

REGIONE BASILICATA
PROVINCIA DI MATERA
COMUNE DI SALANDRA



PROGETTO ESECUTIVO

Copertura superficiale finale della discarica comunale di Piano del Governo

TITOLO ELABORATO:

Relazione geotecnica e di stabilità dei pendii

CODICE ELABORATO:

COMMESSA	FASE	ELABORATO	REV.
F0142	B	003	0

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione.

SCALA:

—

Marzo 2017	Prima emissione	G. ZUCCARO	G. ZUCCARO	G. ZUCCARO
DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

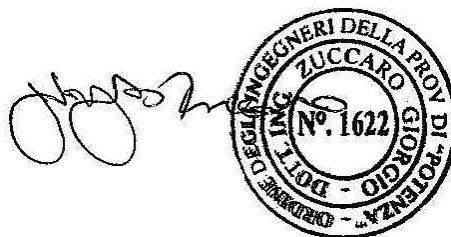
ing. Domenico TERRANOVA

Comune di Salandra
via Regina Margherita, 75017 Salandra (MT)

PROGETTAZIONE:

ing. Giorgio ZUCCARO

Studio di Ingegneria Giorgio Zuccaro
via Pretoria 289, 85100 Potenza





Sommario

<u>1</u>	<u>Premessa</u>	<u>3</u>
<u>2</u>	<u>Riferimenti normativi</u>	<u>4</u>
<u>3</u>	<u>Struttura geologica del sito</u>	<u>5</u>
<u>4</u>	<u>Modello geotecnico</u>	<u>7</u>
<u>5</u>	<u>Sismicità dell'area in esame</u>	<u>8</u>
<u>6</u>	<u>Stabilità del sistema di copertura</u>	<u>14</u>
6.1	Metodologia di calcolo ed ipotesi generali	14
6.2	Risultati e verifiche dei rinforzi	18
6.3	Verifica degli ancoraggi	24
6.4	Tensioni trasmesse ai manti e verifiche delle interfacce	28
6.4.1	Verifiche eseguite	31
<u>7</u>	<u>Stabilità globale</u>	<u>33</u>
7.1	Metodologia di calcolo ed ipotesi generali	33
7.2	Risultati	34
7.3	Sezione 0: tabulati di calcolo	35
7.4	Sezione 1: tabulati di calcolo	40
7.5	Sezione 2: tabulati di calcolo	45
7.6	Sezione 3: tabulati di calcolo	50
<u>8</u>	<u>Valutazione dei cedimenti</u>	<u>55</u>
8.1	Comportamento deformativo dei rifiuti	55
8.2	Analisi dei cedimenti	55
8.3	Cedimento di consolidazione primaria	56
8.4	Cedimento di consolidazione secondaria	57



8.5 Cedimento totale	57
<u>9 Conclusioni</u>	<u>58</u>



1 Premessa

Il presente elaborato valuta la fattibilità, dal punto di vista geotecnico, degli interventi di realizzazione della copertura superficiale finale prevista nella fase di post esercizio di una discarica secondo i principi di protezione delle matrici ambientali auspicati dal D.Lgs. 36/2003.



2 Riferimenti normativi

- DM 14/01/2008 (GAZZETTA UFFICIALE n. 29 del 04/02/2008);
- Circolare n. 617 del 26/02/2009 “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 13251/2005 “Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l’impiego nelle costruzioni di terra, nelle fondazioni e nelle strutture di sostegno”
- EN ISO 10319 “Geosynthetics Wide-width tensile test”;
- ISO/TR 20432/2007 “Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement”;
- EN ISO 10722-1 “geotextile and geotextile related products – procedure for simulating damage during installation – part 1: Installation in granular materials”;
- ISO 13431 “Determination of the tension creep rupture behavior of geosynthetics”;
- ASTM D5262 “Standard test method for evaluating the unconfined creep behavior of geosynthetics”.



3 Struttura geologica del sito

Il territorio comunale di Salandra ricade per intero all'interno della struttura geologica nota in bibliografia come "Fossa bradanica", la quale si individua come dominio di "*avanfossa*" nel sistema *catena/avanfossa/avampaese* a partire dal Miocene superiore - Pliocene inferiore.

Tale struttura è compresa tra la catena appenninica meridionale e l'avampaese apulo e si estende da NW a SE, dal F. Fortore al Golfo di Taranto.

