM.
- Rowe, R.K. & Brachman, R.W.I. 2004. Assessment of equivalency of composite liners. *Geosynthetics International* 11(4): 273–286.
- Rowe, R.K. 2005. Long-term performance of contaminant barrier systems. 45th Rankine Lecture. *Géotechnique* 55(9): 631-678.
- Schmertmann, J. H. (1978). Guidelines for cone penetration test: performance and design (No. FHWA-TS-78-209). United States. Federal Highway Administration.
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3), 425-447.
- Qian, X., Koerner, R.M. and Gray, D.H. (2002) *Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction*. Prentice Hall, New Jersey.
- Qian, X., & Koerner, R. M. (2015). Critical interfaces of multilayer geosynthetic liner systems. *Environmental Geotechnics*, 2(2), 118-126.

2. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica relativa al progetto della discarica per pietrisco ferroviario contenente amianto da realizzarsi presso la Cava La Bolla in provincia di Alessandria.

La costruzione dell'impianto prevede una fase iniziale di movimento terra per la regolarizzazione del piano di imposta dell'abbancamento ad una quota di 92.5 m slm e la realizzazione delle sponde dell'invaso aventi un'altezza di 2.5 m ed un'inclinazione di 40°. Questa configurazione consente di rispettare il franco di 2 m dal massimo livello di escursione della falda (90.5 m slm, come indicato nella Relazione Geologica e Idrogeologica), come previsto dalla normativa vigente.

Al fine di proteggere le matrici ambientali sottostanti la discarica (il terreno e la falda superficiale) e rispettare le prescrizioni normative (D.Lgs. n.121-2020), sul fondo dell'invaso è prevista la realizzazione di una barriera impermeabile costituita, dal basso verso l'alto, da:

- uno strato in argilla compattata di spessore pari 0.5 m di completamento della barriera geologica;
- uno strato di impermeabilizzazione artificiale in argilla compattata di spessore pari 1.0 m;
- una geomembrana in PEAD ad aderenza migliorata;
- un geotessile non tessuto (TNT) di protezione della geomembrana;
- uno strato drenante in ghiaia di spessore pari a 0.5 m.

Il rivestimento sulle sponde dell'invaso si raccorda con il rivestimento sul fondo dell'invaso senza soluzione di continuità e prevede la posa dal basso verso l'alto di:

- un geosintetico bentonitico (GCL);
- una geomembrana in PEAD ad aderenza migliorata;
- un geotessile non tessuto (TNT) di protezione della geomembrana;
- un geosintetico drenante (GCD).

La coltivazione dell'impianto avverrà per lotti (7 in totale) che saranno completati adottando pendenze massime non superiori a 30°. L'abbancamento di rifiuti raggiungerà un'altezza massima nel settore sud pari a circa 15.5 m, con scarpate aventi inclinazione massima pari a 30°. Nel settore nord della discarica l'abbancamento di rifiuti raggiunge un'altezza massima di circa 9.2 m.

Al termine del conferimento dei rifiuti sarà realizzata la copertura dell'abbancamento che prevede l'utilizzo di teli geosintetici e la costruzione di uno strato di terreno avente spessore compreso tra 1 m (sulle sponde a maggiore inclinazione) e 3 m (sulle sponde a minore inclinazione).

Nei successivi capitoli della relazione sono esposte le analisi geotecniche condotte a supporto della progettazione dell'intervento per la realizzazione della discarica.

Nel Capitolo 3 è riportata la caratterizzazione geotecnica del terreno in sito. Al fine di migliorare il quadro conoscitivo del sottosuolo nell'area, è stata condotta nel 2025 una campagna di indagine geotecnica, che ha previsto l'esecuzione di sondaggi a carotaggio, prove in sito e prove in laboratorio. I risultati ottenuti sono stati integrati con le informazioni pregresse disponibili ed hanno permesso la definizione del modello geotecnico utilizzato nelle successive analisi.

Nel Capitolo 4 è riportata la progettazione del rivestimento impermeabile da realizzare sul fondo e sulle sponde dell'invaso, a protezione delle matrici ambientali sottostanti.

Nel Capitolo 5 sono riportate le verifiche di stabilità eseguite, in accordo con le indicazioni della normativa vigente (NTC 2018 e D.Lgs. n. 121-2020), mediante il metodo dell'equilibrio limite considerando diverse le diverse fasi di vita della discarica (costruzione e coltivazione dell'impianto, configurazione finale), con riferimento all'area maggiormente critica dell'abbancamento caratterizzata dalle massime altezze e pendenze e considerando le condizioni sia statiche sia sismiche.

Nel Capitolo 6 è riportata l'analisi dei cedimenti del terreno di fondazione a seguito della realizzazione dell'abbancamento mediante una modellazione agli elementi finiti, con riferimento all'area maggiormente critica dell'impianto dove sono previsti il massimo spessore e le massime pendenze dell'abbancamento di rifiuti.

Infine nel Capitolo 7 è riportata un'analisi della suscettibilità del terreno di fondazione al fenomeno della liquefazione, condotta a partire dalle risultanze delle prove penetrometriche dinamiche condotte in sito durante la recente campagna di indagine svolta nel 2025.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo nell'area della Cava La Bolla è costituito da depositi alluvionali grossolani in matrice limoso-sabbiosa, come già evidenziato da indagini pregresse eseguite sul sito durante le attività estrattive.

Le risultanze ottenute dalla recente campagna di indagine del 2025 hanno ampliato e migliorato il quadro conoscitivo pregresso, consentendo una più approfondita caratterizzazione geologica e idrogeologica del sottosuolo idonea alle analisi geotecniche presentate nei capitoli successivi del documento.

3.1 DATI GEOTECNICI PREGRESSI

In Figura 1 è illustrata la posizione planimetrica di 4 sondaggi (S1, S2, S3, S4) eseguiti nel 1998 nelle vicinanze del sito di interesse, dai quali sono stati prelevati campioni di terreno per l'esecuzione di analisi granulometriche (dati disponibili sul geoportale di ARPA Piemonte). I sondaggi hanno profondità di circa 10-15 m. In Figura 2 sono riportati i risultati delle analisi granulometriche presenti nel database di ARPA Piemonte. I dati evidenziano la natura prevalentemente grossolana del terreno in sito (70-80% di ghiaia e sabbia), che può essere classificato come una miscela di ghiaia, sabbia e limo (GM-GC secondo la classificazione USCS).

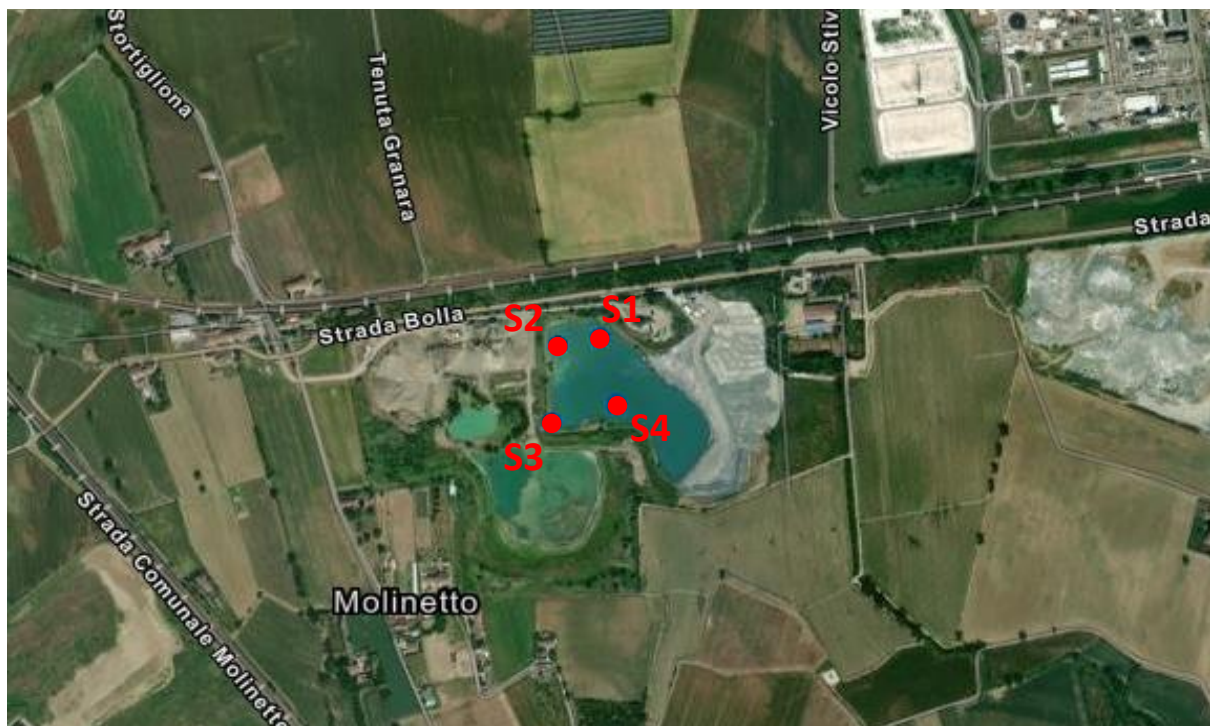


Figura 1. Posizione dei sondaggi eseguiti nel 1998 da cui sono stati estratti i campioni utilizzati per le analisi granulometriche (immagine estratta da Geoportale ARPA Piemonte).

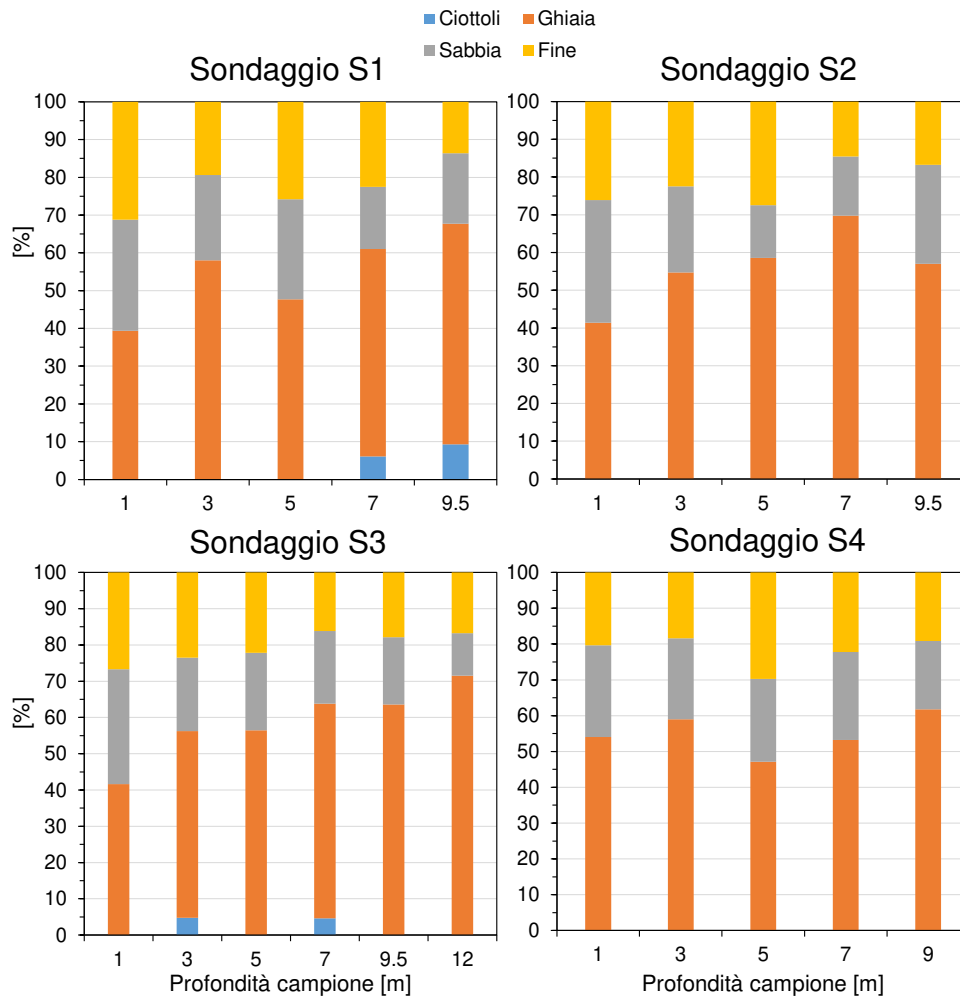


Figura 2: Risultati analisi granulometriche riportate nel database di ARPA Piemonte relative a 4 sondaggi eseguiti nel 1998 presenti nell'area limitrofa al sito di interesse.

3.2 NUOVE INDAGINI ESEGUITE IN SITO

La nuova campagna di indagine geognostica eseguita nel 2025 ha previsto l'esecuzione di 5 sondaggi a carotaggio continuo, 2 prove sismiche di tipo MASW 1D. L'ubicazione dei punti di indagine è illustrata in Figura 3, mentre le caratteristiche (quota indicativa del piano campagna, profondità, esecuzione prove in foro) dei sondaggi eseguiti sono riassunte nella Tabella 1.

Durante l'esecuzione delle perforazioni sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche standard (SPT) ad intervalli regolari di 1.5 m. Inoltre, sono stati prelevati campioni disturbati per l'esecuzione di prove di caratterizzazione geotecnica in laboratorio. Non è stato possibile prelevare dei campioni indisturbati a causa della natura grossolana ed incoerente dei terreni attraversati.

Tutti i dettagli della campagna di indagine eseguita sono riportati nella relazione "Campagna geognostica 2025".

Sondaggio	Posizione	Quota p.c. [m slm]	Profondità sondaggio [m]	Campioni testati in laboratorio
SC-01	Settore Nord-ovest	ca. 90	25	3
SC-02	Settore centrale	ca. 89	25	3
SC-03	Settore est	ca. 93	27	3
SC-04	Settore Nord	ca. 92	27	-
SC-05	Settore Sud	ca. 95	30	-

Tabella 1. Elenco dei sondaggi geotecnici eseguiti in sito nella campagna di indagine di febbraio 2025.



Figura 3. Posizione planimetrica dei sondaggi geotecnici e delle prove sismiche MASW eseguite nella recente indagine geotecnica del 2025.

