COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE:

ambiente S.p.A.

CONSULENZA GEOTECNICA E AMBIENTALE:

SGI

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.

ingegneria geotecnicaingegneria ambientaleingegneria sismica
geologia applicata

Iscrizione Albo degli Ingegneri
Provincia di Alessandria-N. 1054
Dott. Ing. STEFANO VEGGI
STUDIO GEOTECNICO ITALIANO

COMUNE DI BORGHETTO VARA (SP)

DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI IN LOCALITA' LA MANGINA

PROGETTO DEFINITIVO

REV. Rev.	DATA Date	DESCRIZIONE Description	REDATTO (IP/RP) Edited	CONTROLLATO (RP) Checked	APPROVATO (DTR) Authorized
E01	29.07.2013	EMISSIONE	VIRNA SPADINI	STEFANO VEGGI	GIULIO MAGGI
E02					
E03					
E04					

ambiente S.p.A.

CONTRATTO N. Contract Nr.

IDENTIFICAZIONE SGI
SGI identification

COMMESSA	CODICE ARCHIVIO	ELABORATO	EMISSIONE
08562	006	R05	E01

TITOLO Title

RELAZIONE GEOTECNICA

NOME FILE File name	SCALA Scale	SCALA GRAFICA Graphic scale

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE DI QUESTO DOCUMENTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA SGI Reproduction of this document is forbidden without prior written permission by SGI

INDICE

1. INTRODUZIONE 1

2. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE IN PROGETTO 2

3. RIFERIMENTI NORMATIVI 4

4. SINTESI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE 5

5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA E SISMICA DEL SITO ... 7

5.1 Stratigrafia di riferimento 7

5.2 Parametri geotecnici dei materiali 8

5.2.1 Terreni in sito e substrato roccioso 8

5.2.2 Terre da costruzione 9

5.2.3 Materiali geosintetici 11

5.2.4 Rifiuti 13

5.3 Parametri sismici 19

5.4 Falda 22

6. VERIFICHE DI SICUREZZA 24

6.1 Verifiche di stabilità 24

6.1.1 Metodologia di calcolo 24

6.1.2 Geometria del problema 26

6.1.3 Parametri di progetto 26

6.1.4 Stabilità del versante nello stato attuale 28

6.1.5 Stabilità del versante riprofilato 28

6.1.6 Stabilità della discarica 29

6.2 Valutazione dei cedimenti della discarica 30

6.2.1 Cedimenti del fondo 30

6.2.2 Cedimenti dei rifiuti 32

6.3 Conclusioni 34

7. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 36

Tabelle contenute nel testo:

Tabella 5-1: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – terreno 12

Tabella 5-2: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – geosintetico12
Tabella 5-3: Parametri di resistenza dei rifiuti pubblicati in letteratura (adattata da Jones et al., 1997) 18
Tabella 5-4: Valori dei parametri a_g, F_o e T^*_c per il sito di progetto 21
Tabella 6-1 Valori caratteristici e di progetto per le analisi di stabilità 27
Tabella 6-2 Valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle analisi di stabilità 30

Figure contenute nel testo:

Figura 5-1 Sezione stratigrafica di riferimento per la discarica in progetto 8
Figura 5-2: Valori del peso di volume dei rifiuti solidi urbani da prove su grande scala (da Zekkos et al., 2005) 15
Figura 5-3: valori di riferimento dei parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani in funzione dello stato tensionale (da Manassero et al., 1996) 17
Figura 5-4: Resistenza a taglio dei rifiuti solidi urbani, valori raccomandati ai fini progettuali (da Sanchez-Alciturri et al., 1993) 18
Figura 5-5: Parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani stimata con vari metodi (da Manassero et al., 1996) 19
Figura 5-6: Coordinate geografiche di riferimento dell'area di progetto (da Google Earth™) 20
Figura 5-7:Schema per la determinazione dei valori dei parametri di riferimento per il calcolo dell'azione sismica in punti che non coincidono con i nodi della griglia delle NTC 21
Figura 6-1: Sezione longitudinale della discarica 26

Allegati:

Allegato 1 Analisi di stabilità della discarica
Allegato 2 Cedimenti della discarica

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche connesse con la realizzazione della discarica per rifiuti non pericolosi in località "Mangina" nel Comune di Borghetto di Vara (SP), ai sensi del D. Lgs. 36/2003 e del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le costruzioni).

In tale ottica, nella presente saranno affrontate le tematiche seguenti, inerenti la progettazione della discarica e delle opere accessorie:

- caratterizzazione geotecnica dei rifiuti;
- caratterizzazione geotecnica delle interfacce nei sistemi di rivestimento;
- caratterizzazione geotecnica dei materiali da costruzione;
- verifiche di stabilità della discarica nelle fasi costruttive, gestionali e finale nelle condizioni statiche e sismiche;
- valutazione dei cedimenti del fondo della discarica e del corpo rifiuti.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali in sito è mutuata dalla relazione geologica, così come la situazione idrogeologica attuale e di progetto; ad essa si rimanda per maggiori dettagli in merito a tali aspetti.

2. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE IN PROGETTO

L'area interessata dalla discarica si trova in un avvallamento delimitato a monte da un rilevato di proprietà SALT, utilizzato per attività legate alla produzione di materiali da costruzioni stradali, ed a valle dal torrente Malacqua e dalla relativa fascia di rispetto.

La discarica in progetto si addosserà al pendio immediatamente a valle del rilevato SALT la cui pendenza, in corrispondenza dell'asse longitudinale principale della discarica, è circa uguale a 12°. A valle, la discarica sarà delimitata da un argine in terra rinforzata di altezza al coronamento circa uguale a 19 m, mentre il cumulo dei rifiuti più gli strati di copertura superficiale finale ed il sistema di impermeabilizzazione di fondo avranno altezza massima, rispetto al piano di campagna attuale, compresa tra circa 25 e circa 30 m.

Come sarà descritto nel seguito, nell'area di impronta della discarica si prevede di rimuovere gli strati superficiali fino ad un massimo di circa 3 m da p.c. e di sostituirli con materiali adeguati, al fine di ottenere una base di appoggio della discarica di caratteristiche meccaniche migliori e più uniformi. Infatti, i terreni sui quali la discarica dovrebbe poggiare hanno origine alluvionale e detritica (in prevalenza sabbie con intercalazioni di clasti prodotti dalla alterazione del substrato di arenaria); è quindi ipotizzabile, fatto peraltro riscontrato in alcuni sondaggi, la presenza di livelli più o meno potenti di più scarse proprietà geotecniche, da rimuovere e sostituire con materiali granulari di migliore qualità, adeguatamente posati e compattati fino ad ottenere le quote e le sagome di progetto per ottenere un piano di posa del fondo idoneo.

Inoltre, in base alla ricostruzione dell'idrogeologia dell'area, la soggiacenza degli acquiferi è relativamente superficiale, in particolare nella zona di valle su cui dovrebbe impostarsi l'argine di contenimento dei rifiuti. Per questo motivo, le quote alla base della barriera geologica di fondo saranno più elevate rispetto a quelle dell'attuale piano di campagna, per la necessità di garantire un franco sufficientemente cautelativo nei confronti della massima escursione dei livelli piezometrici ad oggi riscontrati in aggiunta al minimo richiesto dalla legge (D. Lgs. 36/2003). In altre parole, il volume dei materiali riportati sarà superiore a quello dei

materiali scavati, per poter innalzare la superficie di imposta della discarica al di sopra delle quote del piano campagna attuale.

Visto il consistente incremento di carico introdotto dal rilevato in terra rinforzata e la presenza, proprio in corrispondenza del suo tracciato, di livelli limoso argillosi, il terreno ad esso sottostante sarà oggetto di consolidamento mediante colonne di ghiaia, spinte fino al substrato roccioso alterato. Le colonne in ghiaia generalmente trovano applicazione per il miglioramento di terreni coesivi teneri, quale metodo di trattamento per ridurre i cedimenti e incrementare la stabilità. Rispetto ad altre tecniche di trattamento colonnare quale il jet – grouting, le colonne di ghiaia offrono il vantaggio di non ostacolare il libero drenaggio e quindi, nel caso di terre fini, di favorire la dissipazione delle sovrappressioni introdotte dai sovraccarichi in superficie.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Per la redazione del presente documento, oltre che alle indicazioni e prescrizioni della legislazione italiana di settore e ove non in contrasto con essa, si è fatto riferimento a norme internazionali e ad indicazioni e raccomandazioni contenute nella letteratura tecnica e scientifica internazionale, i cui riferimenti sono forniti in coda alla presente.
Di seguito si riportano i riferimenti legislativi e normativi.

- D. Lgs. n. 36 del 13 gennaio 2003, "Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti"
- D. Lgs. n. 152 del 3 aprile 2006, "Norme in materia ambientale"
- D. M. delle Infrastrutture e dei Trasporti 14.01.2008, "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009, "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- D.G.R. Liguria n. 1308 del 24.10.2008, "O.P.C.M. 3519/2006. Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"
- Eurocodice 7 (UNI EN 1997-1), "Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali"
- Eurocodice 8 (UNI EN 1998-5), "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

4. SINTESI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

La modellazione geotecnica ai fini della presente è ricavata dalla campagna di indagini geognostiche effettuate nel periodo novembre 2012-febbraio 2013; la descrizione completa delle indagini, i relativi certificati di prova e la sintesi dei risultati è dettagliatamente riportata nella Relazione geologica di progetto. Si riepilogano qui di seguito gli elementi di interesse derivati dalle indagini ai fini della presente.

Dai sondaggi è emerso che la stratigrafia locale è sostanzialmente costituita da depositi detritici e di natura fluviale, poggianti su un substrato roccioso, più o meno alterato nei primi metri, di natura arenacea.

Il substrato roccioso locale è rappresentato dalla formazione delle Arenarie del Gottero. Nell'area rilevata gli affioramenti osservabili di questa formazione sono limitati e di modesta estensione. Nel sito in cui si intende realizzare la discarica è presente un unico affioramento lungo un'incisione valliva posta sul limite Est dell'area.

Le bancate arenacee sono attraversate da diversi piani di fatturazione; il grado di fratturazione risulta generalmente elevato con spaziatura dei piani di discontinuità variabile da decimetrica a centimetrica.

A valle del rilevato SALT il pendio naturale si raccorda con un inclinazione molto blanda alla piana alluvionale del T. Malacqua. In questo tratto di versante i depositi detritici sono mal distinguibili in affioramento e appaiono frammisti sia a materiale di riporto, nella zona immediatamente a valle del rilevato, sia a depositi di natura fluviale in prossimità della pianura alluvionale del T. Malacqua. In questo settore, nel quale si intende realizzare l'impianto di discarica, la natura dei depositi detritici ed i loro rapporti con i terreni di riporto, i sedimenti alluvionali ed il substrato roccioso sono stati indagati nel dettaglio con una campagna di indagini geognostiche.

Nella parte bassa dell'area di indagine, identificabile con la modesta pianura alluvionale formata dal T. Malacqua (quota di circa 132 m s.l.m.), affiorano i sedimenti fluviali attuali e recenti depositati dal torrente nelle sue diverse fasi evolutive.

I depositi alluvionali attuali e recenti sono costituiti da ciottoli e ghiaie poligenici con granulometria variabile in matrice prevalentemente sabbiosa. Le litologie

rappresentate sono principalmente attribuibili a rocce di tipo flyschoide arenacee o calcareo marnose ed in subordine da diaspri e rocce ofiolitiche.

Lo spessore di questi depositi nella pianura alluvionale è di circa 5.5; i sedimenti fluviali poggiano su un substrato roccioso di natura arenacea attribuibile alla formazione delle Arenarie del Gottero.

Le indagini, di cui si dà conto per esteso nella Relazione geologica, sono consistite in n. 13 sondaggi a carotaggio continuo (fatta eccezione per il sondaggio S5), denominati S1÷S13, spinti a profondità variabile da 15 a 60 m; complessivamente, nel corso dei sondaggi, sono stati prelevati 36 campioni da sottoporre a prove di laboratorio.

All'interno di tutti i fori di sondaggio sono state effettuate prove SPT negli strati o nei livelli sciolti mentre, per gli spezzoni di roccia carotata, è stato misurato l'indice RQD. Inoltre, a profondità diverse nei vari sondaggi, sono state effettuate prove di permeabilità Lefranc.

In corrispondenza di 9 delle 13 verticali sono stati allestiti piezometri o coppie di piezometri a tubo aperto, fenestrati a profondità diverse per valutare la eventuale presenza e consistenza degli acquiferi sia negli strati superficiali, sciolti, sia nel substrato roccioso.

Per quanto attiene alla caratterizzazione geotecnica dei materiali, i valori dei parametri di resistenza a taglio saranno ricavati, dove disponibili, dalle prove di laboratorio per le terre sciolte o dagli indici di qualità degli ammassi rocciosi per questi ultimi, come descritto nella Relazione geologica.

I valori dei parametri geotecnici attribuiti ai materiali sono riportati nel capitolo seguente.

5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA E SISMICA DEL SITO

Il progetto in esame riguarda opere che rientrano nelle categorie di cui ai punti 6.8 ("Materiali sciolti e fronti di scavo") e 6.11 ("Discariche controllate di rifiuti e depositi di inerti") ai sensi delle NTC.

Oltre ai materiali naturali in sito, caratterizzabili sulla scorta delle indagini effettuate descritte precedentemente, saranno impiegate terre da costruzione (per la bonifica geotecnica, per la barriera minerale e gli strati drenanti, per il consolidamento del terreno sottostante l'argine e per l'argine in terra rinforzata), materiali geosintetici (nei pacchetti di confinamento dei rifiuti e nell'argine in terre rinforzate) e rifiuti, che non sono caratterizzabili a priori sulla base di prove dirette.

Ai fini delle verifiche qui in oggetto, i materiali da costruzione (terre e geosintetici) ed i rifiuti saranno perciò caratterizzati sulla base della esperienza degli scriventi e delle esperienze riportate nella letteratura tecnica riconducibili al caso in oggetto. In fase esecutiva, saranno previste opportune prove per ottenere un riscontro ai valori dei parametri geotecnici assegnati nella fase progettuale presente.

5.1 Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento per le verifiche di seguito descritte è rappresentativa della situazione stratigrafica lungo una sezione circa parallela alla linea di massima pendenza delle scarpate naturali e posta in posizione centrale rispetto alla posizione della futura discarica.