Nel corso del Pliocene e del Pleistocene inferiore, la Fossa viene colmata da sedimenti di natura in gran parte terrigena (silico-clastica) nel settore più meridionale (provenienti dal progressivo smantellamento della Catena appenninica) e subordinatamente carbonatica nel settore nord-orientale (in relazione alla vicinanza con l'Avampaese apulo), tutti riferibili ad ambienti francamente marini (Argille subappennine, nel settore studiato).

La conoscenza della stratigrafia della Fossa bradanica è strettamente legata alle massicce indagini condotte fin dagli anni '60 per la ricerca petrolifera, le quali hanno consentito di eseguire significative scoperte di giacimenti di idrocarburi, in tale area.

Sulla base quindi dei dati stratigrafici di profondità, ottenuti da tali esplorazioni, dei dati di indagine conoscitiva superficiale e dei dati ottenuti dalle sezioni sismiche e dalle correlazioni di *log elettrici*, si è potuto quindi stabilire un quadro evolutivo-sedimentario completo di tale geostruttura.

Dal basso verso l'alto si possono così distinguere:

- intervallo Marnoso di base (pre-torbiditico), che precede la fase di massima subsidenza a cui corrisponde la sedimentazione di depositi inframesopliocenici argillosi, arenacei o calcarentici;
- intervallo sabbioso-argilloso intermedio (torbiditico), concomitante con un sensibile abbassamento del bacino;
- intervallo delle argille sommitali e sabbie sommitali (post-torbiditico), in gran parte di età Pleistocenica, che rappresenta il colmamento dell'avanfossa in concomitanza al sollevamento della fascia esterna dell'Appennino.

La storia sedimentaria della Fossa bradanica, si conclude con un generale ma graduale sollevamento a partire dal Siciliano, dovuto ad aggiustamenti isostatici e agli effetti smorzati dell'orogenesi appenninica. Tale sollevamento ha prodotto un generale *trend regressivo* dei sedimenti della Fossa, i quali da questo momento in poi si riferiscono quindi ad ambienti sempre meno profondi. In definitiva, ciò va considerato come la sedimentazione del momento regressivo del cosiddetto "*ciclo bradanico*", costituito in toto, da una fase trasgressiva ed una regressiva.

La fase regressiva si chiude con la deposizione di sedimenti riferibili ad ambienti costieri, deltizi e di piana alluvionale. A testimonianza di tutto ciò, si possono considerare ad esempio i depositi marini terrazzati, che dal più antico al più recente, si ritrovano sempre a quota decrescente verso l'attuale costa ionica lucana.

Nell'area di ubicazione della discarica e nelle immediate vicinanze affiora una successione monotona di terreni argillosi, appartenenti alla formazione delle Argille marnose grigio-azzurre.

Si tratta di una formazione costituita da argille e argille limose a carattere generalmente marnoso, di colore grigio-azzurro (bianco-giallastro in superficie per l'alterazione), con livelli



sabbiosi. In genere si presentano compatte ed omogenee sia da un punto di vista strettamente tessiturale che chimico-mineralogico.

Dal punto di vista mineralogico, questi sedimenti, presentano generalmente una frazione argillosa più ricca in minerali espandibili, come ad es. la smectite e meno ricca in Illite. In percentuali minori, si ritrovano sempre tra i minerali argillosi, Clorite e Caolinite. Per quanto riguarda la frazione più grossolana di tali sedimenti, cioè per ciò che concerne i minerali non argillosi, risulta sempre particolarmente abbondante la percentuale di calcite, seguita da quarzo e feldspati. In minor misura, si trovano in tale matrice dolomite e raramente del gesso. L'età è attribuibile al Plio-Pleistocene.

Per quanto non espressamente sopra riportato si rimanda all'elaborato "Relazione geologica, idrogeologica e sismica" costituente parte integrante della presente relazione.