3.2.1 Ricostruzione stratigrafica

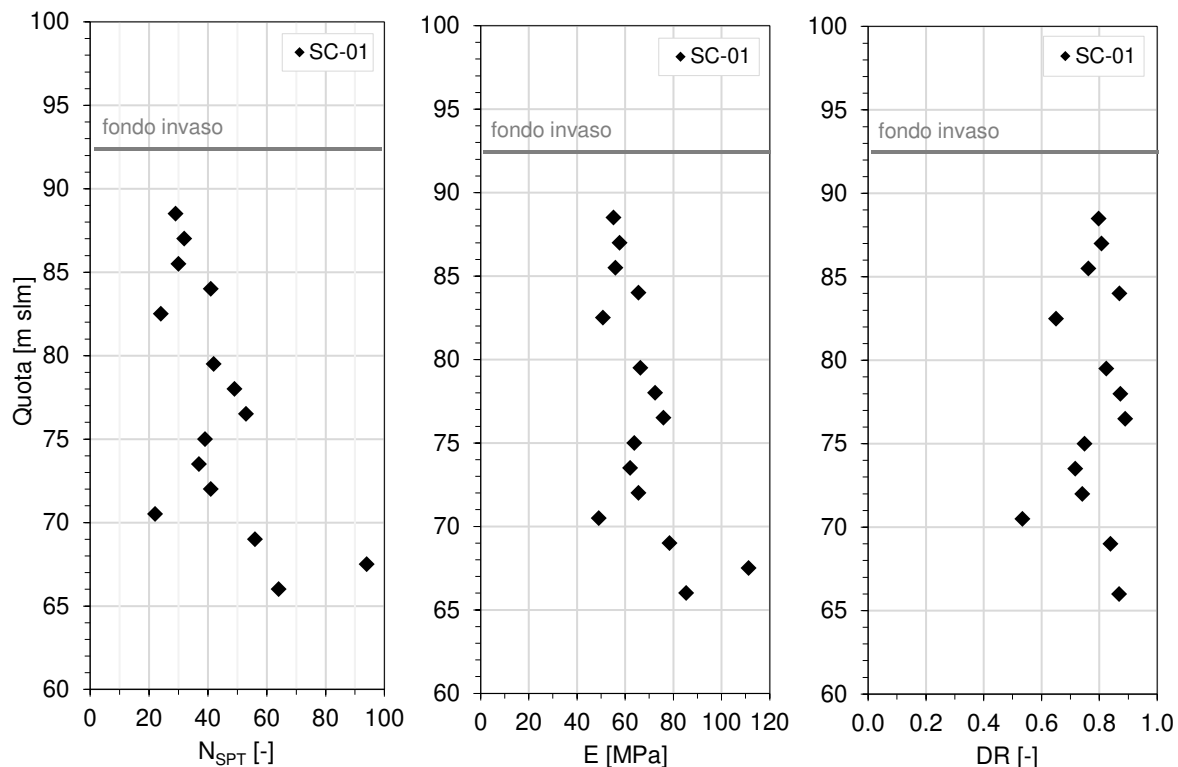
Le stratigrafie complete dei 5 sondaggi eseguiti hanno permesso la ricostruzione di un modello geologico del sottosuolo, illustrato nella Relazione Geologica e Idrogeologica mediante due sezioni (A-B e C-D) che coprono l'intera area oggetto dell'intervento.

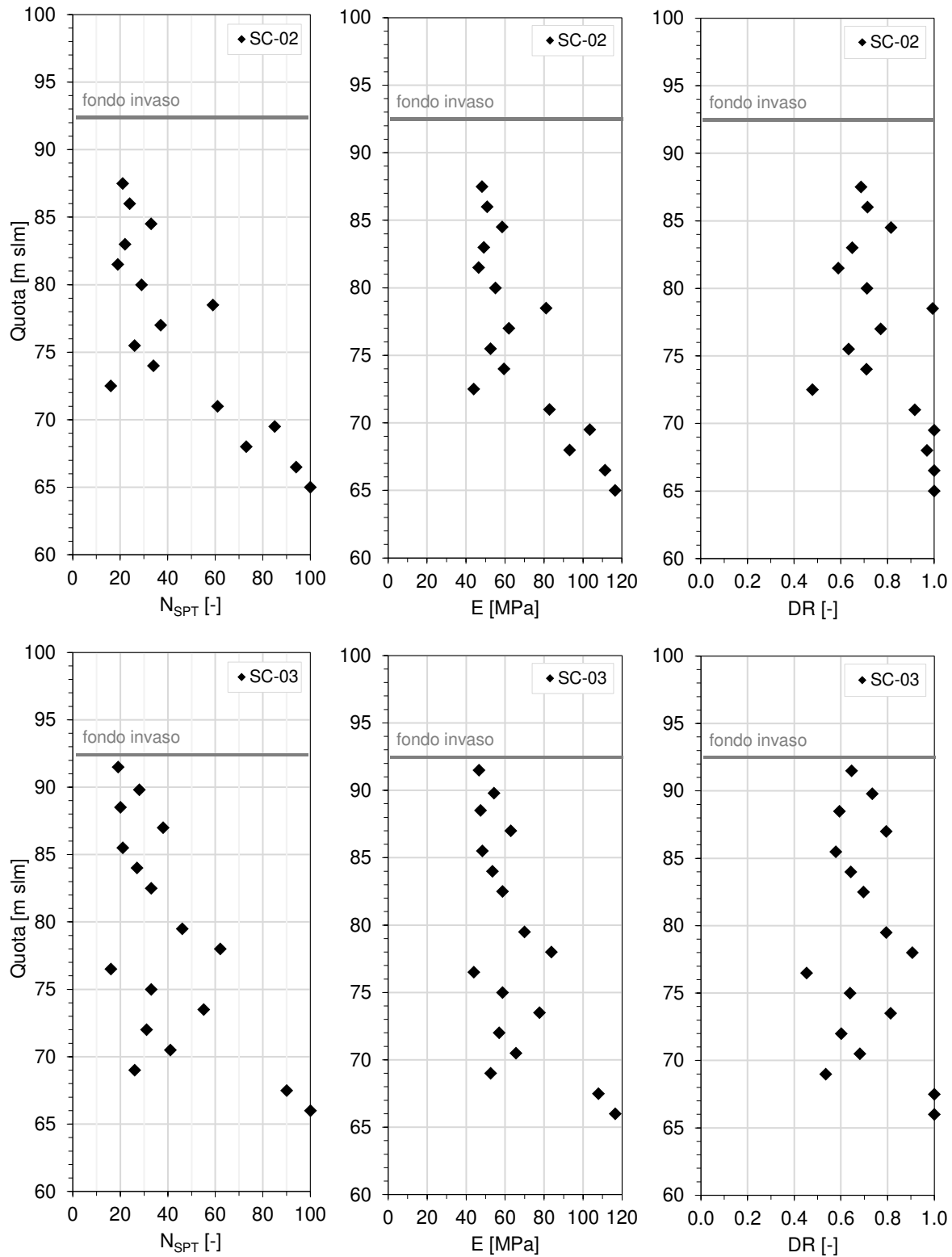
In generale tutti i sondaggi evidenziano la presenza di materiale prevalente ghiaioso con ciottoli in matrice sabbiosa-limosa, fino alle profondità massime indagate (30 m).

All'interno della sequenza descritta, i sondaggi hanno riscontrato localmente intercalazioni a granulometria medio-fine costituite da limi argilloso-sabbiosi, con rara ghiaia medio-fine, aventi spessore nell'ordine del metro.

3.2.2 Prove penetrometriche dinamiche SPT

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT sono illustrati in Figura 4, in termini di numero di colpi N_{SPT} in funzione della profondità. Tutte le prove eseguite hanno evidenziato valori di N_{SPT} piuttosto elevati, mediamente compresi tra 25 e 60, e crescenti con la profondità. Dai risultati delle prove SPT è stato possibile ricavare i parametri meccanici mediante correlazioni empiriche disponibili nella letteratura scientifica. In particolare, per ciascun sondaggio sono stati stimati i valori del modulo elastico (E) in funzione della profondità mediante le correlazioni riportate in D'Appolonia (1970). I grafici presentati in Figura 4 mostrano valori di rigidezza piuttosto elevati, tipicamente maggiori di 50 MPa e mediamente crescenti con la profondità con un gradiente di circa 1-2 MPa/m.





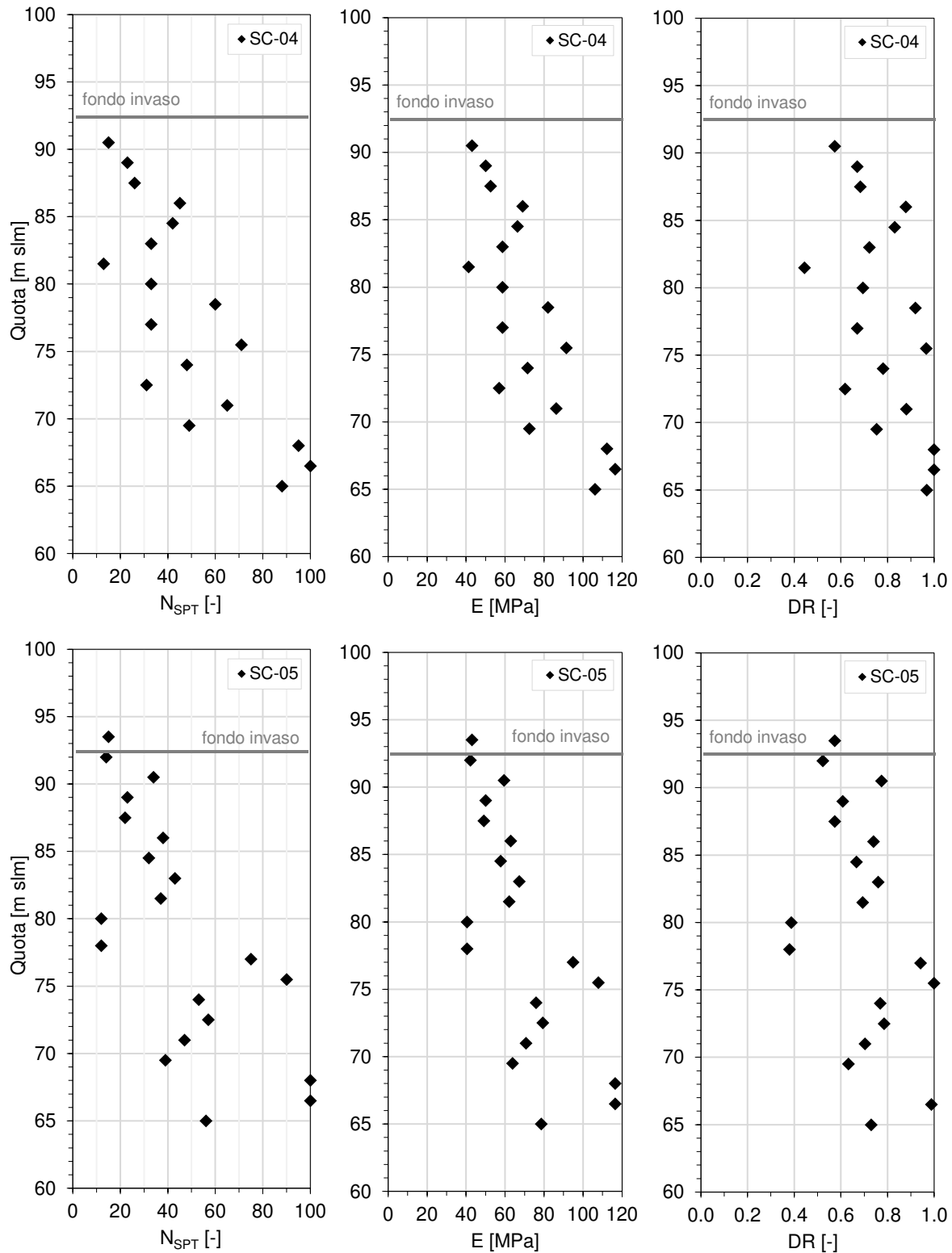


Figura 4. Risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) eseguite nei cinque sondaggi realizzati in termini di numero di colpi N_{SPT} , modulo elastico (E) e densità relativa (DR).

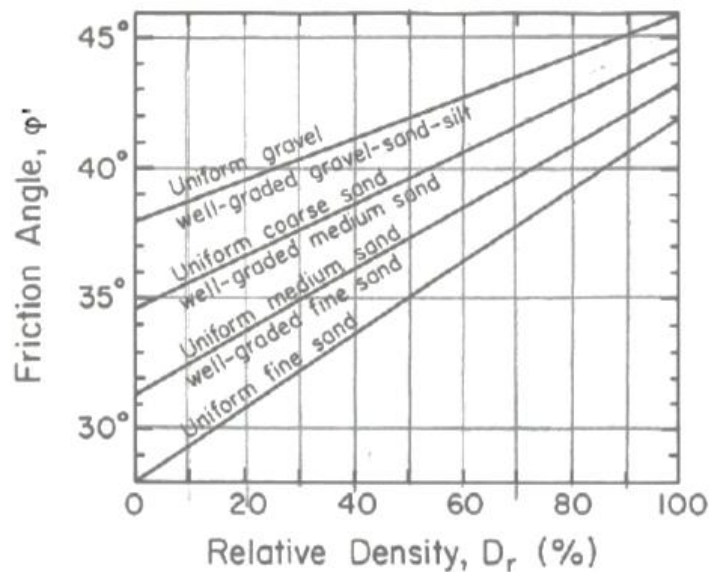


Figura 5. Correlazione empirica tra densità relativa e angolo di resistenza al taglio per terreni prevalentemente granulari proposta da Schmertmann (1978).

In Figura 4 sono riportati anche i valori di densità relativa (DR) ottenuti dai valori di N_{SPT} mediante la correlazione empirica proposta da Skempton (1986), che risultano essere maggiori di 60-70% ed evidenziano l'ottimo stato di addensamento del terreno in sito alle profondità indagate.

Dai valori di densità relativa è stato possibile effettuare una valutazione dell'angolo di resistenza al taglio mediante la correlazione empirica proposta da Schmertmann (1978), illustrata in Figura 5. Considerando valori di densità relativa compresi nell'intervallo 60-70%, si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio nell'intervallo $38^\circ - 42^\circ$.

3.2.3 Prove MASW

I due rilievi sismici MASW eseguiti nella campagna di indagine del 2025 hanno consentito di caratterizzare il sottosuolo da un punto di vista sismico (vedere la relazione "Campagna geognostica 2025" per maggiori dettagli).

I profili di velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità (fino a 30 m) sono illustrati nella Figura 6 per entrambi gli stendimenti eseguiti (MASW-01e MASW-02).

Il grafico mostra per entrambi i profili valori di velocità (V_s) tendenzialmente crescenti con la profondità, fino a raggiungere valori superiori a 700 m/s. Lo stendimento MASW-01 rileva due inversioni di velocità in corrispondenza di strati a granulometria fine, la cui incidenza sulle caratteristiche geotecniche risulta essere trascurabile a scala del sito. Tali risultati confermano quindi un generale miglioramento delle caratteristiche meccaniche del sottosuolo con la profondità, come già osservato dalle risultanze delle penetrometriche dinamiche (SPT).

I risultati delle due prove possono quindi essere considerati in ottimo accordo tra loro, a dimostrazione dell'omogeneità del sottosuolo nell'area oggetto di studio.

I valori di $V_{s,eq}$ nei 30 m di profondità risultano essere pari 392 m/s e 372 m/s per il profilo MASW-01 e MASW-02, rispettivamente. In base a quanto riportato nelle NTC 2018 (capitolo

3.2.2), tali valori consentono di classificare il terreno nella categoria di sottosuolo B (*“terreni a grana grossa molto addensati caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità”*).

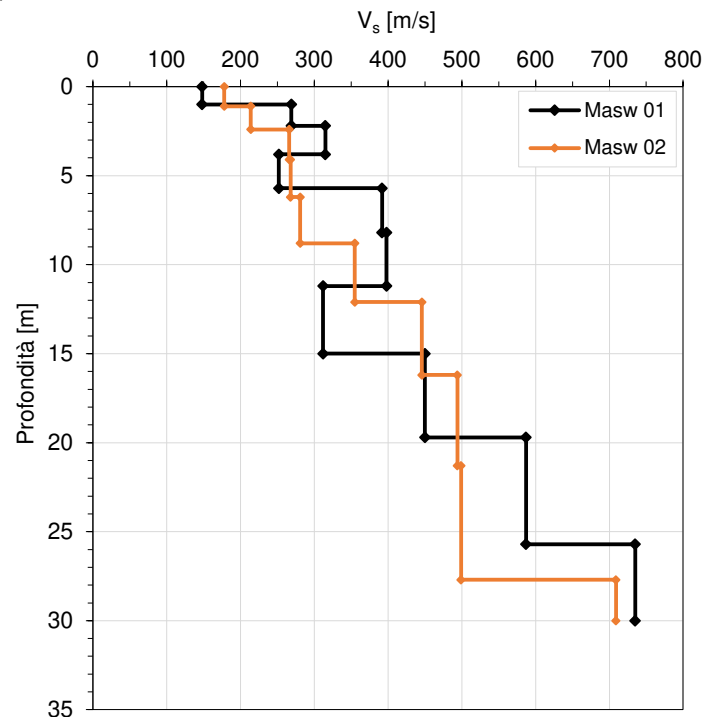


Figura 6. Profili di velocità delle onde di taglio ottenuti dalle due prove MASW.