Lungo tale sezione (si veda la Figura 5-1), a partire dalla formazione più superficiale, si incontrano:

- depositi di riporto del rilevato SALT (solo nella porzione di monte);
- depositi detritici;
- depositi alluvionali (solo nella parte a monte, fino circa all'impronta del rilevato SALT) e livelli sabbioso – limosi (nella zona di valle sottostante l'impronta dell'argine);
- substrato roccioso alterato;
- substrato roccioso 'sano'.

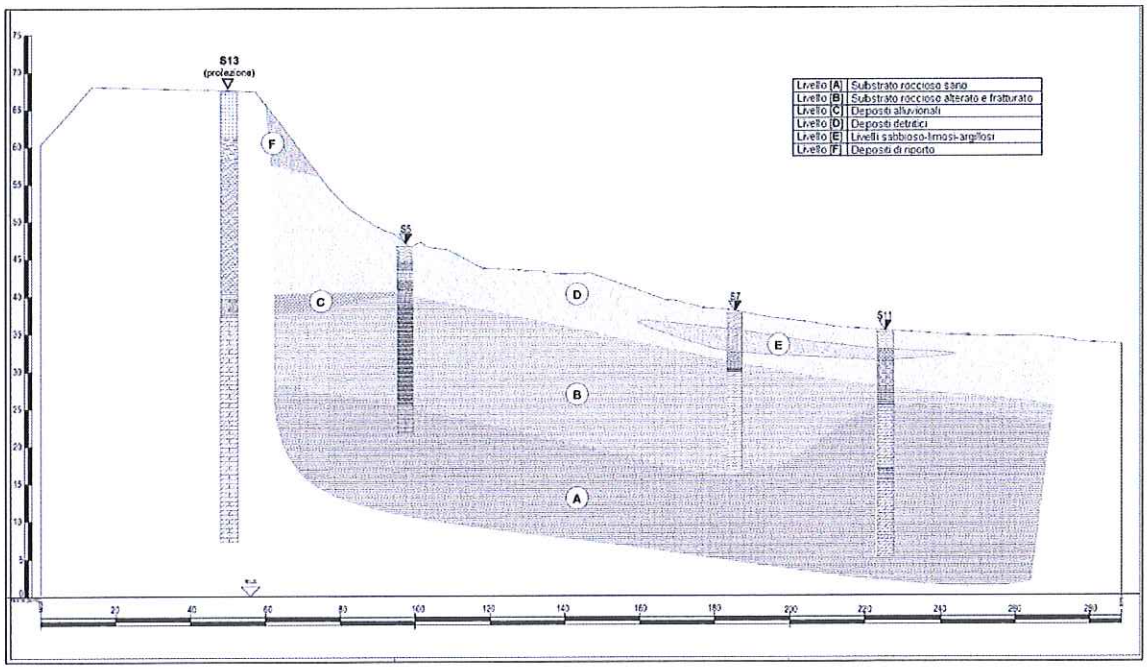


Figura 5-1 Sezione stratigrafica di riferimento per la discarica in progetto

In aggiunta alle formazioni naturali elencate, nella sezione stratigrafica del modello di calcolo per le analisi di stabilità di progetto, sono poi introdotti i materiali di costruzione (argine in terra rinforzata, riporto per la bonifica geotecnica), ed il terreno trattato con colonne di ghiaia, nella fascia sottostante l'argine di valle.

5.2 Parametri geotecnici dei materiali

5.2.1 Terreni in sito e substrato roccioso

Ai terreni in sito, sulla base delle indagini effettuate e dei risultati delle prove in sito ed in laboratorio, possono attribuirsi i valori dei parametri geotecnici riportati di seguito.

5.2.1.1 Roccia 'sana'

γ = 26 kN/m^3 (peso di volume naturale)

c' = 275 kPa (coesione drenata)

ϕ'	=	32.5	°	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.1.2 Roccia alterata

γ	=	26	kN/m³	(peso di volume naturale)
c'	=	224	kPa	(coesione drenata)
ϕ'	=	27.4	°	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.1.3 Coltre detritica

γ	=	18.7	kN/m³	(peso di volume naturale)
c'_P	=	8.7	kPa	(coesione drenata, valore di picco)
ϕ'_P	=	33.6	°	(angolo di resistenza a taglio, valore di picco)
c'_r	=	0	kPa	(coesione drenata, valore residuo)
ϕ'_r	=	23	°	(angolo di resistenza a taglio, valore residuo)

5.2.1.4 Depositi alluvionali

γ	=	19.6	kN/m³	(peso di volume naturale)
c'_P	=	6.1	kPa	(coesione drenata, valore di picco)
ϕ'_P	=	35.5	°	(angolo di resistenza a taglio, valore di picco)
c'_r	=	0	kPa	(coesione drenata, valore residuo)
ϕ'_r	=	23	°	(angolo di resistenza a taglio, valore residuo)

5.2.2 Terre da costruzione

5.2.2.1 Terreno per la bonifica geotecnica

Il terreno di riporto impiegato per la bonifica geotecnica del substrato sarà costituito da terre preferibilmente appartenenti alla classe A_1, A_3 o A_{2-4}, adeguatamente posate e compattate fino ad ottenere le quote e le sagome di progetto. A tali materiali possono attribuirsi i valori dei parametri geotecnici seguenti:

γ	=	19	kN/m³	(peso di volume naturale)
c'	=	0	kPa	(coesione drenata)
ϕ'	=	35	°	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.2.2 Inerti drenanti

Sono previste opere drenanti da realizzare in materiale ghiaioso (trincee drenanti, strato drenante sul fondo della discarica e in copertura, colonne di ghiaia). A tali materiali, in condizioni di medio addensamento, possono attribuirsi i valori dei parametri geotecnici seguenti:

γ	=	19 kN/m^3	(peso di volume naturale)
c'	=	0 kPa	(coesione drenata)
ϕ'	=	42 °	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.2.3 Terreno trattato con colonne in ghiaia

I parametri geotecnici del terreno trattato con colonne in ghiaia sono ricavati con l'approccio semplificato riportato in Tanzini (2006). In sostanza, secondo tale approccio, i valori dei parametri geotecnici nella zona trattata con colonne di ghiaia possono ricavarsi come media pesata rispetto alle rispettive aree dei valori dei parametri del terreno in sito e della ghiaia.
Attribuendo alla ghiaia i valori dei parametri geotecnici propri degli inerti drenanti (par. precedente) e al terreno in sito i valori dei parametri propri della coltre detritica (parametri di resistenza a taglio residui), con diametro e spaziatura delle colonne ipotizzati in progetto (i = 2,5 m; D = 1 m), si ricavano i seguenti:

γ	=	19.4 kN/m^3	(peso di volume naturale)
c'	=	0 kPa	(coesione drenata)
ϕ'	=	34.5 °	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.2.4 Terre rinforzate

Alle terre rinforzate sono attribuiti valori dei parametri di resistenza a taglio 'equivalenti', da applicare alle stabilità globali delle opere, posto che la stabilità interna dell'argine in terra rinforzata sarà garantita e verificata con l'opportuno dimensionamento delle geogriglie in fase esecutiva (resistenza, spaziatura e lunghezza di ancoraggio). I parametri convenzionali per le terre rinforzate sono i seguenti:

γ	=	19 kN/m^3	(peso di volume naturale)

c'	=	63 kPa	(coesione drenata)
ϕ'	=	30 °	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.2.5 Argilla

L'argilla viene utilizzata per la barriera minerale sul fondo della discarica e sul capping, e viene posata in condizioni di densità secca e umidità naturale prossime a quelle ottime, al fine di ottenere la migliore compattazione possibile. Ad essa si possono assegnare i valori dei parametri geotecnici seguenti:

γ	=	18,5 kN/m^3	(peso di volume naturale)
c'	=	10 kPa	(coesione drenata)
ϕ'	=	28 °	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.2.6 Argilla miscelata con cemento

Sulle scarpate, a causa della pendenza prevista (>20°), si dovrà necessariamente impiegare argilla miscelata con cemento; è noto infatti che sono sufficienti minime percentuali di cemento (5% in peso) per incrementare notevolmente i valori dei parametri di resistenza a taglio di picco. Sulla base degli studi sintetizzati in Manassero et al. (1994), si ritiene di poter assegnare all'argilla miscelata con cemento i seguenti valori dei parametri geotecnici:

γ	=	19 kN/m^3	(peso di volume naturale)
c'	=	15 kPa	(coesione drenata)
ϕ'	=	40 °	(angolo di resistenza a taglio)

5.2.3 Materiali geosintetici

Nelle discariche i materiali geosintetici vengono posati tra due strati di materiali minerali, tra uno strato minerale ed un altro geosintetico o tra uno strato minerale ed i rifiuti, e svolgono funzione di impermeabilizzazione (geocomposito bentonitico, geomembrana in HDPE), di protezione di altri geosintetici (geotessili TNT), di separazione e filtrazione (geotessili TNT o T), di drenaggio (geocompositi drenanti).

Ai fini della analisi di stabilità svolte con i metodi dell'equilibrio limite, descritte in seguito, ciò che deve essere caratterizzato è l'interfaccia, ossia la superficie di

contatto tra il geosintetico e lo strato, superiore e/o inferiore con il quale lo stesso viene a trovarsi a contatto; infatti, poiché il geosintetico costituisce una superficie di discontinuità ben definita, nella maggior parte dei casi è proprio tale superficie di discontinuità che governa il fattore di sicurezza nei confronti della rottura per instabilità gravitazionale (Mitchell et al., 1990).

La Tabella 5-1 e la Tabella 5-2 riportano il campo di variabilità dei parametri di resistenza a taglio per le interfacce geosintetico – terreno e geosintetico – geosintetico, desunti da prove di laboratorio condotte da vari autori e riportate in letteratura (Mitchell e Mitchell, 1991; Martin et al., 1984; Pasqualini et al., 1993; Manassero et al., 1996; Fratalocchi et al., 2003).

Interfaccia	Angolo di attrito (°)			Coesione [kPa]
Geomembrana HDPE-Sabbia	15	÷	28	0
Geomembrana HDPE-Argilla	5	÷	29	0
Geotessile-Sabbia	22	÷	44	0
Gocomposito bentonitico-Sabbia	20	÷	25	0
Gocomposito bentonitico-Argilla	14	÷	16	0
Geomembrana HDPE a.m.-Ghiaia	20	÷	25	0
Geomembrana HDPE a.m.-Sabbia	30	÷	43	0
Geomembrana HDPE a.m.-Argilla compattata	7	÷	35	20÷30
Geotessile-Argilla	15	÷	33	0

Tabella 5-1: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – terreno

Interfaccia	Angolo di attrito (°)			Coesione [kPa]
Georete-Geomembrana HDPE	6	÷	10	0
Geomembrana HDPE-Geotessile	8	÷	18	0
Geotessile-Georete	10	÷	27	0
Gocomposito bentonitico-Geomembrana HDPE a.m.	10	÷	25	0
Gocomposito bentonitico-Geomembrana HDPE	8	÷	16	0
Georete-Geomembrana HDPE a.m.	10	÷	25	0
Geotessile-Geomembrana HDPE a.m.	14	÷	52	0
Geocomposito bentonito (fra i geotessuti non collegati tra di loro e agugliati/cuciti)	8	÷	25	8÷50

Tabella 5-2: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – geosintetico

Per le analisi di stabilità si sceglieranno i valori dei parametri più conservativi fra quelli per le interfacce presenti nel pacchetto del rivestimento.

5.2.4 Rifiuti

La discarica sarà classificata come discarica per rifiuti non pericolosi, ed è previsto che riceva: frazione organica stabilizzata (FOS), frazione biostabilizzata, rifiuti non differenziati da biostabilizzare in sito, ingombranti (residui non recuperabili dalla selezione), compost fuori specifica e residui dalla pulizia stradale. Pur alla luce di tale indicazione di massima, com'è noto ed evidente, in fase di progettazione la valutazione dei parametri geotecnici dei rifiuti non può né basarsi sui risultati di prove dirette analoghe a quelle che vengono fatte per i terreni in sito né su specifiche tecniche analoghe a quelle che vengono fornite per le terre da costruzione, essendo a priori non nota e non prescrivibile la composizione media dei rifiuti. La caratterizzazione dei rifiuti ai fini della presente si baserà quindi sulle conoscenze e sulle esperienze derivate dalla letteratura tecnica più aggiornata del settore.

In linea teorica e del tutto generale, sulla base del loro comportamento meccanico, i rifiuti possono essere distinti in:

- rifiuti assimilabili ai terreni;
- rifiuti non assimilabili ai terreni.

I rifiuti urbani e i rifiuti trattati appartengono alla seconda categoria, per la quale, quindi la caratterizzazione geotecnica è resa complicata da una serie di fattori tra cui:

- l'eterogeneità dei materiali conferiti, che è strettamente legata all'area di produzione, alle condizioni climatiche del sito ed alle modalità con cui si effettuano i pretrattamenti;
- la mancanza di procedure di prova standardizzate per la determinazione dei parametri di resistenza;
- la dipendenza delle proprietà, oltre che dalle tipologie di materiali di provenienza, dalle procedure seguite nella posa in opera e nella compattazione;
- la dipendenza delle proprietà dal tempo, a causa dei processi di degradazione legati sostanzialmente al contenuto organico e alle condizioni locali di temperatura e umidità.

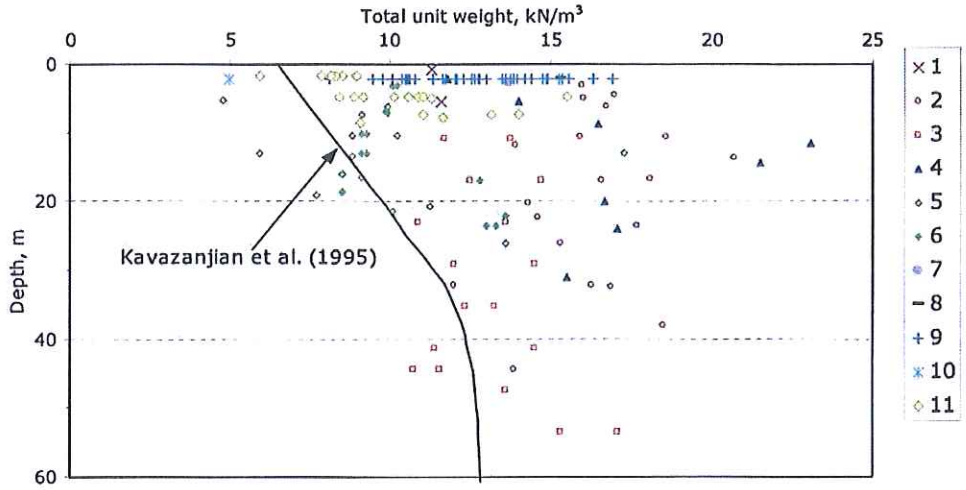
Gli studi più numerosi presenti in letteratura riguardano in particolare i rifiuti solidi urbani, il cui comportamento meccanico è stato inizialmente investigato da Sowers (1973) il quale, nel suo contributo alla VIII ICSMFE, utilizza le convenzioni ed i

parametri propri della meccanica dei terreni per descrivere le leggi tenso-deformative dei rifiuti solidi urbani.