4 Modello geotecnico

Al fine di ottemperare alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) per una corretta esecuzione delle verifiche geotecniche, si sono assunti cautelativamente i seguenti parametri geotecnici:

Strato di copertura

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ peso di volume

$c' = 0$ coesione

$\phi' = 32^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Ammasso rifiuti RSU

$\gamma = 7 \text{ kN/m}^3$ peso di volume

$c' = 20 \text{ kPa}$ coesione efficace

$\phi' = 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Terreno di fondo

$\gamma = 20,2 \text{ kN/m}^3$ peso di volume

$c' = 50 \text{ kPa}$ coesione efficace

$\phi' = 23^\circ$ angolo di resistenza al taglio



5 Sismicità dell'area in esame

Le verifiche di stabilità del sistema capping discarica nei confronti dell'azione sismica vengono eseguite con il metodo pseudo-statico. Le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, dalle forze d'inerzia orizzontali e verticali dovute all'azione sismica:

$$F_H = K_h \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

con

$$K_h = \beta_s \cdot (a_{\max} / g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

Conformemente alla normativa:

W: peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

K_h : Coefficiente sismico orizzontale;

K_v : Coefficiente sismico verticale;

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

a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g: accelerazione di gravità (9,81m/sec²).

L'accelerazione massima relativa ai siti in esame può essere valutata con riferimento alla situazione stratigrafica (coefficiente stratigrafico S_s) e topografica (coefficiente topografico S_T):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

In questa espressione a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima per il sito in esame per terreno rigido (A). I coefficienti riduttivi β_s sono riportati nella tabella seguente.

ACCELERAZIONE a_g	CATEGORIA SOTTOSUOLO	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2g < a_g \leq 0,4g$	0,30	0,28
$0,1g < a_g \leq 0,2g$	0,27	0,24
$a_g \leq 0,1g$	0,20	0,20

Tabella 1: valori di β_s

Il fattore di amplificazione topografico (S_T), deriva dalla necessità di portare in debito conto l'incremento sismico dovuto all'orografia del terreno, penalizzando quelle situazioni che presentano pendii di maggiore inclinazione.

CATEGORIA TOPOGRAFICA	UBICAZIONE DELL'OPERA O DELL'INTERVENTO	FATTORE TOPOGRAFICO S_T
T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	---	1,0
T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3 Rilevi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4 Rilevi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 2: valori di S_T

Il coefficiente di amplificazione stratigrafico viene valutato secondo la tabella seguente:

CATEGORIA SOTTOSUOLO	FATTORE STRATIGRAFICO S_s
A	1,0
B	$1,0 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,2$
C	$1,0 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,5$
D	$0,9 \leq 2,4 - 1,5 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,8$
E	$1,0 \leq 2,0 - 1,1 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1,6$

Tabella 3: valori di S_s

Per poter definire il periodo di ritorno sismico, da inserire in input nel reticolo sismico, si definiscono la sua vita nominale, la classe d'uso e la probabilità di ritorno sismico in relazione al tipo di sicurezza richiesto.

- Vita Nominale dell'opera (V_N): rappresenta il numero di anni nei quali l'opera deve poter essere usata per la sua definita destinazione d'uso.



N.	TIPO COSTRUZIONE	VITA NOMINALE V_N - ANNI
1	Opere provvisorie	≤ 10
2	Opere ordinarie, opere infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, opere infrastrutturali di grandi dimensioni o importanza strategica	≥ 100

Tabella 4: valori di V_N

- Classe d'uso dell'opera: in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.



CLASSE D'USO	I	II	III	IV
Coeff. d'uso C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 5: valori di C_U

- Periodo di Riferimento V_R : attraverso cui si valutano le azioni sismiche, ottenuto dal prodotto della vita nominale per il coefficiente d'uso di cui sopra:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

- Probabilità di superamento P_{VR} , definito dalla tabella:

STATO LIMITE	TIPO COSTRUZIONE	P_{VR}
di esercizio	SLD	63% (0,63)
ultimi	SLV - SLU	10% (0,10)
	SLC (collasso)	5% (0,05)

Tabella 6: valori di P_{VR}

- Periodo di ritorno sismico valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

I parametri sismici sono stati ricavati con l'ausilio del software GEOSTRU PS e sono riportati di seguito.

latitudine:40,512983
longitudine:16,344695
Classe:3
Vita nominale:100

Siti di riferimento
Sito 1ID: 34564Lat: 40,4995Lon: 16,3170Distanza: 2779,626
Sito 2ID: 34565Lat: 40,4978Lon: 16,3827Distanza: 3625,920
Sito 3ID: 34343Lat: 40,5478Lon: 16,3849Distanza: 5151,136
Sito 4ID: 34342Lat: 40,5495Lon: 16,3192Distanza: 4594,623