3.3 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

La Tabella 2 riporta l'elenco delle prove geotecniche eseguite sui campioni disturbati prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio. Data la natura prevalentemente grossolana del terreno presente in sito, sono state eseguite analisi granulometriche e prove per la definizione dei limiti di Atterberg sulla componente fine normalmente presente in percentuali ridotte.

I risultati delle analisi granulometriche illustrati Figura 7 confermano quanto già rilevato dalle analisi pregresse (vedere il Capitolo 3.1). Tutti i campioni testati evidenziano infatti la presenza prevalente di materiale grossolano, ghiaia e sabbia, in percentuali superiori al 70-80%. La frazione fine, caratterizzata dalla presenza prevalente di limo, risulta essere mediamente pari a circa 20%.

Si precisa che il campione C4 del sondaggio SC-02 (Figura 7) è rappresentativo dello strato, di limitato spessore incontrato a profondità di 17 m, caratterizzato da una maggiore quantità di materiale fine. I risultati dell'analisi granulometrica su questo campione mostrano infatti la presenza di limo e argilla con percentuali pari a 66% e 23%.

Infine, in Figura 8 sono riportati i limiti di Atterberg sulla carta di plasticità di Casagrande, che evidenziano la bassa plasticità dei materiali presenti in sito.

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche e dei limiti di Atterberg, il terreno in sito può essere classificato come GM-GC (ghiaie limose-argillose, miscele di ghiaia, sabbia, limo e argilla), secondo il sistema di classificazione dei terreni USCS.

Sondaggio	ID campione	Profondità [m]	Granulometria	Atterberg
SC-01	C1	4-5	X	X
SC-01	C2	8-9	X	X
SC-01	C3	12-13		
SC-01	C4	18-19	X	X
SC-02	C1	3-4	X	X
SC-02	C2	11-12	X	X
SC-02	C3	14-15		
SC-02	C4	17-18	X	X
SC-02	C5	24-25		
SC-03	C1	3-4	X	X
SC-03	C2	8-9		
SC-03	C3	14-15	X	X
SC-03	C4	18-19		
SC-03	C5	24-25	X	X

Tabella 2. Elenco dei campioni disturbati prelevati in sito dai sondaggi a carotaggio eseguiti nella campagna di indagine geognostica 2025 e sottoposti a prove geotecniche in laboratorio.

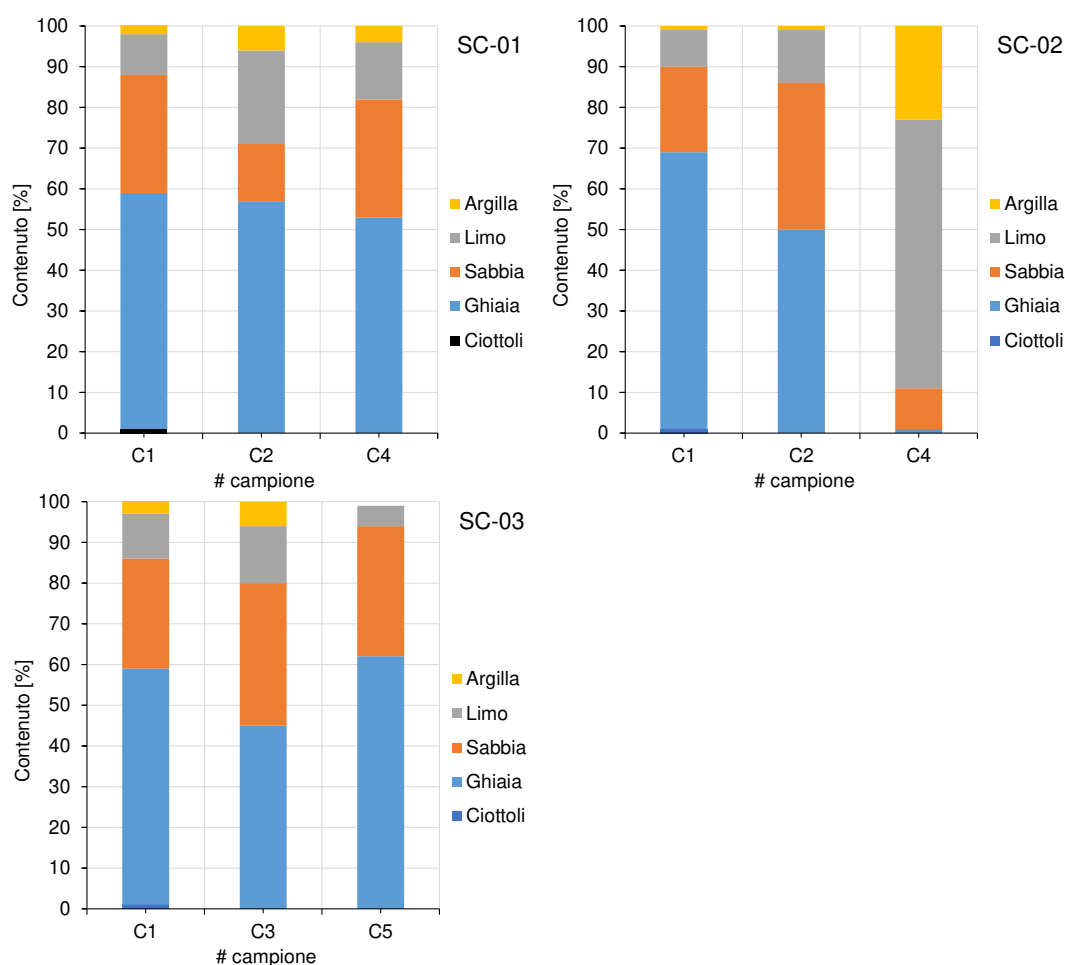


Figura 7. Risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati in sito.

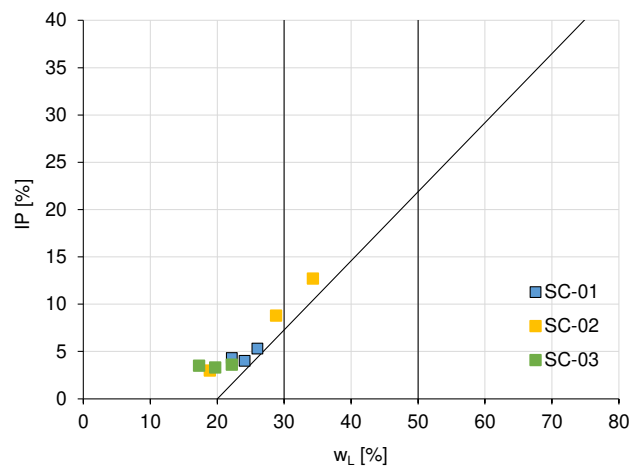


Figura 8. Limite liquido (w_L) e indice di plasticità (IP) relativi alla frazione fine dei campioni prelevati dai sondaggi SC-01, SC-02, SC-03, testati in laboratorio.

3.4 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica presentata nei capitoli precedenti e della ricostruzione geologica presentata nella Relazione Geologica e Idrogeologica, è stato sviluppato il modello geotecnico del sottosuolo utilizzato nelle analisi geotecniche presentate nei successivi capitoli del documento.

Tale modello prevede la presenza di un'unica unità geotecnica, fino alle profondità indagate tramite i sondaggi (30 m dal piano campagna), caratterizzata da depositi alluvionali di natura grossolana (principalmente ghiaia con ciottoli) in matrice sabbiosa-limosa con caratteristiche meccaniche crescenti con la profondità. In base a quanto presentato nei precedenti capitoli della relazione, i risultati delle prove penetrometriche, delle prove geofisiche e delle prove di laboratorio hanno permesso di definire i parametri geotecnici (peso di volume, modulo di Young e angolo di resistenza al taglio) illustrati nella Tabella 3.

L'unità geotecnica così definita ospita inoltre la falda superficiale che oscilla tra circa 85 m slm e il valore massimo di 90.5 m slm, come illustrato nella Relazione Geologica e Idrogeologica. Si precisa infine che il progetto della discarica prevede la regolarizzazione del fondo dell'invaso (alla quota di 92.5 m slm) mediante operazioni di scavo e riporto del materiale. In questa fase costruttiva sarà pertanto necessario che la scelta e la messa in opera di nuovo materiale siano tali da garantire il raggiungimento di caratteristiche geotecniche confrontabili con quelle qui riportate e ottenute dalle prove in sito sopra presentate.

Peso di volume [kN/m^3]	18.5
Modulo di Young [MPa]	50
Angolo di resistenza al taglio [$^\circ$]	38

Tabella 3. Parametri geotecnici del terreno in sito ottenuti dai risultati dell'indagine geotecnica condotta in sito ed in laboratorio.

4. BARRIERA DI IMPERMEABILIZZAZIONE

In questo capitolo sono riassunte le caratteristiche geotecniche dei materiali naturali e geosintetici previsti per la realizzazione del rivestimento di impermeabilizzazione sul fondo e sulle sponde dell'invaso illustrati nella in Figura 9.

Secondo la normativa attualmente in vigore (D.Lgs. n.121/2020), il sistema di impermeabilizzazione di un impianto per rifiuti non pericolosi deve essere costituita da (i) una barriera geologica naturale che risponda ai requisiti di permeabilità e spessore equivalenti in termini di tempo di attraversamento a quelli di uno strato di spessore pari a 1 m e conducibilità idraulica pari a 10^{-9} m/s, (ii) uno strato di impermeabilizzazione artificiale con spessore ≥ 1.0 m e conducibilità idraulica $K \leq 10^{-9}$ m/s, (iii) una geomembrana in HDPE avente spessore ≥ 2.5 mm, (iv) un opportuno strato di protezione (del tipo geotessuto non tessuto) e (v) uno strato drenante avente spessore ≥ 0.5 m e conducibilità idraulica $K \geq 10^{-5}$ m/s.

La barriera geologica, quando non soddisfa i requisiti al punto (i), può essere completata artificialmente con uno strato di materiale argilloso compattato avente spessore minimo di 0.5 m. Lo spessore dello strato di completamento deve essere tale da garantire un tempo di attraversamento equivalente ad uno strato di spessore 1 m e avente una conducibilità idraulica pari a 10^{-9} m/s, assumendo un carico idraulico di 0.3 m. Il tempo di attraversamento (t) è calcolato tramite la seguente formula:

$$t = \frac{s_{CCL}}{K_{CCL} i}$$

dove s_{CCL} e K_{CCL} sono lo spessore e conducibilità idraulica dello strato di completamento in argilla compattata, rispettivamente, ed i è il gradiente idraulico (da calcolare assumendo un battente idraulico pari 0.3 m). Il tempo di attraversamento minimo che deve garantire lo strato di completamento è di 25 anni.

Alla luce di queste prescrizioni normative, lo strato di completamento della barriera geologica in argilla compattata sul fondo dell'invaso (Figura 9), avente uno spessore pari 0.5 m, deve avere una conducibilità idraulica non superiore a 4×10^{-10} m/s. Il soprastante strato di impermeabilizzazione artificiale in argilla compattata avente spessore pari 1.0 m deve una conducibilità idraulica non superiore a 1×10^{-9} m/s.

Pertanto in fase di scelta della fornitura di argilla per la realizzazione della barriera impermeabile sul fondo dell'invaso si dovrà verificare che il materiale possieda le caratteristiche necessarie a garantire tali valori di conducibilità idraulica o, in alternativa, si dovrà provvedere ad una sua integrazione con bentonite miscelata all'argilla naturale.

Sulle sponde dell'invaso si è scelto di adottare un sistema di impermeabilizzazione costituito da un geosintetico bentonitico accoppiato ad una geomembrana in PEAD (Figura 9), in deroga a quanto indicato dalla normativa vigente (D.Lgs. n.121/2020)

Questa scelta è stata fatta considerando che le sponde dell'invaso hanno un'altezza limitata (1 m) e che la discarica accoglierà esclusivamente pietrisco ferroviario, la cui produzione di percolato per effetti di biodegradazione risulta essere praticamente nulla rispetto ai classici rifiuti urbani.

L'uso di geosintetici bentonitici in sostituzione degli strati argilla compattata per la realizzazione di barriere impermeabili è ampiamente consolidato nella pratica ingegneristica, come documentato in Booker et al., (2004), Daniel e Koerner (2007), Manassero et al. (2000), Qian et al. (2002), Rowe e Brahma (2004). L'installazione di geosintetici bentonitici in impianti per lo stoccaggio di rifiuti presenta numerosi vantaggi rispetto alla realizzazione di strati in argilla compattata, tra cui la maggior sostenibilità ambientale (Mishra et al., 2024), facilità di installazione sulle sponde, migliore aderenza con la geomembrana soprastante (Rowe, 2005) e maggiore affidabilità in merito al raggiungimento delle caratteristiche prestazionali richieste (Giroud et al., 1997; Dominijanni et al., 2021; Guarena et al., 2020).

Inoltre, con riferimento al rapporto tra spessore e conducibilità idraulica, un geosintetico bentonitico avente uno spessore di 1 cm ed una conducibilità idraulica pari a 10^{-11} m/s risulta fornire una protezione proporzionalmente equivalente a parità di gradiente idraulico a quella di uno strato di terreno avente spessore 1 m e conducibilità idraulica pari a 10^{-9} m/s, come riscontrabile dalla seguente equazione:

$$\frac{1\text{m}}{10^{-9}\text{m/s}} = \frac{1\text{cm}}{10^{-11}\text{m/s}}$$

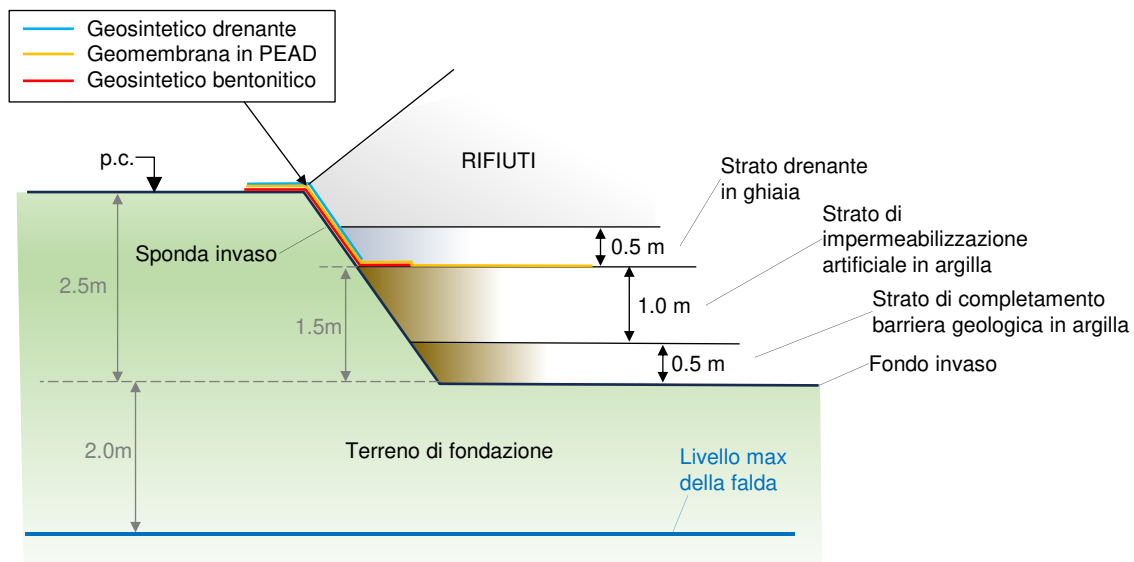


Figura 9. Schema del rivestimento di impermeabilizzazione sul fondo e sulle sponde dell'invaso.

5. VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICA

Le verifiche di stabilità sono state condotte con riferimento all'area maggiormente critica dell'impianto situata sul lato nord-est del settore Sud (Figura 10).