Agli studi di Sowers sono seguiti una serie di lavori di ricerca di altri autori fino ai più recenti di Oweis e Khera (1990), Jessberger e Kockel (1991 e 1993), Del Greco e Oggeri (1993), Fassett et al. (1994), Manassero et al. (1996), Van Impe e Van Impe (1999) e Kavazanjian (2006) dai quali si possono sintetizzare le considerazioni esposte nel seguito, che sono derivate in parte sia campi prova in vera grandezza, sia da prove di laboratorio su campioni di grandi dimensioni.

Per quanto riguarda il peso di volume dei rifiuti, esso varia per ciascun impianto di smaltimento in funzione della loro composizione, ed è particolarmente sensibile alle modalità di compattazione; ad esempio, Fassett et al. (1994) riportano valori di γ nell'intervallo da 3 a 9 kN/m^3 per rifiuti poco compattati, nell'intervallo da 5 a 8 kN/m^3 per rifiuti moderatamente compattati e nell'intervallo da 9 a 10 kN/m^3 per rifiuti ben compattati.

Prove in sito su larga scala riportate da diversi autori hanno in effetti evidenziato pesi di volume variabili da 5 fino ad oltre 18 kN/m^3 (Zekkos et al., 2005). In Figura 5-2 si riportano i valori ricavati in 11 impianti ubicati in varie parti del mondo, confrontati con il profilo suggerito da Kavazanjian et al. (1995), che rappresenta quindi, all'incirca, un limite inferiore.



(1) Santo Tirso, Portugal (Gomes et al. 2002); (2) OII, California, USA (Matasovic and Kavazanjian, 1998); (3) Azusa, California, USA (Kavazanjian et al, 1996); (4) Tri-Cities, California, USA (this study); (5) no name older landfill (Oweis and Khera, 1998); (6) no name younger landfill (Oweis and Khera, 1998); (7) Hong Kong, China (Cowland et al. 1993); (8) Central Mayne landfill, USA (Richardson and Reynolds, 1991); (9) 11 Canadian landfills (Landva & Clark, 1986); (10) Valdemingomez, Spain (Pereira et al. 2002); (11) Cherry Island landfill, Delaware, USA (Geosyntec, 2003);

Figura 5-2: Valori del peso di volume dei rifiuti solidi urbani da prove su grande scala (da Zekkos et al., 2005)

Per quanto riguarda i valori dei parametri meccanici, in generale i tipici rifiuti urbani, se sottoposti a tensioni deviatoriche progressivamente incrementate, non manifestano un valore limite superiore di resistenza al taglio, ma si deformano anche fino al 50÷70% mobilitando resistenze al taglio sempre crescenti; per fissare un valore convenzionale di resistenza al taglio dei rifiuti si fa riferimento a deformazioni tangenziali dell'ordine del 20÷30% (Grisolia et al., 1995).

L'esecuzione di prove penetrometriche, sia statiche (CPT) sia dinamiche (SPT), può permettere la determinazione qualitativa delle proprietà meccaniche dei rifiuti; i valori di resistenza alla punta (q_c) variano da 200 a 800 2 t/m^2 nel caso di rifiuti compattati, e da 50 a 200 t/m^2 per rifiuti non compattati (Manassero e Pasqualini, 1993); per quanto concerne l'andamento di questi valori in profondità, essi non sembrano mostrare nel primo caso variazioni significative, mentre decrescono per i rifiuti non compattati.

Dall'analisi di alcune prove di resistenza al taglio diretto su campioni di grandi dimensioni di rifiuti scarsamente compattati, aventi un peso di volume di 0.4÷0.6 t/m^3,

simulando le reali condizioni di carico esistenti in una discarica (pressioni verticali 3÷10 t/m^2), sono stati ricavati parametri medi di resistenza pari a:

c' = 2 t/m^2 (coesione drenata)

ϕ' = 21÷22° (angolo di resistenza a taglio)

Per quanto riguarda i parametri di rifiuti non compattati in sito (dopo la fase di raccolta con compattatore mobile) si può fare riferimento ai seguenti valori (Landva e Clark, 1990):

c' = 2.3 t/m^2 (coesione drenata)

ϕ' = 24° (angolo di resistenza a taglio)

Manassero et al. (1996), avendo osservato come i parametri di resistenza dei rifiuti dipendano, tra gli altri fattori, dalla pressione di confinamento, hanno suggerito di attribuire i valori dell'angolo di resistenza al taglio, ϕ, e della coesione, c, sulla base della curva mostrata in Figura 5-3, in cui il piano (σ,τ) viene diviso in tre zone:

- una zona A, corrispondente a bassi stati tensionali (0 kPa $\leq \sigma_v <$ 20 kPa), in cui la resistenza dei rifiuti è governata dalla coesione (ϕ = 0°, c $\cong$ 20 kPa);
- una zona B, corrispondente a valori moderati dello stato tensionale (20 kPa $\leq \sigma_v <$ 60 kPa), in cui il comportamento dei rifiuti è sostanzialmente attritivo ($\phi \cong$ 38°, c = 0 kPa);
- una zona C, corrispondente a valori di tensione più elevati ($\sigma_v \geq$ 60 kPa), in cui entrambi i parametri di resistenza al taglio vengono mobilitati (ϕ=30°, c $\geq$ 20 kPa).

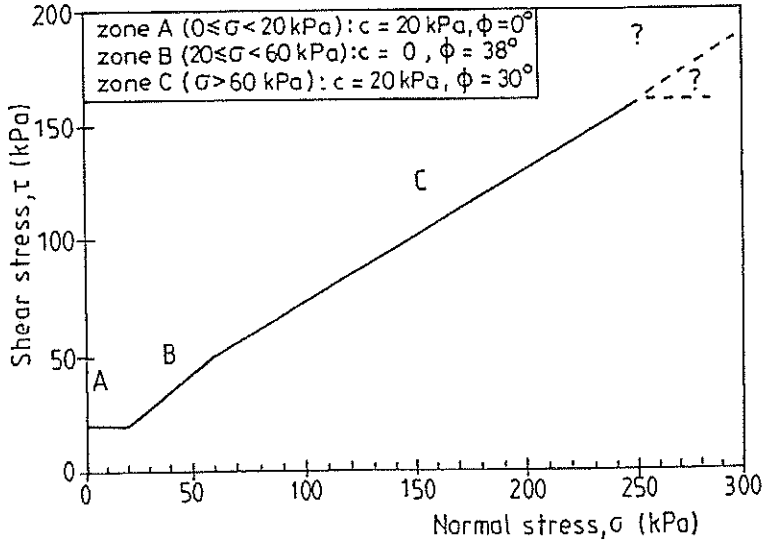


Figura 5-3: valori di riferimento dei parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani in funzione dello stato tensionale (da Manassero et al., 1996)

Con un simile approccio, basato su dati riferiti a studi compiuti in Nord America, Kavazanjian (2001) propone di adottare i valori $c' = 24$ kPa e $\phi \cong 0°$ per livelli tensionali ridotti ($\sigma_N \leq 30$ kPa) e i valori $c' = 0$ kPa e $\phi \cong 33°$ per livelli tensionali più elevati.

A titolo indicativo, la Tabella 5-3 presenta alcuni valori di resistenza a taglio dei rifiuti pubblicati in letteratura; appare evidente la grande dispersione di tali valori.

Ai fini progettuali, si può ritenere che i parametri da assumere siano compresi negli intervalli individuati nel piano (c',ϕ') in Figura 5-4 e in Figura 5-5.

Fonte	Parametri di resistenza a taglio		Note
	c' (kPa)	ϕ' (°)	
Jessberger (1994)	7	38	Ripreso da Gay et al. (1978)
Jessberger (1994)	10	15	Da back analysis
Jessberger (1994)	10	17	Da back analysis
Jessberger (1994)	0	30	Da osservazioni in sito
Jessberger (1994)	0	40	Da osservazioni in sito
Jessberger (1994)	7	42	Da prove di taglio semplice
Jessberger (1994)	28	26.5	Da prove di taglio semplice
Fassett et al. (1994)	10	23	Valori suggeriti dagli autori
Kolsh (1995)	15	15	Valori suggeriti dagli autori
Kolsh (1995)	18	22	Valori suggeriti dagli autori
Cowland et al. (1993)	10	25	Da back analysis
Del Greco e Oggeri (1993)	15.7	21	Da prove di taglio diretto
Del Greco e Oggeri (1993)	23.5	22	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	19	42	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	16	38	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	16	33	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	23	24	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	10	33.6	Da prove di taglio diretto
Golder Associates (1993)	0	41	Da prove di taglio diretto

Tabella 5-3: Parametri di resistenza dei rifiuti pubblicati in letteratura (adattata da Jones et al., 1997)

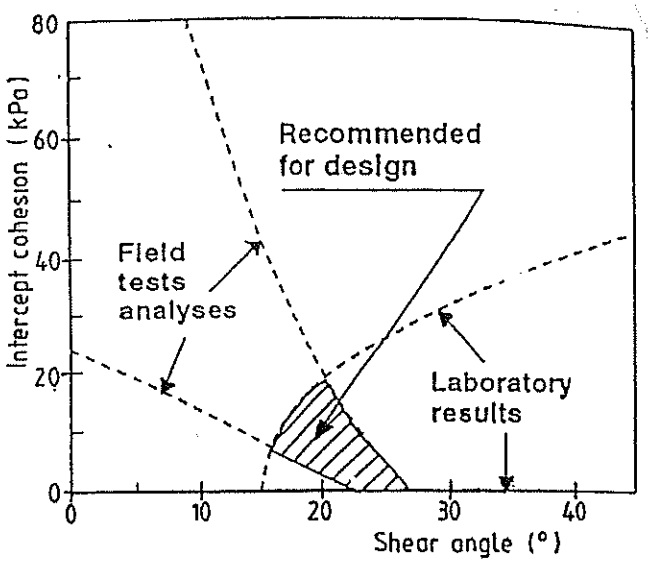


Figura 5-4: Resistenza a taglio dei rifiuti solidi urbani, valori raccomandati ai fini progettuali (da Sanchez-Alciturri et al., 1993)

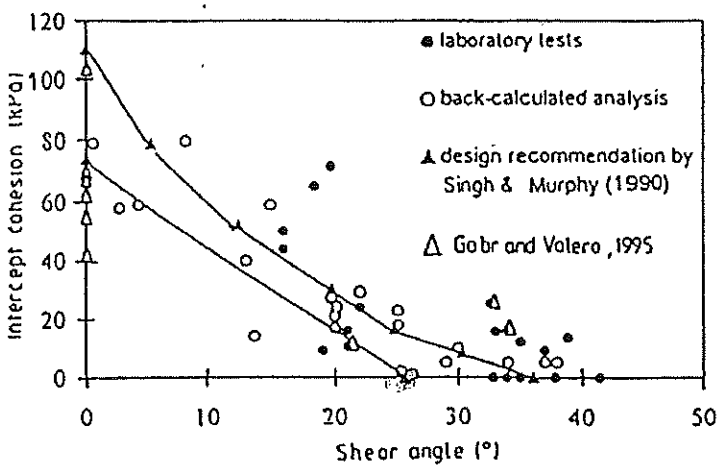


Figura 5-5: Parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani stimata con vari metodi (da Manassero et al., 1996)

In estrema sintesi, basandosi su quanto discusso in precedenza e su esperienze direttamente acquisite dagli scriventi tramite indagini e prove in casi riconducibili alla presente progettazione, ai rifiuti vengono assegnati i seguenti valori dei parametri geotecnici di interesse:

γ	= 11	kN/m^3	(peso di volume naturale, comprensivo delle coperture giornaliere)
c'	= 5	kPa	(coesione drenata)
ϕ'	= 27	°	(angolo di resistenza a taglio)

Per quanto riguarda i valori dei parametri di resistenza a taglio, come si evince dalla Figura 5-4 e dalla Figura 5-5, essi sono da considerarsi del tutto cautelativi, e tengono già conto del decadimento a lungo termine delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso dei rifiuti.

5.3 Parametri sismici

La discarica in progetto verrà a trovarsi nel territorio comunale di Borghetto di Vara (SP) in località "Mangina", sul versante destro del torrente Malacqua, nel sito di coordinate geografiche (si veda la Figura 5-6):

Latitudine: 44°14'32.03" N;

Longitudine: 9°40'51.33" E.