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 150anni
Coefficiente c_u : 1,5



Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 90[anni]

ag: 0,074 g

Fo: 2,522

Tc*: 0,330[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 151[anni]

ag: 0,094 g

Fo: 2,505

Tc*: 0,341[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 1424[anni]

ag: 0,217 g

Fo: 2,537

Tc*: 0,363[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 2475[anni]

ag: 0,256 g

Fo: 2,564

Tc*: 0,368[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500

Cc: 1,510

St: 1,200

Kh: 0,027

Kv: 0,013

Amax: 1,309

Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500

Cc: 1,500

St: 1,200

Kh: 0,034

Kv: 0,017

Amax: 1,666



Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,370

Cc: 1,470

St: 1,200

Kh: 0,100

Kv: 0,050

Amax: 3,498

Beta: 0,280

SLC:

Ss: 1,310

Cc: 1,460

St: 1,200

Kh: 0,113

Kv: 0,056

Amax: 3,947

Beta: 0,280

6 Stabilità del sistema di copertura

6.1 Metodologia di calcolo ed ipotesi generali

L'obiettivo delle analisi è verificare la stabilità del pacchetto di copertura (capping di copertura) per la discarica in oggetto, in corrispondenza delle scarpate.

Il terreno steso sulle scarpate della discarica è sottoposto a forze che tendono a farlo scivolare verso il piede e ad altre che favoriscono la stabilità; per equilibrare queste azioni avendo un accettabile fattore di sicurezza, è indispensabile utilizzare un opportuno geosintetico in grado di trasmettere al terreno di copertura quelle azioni che sono necessarie per garantire la stabilità.

Lo schema di calcolo utilizzato è quello che fa riferimento alla figura di seguito riportata: cioè una equazione di equilibrio limite tra le forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti applicate ad una generica scarpata di lunghezza definita.

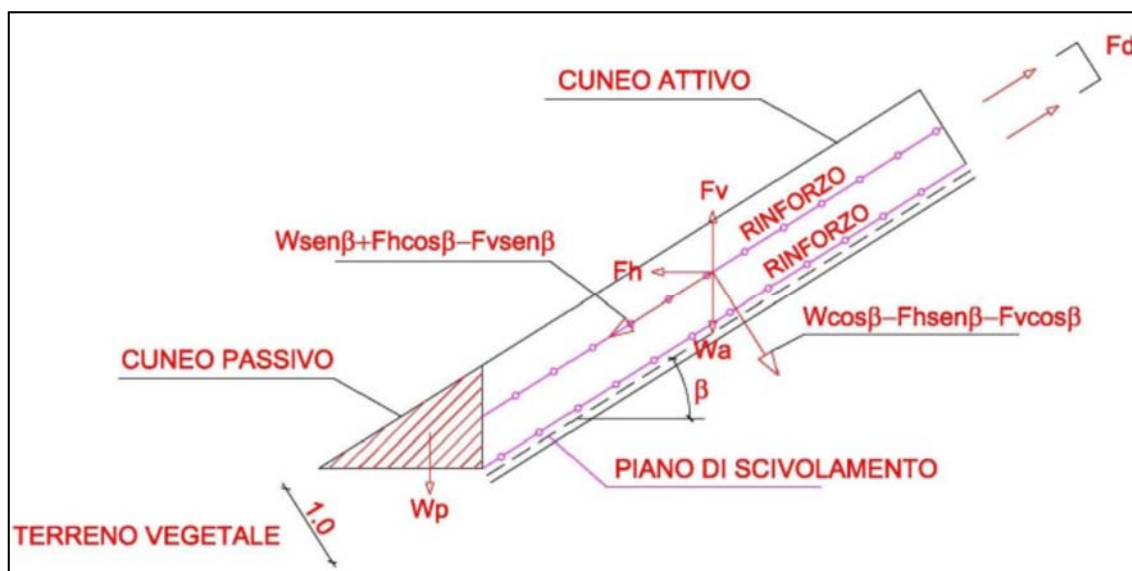


Figura 1: schema di calcolo utilizzato per le verifiche di stabilità del pacchetto di copertura

Ovviamente l'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia tra i vari elementi che costituiscono la copertura (terreno e geosintetici) rappresenta, nel caso specifico, il fattore vincolante la stabilità.