La Figura 10 riporta la traccia della sezione (A-A') definita per eseguire le verifiche di stabilità geotecnica. Il lato nord di questa sezione (Figura 11) presenta infatti il massimo spessore di rifiuti abbancati (circa 15.3 m) e la massima inclinazione della sponda finale (pendenza compresa tra 25° e 30°).

Con riferimento alla sezione (A-A') illustrata in Figura 11, le verifiche sono state eseguite considerando tre differenti configurazioni, illustrate in dettaglio nella Figura 12, relative alle fasi realizzative dell'impianto:

1. verifica delle sponde dell'invaso, a seguito delle operazioni di movimento terra e riprofilatura, caratterizzate da un'altezza di 2.5 m ed un'inclinazione di 40° (Figura 12a);
2. verifica del fronte intermedio di coltivazione dei rifiuti stoccati nei diversi lotti dell'impianto (Figura 12b);
3. verifica globale dell'abbancamento nella configurazione finale (Figura 12c).

In particolare, la configurazione b) in Figura 12 relativa alla fronte intermedio di coltivazione si riferisce alla separazione tra Lotto II e Lotto III nel settore sud dell'impianto. Tale fronte, avente un'inclinazione di 30°, risulta essere il più alto (10.2 m) durante le fasi di riempimento dei diversi lotti.

Le verifiche di stabilità del sistema di copertura della discarica sono illustrate nel Capitolo 5.6 e fanno riferimento alla sponda nord della sezione A-A' riportata in Figura 10 e alla sponda ovest della sezione B-B' riportata in Figura 10.

Per tutte le configurazioni analizzate, le verifiche di stabilità sono state eseguite in condizioni sia statiche sia sismiche (con il metodo pseudo-statico), adottando il metodo dell'equilibrio limite (Morgenstern e Price) e utilizzando il software di calcolo Slope (versione 8.11.1).

Inoltre, in base alle indicazioni riportate nel D.Lgs. n.121-2020, le verifiche di stabilità sono state eseguite in accordo con quanto definito ai paragrafi 6.8 (Opere di materiali sciolti e fronti di scavo) e 7.11.4 (Fronti di scavo e rilevati) delle NTC 2018, considerando i seguenti coefficienti parziali di sicurezza (γ):

- in condizioni statiche (paragrafo 6.8 delle NTC 2018) si è considerato il coefficiente parziale sui materiali $\gamma_M=1.25$ e il coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R=1.1$;
- in condizioni sismiche (paragrafo 7.11.4 delle NTC 2018) si è considerato il coefficiente parziale sui materiali $\gamma_M=1.0$ e il coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R=1.2$.

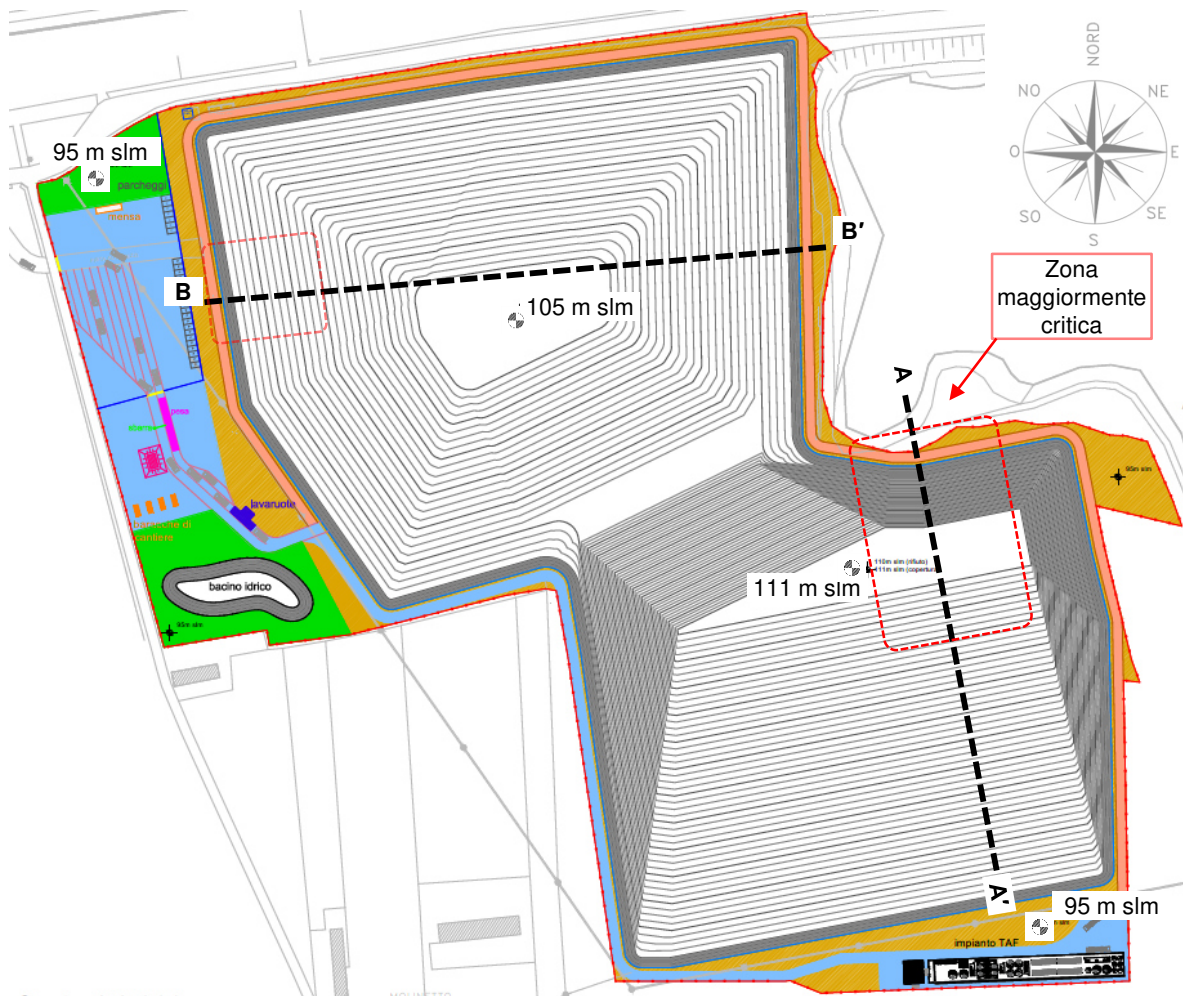


Figura 10. Planimetria di progetto della discarica riferita allo stato finale dell'abbancamento con presenza della copertura e con indicazione delle sezioni A-A' e B-B' utilizzate per condurre le verifiche di stabilità geotecnica.

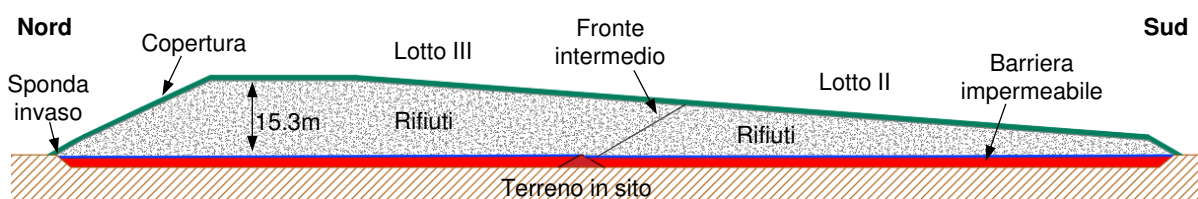


Figura 11. Sezione A-A' definita per le verifiche di stabilità relative: (i) alla sponda dell'invaso, (ii) al fronte intermedio di coltivazione dei rifiuti e (iii) alla configurazione finale.

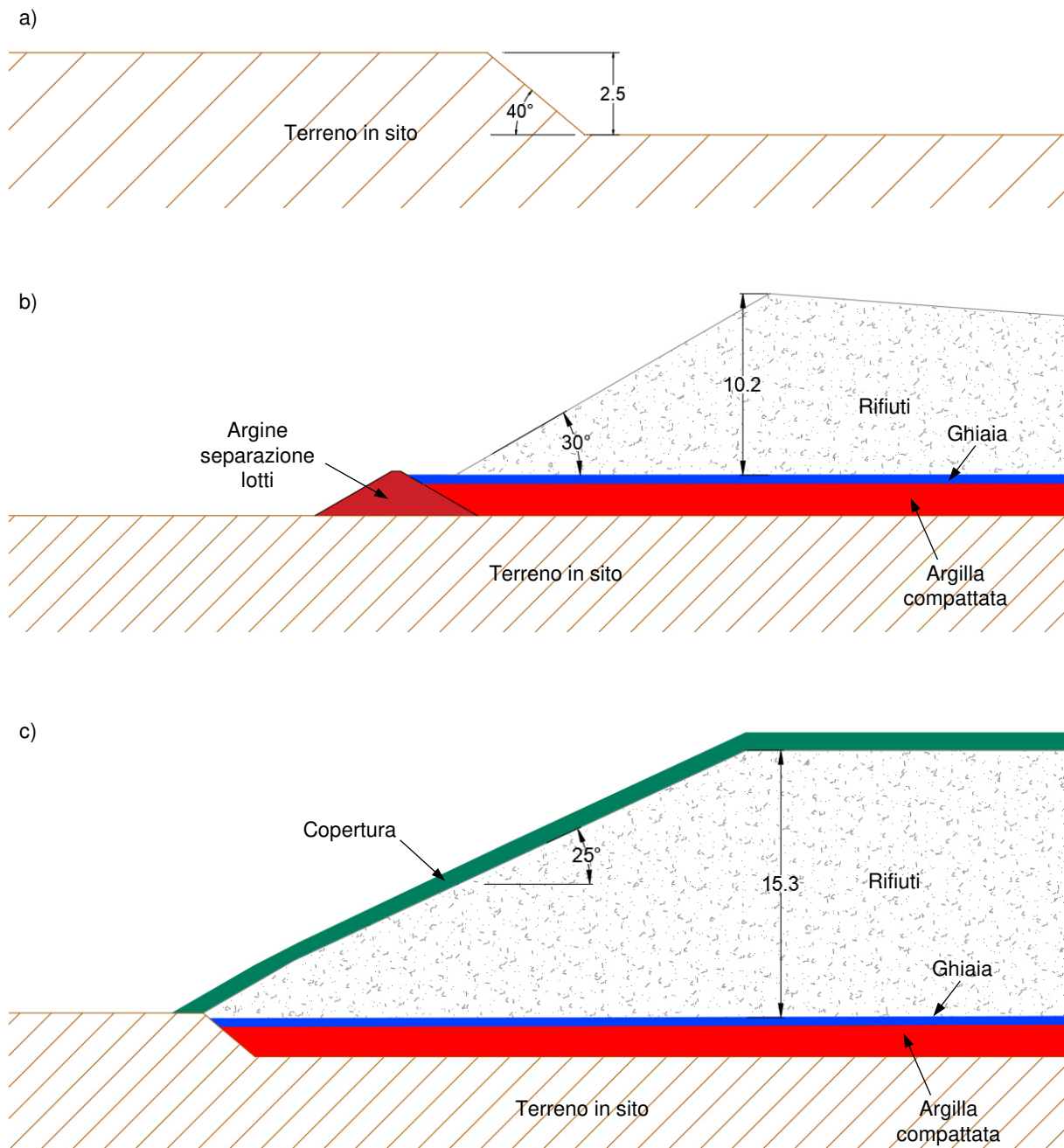


Figura 12. Geometria delle tre configurazioni considerate per le verifiche di stabilità: a) verifica della sponda dell'invaso; b) verifica del fronte intermedio dei rifiuti in fase di coltivazione (separazione tra Lotto II e Lotto III); c) verifica globale dell'abbancamento nella configurazione finale.

5.1 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici adottati nelle verifiche di stabilità per le configurazioni analizzate (Figura 12) sono riassunti nella Tabella 4. Per tutti i materiali è stato utilizzato un criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb. La Tabella 4 riporta sia i parametri caratteristici sia i parametri di progetto, questi ultimi ottenuti applicando il coefficiente parziale di sicurezza γ_M pari a 1.25, come indicato nelle NTC 2018.

	γ [kN/m ³]	c_k' [kPa]	φ_k' [°]	c_d' [kPa]	φ_d' [°]
Terreno in sito	18.5	2	38	1.6	32.0
Rifiuti	22.5	0	40	0	33.9
Strato in argilla compattata	18	5	30	4	24.8
Strato drenante in ghiaia	20	0	40	0	33.9
Terreno di copertura	18	0	30	0	19.6

Tabella 4. Parametri geotecnici (peso di volume γ , coesione efficace c' , angolo di resistenza al taglio efficace φ') caratteristici (pedice k) e di progetto (pedice d) utilizzati per le verifiche di stabilità geotecnica.

Sulla base del modello geotecnico descritto nel Capitolo 3.4, il terreno in sito è stato modellato come un'unica unità omogenea caratterizzata dai parametri geotecnici di riportati in Tabella 4. L'angolo di resistenza al taglio è stato stimato a partire dai risultati delle prove SPT, come illustrato nel capitolo 3.2.2. Inoltre, un valore molto basso (2 kPa) è stato prudenzialmente assegnato alla coesione intercetta, per tenere conto del contributo alla resistenza dovuto alle condizioni non sature in cui si trova il terreno nei primi metri di profondità.

I parametri geotecnici dei rifiuti (riportati nella Tabella 4) sono stati assunti sulla base della natura grossolana del materiale, ballast/pietrisco ferroviario, che verrà conferito nella discarica. Tale materiale può essere infatti assimilato ad un pietrisco grossolano prevalentemente pulito, al quale possono essere prudenzialmente assegnati valori dell'angolo di resistenza al taglio superiori a 40°.

Per i restanti materiali coinvolti nelle verifiche di stabilità (argilla compattata, strato drenante in ghiaia e terreno di copertura) sono stati assunti valori dei parametri geotecnici (Tabella 4) disponibili in letteratura e tipicamente adottati nelle fasi di progettazione degli impianti di discarica (Daniel & Koerner, 2007; Qian et al., 2002).

Inoltre, come precisato nei successivi capitoli relativi alle diverse configurazioni analizzate, le verifiche di stabilità hanno preso in considerazione anche le interfacce tra i materiali naturali e geosintetici presenti nel rivestimento del fondo e nella copertura dell'impianto. Tali interfacce possono costituire superfici preferenziali di scorrimento che devono essere analizzate nelle verifiche di stabilità, come richiesto dalla normativa vigente (D.Lgs. 121-2020).

5.2 AZIONE SISMICA

In base al D.G.R. 6-887 del 2019 della regione Piemonte, il sito si trova in zona sismica 3 e quindi caratterizzato da un valore di accelerazione attesa di riferimento (PGA) compreso tra 0.050g e 0.075g.

Le verifiche di stabilità in condizioni sismiche sono state eseguite adottando il metodo pseudo-statico (come previsto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.11), dove l'azione sismica viene schematizzata con forze statiche equivalenti calcolate a partire dal valore di accelerazione di riferimento (a_g), dai coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (S_s e S_T) e dai coefficienti sismici (k_h e k_v).

I parametri necessari per la definizione dei coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) sono stati definiti sulla base delle indicazioni riportate nelle NTC 2018 e calcolati utilizzando il software di calcolo Spettri NTC ver. 1.0.3. Nella Tabella 5 sono riportati i parametri di input introdotti nel software. Per il sito in oggetto l'accelerazione di riferimento (a_g) per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV, probabilità di superamento del 10% in 50 anni) risulta essere pari a 0.066g. Sulla base delle indagini condotte in sito ed in laboratorio, si è scelto prudenzialmente di adottare una categoria di sottosuolo C, al fine di considerare eventuali aree del sottosuolo con caratteristiche di addensamento intermedie e non ottimali come invece previsto dalla categoria B.