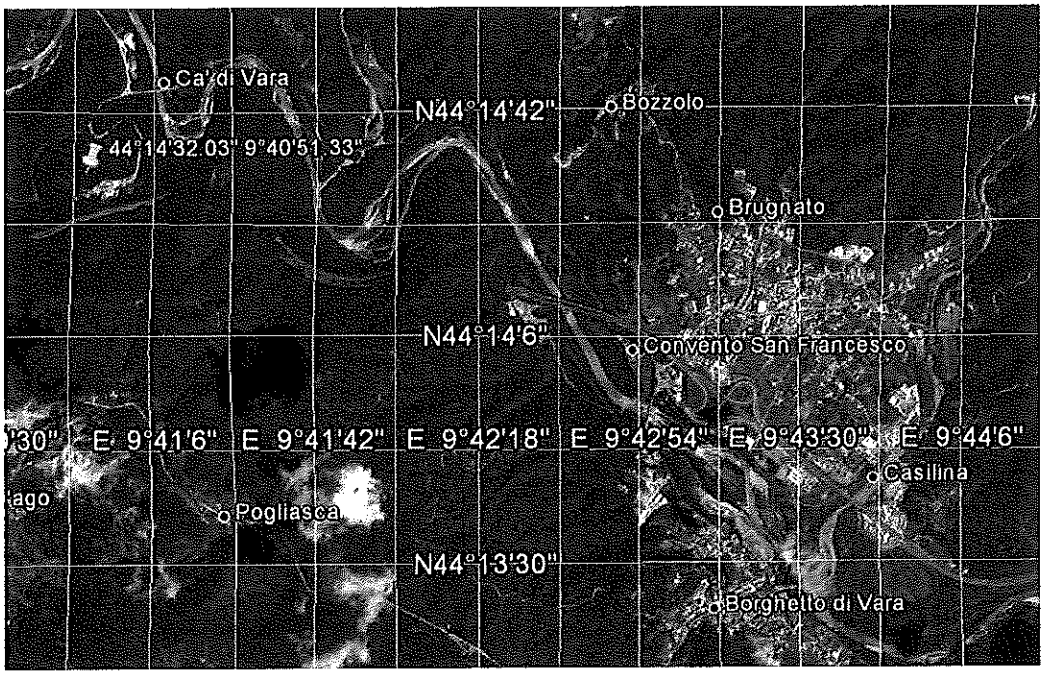


Figura 5-6: Coordinate geografiche di riferimento dell'area di progetto (da Google Earth™)

Come disposto dal D.M. 14.01.2008 (di seguito NTC), l'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite per le opere, viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita quest'ultima in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale. Ad a_g sono associati i due parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico nel sito:

- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In tabella 1 allegata alle NTC sono forniti i valori dei suddetti parametri ai nodi di una griglia di punti di coordinate geografiche prefissate: i valori per siti di coordinate geografiche intermedie a quelle dei nodi della griglia si ottengono per interpolazione lineare dei valori ai quattro nodi della griglia più prossimi (si veda lo schema in Figura 5-7, ottenuto con il software SPETTRI-NTC v. 1.0.3, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).

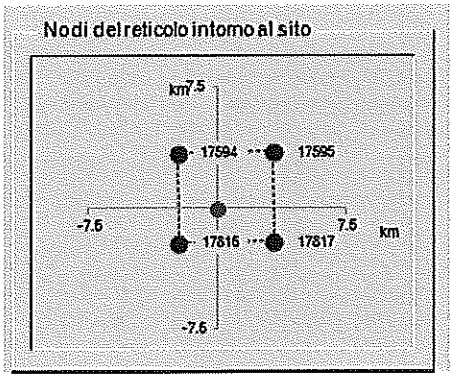


Figura 5-7:Schema per la determinazione dei valori dei parametri di riferimento per il calcolo dell'azione sismica in punti che non coincidono con i nodi della griglia delle NTC

Assumendo per la discarica vita nominale $V_N \geq 50$ anni (comprendente sia la gestione operativa sia la gestione post – operativa) e classe d'uso III (assimilando la discarica ad una industria *con attività pericolose per l'ambiente*), si ottiene che il periodo di riferimento per il calcolo del tempo di ritorno da cui dipende l'azione sismica di progetto è:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per strutture in classe d'uso III è $C_U = 1.5$ (Tab. 2.4.II delle NTC) e, di conseguenza:

$$V_R = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

Si ottiene quindi il valore del tempo di ritorno di riferimento per il calcolo dell'azione sismica:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

ed infine si perviene ai valori dei parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico riportati nella Tabella 5-4 seguente.

Tabella 5-4: Valori dei parametri a_g, F_o e T^*_c per il sito di progetto

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
712	0.154	2.388	0.293

Nel calcolo dell'azione sismica, l'effetto della risposta sismica locale viene preso in conto dai fattori S_S ed S_T, dipendenti rispettivamente dalla categoria di sottosuolo di riferimento per l'opera in progetto e dalla topografia.

A questo riferimento, le indagini geofisiche svolte hanno evidenziato valori della velocità delle onde di taglio V_S crescenti con la profondità, con valori di $V_{S,30}$ nell'ordine di 400÷500 m/s; pertanto, la categoria di sottosuolo di progetto è la B, tipicamente attribuita a rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

La discarica poggerà su un pendio con inclinazione media circa uguale a 12° nel suo asse longitudinale principale, pertanto il coefficiente di amplificazione topografica si potrà assumere unitario. È comunque importante rilevare in questo senso che le NTC, in accordo con l'Eurocodice 8, specificano che le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate (non è questo il caso della morfologia del fondo della discarica), e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'accelerazione massima attesa al sito è quindi calcolata come:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = \mathbf{0.185g},$$

dove, per quanto detto, si è assunto:

$S_S = 1.2$ (calcolato con il codice SPETTRI-NTC citato in precedenza);

$S_T = 1$.

5.4 Falda

Ai fini della presente, la posizione della falda viene assunta pari alla minima soggiacenza ad oggi misurata nei piezometri allestiti allo scopo. Il riferimento è quindi quello relativo alle quote piezometriche misurate nel corso della campagna del 21 gennaio 2013.

Tenuto conto che ad oggi non si dispone ancora di un intero ciclo annuale di misurazioni e della variazione delle piezometrie riscontrata nelle letture fino ad oggi

raccolte, le quote di posa dell'argilla sul fondo della discarica sono state mantenute 2 m oltre al franco minimo di 2 m imposto dal D. Lgs. 36/2003.

Come detto, le verifiche geotecniche sono peraltro effettuate considerando, quale piezometrica di riferimento quella reale, alla quota massima fra quelle misurate nelle varie campagne.

6. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza della discarica sono condotte in accordo alle indicazioni e alle prescrizioni fornite nelle Norme Tecniche per le costruzioni, adottando ipotesi e metodologie di calcolo conformi. In particolare, oltre alle consuete verifiche di sicurezza previste per le opere sciolte ed i materiali di scavo (par. 6.8 delle NTC), come previsto specificatamente per le discariche (par. 6.11.1.4 delle NTC) sono state valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendono le interfacce tra i diversi materiali utilizzati.

6.1 Verifiche di stabilità

6.1.1 Metodologia di calcolo

Le verifiche di sicurezza degli SLU sono rivolte a verificare la stabilità globale della discarica nelle sue diverse fasi costruttive, la stabilità globale dell'argine di contenimento a monte e la stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendono le interfacce.

Le verifiche sono effettate con i consueti metodi cosiddetti "dell'equilibrio limite", che consistono nell'individuare diverse possibili superfici di scivolamento coinvolgenti uno o più materiali e nell'analizzare, per ciascuna di esse, l'equilibrio allo scivolamento del cuneo di materiali soprastanti, considerato come se fosse rigido.

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in letteratura (Bishop, 1955; Janbu, 1973; Morgenstern e Price, 1965; Fellenius, 1927; etc.), si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

- il coefficiente di sicurezza è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo la ipotetica superficie di scorrimento;
- il coefficiente di sicurezza (FS), che per la superficie corrispondente alla rottura è unitario, è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza limite.

Le analisi sono condotte in condizioni di deformazione piane; fra i vari metodi sarà impiegato quello di Bishop implementato all'interno di un programma di calcolo

specifico per tale tipo di analisi (SLOPE/W, GEOSTUDIO 2007, versione 7.16, sviluppato dalla GEO-SLOPE International, Ltd).

Il rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato, FS (indicato nelle NTC come R_2, coefficiente parziale per la resistenza del sistema geotecnico) deve risultare ≥ 1.1.

Le analisi di stabilità sono effettuate sia per le condizioni statiche sia per le condizioni sismiche (laddove le geometrie previste debbano permanere per periodi di tempo superiori a 2 anni, si veda la nota alla Tab. 2.4.I delle NTC).

Con riferimento alle analisi di stabilità rappresentative delle condizioni sismiche, queste sono effettuate con il metodo pseudo-statico, che consiste nel sostituire alle reali azioni dinamiche indotte dal sisma in ogni elemento di volume di terreno una forza di inerzia costante (F) valutata come segue:

a) componente orizzontale: $F_H = W*k_H$

   ove:

   W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

   k_H = coefficiente sismico orizzontale.

b) componente verticale: $F_V = W*k_V$

   ove:

   W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

   k_V = coefficiente sismico verticale.

A loro volta I coefficienti sismici sono valutati con le espressioni seguenti:

$k_H = \beta_s * a_{max}/g$;

$k_V = \pm 0.5 * k_H$;

ove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima al sito;

g = accelerazione di gravità.

Visto il valore di a_{max} ricavato in precedenza (**par. 5.3**) e la categoria di sottosuolo da considerare per il sito, si ha che il valore di β_s dovrà assumersi pari a 0,24 (Tab. 7.11.I delle NTC).

Si perviene quindi ai seguenti valori dei coefficienti sismici:

$k_H = 0.044$;

$k_V = \pm 0.022$.

6.1.2 Geometria del problema

Le analisi si riferiscono ad una sezione longitudinale pressappoco baricentrica rispetto alla discarica e che schematizza la sezione geologica in Figura 5-1; si ritiene che essa debba considerarsi la più critica, sia per la morfologia del fondo sia perché massimizza il volume dei rifiuti che sarà riportato.

La sezione, con indicazione della posizione della massima escursione della falda ad oggi misurata, è mostrata in Figura 6-1; relativamente ad essa sono state quindi verificate:

- la stabilità allo stato attuale (senza la discarica e secondo il profilo del terreno allo stato attuale);
- la stabilità delle scarpate dopo la riprofilatura in progetto, prima della costruzione dell'argine in terra rinforzata;
- la stabilità globale del corpo di rifiuti;
- la stabilità lungo le interfacce tra il sistema di impermeabilizzazione.

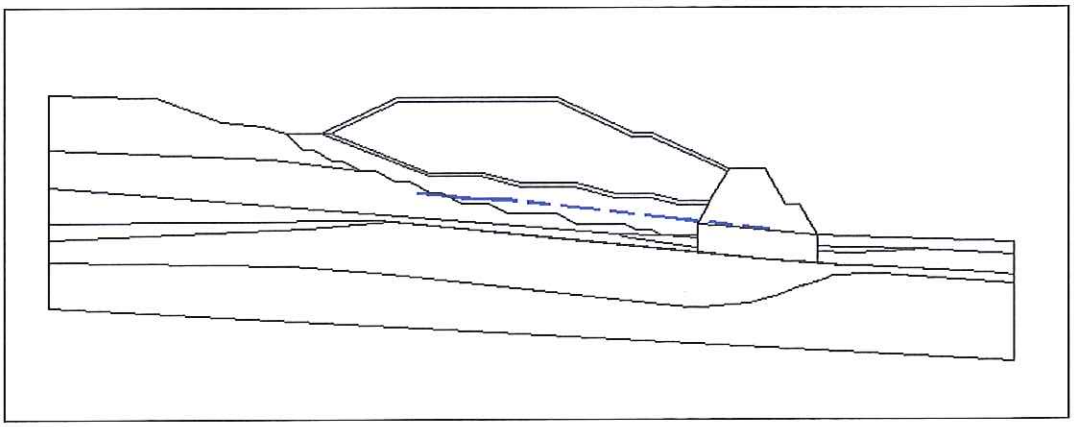


Figura 6-1: Sezione longitudinale della discarica

6.1.3 Parametri di progetto

Ai valori dei parametri caratteristici dei materiali di cui al par. 5.2 sono stati applicati i coefficienti parziali riduttivi previsti dalla NTC per le verifiche di sicurezza

degli SLU di fronti di scavo e opere in terre sciolte (Approccio 1, Combinazione 2, combinazione di coefficienti A2+M2+R2).

Con riferimento alla stratigrafia di progetto (par. 5.1), i valori di progetto dei parametri geotecnici assegnati ai diversi materiali sono quelli sintetizzati nella Tabella 6-1 accanto ai rispettivi valori caratteristici.

Tabella 6-1 Valori caratteristici e di progetto per le analisi di stabilità

Materiale	Valori caratteristici			Valori di progetto		
	γ	c'	φ'	γ	c'	φ'
	[kN/m³]	[kPa]	[°]	[kN/m³]	[kPa]	[°]
roccia sana	26,00	275,00	32,49	26,00	220,00	27,00
roccia alterata	26,00	224,00	27,40	26,00	179,20	22,52
rifiuti	11,00	5,00	27,00	11,00	4,00	22,18
materiale di riporto	19,00	0,00	30,00	19,00	0,00	24,79
fondazione rilevato	19,40	0,00	34,50	19,40	0,00	28,80
rilevati rinforzati	19,00	63,00	30,00	19,00	50,40	24,79
capping	18,50	0,00	40,00	18,50	0,00	33,87
detriti, val. residuo (D)	18,70	0,00	23,05	18,70	0,00	18,80
detriti, val. picco (D)	19,00	8,70	33,60	19,00	6,96	27,99
depositi, val. residuo (E)	19,60	0,00	23,05	19,60	0,00	18,80
depositi, val. picco (E)	19,00	6,10	35,50	19,00	4,88	29,71
depositi (C)	18,50	0,00	35,00	18,50	0,00	29,26
depositi (F)	18,50	0,00	35,00	18,50	0,00	29,26
impermeabilizzazione di fondo (interfaccia)	19,00	0,00	12,00	19,00	0,00	9,65

Per quanto riguarda i valori dei parametri da utilizzare nelle analisi di stabilità, si fanno le osservazioni seguenti:

- per lo strato detritico e i depositi (formazioni D ed E in Tabella 6-1), sono disponibili i valori dei parametri di resistenza a taglio ricavati su campioni da prove di taglio diretto portate fino al valore residuo. Le analisi di stabilità sono state effettuate con i valori di picco o con i valori residui secondo quanto precisato in seguito;
- lo strato di impermeabilizzazione di fondo è stato introdotto nella modellazione numerica assegnandogli il peso di volume naturale dell'argilla compattata e i valori dei parametri di resistenza a taglio dell'interfaccia più critica fra quelle presenti (si veda anche quanto già detto al par. 5.2.3); infatti

la successione di materiali prevede argilla, geocomposito bentonitico e geomembrana in HDPE. Si hanno quindi le due interfacce argilla - geocomposito bentonitico e geocomposito bentonitico - geomembrana in HDPE, entrambi caratterizzati da valori dei parametri di resistenza a taglio inferiori a quelli dell'argilla o dello strato drenante di fondo. In linea di principio, i valori considerati per i valori dei parametri di resistenza a taglio dell'interfaccia sono certamente raggiungibili con geomembrane ruvide. In fase costruttiva, potrà usarsi geomembrana liscia solo a patto che sia possibile dimostrare mediante prove di taglio di interfaccia che i materiali impiegati siano in grado di fornire almeno i valori dei parametri di resistenza qui considerati, o comunque compatibili con il rispetto dei criteri di sicurezza previsti dalle NTC per le verifiche di stabilità.