Rispettando la normativa vigente in merito all'utilizzo di forze sismiche, la verifica viene espressa nella forma:

$$Ed < Rd \rightarrow Rd / Ed > 1$$

dove:

Ed è il valore di progetto dell'azione destabilizzante;

Rd è il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico.



Con riferimento allo schema di fig.1 si ha:

$$Ed = Wa * \sin\beta + Fh * \cos\beta - Fv * \sin\beta$$

$$Rd = (Wa * \cos\beta - Fh * \sin\beta - Fv * \cos\beta) * \tan\varphi' + Fd + Wp * \tan\varphi'$$

$$Wa = La * Ha * \gamma_a$$

$$Wp = Lp * Hp * \gamma_p$$

Dove il significato dei simboli è il seguente:

Wa = peso totale del cuneo attivo;

La = lunghezza della scarpata potenzialmente instabile (cuneo attivo);

Ha = spessore del terreno potenzialmente instabile (cuneo attivo);

γ_a = peso specifico del terreno potenzialmente instabile (cuneo attivo);

Wp = peso totale del cuneo passivo;

Lp = lunghezza della scarpata potenzialmente stabile (cuneo passivo);

Hp = spessore del terreno potenzialmente stabile (cuneo passivo);

γ_p = peso specifico del terreno potenzialmente stabile (cuneo passivo);

β = pendenza della scarpata;

Fh = forza sismica orizzontale;

Fv = forza sismica verticale, positiva verso l'alto;

φ' = angolo di resistenza all' interfaccia del piano di scivolamento (valore di progetto);

Fd = resistenza minima di progetto dei rinforzi.

Le espressioni sopra esposte sono di validità generale e valgono quindi sia in condizioni statiche, sia sismiche, da condursi in ottemperanza alla normativa vigente.

In condizioni statiche le verifiche devono essere effettuate secondo l'approccio 1, combinazione 2 previsto dalla normativa (A2 + M2 + R2).

In particolare i valori di progetto vengono ottenuti dai valori caratteristici mediante i seguenti coefficienti parziali:

$\gamma_\varphi = 1,25$ coefficiente di sicurezza da applicare sulla resistenza dovuta all'attrito;

$\gamma_R = 1,1$ coefficiente di sicurezza da applicare direttamente sulla resistenza del sistema.

Quindi detto φ' il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia del piano di scivolamento, il valore di progetto è dato dall' espressione:

$$\varphi_p' = \arctang ((1/1,25) * \tan\varphi')$$



e la verifica viene condotta riducendo la resistenza del sistema geotecnico R_d mediante il fattore $1/\gamma_R$:

$$R_d / 1,1$$

Sempre in conformità alla normativa vigente le verifiche in condizioni sismiche vengono valutate con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici ($\gamma_\phi = 1$).

In definitiva le formulazioni sopra esposte permettono di ricavare F_d , ovvero il deficit di resistenza che è necessario sopperire mediante l'inserimento di geosintetici di rinforzo.

Tale resistenza di progetto, F_d , deve essere inferiore alla resistenza nominale dei rinforzi T_{ult} (fornita dal produttore) applicando gli opportuni coefficienti riduttivi.

I principali fattori che concorrono a incidere negativamente sulle prestazioni di geosintetico di rinforzo nel tempo sono:

- danni derivanti dall'interazione del prodotto con i materiali di riempimento (terreno) nel corso della fase di posa (RF_{ID} = Fattore di riduzione per danneggiamento meccanico);
- danni derivanti dalla natura chimica e biologica dell'ambiente circostante (raggi ultravioletti, ossidazione del polietilene e polipropilene, idrolisi del poliestere, ecc.) (RF_D = Fattore di riduzione per danneggiamento ambientale (chimico e biologico);
- danni derivanti dalla dipendenza delle caratteristiche dei prodotti dalla variabile tempo e temperatura. In particolare si registrano degli aumenti di deformazione a carico costante nel tempo, a causa del comportamento viscoso da parte dei polimeri (RF_{CR} = Fattore di riduzione per creep).

Per poter valutare l'incidenza negativa del danneggiamento meccanico RF_{ID} e per i danni di natura chimica microbologica RF_D , si fa riferimento all'AASHTO (American association of State Highway and Transportation Official) che all'interno del documento "Bridge specifications" riporta i risultati di alcuni studi condotti, chiaramente finalizzato alla quantificazione del livello di danneggiamento arrecato al prodotto in fase di installazione e dovuti a danni ambientali.