Utilizzando i coefficienti di amplificazione topografica S_T e stratigrafica S_s e il coefficiente di riduzione dell'accelerazione β_s riportati nella Tabella 5 è stata calcolata per il sito in esame l'accelerazione massima attesa ($a_{max} = 0.099$ g).

I coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) sono stati infine calcolati secondo le indicazioni riportate nelle NTC 2018 mediante le seguenti equazioni:

$$k_h = \beta_s S_s S_T \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

e risultano essere pari a 0.038 e 0.019, rispettivamente.

Latitudine	44.8765
Longitudine	8.6523
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II ($c_u=1.0$)
Categoria di sottosuolo	C
Categoria Topografica	T1
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	1.5
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.0
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione β_s	0.38

Tabella 5. Parametri adottati per il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v).

5.3 VERIFICA DELLE SPONDE DELL'INVASO

In Figura 13 è illustrato il modello implementato nel software di calcolo Slope per la verifica di stabilità delle sponde dell'invaso, aventi inclinazione pari a 40° ed altezza pari a 2.5 m. In questa configurazione è soltanto presente il terreno in sito, i cui parametri di progetto adottati nella verifica sono riportati nella Tabella 4.

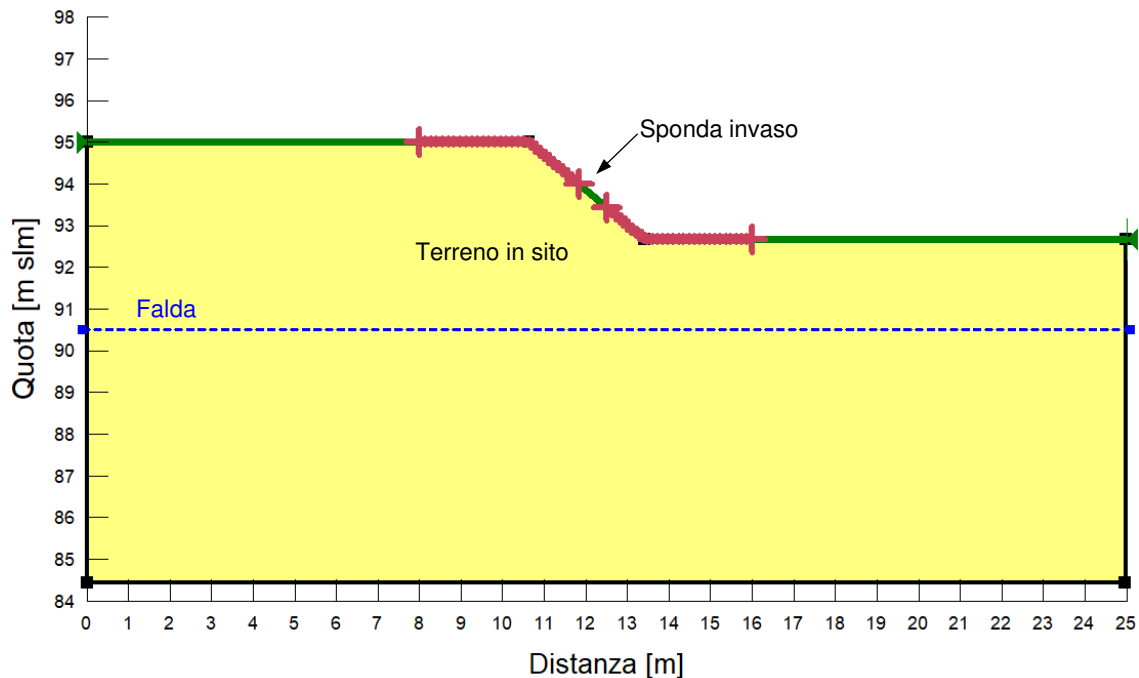


Figura 13. Modello implementato nel software di calcolo Slope per la verifica di stabilità delle sponde dell'invaso.

In Figura 14 è illustrata la superficie di scivolamento circolare avente il minor fattore di sicurezza ($FS=1.28$). Tale valore risulta soddisfare ampiamente il valore minimo richiesto dalla normativa ($\gamma_R=1.1$). In condizioni sismiche, si ottiene una superficie di scivolamento critica avente forma sostanzialmente confrontabile con quella ottenuta in condizioni statiche ed un fattore di sicurezza pari a 1.49. Anche la verifica in condizioni sismiche soddisfa quindi i requisiti richiesti dalla normativa ($\gamma_R=1.2$).

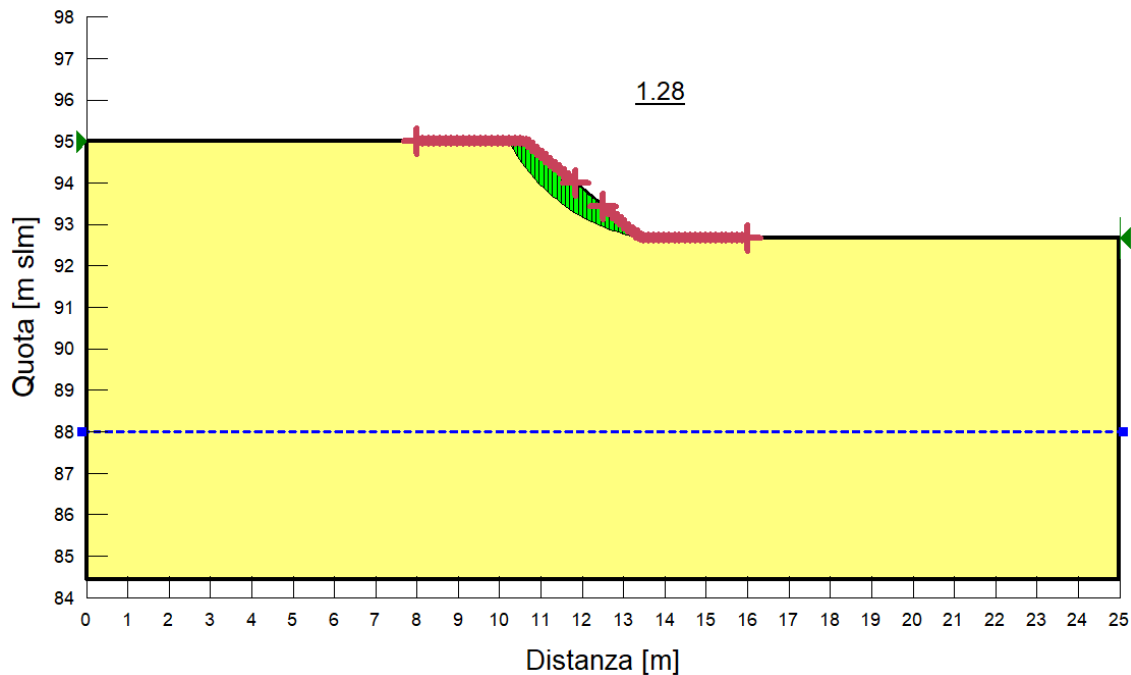


Figura 14. Superficie di scivolamento avente minor fattore di sicurezza ($FS=1.28$) in condizioni statiche per la configurazione relativa alla sponda dell'invaso.

5.4 VERIFICHE DELL'ABBANCAMENTO IN FASE DI COLTIVAZIONE

In Figura 15 è illustrato il modello implementato nel software di calcolo Slope per la verifica di stabilità relativa al fronte intermedio di coltivazione dei rifiuti nell'invaso.

La configurazione analizzata è riferita al fronte di separazione tra il Lotto II ed il Lotto III nel settore sud dell'impianto, dove i rifiuti raggiungono uno spessore di 10.2 m, con un'inclinazione pari a 30° (vedere la Figura 11).

Data la presenza di teli geosintetici nel rivestimento sul fondo dell'invaso, è stato introdotto un elemento (nominato interfaccia in Figura 15) tra lo strato in argilla compattata e lo strato drenante in ghiaia per simulare la ridotta resistenza al taglio all'interfaccia tra i materiali naturali e geosintetici nel rivestimento che, come richiesto dalle NTC 2018 (paragrafo 6.11), potrebbe rappresentare un elemento critico per la stabilità dell'abbancamento dei rifiuti da considerare esplicitamente nelle analisi di stabilità.

La stratigrafia della barriera sul fondo dell'invaso prevista nel presente progetto prevede, dal basso verso l'alto, uno strato in argilla compattata, una geomembrana in PEAD ad aderenza migliorata, un geotessile non tessuto (TNT) e uno strato drenante in ghiaia. Sulla base dei dati presenti nella letteratura scientifica (Manassero et al., 2000; Cazzuffi et al., 2022), l'interfaccia maggiormente critica dovrebbe essere quella tra geomembrana e il TNT o tra geomembrana e lo strato di argilla compattata. In via preliminare sono stati prudenzialmente assegnati all'elemento interfaccia i seguenti parametri di resistenza al taglio: coesione intercetta nulla (0 kPa) ed un angolo di resistenza al taglio pari a 25° . Ovviamente, questo valore minimo dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia dovrà essere accertato in fase realizzativa mediante opportune scelte dei geosintetici previsti in corrispondenza delle interfacce critiche.

Le verifiche di stabilità sono state condotte considerando sia superfici di scivolamento di forma circolare sia superfici di scivolamento di forma poligonale passanti per l'elemento interfaccia, come mostrato in Figura 15.

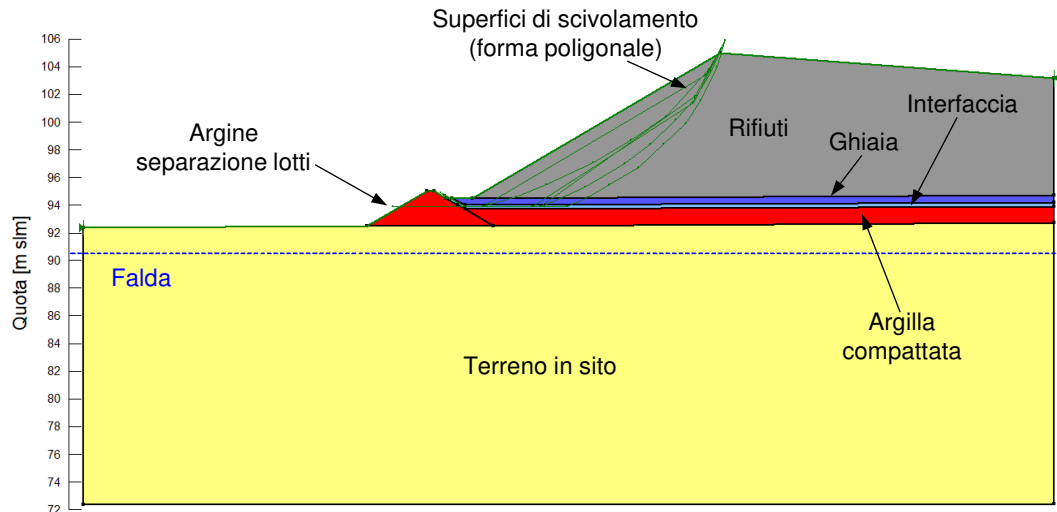


Figura 15. Modello implementato nel software di calcolo Slope per la verifica di stabilità del fronte intermedio (Lotto II e Lotto III) dei rifiuti in fase di coltivazione.

I risultati delle verifiche di stabilità in condizioni statiche per il fronte di coltivazione dei rifiuti sono illustrati in Figura 16. In particolare, la Figura 16a riporta la superficie di scivolamento con minor fattore di sicurezza avente forma circolare ($FS=1.18$), mentre la Figura 16b riporta la superficie di scivolamento con minor fattore di sicurezza avente forma poligonale ($FS=1.20$) passante per l'interfaccia sul fondo dell'invaso. I fattori di sicurezza associati a queste superfici di scivolamento risultano essere maggiori del valore minimo richiesto dalla normativa ($\gamma_R = 1.1$).

Le verifiche di stabilità per il fronte intermedio di coltivazione dei rifiuti risultano essere soddisfatte anche in condizioni sismiche ($FS > \gamma_R = 1.2$), dove sono state individuate superfici di scivolamento aventi forma sostanzialmente confrontabile con quelle illustrate in Figura 16. In particolare, la superficie di scivolamento critica di forma circolare ha un fattore di sicurezza pari a 1.34, mentre la superficie di scivolamento critica di forma poligonale ha un fattore di sicurezza pari a 1.38. Si rende opportuno precisare che le superfici di scorrimento aventi minor fattore di sicurezza non interessano il terreno naturale in sito, ma solamente il corpo rifiuti. Siccome la presenza di teli geosintetici sul fondo dell'invaso può influenzare in modo sostanziale la stabilità dell'abbancamento, è importante che in fase di approvvigionamento dei materiali per la realizzazione dell'impianto la scelta del tipo di teli geosintetici da installare tenga conto della resistenza al taglio alle interfacce da determinare mediante apposite prove in laboratorio.

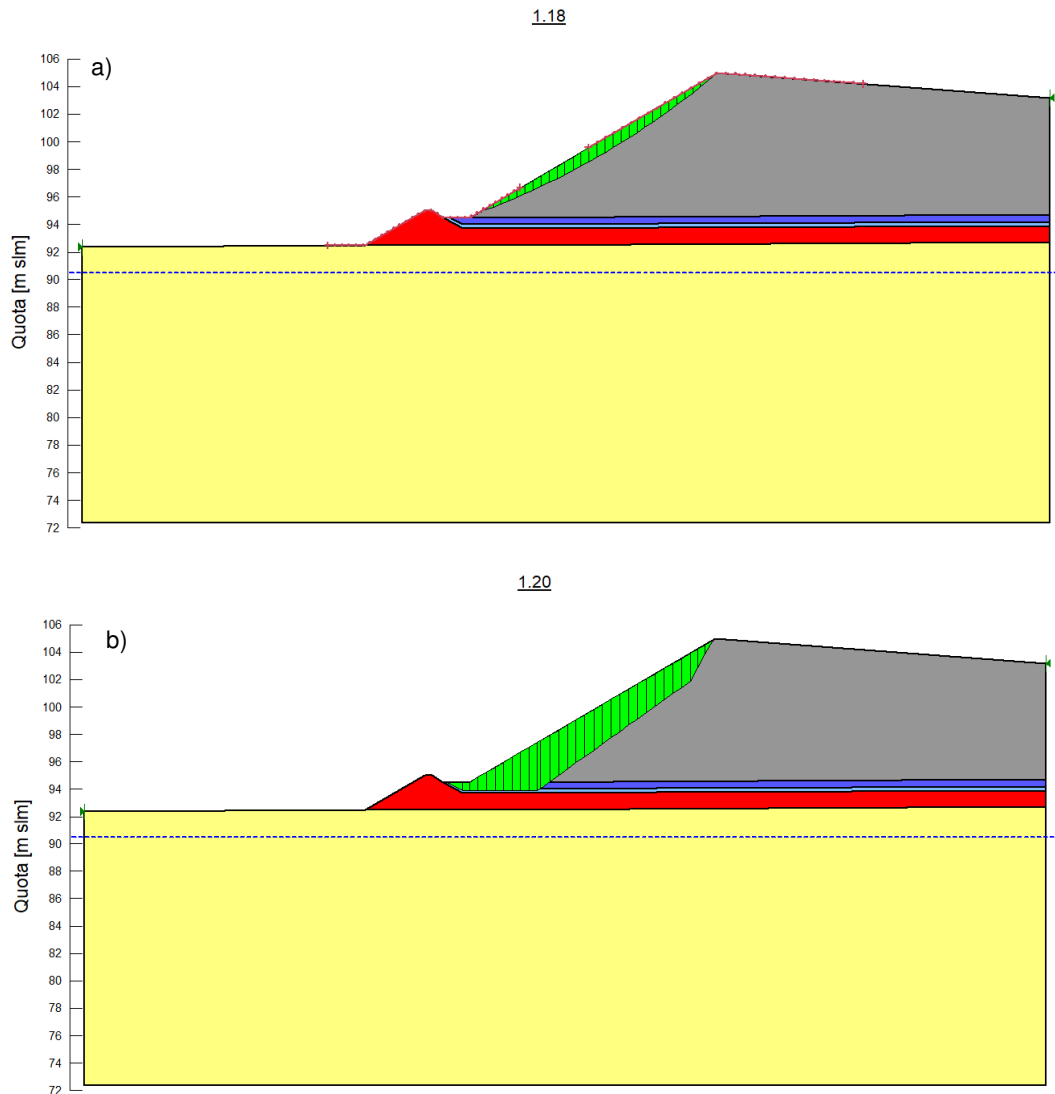


Figura 16. Superfici di scivolamento relative al fronte di coltivazione della discarica.
 a) Superficie di scivolamento circolare con minor fattore di sicurezza ($FS=1.18$). b) Superficie di scivolamento poligonale passante per l'interfaccia sul fondo dell'invaso con minor fattore di sicurezza ($FS=1.20$).