6.1.4 Stabilità del versante nello stato attuale

La verifica di stabilità del versante nello stato attuale è stata effettuata per la sezione in Figura 6-1, senza la gradonatura che sarà realizzata in fase costruttiva per favorire l'ammorsamento del materiale riportato.
A tutti i materiali sono stati assegnati i valori di picco dei materiali; il fattore di sicurezza FS ottenuto (valore del coefficiente parziale della resistenza del sistema geotecnico secondo le NTC) è risultato uguale a 2.351 in condizioni statiche. La Figura che mostra la superficie critica ricavata per tale condizione è riportata in Allegato 1.

6.1.5 Stabilità del versante riprofilato

La verifica di stabilità del versante riprofilato, senza il terreno asportato per la bonifica geotecnica, è stata effettuata per la sezione in Figura 6-1, considerando la gradonatura che sarà realizzata in fase costruttiva estesa a tutta la scarpata e non considerando l'effetto del trattamento sotto l'impronta dell'argine né lo strato di riporto.
Si rileva che tale situazione costituisce una rappresentazione cautelativa delle fasi costruttive, in quanto è ipotizzabile che la gradonatura sia realizzata a partire da valle e quindi che il trattamento colonnare e la stesura del terreno di riporto

procedano parallelamente con la profilatura, favorendo così la gestione dei materiali scavati.
La potenziale superficie di rottura critica, nelle ipotesi cautelative descritte, presenta valore di FS uguale a 1.8 in condizioni statiche, ampiamente superiore al minimo previsto dalla normativa (FS ≥ 1.1). La verifica della fase costruttiva in condizioni sismiche, poiché tale fase è riferita ad un periodo transitorio di durata inferiore a 2 anni (tab. 2.4.I delle NTC), viene omessa.

6.1.6 Stabilità della discarica

Le condizioni più critiche per la stabilità della discarica si hanno al termine della coltivazione, dopo la posa del pacchetto di copertura superficiale, in cui è massimo il carico gravante sulla scarpata.
Tali stabilità sono state valutate, sia per la condizione statica sia per la condizione sismica, per le due situazioni di rottura dell'insieme discarica – terreno di fondazione e di scorrimento sull'interfaccia di impermeabilizzazione di fondo.
Queste ultime sono a loro volta valutate imponendo che la superficie di rottura, in corrispondenza del contatto tra la discarica e il fondo, sia interamente contenuta nello strato rappresentativo dell'interfaccia; in questo modo, in tale zona di contatto, ai materiali sono effettivamente assegnati nel calcolo i valori dei parametri di resistenza a taglio 'di interfaccia'.
Si evidenzia che per queste analisi, sia alla formazione D sia alla formazione E sono stati attribuiti i valori dei parametri di resistenza a taglio residui. Questa scelta tiene conto che in condizioni di lungo termine, per l'aumento delle tensioni di taglio dovuto al carico della discarica gravante sul pendio tale da indurre fenomeni di creep o a seguito di eventi sismici, vengano mobilitati i valori dei parametri di resistenza a grandi deformazioni.
Per quanto riguarda la scelta dei valori dei parametri di resistenza a taglio dei rifiuti e delle interfacce in condizioni sismiche, ci si è basati sugli studi riportati nella letteratura tecnica di settore [Siegel et al. (1990); Bray et al. (1995); Augello et al. (1995); Singh and Murphy (1990); Orr and Finch (1990)]. Tra queste, di particolare interesse sono le analisi a ritroso eseguite da Augello et al. (1995) sul comportamento

di 10 discariche di rifiuti solidi urbani in occasione del terremoto di magnitudo M=6.7 che ha colpito l'area di Northridge (USA) nel 1994.

Gli studi citati hanno evidenziato che i valori dei parametri di resistenza al taglio dei rifiuti e delle interfacce validi in condizioni statiche possono essere considerati altrettanto validi nelle analisi di stabilità in condizioni sismiche.

I valori del fattore di sicurezza ottenuto per la superficie critica nelle diverse situazioni studiate è riassunto nella Tabella 6-2 sottostante.

Tabella 6-2 Valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle analisi di stabilità

Analisi	Condizione	FS
Stabilità globale (discarica e terreno di fondazione)	Statica	1.4
Stabilità globale (discarica e terreno di fondazione)	Sismica	1.2
Stabilità per scorrimento all'interfaccia	Statica	1.5
Stabilità per scorrimento all'interfaccia	Sismica	1.2

6.2 Valutazione dei cedimenti della discarica

6.2.1 Cedimenti del fondo

I cedimenti del fondo vengono calcolati in modo semplificato con l'espressione di Giroud (1972):

$$s = p_{Hm} \cdot (p \cdot B)/E$$

dove: s è il cedimento, p_{Hm} è un coefficiente fornito da Giroud in funzione del rapporto L/B tra le dimensioni dell'area di carico (rettangolare) e del rapporto tra l'altezza dello strato compressibile e la larghezza dell'area di carico H/B, p è il carico netto, B è il lato minore dell'area di carico ed E è il modulo di Young del terreno.

L'espressione fornisce il valore del cedimento dello spigolo di un'area rettangolare caricata uniformemente, ed è valida a rigore nelle ipotesi seguenti:

- il carico è verticale e diretto assialmente;
- lo strato di terreno compressibile è orizzontale ed ha spessore uniforme;
- il terreno si comporta come un mezzo continuo omogeneo ed isotropo, per cui si può applicare la legge di Hooke.

Pur nei limiti delle approssimazioni che comporta l'applicazione di tale formula al caso in esame, si ritiene che i risultati possano fornire con sufficiente attendibilità l'ordine di grandezza del cedimento da attendersi e di evidenziare eventuali problematiche indotte dai cedimenti differenziali.

Per applicare la formula di Giroud, è stata considerata la sezione già studiata nelle verifiche di stabilità. Tale sezione è stata scomposta in rettangoli ad essa trasversali di lunghezza pari all'incirca a metà lunghezza della discarica (125 m), in modo che, moltiplicando per due il cedimento dello spigolo, si ottiene il cedimento in mezzo alla discarica, ossia dove l'effetto del carico è maggiore.

La larghezza di ciascun rettangolo è stata scelta in modo da poter valutare i cedimenti in corrispondenza di punti di significativo cambiamento di spessore dei rifiuti, come mostrato nella figura 1 in Allegato 2.

La stratificazione di riferimento è data da uno strato sabbioso, rappresentativo dei depositi detritici, assunto di spessore costante uguale a 12 m (si veda a questo proposito la Figura 5-1), sovrastante il substrato roccioso, considerato rigido. Il valore del modulo elastico per il deposito detritico è calcolato con l'espressione di Webb (1970) valida per sabbie sature, per tenere conto della presenza della falda a profondità relativamente bassa. Webb correla il valore di E con quello di N_{SPT} con la formula:

$$E = 4.87 \cdot N_{SPT} + 73.06 \ (kg/cm^2)$$

Assegnando, sulla base dei risultati delle indagini, un valore medio di progetto di $N_{SPT} = 30$ (valore cautelativo del numero di colpi misurato alla profondità media di riferimento), si ricava quindi $E \cong 220 \ kg/cm^2$ (22 MPa), valore compatibile con la natura dei terreni che formano i detriti.

Il carico in ciascuna area è calcolato sommando il peso della colonna di rifiuti, dell'argilla di base e della copertura. Schema analogo è utilizzato anche per calcolare i cedimenti al di sotto dell'argine. I risultati dei calcoli sono riportati in

Allegato 2, dove il cedimento in un punto è ottenuto come somma dei cedimenti dovuti a due aree di carico adiacenti.

Il valore del cedimento massimo si ottiene in corrispondenza dell'argine, in quanto avendo altezza dello stesso ordine dell'altezza massima del corpo rifiuti ma essendo realizzato con materiale di peso di volume quasi doppio, esso esercita un carico maggiore. Il cedimenti calcolati sono dell'ordine di 20÷40 cm.

Si possono fare le considerazioni seguenti:

- la stima, con il metodo e le ipotesi adottate, è largamente cautelativa;
- il cedimento al di sotto dell'argine, vista la natura granulare dei materiali compressibili e le opere di consolidamento previste, dovrebbe esaurirsi durante la fase costruttiva e quindi l'argine conserverà la sagoma di progetto, assegnatagli al termine della costruzione. In fase di progettazione esecutiva, sarà ottimizzato il dimensionamento del trattamento in colonne di ghiaia anche nell'ottica di ridurre i cedimenti;
- per il motivo anzidetto, i cedimenti del fondo della discarica si producono con gradualità con il procedere della coltivazione, pertanto vengono progressivamente assorbiti dal fondo senza dare luogo a brusche variazioni di stati tensionali;
- il cedimento differenziale massimo nello schema ipotizzato (che, come si è detto, è largamente cautelativo) è pari a 34,4 cm in 32 m (circa 1/100), compatibile con la deformabilità dei materiali che compongono il sistema di rivestimento. Ad esempio, per i geosintetici l'elongazione ($\Delta L/L$) che si ricaverebbe con tale valore del cedimento differenziale è inferiore al millesimo.

6.2.2 Cedimenti dei rifiuti

I cedimenti che avvengono nel corpo rifiuti sono principalmente condizionati dai seguenti fattori (Edil t al., 1990):

- densità iniziale (a sua volta dipendente dalle modalità di abbancamento e di compattazione);
- percentuale della frazione biodegradabile;
- altezza di abbancamento;
- storia tensionale (dipendente dalle modalità gestionali degli abbancamenti);

- livello del percolato e relative fluttuazioni;
- condizioni ambientali che si verificano durante la coltivazione (umidità, temperatura, presenza di gas, etc.).

Alla luce dei punti sopra elencati è immediato intuire che, dovendo estendere ai rifiuti i principi della meccanica dei terreni per stimarne gli assestamenti, le fonti di incertezza e quindi di possibile errore sono numerose e difficilmente valutabili a priori.

Il primo tentativo di inquadrare il decorso dei cedimenti con le formulazioni proprie della meccanica dei terreni è quello di Sowers (1973), che attribuisce il cedimento totale del corpo rifiuti ad una serie di fenomeni di cui solo quello meccanico (distorsione, flessione, rottura e ri–orientazione del materiale) è collegato alla variazione dello stato tensionale e quindi descrivibile in termini delle equazioni di comune impiego nella pratica geotecnica, mentre gli altri fenomeni (degradazione biologica e chimica, variazioni chimiche e fisiche dei materiali, etc.) sono strettamente dipendenti dalle condizioni ambientali (climatiche, di umidità, di temperatura) che si verificano in fase di gestione.

Alcuni autori (Bjarngard e Edgers, 1990; Manassero et al., 2011) suggeriscono di calcolare il cedimento totale dei rifiuti, s_R, come somma di tre contributi:

1. il primo contributo, s_1, che è dovuto alla variazione tensionale con il procedere della coltivazione, si può calcolare in accordo alla teoria della consolidazione monodimensionale, ovvero come cedimento edometrico;
2. il secondo contributo, s_2, che è legato a cedimenti viscosi di breve termine, si può calcolare alla stregua di un cedimento di consolidazione secondaria con la formula:

   $$s_2 = H \cdot C_{\alpha\varepsilon 2} \cdot \log(t_2/t_1),$$

   essendo H lo spessore iniziale dei rifiuti, $C_{\alpha\varepsilon 2}$ un "indice di compressione secondaria intermedio", t_1 e t_2 rispettivamente il tempo di inizio e di termine del cedimento viscoso, valutati a partire dal termine dei cedimenti 'edometrici' di cui al punto precedente;
3. il terzo contributo, s_3, che è legato a cedimenti degradativi di lungo termine, si può calcolare sempre alla stregua di un cedimento di consolidazione secondaria, con la formula:

   $$s_3 = H \cdot C_{\alpha\varepsilon 3} \cdot \log(t_2/t_1),$$

in cui $C_{\alpha\varepsilon 3}$ è un "indice di compressione secondaria" (con $C_{\alpha\varepsilon 2} < C_{\alpha\varepsilon 3}$), t_2 il tempo in cui termina il cedimento viscoso e t_3 il tempo finale di previsione dei cedimenti.

In generale, si può ritenere che il contributo s_1 si esaurisca al termine della coltivazione o comunque entro pochi mesi da esso, mentre il tempo di attesa tra il passaggio dalla fase 2 alla fase 3 è nell'ordine di 1÷3 anni, ed è legato, fra gli altri fattori, alle modalità di captazione ed estrazione del biogas e quindi alla attivazione della fase biodegradativa. I valori dei coefficienti $C_{\alpha\varepsilon 2}$ e $C_{\alpha\varepsilon 3}$ dipendono anch'essi dalle modalità di captazione del biogas, oltre che dal contenuto organico dei rifiuti.

Applicando le formule riportate ai punti 2 e 3 ed estendendo il calcolo dei cedimenti fino al termine della fase di gestione post-operativa (30 anni a partire dal termine della coltivazione, ossia al raggiungimento delle quote di progetto) sono stati calcolati cedimenti fino a 3 m, laddove i valori dei coefficienti di compressione secondaria sono stati assunti pari a quelli tipici per discariche utilizzate come bioreattori (ossia con captazione di biogas) e con rifiuti a basso contenuto organico.

Il profilo finale che la discarica assumerà al termine del periodo di gestione post – operativa è mostrato in Figura 2 dell'Allegato 2.

6.3 Conclusioni

Le verifiche effettuate per la discarica in progetto sono state eseguite con metodi semplificati e convenzionali, adottando ipotesi cautelative, ed hanno mostrato la compatibilità delle opere con i requisiti di sicurezza di legge (D. Lgs. 36/2003 e NTC).

In particolare, le verifiche di stabilità, anche in condizioni sismiche, hanno fornito valori del coefficiente di sicurezza sempre superiore a quello richiesto.

La stima dei cedimenti ha fornito valori compatibili con la funzionalità e con le resistenza di materiali, nonostante i risultati ottenuti siano da considerarsi estremamente conservativi.