Fattori base	Fattori di riduzione parziale del rinforzo
RF_D	1.1* / 1.15 - 1.3 **
RF_{ID}	1,05 - 2,0
*PP and PE must have UV stability > 70%	
**PET must have MW > 25,00 and CEG < 30	

Tabella 7: fattori di riduzione parziale del rinforzo

Per poter valutare l'incidenza negativa del fattore danneggiamento del creep (RF_{CRE}) si è tenuto conto dei valori derivanti dalla norma americana ASTM D5262 "Standard test method for evaluating the unconfined creep behavior of geosynthetics" riportate di seguito:



Tipo di polimero	Fattore di riduzione per creep
PET	2,5/2,0
PP	5,0/4,0
HDPE	5,0/2,5

Tabella 8: fattore di riduzione per creep

Quindi il valore della resistenza ammissibile a lungo termine sarà calcolato secondo l'espressione seguente:

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_D}$$

dove:

T_{allow} = Resistenza a trazione ammissibile a lungo termine dei geosintetici (resistenza di progetto)

T_{ult} = Resistenza a trazione ultima nominale (EN ISO 10319)

RF_{CR} = Fattore di riduzione per creep

RF_{ID} = Fattore di riduzione per danneggiamento meccanico

RF_D = Fattore di riduzione per danneggiamento ambientale (chimico e biologico)

$$T_{allow} \geq F_d$$

Il dimensionamento è stato condotto considerando una geostuoia grimpante TENAX MULTIMAT R, tipo 200, o similare, da porre in opera tra lo strato drenante ed il terreno di copertura.

Nello specifico per la determinazione di T_{allow} (resistenza a trazione ammissibile a lungo termine, resistenza di progetto) sono stati considerati i seguenti fattori di riduzione caratteristici dei rinforzi sintetici:

$$RF_{CR} = 1,67$$

$$RF_{ID} = 1,05$$

$$RF_D = 1,15$$

NB: il fattore di riduzione per creep a 120 anni è stato fornito direttamente dal produttore.



Ovviamente gli sforzi dei geosintetici così ottenuti dovranno trovare contrasto su zone di ancoraggio opportunamente posizionate e dimensionate in funzione del massimo carico di utilizzazione, F_D , previsto in progetto.

6.2 Risultati e verifiche dei rinforzi

Le analisi sono state svolte con riferimento alle condizioni di progetto più critiche, considerando un valore della pendenza media della scarpata pari a $\beta = 31^\circ$ e una lunghezza libera $L_a = 9,7$ m.

Nel sistema capping, se l'angolo di progetto è maggiore degli effettivi angoli d'attrito tra i materiali, dobbiamo aspettarci un sicuro scivolamento degli strati (interfaccia critica). Ciò comporterebbe danneggiamenti agli strati barriera e drenanti.

In bibliografia sono disponibili prove di taglio diretto eseguite, con pressioni variabili, su superfici di contatto geosintetico-geosintetico e geosintetico-terreno (entrambe per differenti tipologie di materiali) dalle quali si ottengono valori di angolo di attrito all'interfaccia molto variabili.

Una sintesi assai generale dei campi di variazione dei valori di angolo di resistenza al taglio delle interfacce normalmente utilizzati è riportata nelle tabelle seguenti, tratte da "Solid waste containment systems". Proceedings International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Mario Manassero, Craig H. Benson, Abdelmalek Bouazza (Melbourne, 2000).

Il dettaglio della struttura del pacchetto di ricoprimento è riportato nell'elaborato "Particolari costruttivi".