5.5 VERIFICA GLOBALE DELL'ABBANCAMENTO DI RIFIUTI

In questo capitolo si riporta la verifica di stabilità globale dell'abbancamento di rifiuti nella sistemazione finale dell'impianto (configurazione c in Figura 12), sempre con riferimento alla sponda nord della sezione A-A' presentata in Figura 10 e Figura 11.

Il modello implementato nel software Slope è illustrato in Figura 17 e comprende l'elemento di interfaccia sul fondo dell'invaso, i cui parametri di resistenza al taglio sono i medesimi utilizzati nelle verifiche condotte nel precedente capitolo. La copertura è stata modellata come un carico distribuito, considerando uno spessore di 1 m ed un peso di volume pari a 18 kN/m^3 .

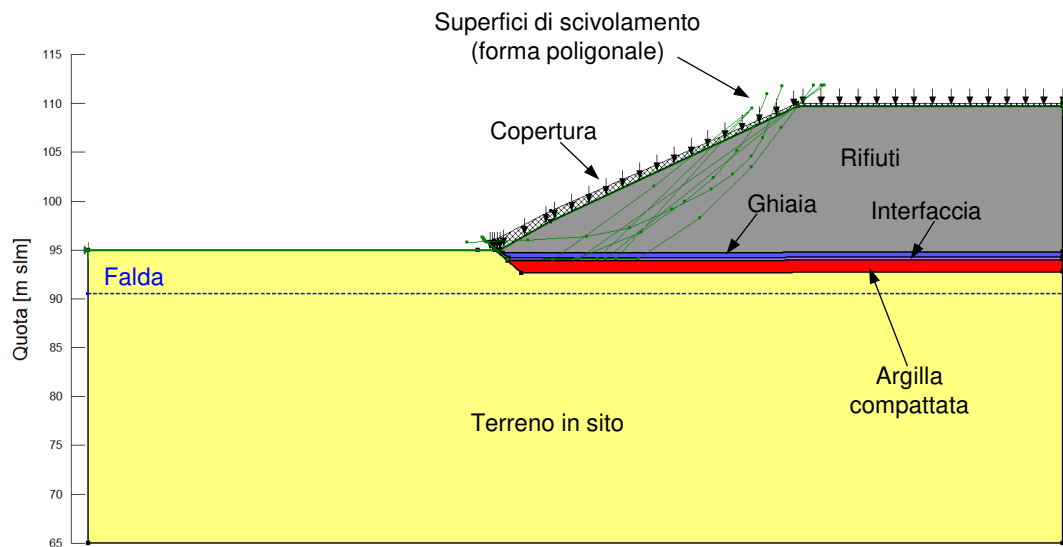


Figura 17. Modello implementato nel software di calcolo Slope per la verifica di stabilità globale della configurazione finale della sponda nord della sezione A-A'.

Oltre alla ricerca di superfici di scivolamento di forma circolare, sono state imposte delle superfici di scivolamento aventi forma poligonale, come mostrato in Figura 17, al fine considerare la ridotta resistenza al taglio degli elementi di interfaccia nei rivestimenti di impermeabilizzazione sul fondo dell'invaso.

In Figura 18a è illustrata la superficie di scivolamento circolare con minor fattore di sicurezza ($FS=1.49$) passante all'interno del corpo rifiuti. La Figura 18b riporta invece la superficie di scivolamento di forma poligonale con minor fattore di sicurezza ($FS=1.46$) e passante per gli elementi di interfaccia sul fondo dell'invaso. I fattori di sicurezza associati a queste superfici di scivolamento rispettano ampiamente il valore minimo richiesto dalla normativa ($\gamma_R=1.1$).

Le stesse considerazioni possono essere fatte per le verifiche in condizioni sismiche, dove i fattori di sicurezza minimi associati alle superfici di scivolamento critiche ($FS=1.57$ per la superficie poligonale passante per il fondo e $FS=1.66$ per la superficie circolare) risultano soddisfare il valore minimo imposto dalla normativa ($\gamma_R=1.2$).

Si precisa infine che, al termine dell'abbancamento dei rifiuti e prima della costruzione della copertura per la chiusura della discarica, i fattori di sicurezza minimi risultano essere comunque ampiamente maggiori dei valori richiesti dalla normativa e pari a 1.38 e 1.57 per le condizioni statiche e sismiche, rispettivamente.

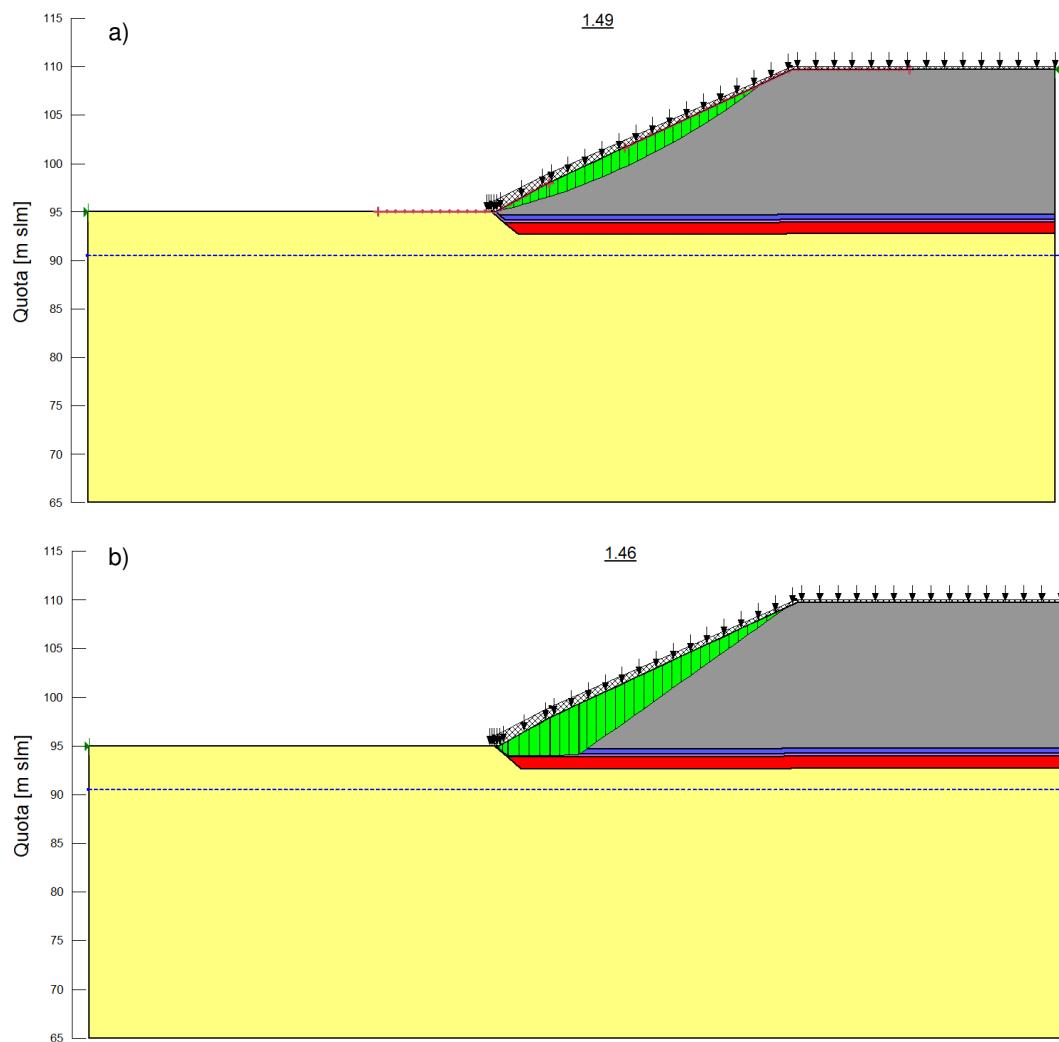


Figura 18. Superfici di scivolamento relative alla configurazione finale dell'abbancamento in condizioni statiche. a) Superficie di scivolamento circolare con minor fattore di sicurezza ($FS=1.49$). b) Superficie di scivolamento di forma poligonale passante per l'interfaccia con minor fattore di sicurezza ($FS=1.46$).

5.6 VERIFICA DELLA COPERTURA FINALE DELL'IMPIANTO

La stratigrafia della copertura sulle sponde a maggiore inclinazione ($25-30^\circ$) dell'abbancamento prevista in progetto prevede dal basso verso l'alto la realizzazione di uno strato di allettamento in materiale granulare, un geocomposito bentonitico (GCL), una geomembrana in PEAD ad aderenza migliorata su entrambi i lati, un geotessile non tessuto di protezione (TNT), un geocomposito drenante (GCD) e uno strato di terreno vegetale di copertura.

La verifica di stabilità della copertura della discarica è stata eseguita con riferimento alla sponda nord della sezione A-A' (rappresentativa del settore sud della discarica, Figura 10) e alla sponda ovest della sezione B-B' (rappresentativa del settore nord della discarica, Figura 10), entrambe illustrate in Figura 19. In entrambi i casi analizzati sono state previste delle geogriglie di

rinforzo, al fine di garantire la stabilità del terreno di copertura sulle sponde e soddisfare i requisiti richiesti dalla normativa.

Per la sponda in Figura 19a è stata inserita nel terreno di copertura una geogriglia con resistenza a trazione caratteristica pari a 200 kN/m, mentre per la sponda in Figura 19b è stata prevista una geogriglia inclinata sulla sponda avente resistenza a trazione caratteristica pari a 35 kN e un sistema di terre rinforzate con 4 geogriglie, lunghe 4 m e spaziate 0.5 m, aventi resistenza a trazione caratteristica pari a 25 kN/m.

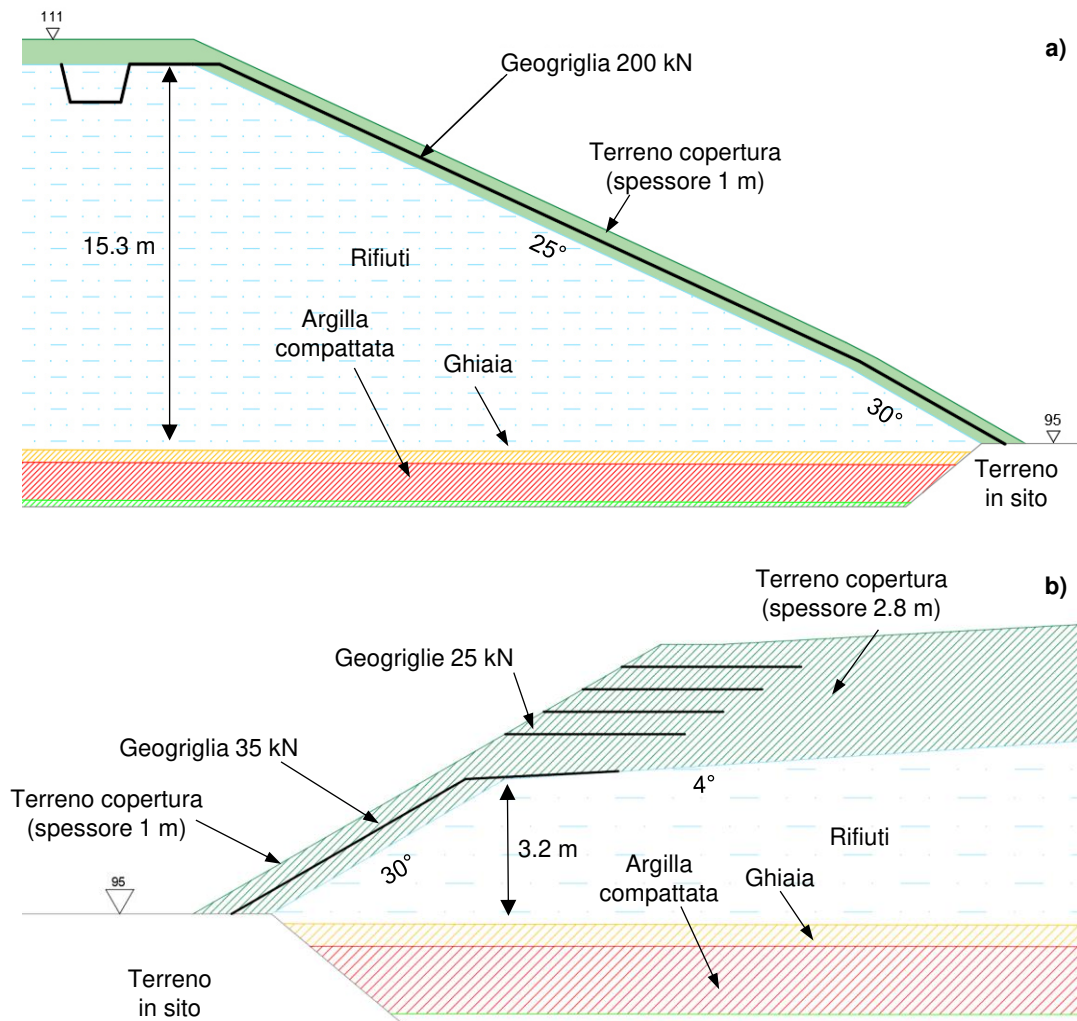


Figura 19. a) Sponda nord della sezione A-A' nel settore sud della discarica (Figura 10). b) Sponda ovest della sezione B-B' nel settore nord della discarica (Figura 10).

In Figura 20 è illustrato il modello implementato nel software di calcolo Slope per la verifica di stabilità della copertura finale sulla sponda nord della sezione A-A' e sulla sponda ovest della sezione B-B'.

Data la presenza di teli geosintetici, è stato introdotto un elemento (nominato interfaccia in Figura 20) tra i rifiuti ed il terreno di copertura, al fine di simulare la ridotta resistenza al taglio all'interfaccia tra i materiali naturali e geosintetici. Sulla base dei dati riportati nella letteratura

scientifica (Manassero et al., 2000; Qian e Koerner, 2015; Cazzuffi et al., 2022), l'interfaccia maggiormente critica del pacchetto di teli geosintetici di rivestimento dovrebbe essere quella tra lo strato di allettamento ed il geocomposito bentonitico, a cui sono stati assegnati i seguenti parametri di resistenza al taglio caratteristici: 0 kPa per la coesione intercetta (c') e 24° per l'angolo di resistenza al taglio (ϕ'). Anche in questo caso, la resistenza al taglio delle interfacce tra i materiali naturali e geosintetici previsti per la realizzazione della copertura dovrà essere verificata in fase di approvvigionamento dei materiali mediante opportune prove in laboratorio. Le verifiche di stabilità sono state condotte considerando sia superfici di scivolamento di forma circolare sia superfici di scivolamento di forma poligonale passanti per l'elemento interfaccia, come mostrato in Figura 20.