In particolare, grazie al fatto che i materiali compressibili soprastanti il substrato roccioso sono di natura granulare e che sono previste opere che favoriscono il drenaggio delle acque sotterranee, si sottolinea che i cedimenti si svilupperanno contestualmente all'applicazione dei carichi, sicché potranno essere assorbiti con

gradualità dai materiali, senza provocare quindi repentini cambiamenti degli stati tensionali.

Per quanto riguarda il cedimento finale della discarica, esso è stato valutato nell'ipotesi che per tutto il periodo di gestione post – operativa la biodegradazione avvenga con indice di compressione costante ed è stato valutato quindi al termine dei 30 anni previsti.

La sagoma finale della discarica, sia sul fondo sia in copertura, è comunque compatibile con il drenaggio delle acque; non si evidenzia infatti la formazione di contropendenze.

7. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. AUGELLO, A.J., MATASOVIC, N., BRAY, J.D., KAVAZANJIAN, E. and SEED, R.B. (1995), *Evaluation of Solid Waste Landfill Performance During the Northridge Earthquake*. ASCE Geotechnical Special Publication N.54: Earthquake design and performance of solid waste landfills. Proceedings ASCE Annual Convention. San Diego, USA.
2. BISHOP, W.A. (1955), *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slope*. Geotechnique, vol. 5, n.1.
3. BJARNGARD, A. e EDGERS, L. (1990), *Settlement of Municipal Solid Waste landfills*. Proceedings 13th annual Madison Waste Conference, Madison, USA
4. BRAY, J.D., AUGELLO, A.J., LEONARDS, G.A., REPETTO, P.C. AND BYRNE, R.J. (1993), *Seismic Stability Procedure for Solid Waste Landfills*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 121 N. 2.
5. COWLAND, J.W., TANG, K.Y. e GABAY, J. (1993), *Density and Strenght Properties of Hong Kong Refuse*. Proc. 4th International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 1433-1446.
6. DEL GRECO, O. e OGGERI, C. (1993), *Geotechnical Parameters of Sanitary Wastes*. Proc. 4th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, Vol. II pp. 1434-1446.
7. DIXON, N. e JONES, D.R.V. (2004), *Engineering Properties of Municipal Solid Waste*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 23, June 2005, pp. 205-233.
8. DIXON, N., ZHANG, B. e EL-HAMALAWI, A. (2005), *Constitutive Modelling of MSW*. Proc. 10th International Waste Management, and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 2005, 3-7 Ottobre.
9. EDIL, T.B., RANGUETTE, V.J. e WUELLNER, W.W. (1990), *Settlement of Municipal Refuse*. Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice, ASTM STP 1070, Philadelphia, 225-239.
10. FASSETT, J., LEONARDS, G.A. e REPETTO, P.C. (1994), *Geotechnical Properties of Municipal Solid Waste and Their Use in Landfill Design*. Proc. Waste Tech '94, Solid Waste Association of North America, Silver Springs, Maryland, pp. 1-31.

11. FRATALOCCHI, E., PASQUALINI, E., PATACCHINI, C., STELLA, M. e VEGGI, S. (2003), *Stabilità delle discariche controllate per rifiuti solidi urbani*. Atti delle conferenze di Geotecnica di Torino, XIX ciclo.
12. GOLDER ASSOCIATES (1993), Unpublished internal report.
13. GRISOLIA, M., NAPOLEONI, Q. and TANCREDI, G. (1995), *The use of triaxial tests for characterization of MSW*. Proc. 5th International Waste Management, and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 1995, II, 761-768.
14. JANBU, N. (1973), *Slope stability computations*. In *The Embankment Dam Engineering Casagrande Volume*. John Wiley & Sons, pp. 47-86.
15. JESSBERGER, H.L. and KOCKEL, R. (1991), *Mechanical Properties of Waste Materials*. Atti del XV ciclo di Conferenze di Geotecnica del Politecnico di Torino (Italy).
16. JESSBERGER, H.L. and KOCKEL, R. (1993), *Determination and Assessment of the Mechanical Properties of Waste Materials*. Proc. 4th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, CISA. 167-177.
17. JESSBERGER, H.L. (1994), *Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction, Part. 2: Materials Parameters and Test Methods*. Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering Journal, 107, 105-113.
18. JONES, D.R.V., TAYLOR, D.P. e DIXON, N. (1997), *Shear Strenght of Waste and Its Use in Landfill Stability Analysis*. Proceedings Geonvironmental Engineering Conference, Yong, R.N., Thomas, H.R. (Eds.), Thomas Telford, 343-350.
19. KAVAZANJIAN, E. JR., MATASOVIC, N., BONAPARTE, R. e SCHMERTMANN, G.R. (1995), *Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis*. Geonvironment 2000, ASCE Geotechnical Special Publication #46, V. 2, pp. 126-141.
20. KAVAZANJIAN, E. JR. (2001 *Mechanical Properties of Municipal Solid Waste*. Keynote Lecture, Proc Proc. 8th International Waste Management, and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 415-424
21. KAVAZANJIAN, E. JR. (2006), *Waste mechanics. Recent Findings and Unanswered Question*. Keynote Lecture, Proc. Geoshanghai International Conference, Shanghai, China, June 6-8, 2006.
22. KOLSH, F. (1995), *Material Values for Some Mechanical Properties of Domestic Waste*. Proc. 5th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, Vol. 2, pp. 20.

23. LANDVA, A.O. e CLARK, J.I. (1986), *Geotechnical Testing of Waste Fill.* Proceedings of Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ontario, pp. 371-385.
24. LANDVA, A.O. e CLARK, J.I. (1990), *Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice*. A Landva and G.D. Knowles, eds, ASTM STP 1070, Philadelphia, Pa, USA, pp. 86-105.
25. LINGH, H.I., LESHCHINSKY, D., MOHRI, Y. e KAWABATA, I. (1998), *Estimation of Municipal Solid Waste Landfill Settlement*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(**1**), 21-28.
26. MACHADO, S.L., CARVALHO, M.F. e VILAR, O.M., (2002), *Constitutive Model for Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 128(**11**), pp. 940-951.
27. MANASSERO, M., e PASQUALINI, E. (1993), *Design and Construction of Barricalla Hazardous Waste Landfill*. Geotechnical News, BiTech Publishers, Richmond, B.C., 11(**4**).
28. MANASSERO, M., PASQUALINI, E. e VEGGI, S. (1994), *Stability of Compacted Clay Liners at Landfill Sidewalls*. Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, India, 1994, pp. 1587-1590.
29. MANASSERO, M., VAN IMPE, W.F. e BOUAZZA, A. (1996), *Waste disposal and containment*. State of the Art Report, Proc. 2nd ICEG, Osaka, A.A. Balkema, Rotterdam.
30. MANASSERO, M., e DOMINIJANNI, A. (2011), *Stabilizzazione di discariche su pendio*. Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XXIII ciclo, Politecnico di Torino, 23-24 novembre.
31. MARTIN, R.B., KOERNER, R.M. e WHITTY, J.E. (1984), *Experimental Friction Evaluation of Slippage Between Geomembranes, Geotextiles and Soils*. Proc. of the International Conference on Geomembranes, Denver, Colorado, June 20-23, 1984, pp. 191-196.
32. MATASOVIC, N. (1991), *Selection of Method for Seismic Slope Stability Analysis*. Proc. Second International Conference on Advances in Geotechnical Earthquake Engineering in Soil Dynamics, March 11-15, St. Louis, Missouri, Paper No. 7.20.
33. MESRI, G., e ABDEL-GHAFFAR, M.E.M. (1993), *Cohesion Intercept in Effective Stress-Stability Analysis*. Journal of Geotechnical Engineering, 119(**8**), pp. 1229-1249.

34. MITCHELL, J.K., e MITCHELL, R.A. (1991), *Stability of Landfills*. Atti del XV ciclo di Conferenze di Geotecnica del Politecnico di Torino (Italy).
35. MITCHELL, J.K., SEED, R.B. e SEED, H.B. (1990), *Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure: Liner System Properties*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(4), pp. 647-668.
36. MORGENSTERN, N.R., and PRICE, V.E. (1967), *A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces*. Computer Journal, 9, 388-393.
37. ORR, W.R. and FINCH, M.O. (1990), *Solid waste landfill performance during the Loma Prieta earthquake*. ASTM Special Technical Publication N. 1070: Geotechnics of wastefills. Theory and practice.
38. OWEIS, I.S. e KHERA, R. (1990), *Geotechnology of Waste Management*. Butterworths, Boston.
39. PASQUALINI, E., ROCCATO, M. e SANI, D. (1993), *Shear Resistance at the Interfaces of Composite Liners*. Proc. 4th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy.
40. SANCHEZ-ALCITURRI, J.M., PALMA, J., SAGASETA, C. e CANIZAL, J. (1993), *Mechanical Properties of Wastes in a Sanitary Landfill*. Proc. International Conference Green '93, Bolton University, Bolton, A.A. Balkema, Rotterdam.
41. SERAFIM, J.L., PEREIRA, J.P. (1983), *Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski*. Proc. Int. Symp. On Engng Geol. And Underground Constr., LNEC, Lisboa
42. SIEGEL, R.A., ROBERTSON, R.J. and ANDERSON, D.G. (1990), *Slope stability investigations at a landfill in Southern California*. ASTM Special Technical Publication N. 1070: Geotechnics of wastefills. Theory and practice.
43. SINGH, S. AND MURPHY, B.J. (1990), *Evaluation of the stability of sanitary landfills*. ASTM Special Technical Publication N. 1070: Geotechnics of wastefills. Theory and practice.
44. SOWERS, G.F. (1973), *Settlement of Waste Disposal Fills*. VIII Proc. Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Moscow, Vol. 2, pp. 207-212.
45. TANZINI, M. (2006), *Fondazioni*. Dario Flaccovio Ed.
46. VAN IMPE, W.F. and VAN IMPE, P. (1999), *Mechanical properties of MSW and considerations on consolidation of dredged material*. Atti delle Conferenze di

Geotecnica di Torino XVII ciclo, "Controllo e gestione degli inquinanti nel sottosuolo", 23-24-25 Novembre.

47. VEGGI, S. (1994), *Progettazione geotecnica di una discarica*. Atti "Caratterizzazione dei terreni e delle rocce per la realizzazione di infrastrutture: teorie, tecnologie ed esempi". Firenze. Ordine dei Geologi della Toscana.
48. VEGGI, S. (2005), *Progettazione e costruzione delle discariche controllate*. Atti del convegno "Discariche controllate: il quadro normativo, ricadute tecnico economiche sulla costruzione e gestione". S. Giovanni Valdarno, 26 ottobre 2005.
49. YEN, B.C. e SCANLON, B. (1975), *Sanitary Landfill Settlement Rates*. Journal of Geotechnical Engineering, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 105(**5**), 475-487.
50. ZEKKOS, D.P., BRAY, J.D., KAVAZANJIAN, E. JR., MATASOVIC, N., RATHJE, E., RIEMER, M. e STOCKOE II, K.H. (2005), *Framework for the Estimation of MSW Unit Weight Profile*. Proc. 10th International Waste Management and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 3-7 October 2005.