INTERFACCIA	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO
	$\phi' [^\circ]$
Geomembrana HDPE – Sabbia	15÷28
Geomembrana HDPE – Argilla	5÷29
Geotessile – Sabbia	22÷44
Geocomposito bentonitico - Sabbia	20÷25
Geocomposito bentonitico - Argilla	14÷16
Geomembrana HDPE a.m. – Ghiaia sferoidale (Pea gravel)	20÷25
Geomembrana HDPE a.m. – Sabbia	30÷45
Geomembrana HDPE a.m. – Argilla compattata	7÷35 ($c' = 20 \div 30$ kPa)
Geotessile - Argilla	15÷33

Tabella 9: caratteristiche di resistenza al taglio di interfaccia geosintetico-terreno (Manassero e al., 1996, 2011)



INTERFACCIA	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO $\phi' [^\circ]$
Georete – Geomembrana HDPE	6÷10
Geomembrana HDPE – Geotessile	8÷18
Geotessile – Georete	10÷27
Geocomposito bentonitico – Geomembrana HDPE a.m.	15÷25
Geocomposito bentonitico – Geomembrana HDPE	8÷16
Geocomposito bentonitico	7÷35 ($c' = 20 \div 30$ kPa)
Georete – Geomembrana HDPE a.m.	10÷25
Geotessile – Geomembrana HDPE a.m.	14÷52

Tabella 10: caratteristiche di resistenza al taglio di interfaccia geosintetico-geosintetico (Manassero e al., 1996, 2011)

Come si evince dalle tabelle sopra riportate, alcuni intervalli di variazione sono molto ampi, in quanto tengono potenzialmente conto della variabilità delle caratteristiche tipologiche e dei materiali, dei diversi fattori ambientali che possono influire sulla resistenza al taglio, delle condizioni, delle procedure e delle attrezzature di prova, nonché del livello di deformazione considerato.

In Europa esiste una normativa unificata, la UNE 104425:2001, che detta degli angoli di attrito indicativi tra geosintetici e tra geosintetici e terreni.

Confrontando i dati disponibili in letteratura con quelli previsti dalla suddetta norma, è stato possibile ottenere una riduzione del range di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio di interfaccia tra i vari materiali utilizzati.

Si riportano, di seguito, tali dati per ogni interfaccia.

A. *Terreno vegetale – Geogriglia di rinforzo/Geostuoia grimpante/Geocomposito drenante*

I dati di letteratura riportano (Manassero et al, 2011) valori molto spazati tra 22° e 44°, laddove i principali produttori garantiscono diffusamente angoli di attrito di interfaccia minimi e cautelativi tra i 25° ed i 30°, i valori superiori ovviamente a riprova di particolari performance dei prodotti delle singole case.

Si può, altresì, adottare una formulazione semplificata, ed oltremodo cautelativa, utilizzata usualmente per la realizzazione di terre rinforzate con geogriglie, per le quali si ottiene l'angolo di attrito di interfaccia dall'angolo di attrito interno del terreno ritenuto mediante la definizione di un Fattore di scivolamento (direct sliding) e la seguente formula:

$$F_{ds} = \tan \phi_{\text{interfaccia}} / \tan \phi_{\text{interno}}$$

Valori tipici per terreni comunemente impiegati per la realizzazione di terre rinforzate con geogriglie sono (Picarelli et al., 1993)

$$F_{ds} = 0,80 - 1,00$$

Considerato che per il terreno di copertura è stato considerato un angolo di attrito interno pari a 32°, ponendosi nel valore intermedio di F_{ds} (0,90) si ottiene che l'angolo di attrito di interfaccia vale 29°. La normativa UNE prevede, invece, un valore di 23°.



Per tutto quanto predetto, si ritiene ragionevolmente di adottare come angolo di picco il valore di **32°**, ottenendo un angolo residuo pari a **30°** (considerato che grosso modo per tali interfacce si ha una riduzione del 10-15%).

B. *Geostuoia grimpante - Geocomposito drenante*

I dati di letteratura indicano sempre un'ampia variabilità tra 10° e 27°, laddove la UNE detta un valore unico di 22°. I produttori consigliano un range di ragionevolezza tra i 20° ed i 25°, considerando che valori più bassi non sarebbero assolutamente rappresentativi della specifica interfaccia, che invece ha una sua rugosità specifica. Si considera quindi di adottare un valore di picco pari a **24°** ed uno residuo pari a **22°**.

C. *Geocomposito drenante – Geomembrana in HDPE*

E' una delle interfacce più insidiose nelle coperture di discariche, a causa della estrema criticità del valore dell'angolo di attrito di interfaccia dovuto essenzialmente alla mancanza di scabrezza dell'HDPE. E' il motivo per cui di recente si tende ad adottare quasi esclusivamente geomembrane ad aderenza migliorata (ossia ruvide o rese ruvide), cosa che allontana sensibilmente i valori riscontrati dai circa 10°, tipici e critici per le applicazioni lisce.