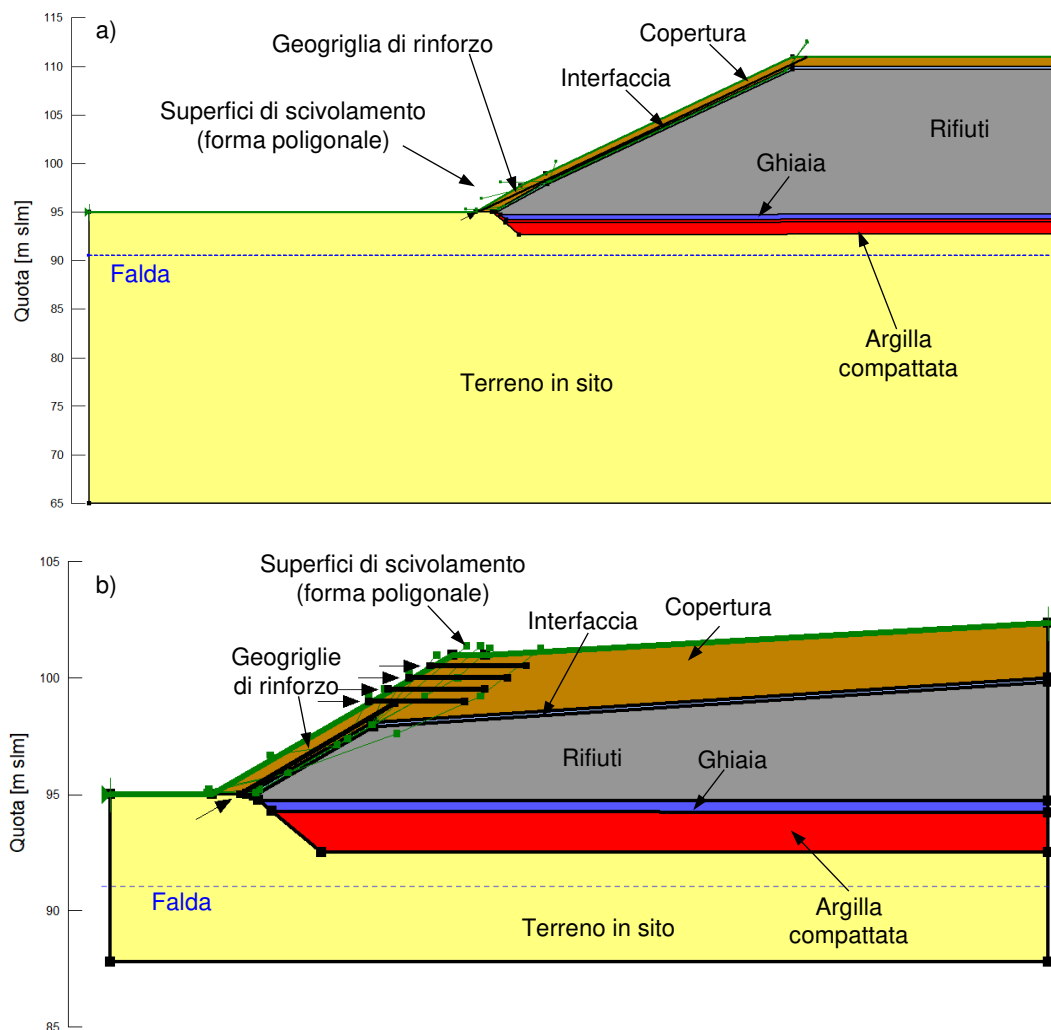


Figura 20. Modello implementato nel software di calcolo Slope per la verifica di stabilità della copertura dell'impianto. a) Sponda nord della sezione A-A' nel settore sud della discarica. b) Sponda ovest della sezione B-B' nel settore nord della discarica.

I valori di progetto di resistenza a trazione delle geogriglie (T_D) utilizzati nelle verifiche di stabilità sono stati calcolati a partire dai valori caratteristici (T_C) sopra esposti con la seguente formula:

$$T_D = \frac{T_C}{RF_{CR}RF_{ID}RF_WRF_{CH}f_s}$$

dove:

- RF_{CR} è il fattore di riduzione relativo al comportamento a lungo termine (1.50);
- RF_{ID} è il fattore di riduzione dovuto ai danni di installazione (1.15);
- RF_W è il fattore di riduzione dovuto all'esposizione atmosferica (1.13);
- RF_{CH} è il fattore di riduzione relativo agli effetti chimici (1.03);
- f_s è il fattore di riduzione per l'estrapolazione dei dati (1.07).

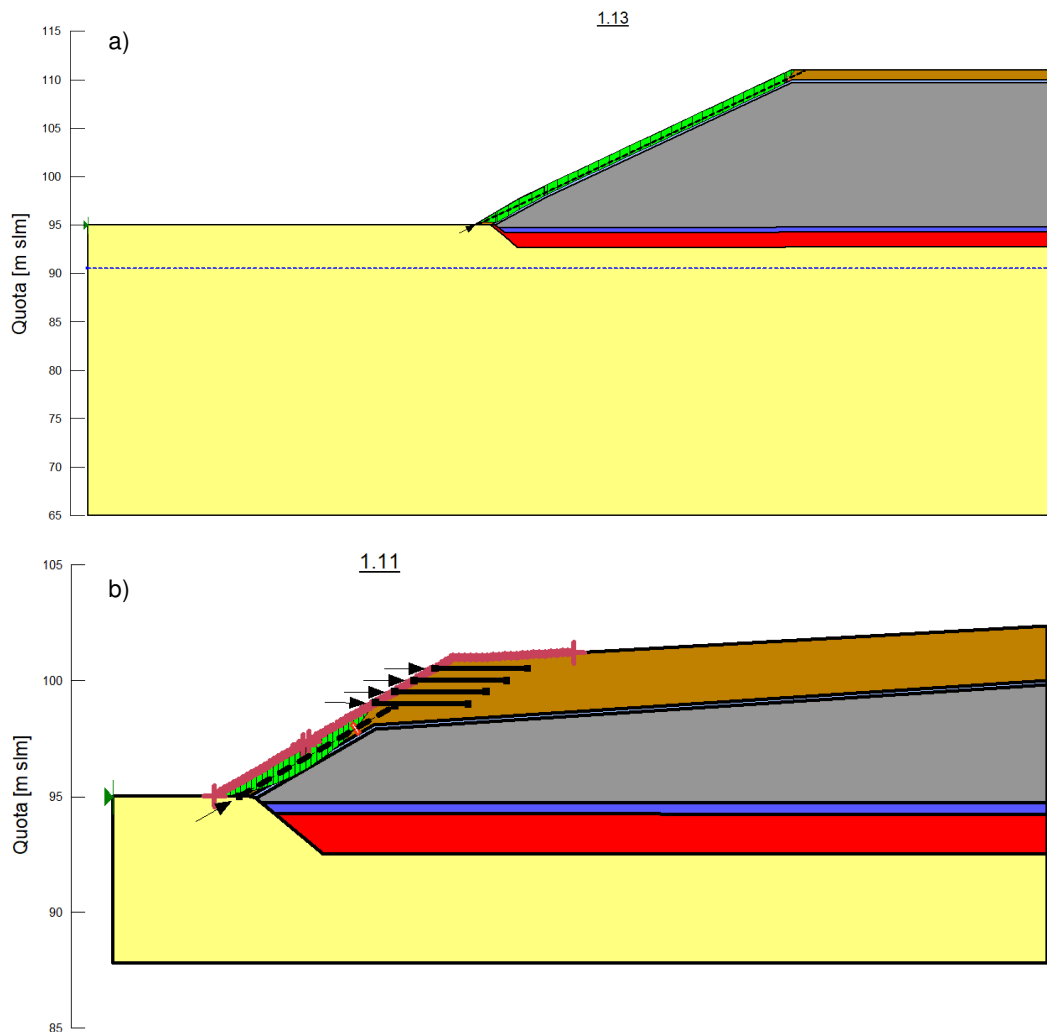


Figura 21. Superfici di scivolamento critiche relative alla copertura della discarica in condizioni statiche. a) Superficie di scivolamento relativa alla sponda nord della sezione A-A' con minor fattore di sicurezza ($FS=1.13$). b) Superficie di scivolamento relativa alla sponda ovest della sezione B-B' con minor fattore di sicurezza ($FS=1.11$).

I risultati delle verifiche di stabilità in condizioni statiche per la copertura dell'impianto sono illustrati in Figura 21. Per entrambi casi analizzati, le superfici di scivolamento con minor fattore di sicurezza passano lungo l'interfaccia. In particolare, la sponda nord della sezione A-A' ha un fattore di sicurezza minimo pari a 1.13, mentre la sponda ovest della sezione B-B' ha un fattore di sicurezza minimo pari a 1.11. Entrambi i casi soddisfano il valore minimo imposto dalla normativa ($\gamma_R = 1.1$).

Le verifiche di stabilità per la copertura dell'impianto risultano essere soddisfatte anche in condizioni sismiche ($\gamma_R = 1.2$), dove sono state individuate superfici di scivolamento aventi forma sostanzialmente confrontabile con quelle illustrate in Figura 21 e un $FS=1.20$ (sia per la sezione A-A' sia per la sezione B-B').

Si precisa infine che le configurazioni dei rinforzi della copertura tramite geogriglie illustrate in Figura 19 dovranno essere estese anche alle altre sponde della discarica, come illustrato nella planimetria in Figura 22.

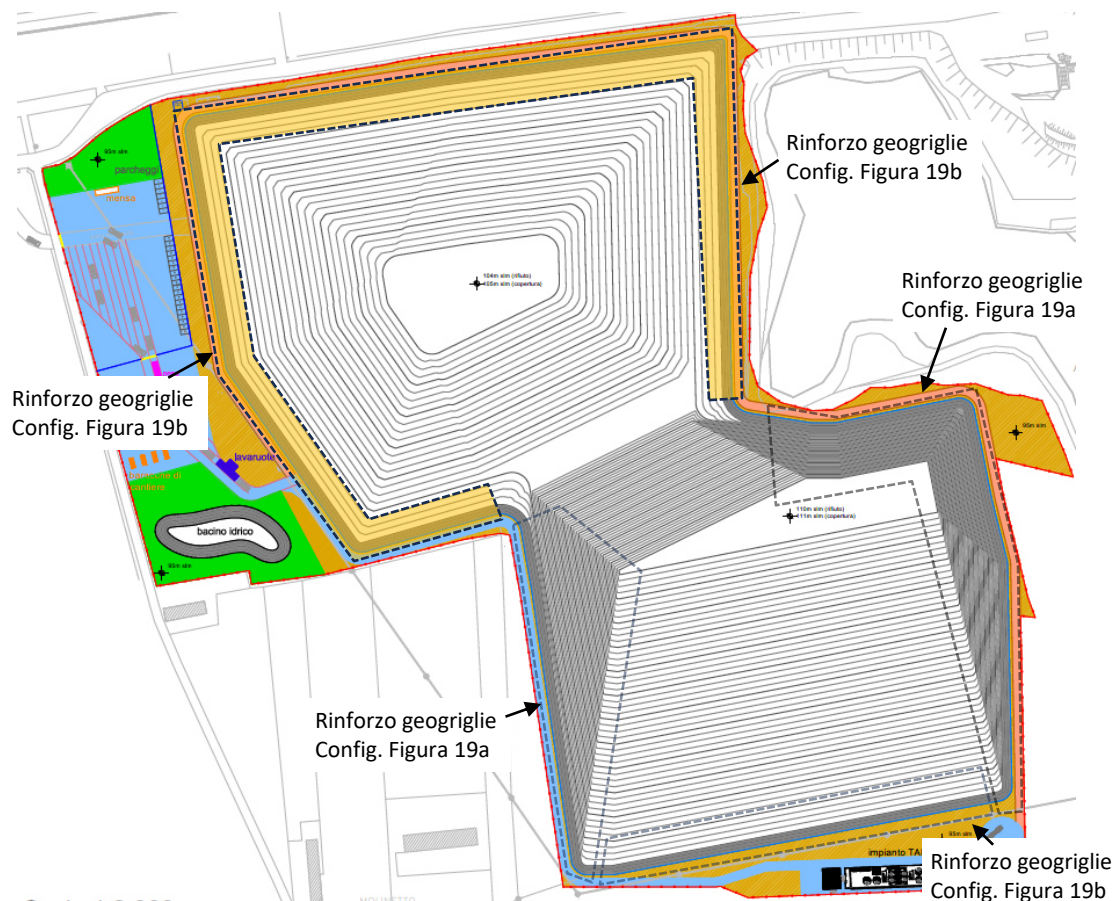


Figura 22. Configurazioni dei rinforzi con geogriglie previste nel terreno di copertura sulle sponde della discarica.

6. ANALISI DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE DELLA DISCARICA

Il calcolo dei cedimenti del terreno di fondazione indotti dalla costruzione della discarica è stato condotto al fine di valutare l'integrità del sistema di impermeabilizzazione del fondo della discarica per la protezione delle matrici ambientali (suolo e acqua) sottostanti.

L'analisi è stata fatta considerando la sezione C-C' tracciata nella Figura 23 e illustrata nella Figura 24. Questa sezione attraversa l'area maggiormente critica dell'impianto in corrispondenza del massimo spessore dei rifiuti (circa 15.5 m) e consente di stimare i massimi cedimenti assoluti e differenziali del terreno di fondazione attesi in tutta l'area dell'impianto.

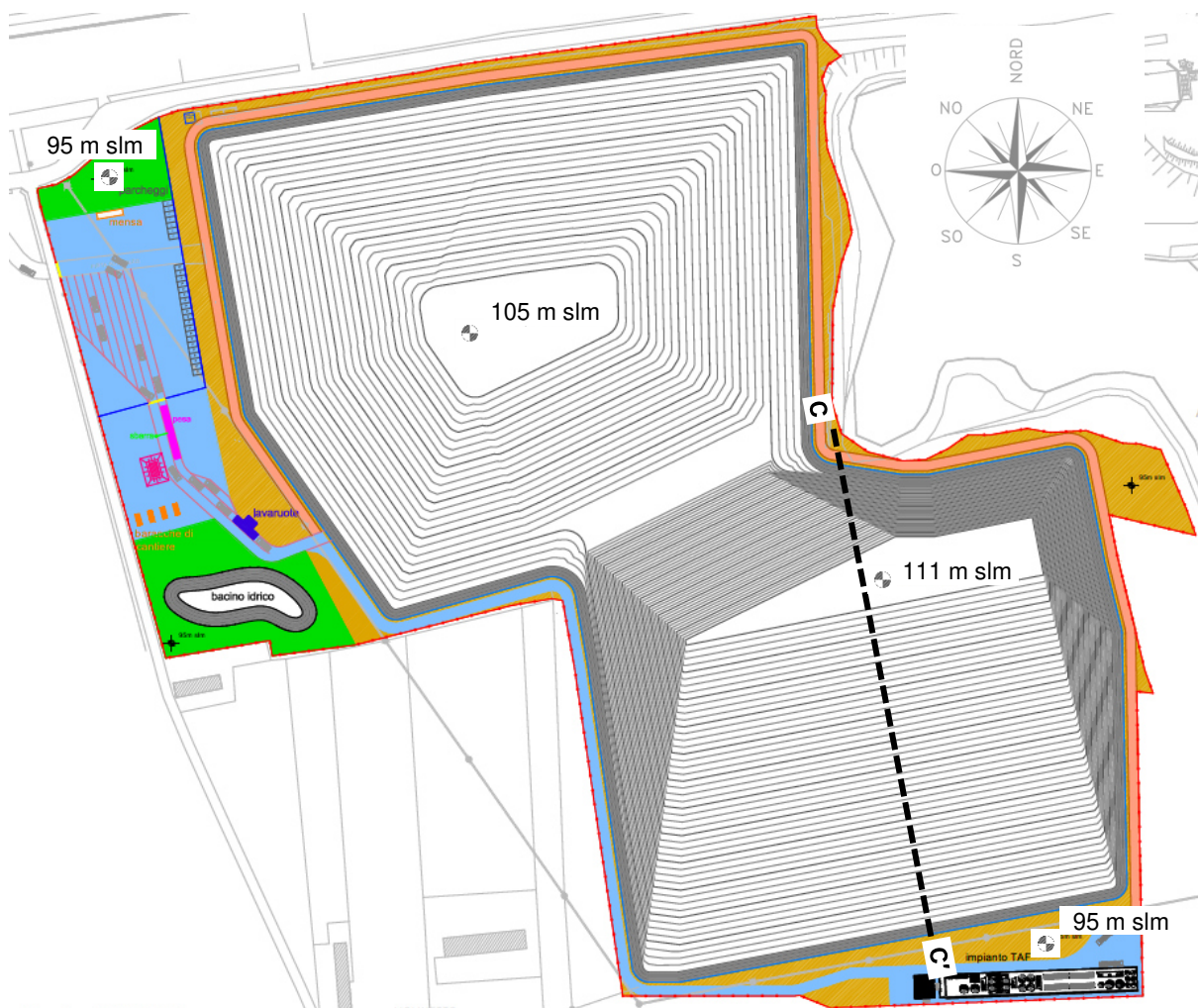


Figura 23. Traccia della sezione C-C' nel settore sud dell'impianto utilizzata nel calcolo dei cedimenti del terreno di fondazione.