ALLEGATO 1

Analisi di stabilità della discarica

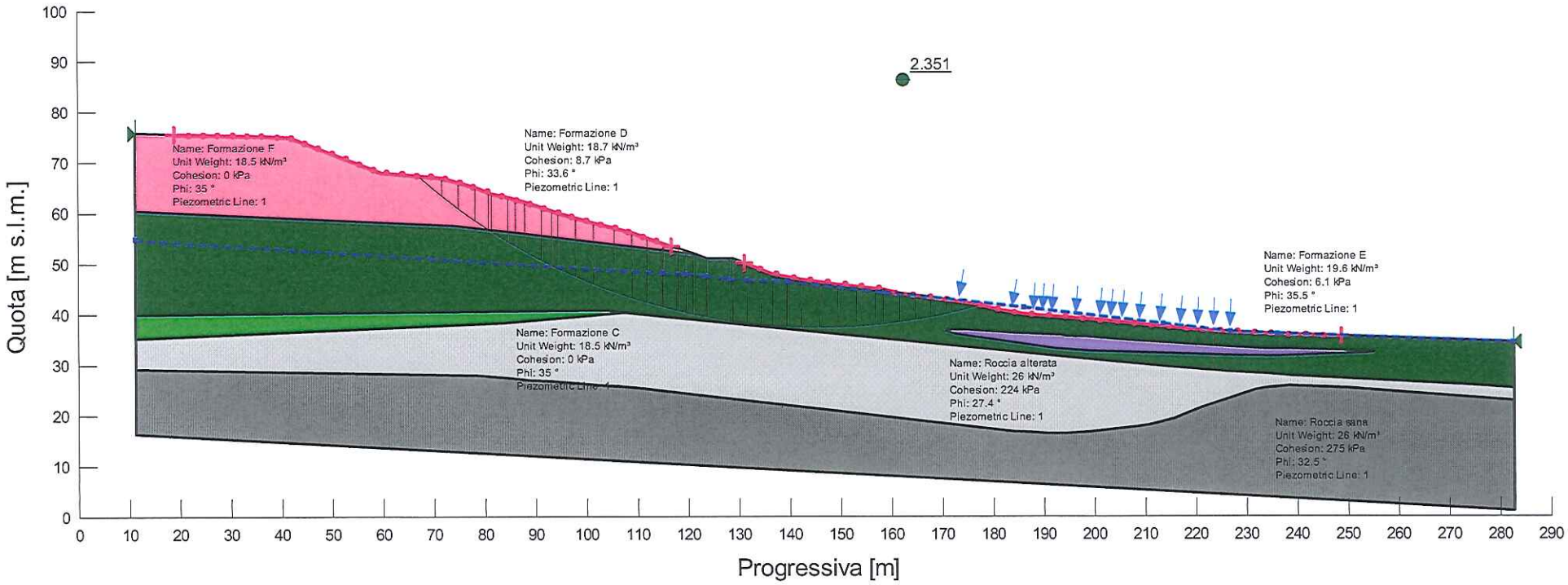


Figura 1: SEZ. B-B, Verifica di stabilità stato attuale Fs = 2.351

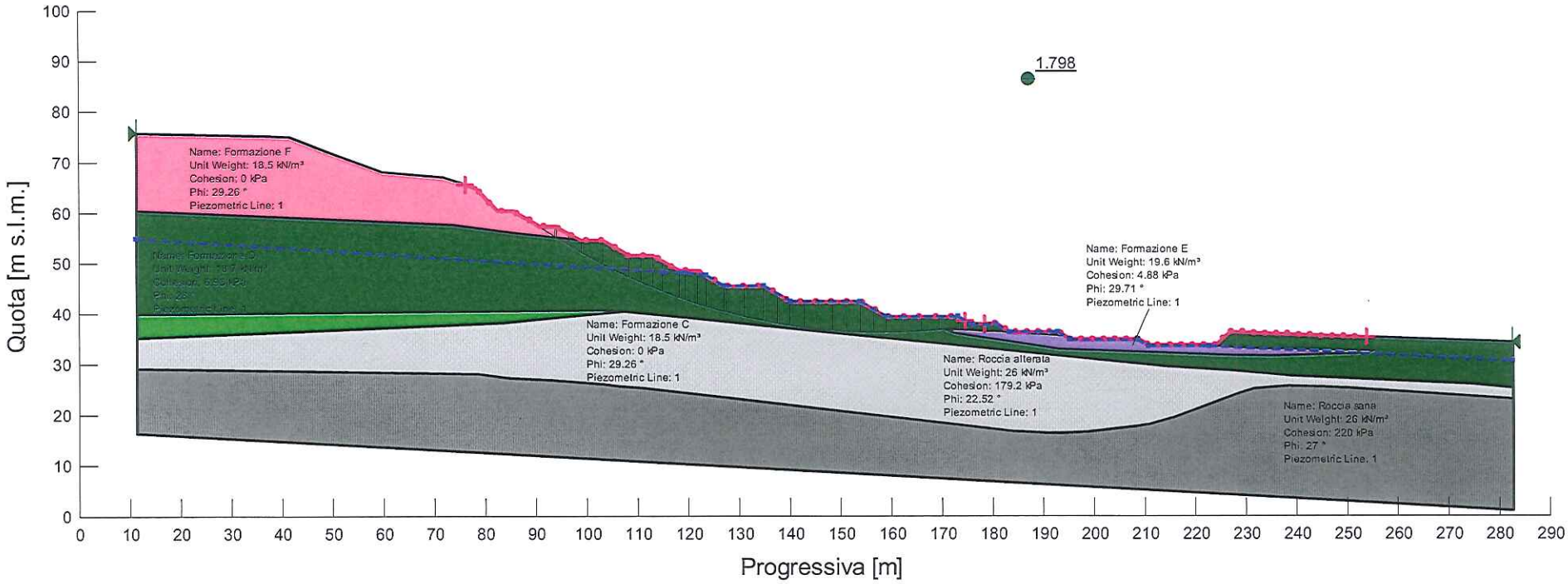


Figura 2: SEZ. B-B, Verifica di stabilità con fondo riprofilato Fs = 1.798

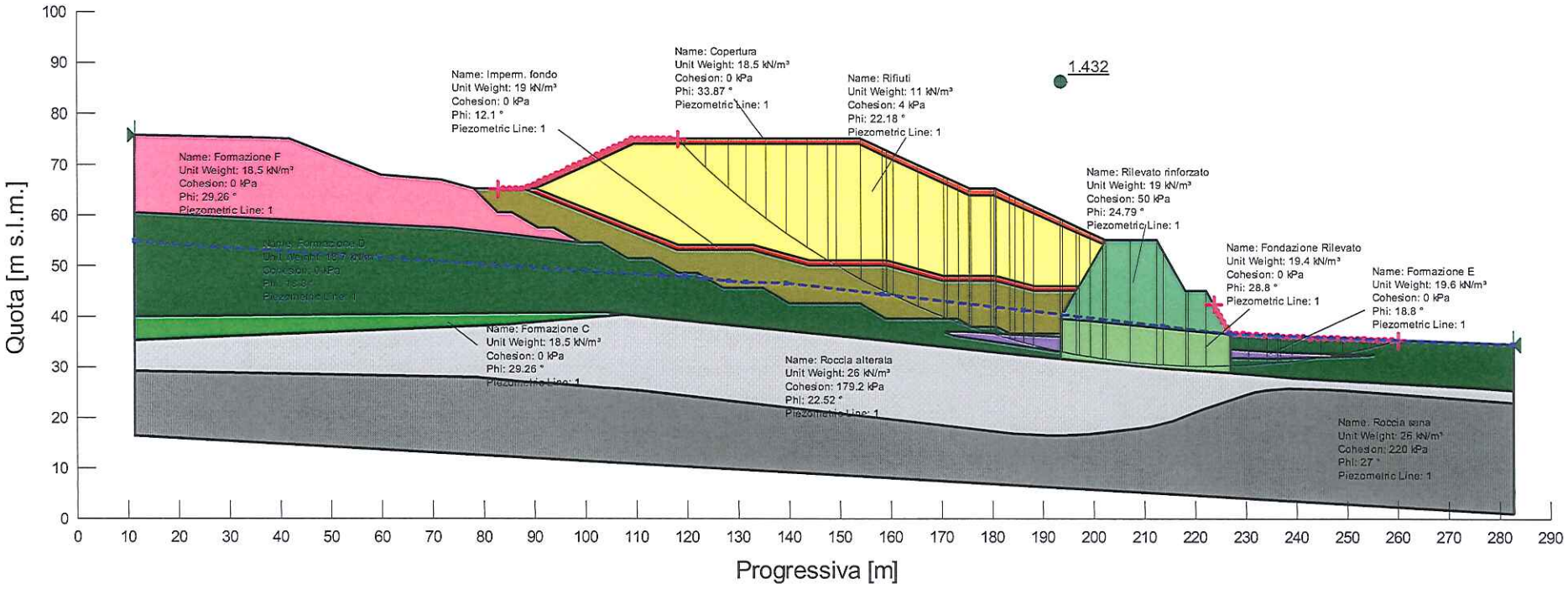


Figura 3: SEZ. B-B, Verifica di stabilità globale del stato finale di progetto Fs = 1.432 (condizioni statiche)

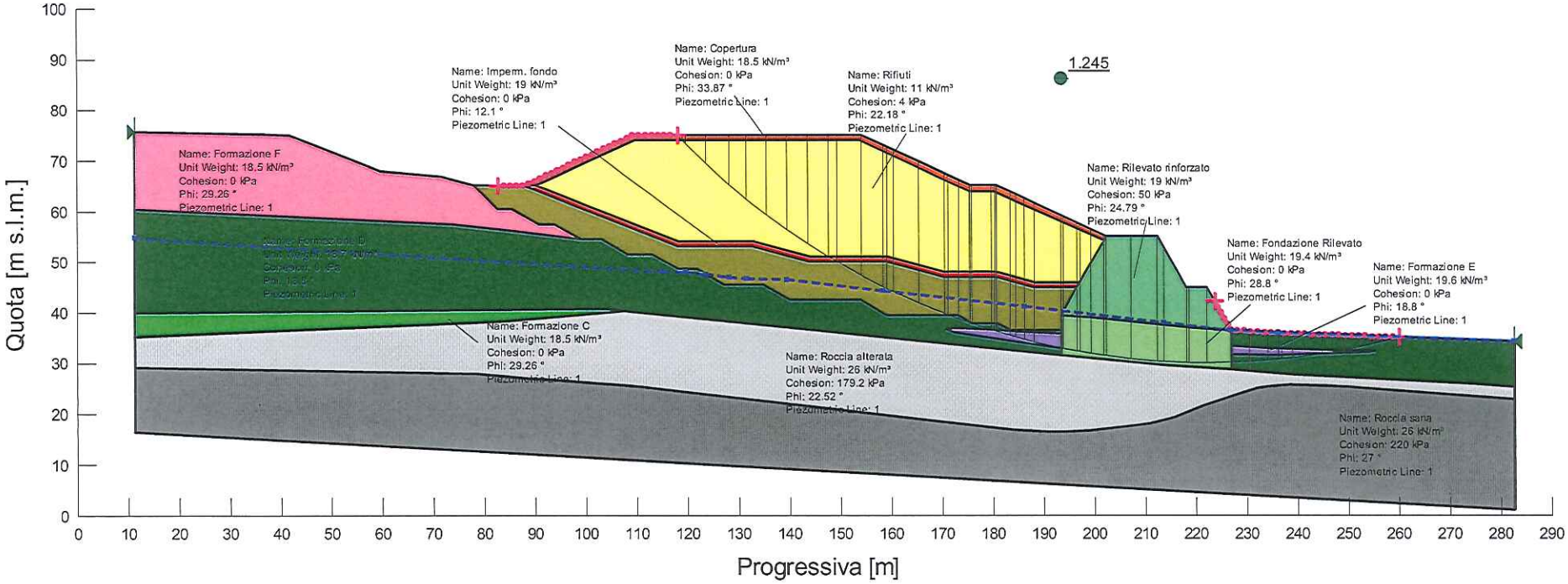


Figura 4: SEZ. B-B, Verifica di stabilità globale del stato finale di progetto Fs = 1.245 (condizioni pseudostatiche)

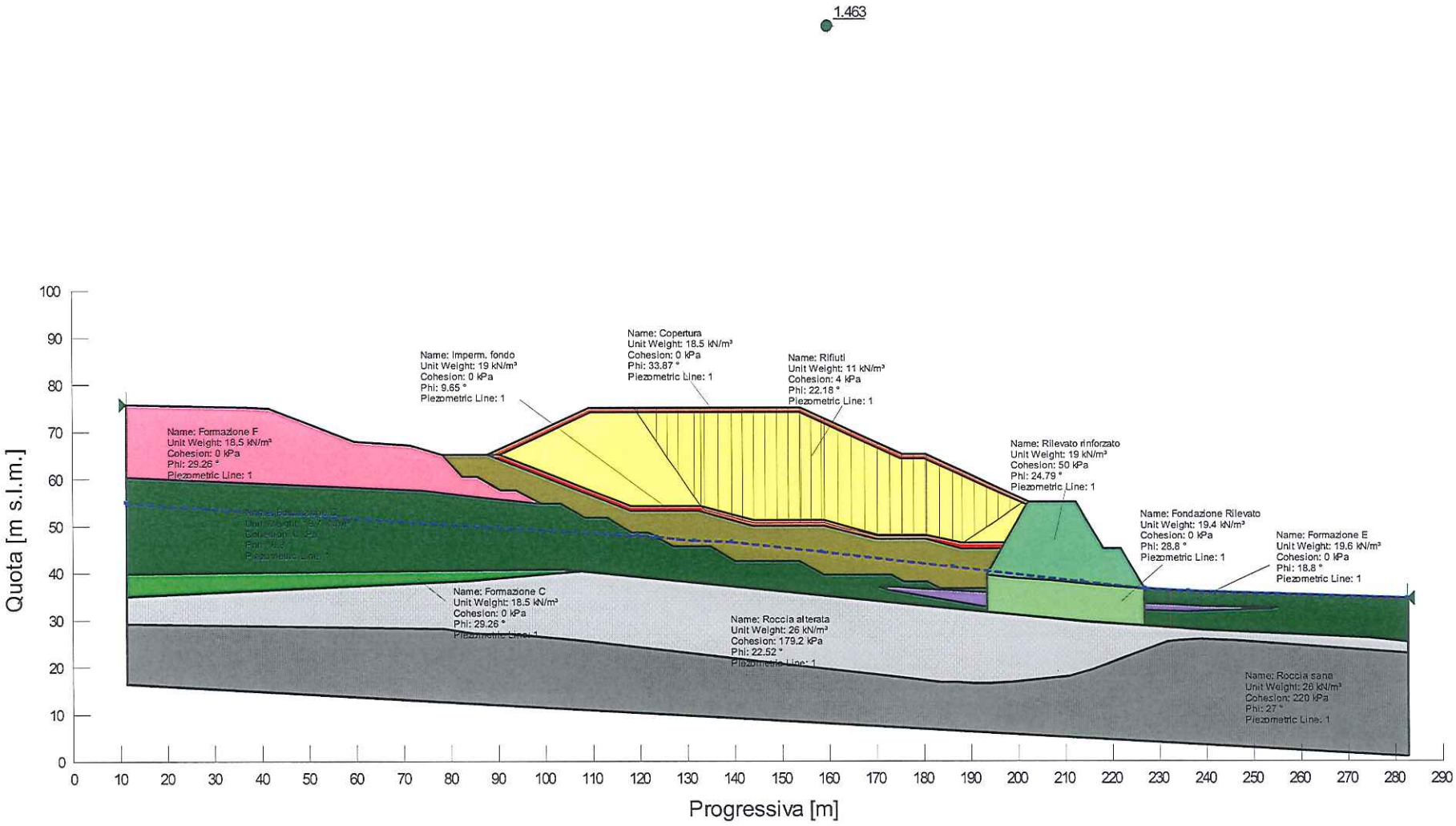


Figura 5: SEZ. B-B, Verifica di stabilità lungo il fondo Fs = 1.463 (condizioni statiche)