L'analisi è stata eseguita mediante una modellazione agli elementi finiti (FEM) adottando il software di calcolo Plaxis (versione 8.6) che ha consentito l'implementazione della geometria del modello illustrata in Figura 24. In Figura 25a è illustrata la mesh agli elementi finiti della sezione C-C' analizzata.

Il livello della falda sotterranea è stato assunto ad una profondità di 5 m dal piano campagna esterno all'impronta dell'abbancamento di rifiuti (assunto ad una quota pari a 95 m slm, come illustrato in Figura 23).

Per tutti i materiali illustrati nella Figura 24 è stato utilizzato un legame costitutivo di elasto-plastico perfetto di tipo Mohr Coulomb. I parametri geotecnici adottati nell'analisi sono riassunti nella Tabella 6. Per il terreno in sito, come già discusso nel Capitolo 3.2.2, è stato considerato un valore del modulo di elasticità (E) crescente con la profondità, partendo da un valore di riferimento in superficie pari a 50 MPa e adottando un incremento di 1.5 MPa/m. Come prescritto dalle NTC 2018, il calcolo dei cedimenti rappresenta una verifica agli stati limite di esercizio (SLE) e, pertanto, nella Tabella 6 sono riportati i parametri di resistenza (coesione e angolo di resistenza al taglio) caratteristici utilizzati nel calcolo numerico.

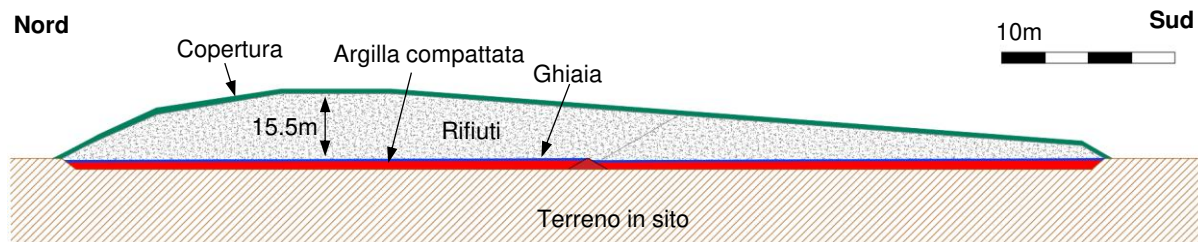


Figura 24. Sezione C-C' utilizzata nell'analisi agli elementi finiti per il calcolo dei cedimenti del terreno di fondazione della discarica.

	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν [-]	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]
Terreno in sito	18.5	50	0.25	2	38
Rifiuti	22.5	100	0.2	0	40
Strato in argilla compattata	18	30	0.25	5	30
Strato drenante in ghiaia	20	80	0.2	0	40
Terreno di copertura	18	20	0.25	0	30

Tabella 6. Parametri geotecnici (peso di volume γ , modulo di elasticità E , coefficiente di Poisson ν , coesione intercetta c' , angolo di resistenza al taglio efficace ϕ') utilizzati nell'analisi dei cedimenti del terreno di fondazione.

La simulazione numerica FEM ha consentito di riprodurre la costruzione della discarica (realizzazione dell'abbancamento di rifiuti e della copertura finale) e calcolare gli spostamenti in tutto il dominio di calcolo.

In Figura 25b sono illustrati i risultati della simulazione numerica FEM in termini di spostamenti verticali. In corrispondenza del rivestimento di impermeabilizzazione sul fondo

dell'invaso (linea tratteggiata in Figura 25), i massimi valori di spostamento (23.4 cm) si verificano in corrispondenza del massimo spessore dell'abbancamento di rifiuti. Spostandosi verso il perimetro dell'abbancamento, i cedimenti si riducono a valori nell'ordine di qualche cm.

Alla luce di questi risultati, sono state stimate le distorsioni angolari a cui è sottoposto il rivestimento di impermeabilizzazione sul fondo dell'invaso (in particolare lo stato in argilla compattata). In particolare, la massima distorsione angolare risulta essere nell'ordine di $1/400$. Tale valore risulta essere del tutto accettabile per il rivestimento di impermeabilizzazione sul fondo dell'invaso previsto per la discarica in oggetto.

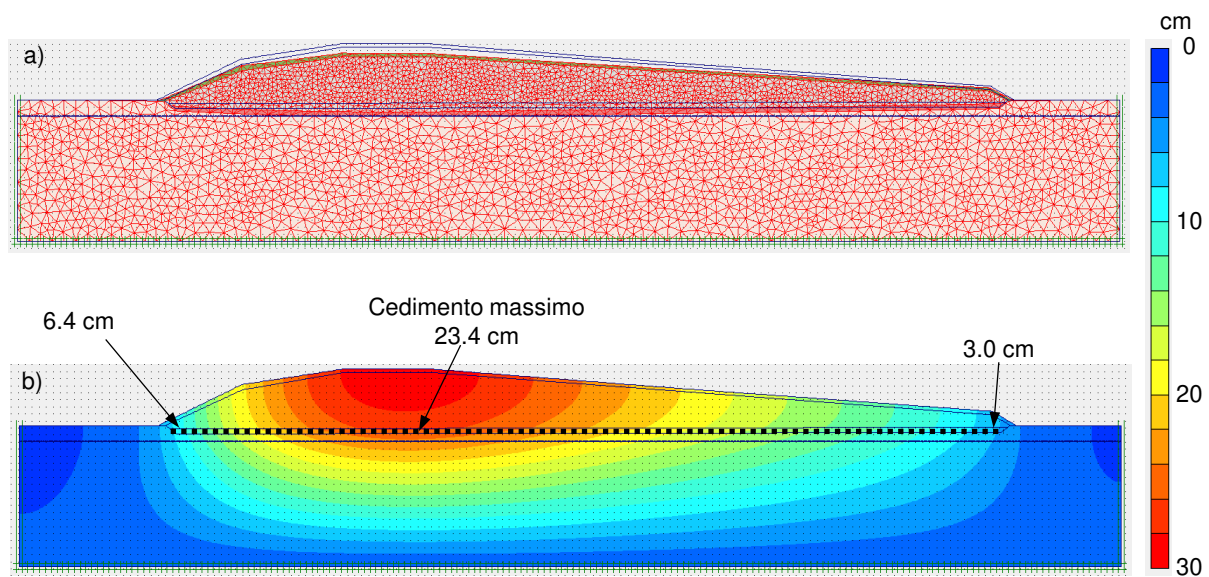


Figura 25. Risultati della simulazione numerica FEM per il calcolo dei cedimenti nella Sezione C-C'. a) Mesh di calcolo deformata agli elementi finiti. B) Spostamenti verticali indotti dalla costruzione della discarica.

7. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

In questo capitolo è presentata la verifica di suscettibilità al fenomeno della liquefazione per il terreno di fondazione dell'impianto.

La verifica è stata condotta mediante il metodo descritto in Lai et al. (2009), basato sulle risultanze delle prove geotecniche in sito (nel caso in esame le prove penetrometriche SPT presentate nel capitolo 3.2.2).

Il metodo consiste nel calcolare un fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) mediante la seguente equazione:

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

dove:

- CSR è il rapporto di sforzo ciclico;
- CRR è il rapporto di resistenza ciclico;
- MSF è il fattore di correzione per la magnitudo;
- K_{σ} è fattore correttivo relativo all'aumento della resistenza alla liquefazione dovuto allo stato tensionale.

Il rapporto di sforzo ciclico CSR è calcolato con la seguente equazione:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione massima attesa per il sito in esame (0.099g, vedere capitolo 5.2);
- σ_{vo} è la tensione geostatica verticale totale;
- σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace;
- r_d è un coefficiente di riduzione dello sforzo dipendente dalla profondità che considera fenomeni di amplificazione dovuti alla deformabilità del terreno (Lai et al., 2009).

Il rapporto di resistenza ciclico CRR è calcolato mediante la seguente equazione:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60CS} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

dove $(N_1)_{60CS}$ è il valore del numero di colpi N_{SPT} che tiene conto dei fattori correttivi relativi allo stato tensionale (C_N), al rapporto energetico (C_E assunto pari a 1) e al contenuto di fine (assunto pari al 10% sulla base delle analisi granulometriche riportate nel Capitolo 3.3).

Il fattore di scala della magnitudo MSF è stato calcolato mediante la seguente equazione:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w}$$

dove la magnitudo momento (M_w) per il terremoto atteso al sito di interesse è stata valutata a partire dai dati di disaggregazione della pericolosità sismica disponibili sul sito dell'INGV ed è stato prudenzialmente assunta pari a 5.5.

Infine il fattore correttivo K_σ risulta essere diverso da 1 soltanto per valori di tensione verticale efficace (σ'_{v0}) maggiore della pressione atmosferica (p_a) e può essere calcolato mediante la seguente equazione:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{f-1}$$

dove f è un parametro funzione della densità relativa (D_R) pari a $[0.8-0.005(D_R-40)]$, per valori di D_R compresi tra 40% e 80%.

La procedura sopra esposta può essere considerata valida per valori di $(N_1)_{60CS}$ minori di 30. Nel caso di valori superiori a 30, si ritiene che i terreni granulari siano troppo addensati per essere soggetti al fenomeno della liquefazione (Lai et al., 2009).

I risultati ottenuti dalle verifiche condotte sono riportati nella Tabella 7 per le profondità alle quali il valore di $(N_1)_{60CS}$ è risultato essere inferiore a 30. I valori del fattore di sicurezza FSL sono ampiamente maggiori di 1 e anche maggiori del valore limite (1.25) proposto da Lai et al. (2009). Alla luce di questi valori, l'incidenza globale del fenomeno della liquefazione per il sito in esame risulta essere trascurabile e non richiede una valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione.

Questo ampio margine di sicurezza nei confronti della liquefazione è principalmente dovuto alla bassa accelerazione massima attesa al sito ($a_{max}=0.099g$) e all'elevato stato di addensamento del terreno in sito (valori di N_{SPT} compresi tra 20 e 40).

	z [m]	N_{SPT} [-]	(N₁)_{60CS} [-]	CRR [-]	CSR [-]	FSL [-]
SC-01	7.5	24	25.3	0.30	0.10	6.6
	19.5	22	17.0	0.18	0.08	4.2
SC-02	1.5	21	22.5	0.25	0.08	7.1
	3	24	24.3	0.28	0.10	6.3
	6	22	26.6	0.33	0.11	6.6
	7.5	19	22.0	0.24	0.11	4.8
	13.5	26	25.2	0.30	0.10	5.9
	16.5	16	14.8	0.16	0.09	3.4
SC-03	1.5	19	26.4	0.32	0.06	11.2
	4.5	20	22.5	0.25	0.06	8.9
	7.5	21	21.4	0.23	0.07	6.7
	9	27	26.2	0.32	0.08	8.3
	16.5	16	13.4	0.14	0.07	3.7
	18	33	25.8	0.31	0.07	7.5
	21	31	22.9	0.26	0.07	6.6

	22.5	41	29.1	0.42	0.06	10.9
	24	26	18.3	0.20	0.06	5.7
SC-04	1.5	15	21.1	0.23	0.06	8.0
	3	23	28.5	0.39	0.06	13.6
	4.5	26	29.5	0.44	0.07	14.6
	10.5	13	12.9	0.14	0.09	3.4
	15	33	28.2	0.38	0.08	8.6
	19.5	31	24.1	0.28	0.07	6.7
SC-05	1.5	15	21.1	0.23	0.06	8.0
	3	14	17.7	0.19	0.06	6.6
	6	23	25.1	0.29	0.07	8.7
	7.5	22	23.0	0.26	0.08	7.0
	15	12	10.8	0.12	0.08	2.9
	17	12	10.4	0.12	0.08	2.9
	25.5	39	26.8	0.33	0.06	9.4

Tabella 7. Risultati della verifica a liquefazione condotta sulla base dei risultati delle prove SPT eseguite durante la perforazione dei cinque sondaggi a carotaggio (SC-01, SC-02, SC-03, SC-04 e SC-05).

8. CONCLUSIONI

I risultati delle analisi geotecniche illustrate nella presente relazione non hanno evidenziato criticità sostanziali per la realizzazione della discarica in oggetto.

L'esecuzione della recente campagna di indagine geognostica ha permesso di approfondire le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione della discarica, che risulta essere sostanzialmente omogeneo nell'area oggetto dell'intervento e caratterizzato da ottime caratteristiche meccaniche crescenti con la profondità.

I fattori di sicurezza risultanti dalle analisi di stabilità rispettano i valori minimi previsti dalla normativa vigente (NTC 2018) in condizioni sia statiche sia sismiche e per tutte le fasi costruttive dell'impianto analizzate.

Le verifiche di stabilità hanno preso in considerazione anche le interfacce presenti tra i materiali naturali e i teli geosintetici nei rivestimenti sul fondo dell'invaso e nella copertura, come richiesto dalla normativa vigente (D.Lgs. n. 121/2020). Le caratteristiche di resistenza al taglio delle suddette interfacce dovranno essere verificate in fase di approvvigionamento dei materiali mediante apposite prove di laboratorio, al fine di confermare la validità delle analisi riportate in questa relazione.

Inoltre, anche le caratteristiche geotecniche dei rifiuti conferiti in discarica dovranno essere verificate nel caso in cui vengano riscontrate delle differenze sostanziali rispetto al pietrisco ferroviario previsto in progetto.

I cedimenti del terreno di fondazione indotti dalla realizzazione dell'abbancamento sono stati stimati mediante una modellazione numerica agli elementi finiti. I cedimenti differenziali massimi in corrispondenza del rivestimento del fondo dell'invaso risultanti dall'analisi eseguita risultano essere nell'ordine di 20 cm. Tali valori sono pienamente compatibili con le funzionalità del rivestimento di impermeabilizzazione sul fondo dell'invaso sia nella fase di coltivazione sia nella fase successiva alla chiusura e non risultano essere critici neanche per il sistema di copertura dei rifiuti.

Infine, mediante i risultati delle prove in sito (penetrometriche dinamiche e sismiche) è stato possibile accertare che il terreno di fondazione della discarica non risulta essere suscettibile al fenomeno della liquefazione, sostanzialmente grazie all'elevato stato di addensamento del terreno in sito e alla ridotta accelerazione massima attesa al sito ($<0.1 g$).