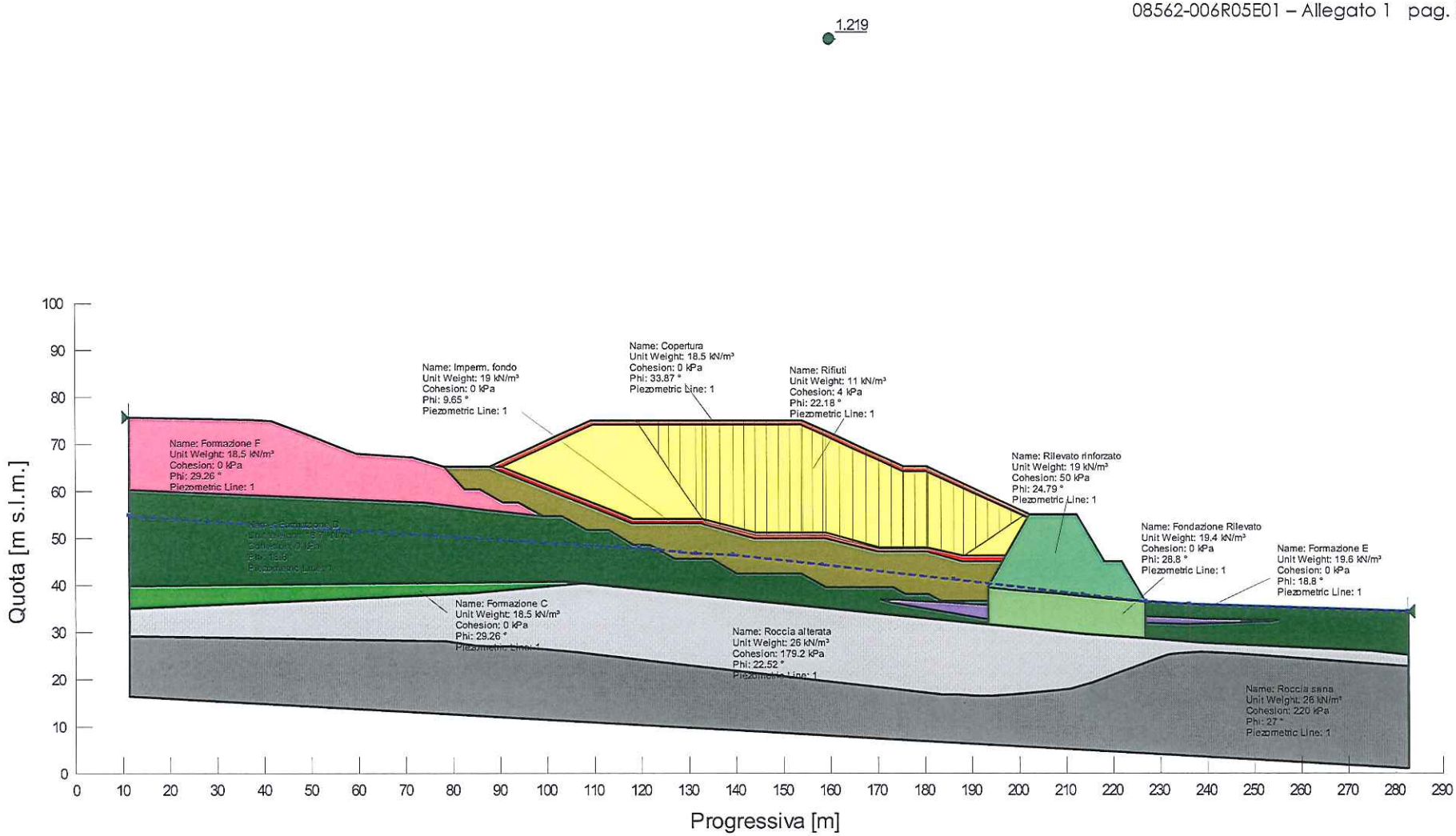


Figura 6: SEZ. B-B, Verifica di stabilità lungo il fondo Fs = 1.219 (condizioni pseudostatiche)

ALLEGATO 2

Cedimenti della discarica

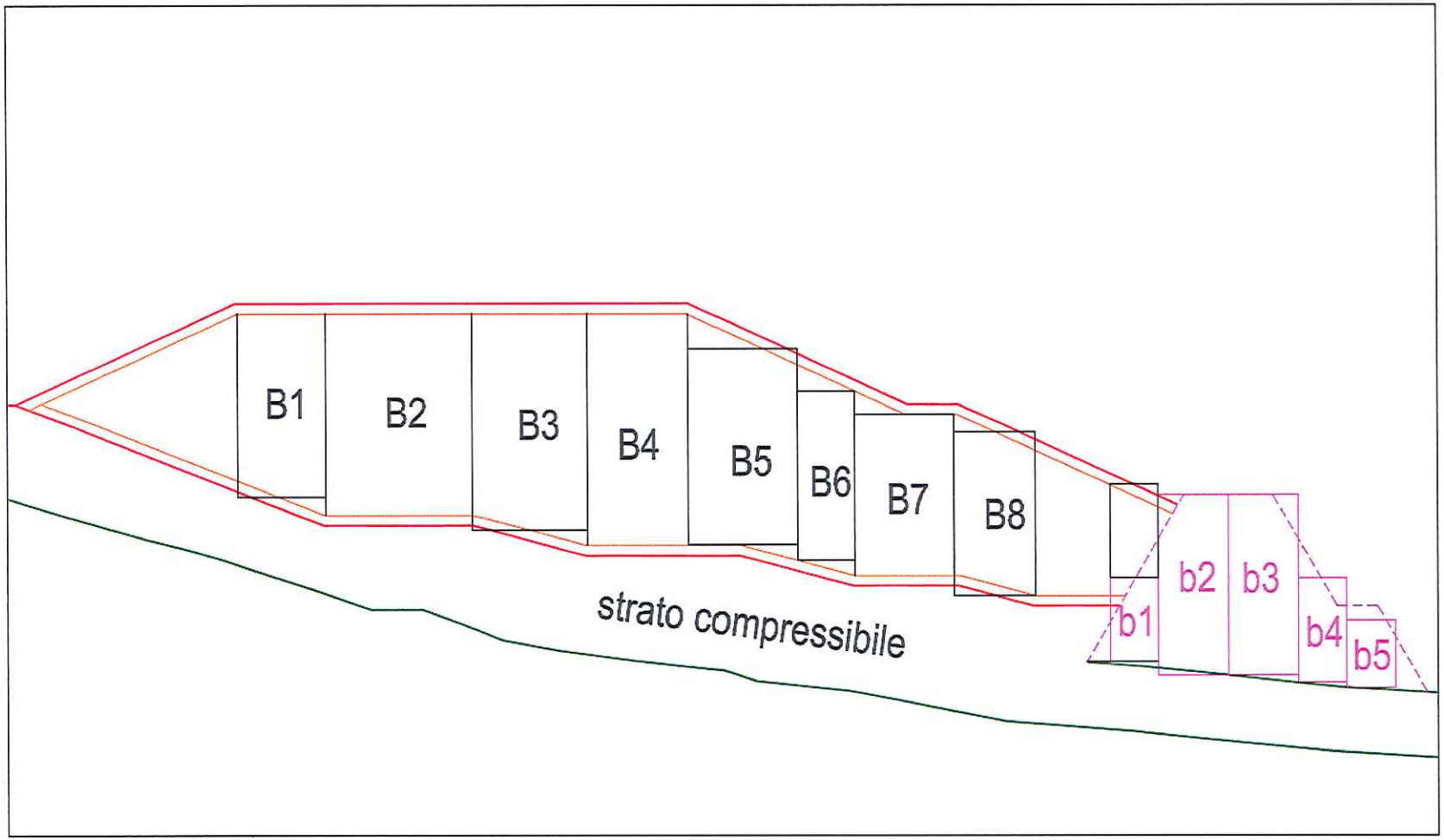


Figura 1: Schema per il calcolo dei cedimenti del fondo

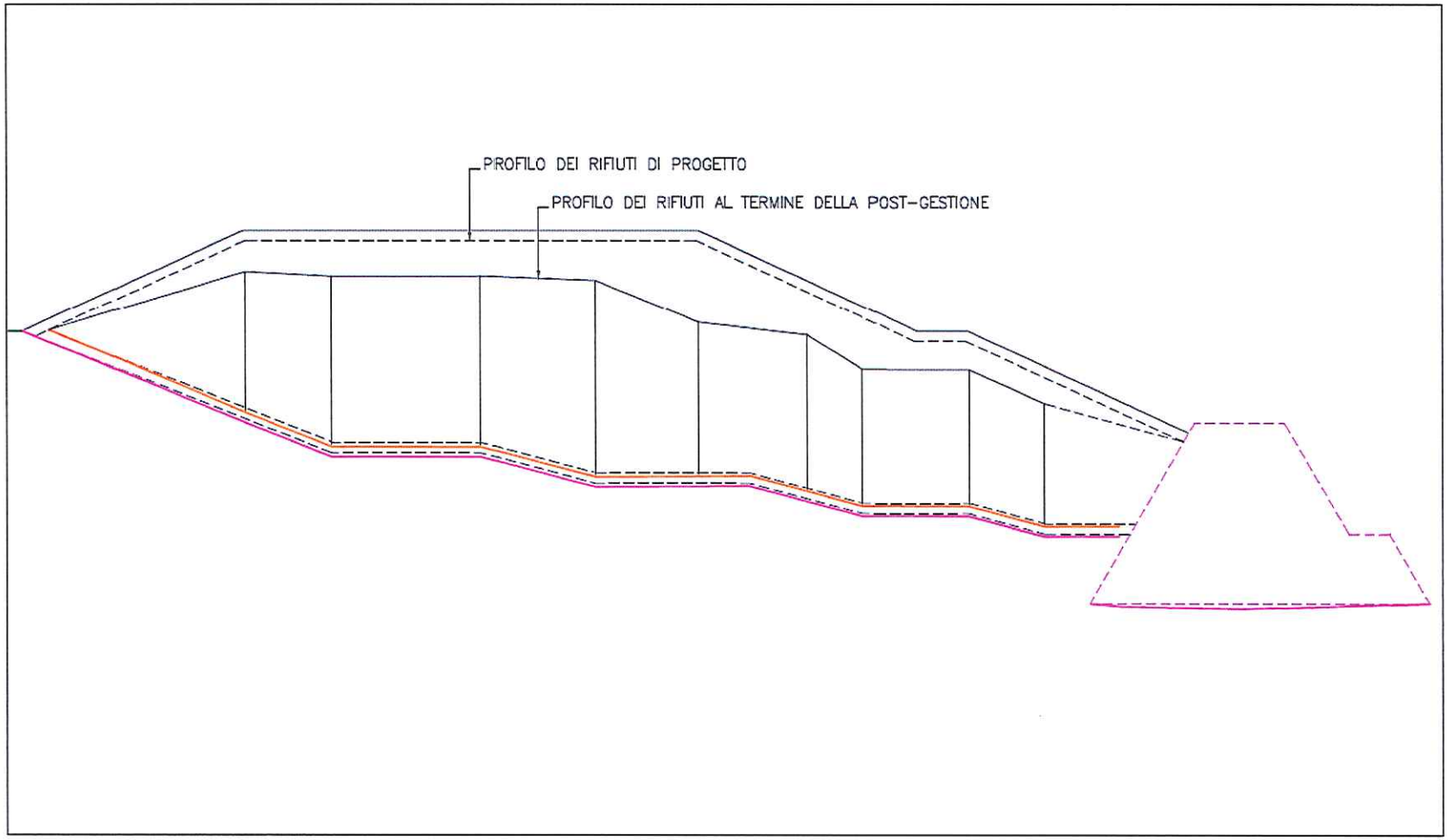


Figura 2: Profilo della discarica al termine della post - gestione

VALORI DEI CARICHI PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI

		sp. (m)	γ (kN/m³)	q (kN/m²)	q (kg/cm²)
			Area 1		
	Copertura	2,5	18	45	0,45
	Corpo rifiuti	18	10	180	1,8
B1 = 9	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**244**	**2,44**
			Area 2		
	Copertura	2,5	18	45	0,45
	Corpo rifiuti	20	10	200	2
B2 = 14	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**264**	**2,64**
			Area 3		
	Copertura	2,5	18	45	0,45
	Corpo rifiuti	21,5	10	215	2,15
B3 = 11	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**279**	**2,79**
			Area 4		
	Copertura	2,5	18	45	0,45
	Corpo rifiuti	23	10	230	2,3
B4 = 10	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**294**	**2,94**
			Area 5		
	Copertura	1	18	18	0,18
	Corpo rifiuti	18	10	180	1,8
B5 = 11	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**217**	**2,17**
			Area 6		
	Copertura	1	18	18	0,18
	Corpo rifiuti	17	10	170	1,7
B6 = 6	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**207**	**2,07**
			Area 7		
	Copertura	1	18	18	0,18
	Corpo rifiuti	16	10	160	1,6
B7 = 10	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**197**	**1,97**

		sp. (m)	γ (kN/m³)	q (kN/m²)	q (kg/cm²)
			Area 8		
	Copertura	1	18	18	0,18
	Corpo rifiuti	16	10	160	1,6
B8 = 8	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	1	19	19	0,19
	Totale			**197**	**1,97**
			Area 9		
	Argine	8	19	152	1,52
	Corpo rifiuti	9	10	90	0,9
b1 = 5	Copertura	1	18	18	0,18
	Argilla fondo	0	19	0	0
	Totale			**260**	**2,60**
			Area 10		
	Argine	18	19	342	3,42
	Corpo rifiuti	0	10	0	0
b2 = 7	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	0	19	0	0
	Totale			**342**	**3,42**
			Area 11		
	Argine	18	19	342	3,42
	Corpo rifiuti	0	10	0	0
b3 = 7	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	0	19	0	0
	Totale			**342**	**3,42**
			Area 12		
	Argine	10	19	190	1,9
	Corpo rifiuti	0	10	0	0
b4 = 5	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	0	19	0	0
	Totale			**190**	**1,90**
			Area 13		
	Argine	7	19	133	1,33
	Corpo rifiuti	0	10	0	0
b5 = 5	Dreno	0	20	0	0
	Argilla fondo	0	19	0	0
	Totale			**133**	**1,33**

STIMA DEI CEDIMENTI DEL FONDO DELLA DISCARICA

	q (kg/cm²)	B (cm)	L/B	H/B	ν	E (kg/cm²)	p_{Him}	$s_{vertice}$ (cm)	s_{mezzo} (cm)	s_P (cm)
B1	2,44	900	13,9	1,3	0,3	220	0,751	7,5	15,0	
B2	2,64	1400	8,9	0,9	0,3	220	0,578	9,7	19,4	34,4
B3	2,79	1100	11,4	1,1	0,3	220	0,672	9,4	18,7	38,2
B4	2,94	1000	12,5	1,2	0,3	220	0,713	9,5	19,1	37,8
B5	2,17	1100	11,4	1,1	0,3	220	0,672	7,3	14,6	33,6
B6	2,07	600	20,8	2,0	0,3	220	0,964	5,4	10,9	25,5
B7	1,97	1000	12,5	1,2	0,3	220	0,713	6,4	12,8	23,7
B8	1,97	800	15,6	1,5	0,3	220	0,822	5,9	11,8	24,5
b1	2,60	500	25,0	2,4	0,3	220	1,051	6,2	12,4	24,2
b2	3,42	700	17,9	1,7	0,3	220	1,078	11,7	23,5	35,9
b3	3,42	700	17,9	1,7	0,3	220	1,078	11,7	23,5	46,9
b4	1,90	500	25,0	2,4	0,3	220	1,051	4,5	9,1	32,5
b5	1,33	500	25,0	2,4	0,3	220	1,051	3,2	6,4	15,4