Da tale criticità discende anche la più vasta casistica rinvenuta in letteratura, dalla quale si ricavano i seguenti range di valori:

- 14° - 52° (Manassero et al, 1996-2011);
- 26° - 29° (Wasti & Ozdugxgun, 2001);
- 25,4° - 27,7° di picco e 24,8° - 27,4° residuo (Akpimar & Benson, 2005);
- 21° residuo (University of Malaysia, 2012);
- 22,3° - 31° (progetto di ricerca anglo-tedesca, Blumel-Dixon-Jones, 2000);
- 24° - 35° (Gallo, 2012).

La normativa UNE detta un valore prescrittivo di 26° (textured HDPE), laddove i maggiori produttori, anche a riprova della prestazionalità del trattamento di innalzamento della rugosità superficiale dell'HDPE, ritengono di assoluta sicurezza valori tra i 25° e i 30° di picco. Tutti concordano su una quasi coincidenza dei valori di picco e residui.

Per tutto quanto detto, si considera cautelativamente un angolo di attrito di interfaccia di picco di **22°** ed uno residuo di **20°**.

D. *Geomembrana in HDPE – Materassino bentonitico*

Anche per tale interfaccia vale quanto detto per la precedente, sia in termini di criticità sia nel forte condizionamento negativo dell'adozione di geomembrane lisce. I range di variabilità, però, sono molto più ridotti, riportando valori pari a:

- 15° - 25° (Manassero et al, 1996-2011);
- 18° - 25° di picco e 12° - 20° residuo (Mc Cartney, 2009);
- 23,1° - 24,5° di picco (Saravanan, 2006);
- 17,6° residuo (University of Malaysia, 2012).

La normativa UNE detta un valore prescrittivo di 30° (textured HDPE), laddove i maggiori produttori ritengono attendibili valori anche maggiori di 30° di picco. Tutti concordano su una riduzione tra valori di picco e residui. Per tutto quanto detto, si considera cautelativamente un angolo di attrito di interfaccia di picco di **22°** ed uno residuo di **20°**.

E. *Materassino bentonitico – Geocomposito drenante*



E' una ulteriore interfaccia critica, in quanto i valori degli angoli di attrito sono usualmente bassi. I dati di letteratura riportano (Manassero et al, 2011) valori molto spazati tra 10° e 27°, laddove i principali produttori garantiscono diffusamente angoli di attrito di interfaccia minimi e cautelativi tra i 20° ed i 25° e la normativa UNE prevede un valore di 22°. Considerato che altri dati suggeriscono valori dell'angolo di attrito residuo bassi (13,7° University of Malaysia, 2012 – 15,6° Saravanan, 2006) si adotta un angolo di picco pari a **23°** ed uno residuo pari a **21°**.

F. Geocomposito drenante – Geotessile non tessuto

I dati di letteratura riportano (Manassero et al, 2011), anche in questo caso, un range di variazione molto ampio (10° e 27°), laddove la normativa UNE prevede un valore di 22°. Considerato ciò, si adotta un angolo di picco pari a **23°** ed uno residuo pari a **21°**.

G. Geotessile non tessuto – Ghiaietto di regolarizzazione

E' di fatto molto spesso l'interfaccia critica, in quanto i valori degli angoli di attrito sono significativamente bassi. Per tale motivo si è ritenuto necessario garantire un materiale di regolarizzazione più performante, in modo da non localizzare in tale interfaccia quella critica.

Il materiale di regolarizzazione adottato è un mix di sabbia e pietrischetto catalogabile ai sensi della nuova UNI 10006 – EN 14688 come terreno di tipo A1-b.

Considerato quanto detto, i dati di letteratura, sempre molto spazati, devono essere intesi intermedi (facendo riferimento prioritario sempre a Manassero et al, 2011) tra quelli per terreni a grana grossa (22°-44°) e quelli a grana fine (15°-33°), ottenendo un range tra i 19° e 39°. I principali produttori garantiscono diffusamente angoli di attrito di interfaccia minimi di almeno 20°, mentre, procedendo similmente con range intermedi per la normativa UNE si ottengono valori tra i 18° e i 23°. Adottando la predetta formulazione semplificata con l'utilizzo del Fattore di scivolamento (direct sliding) ed utilizzando la formula

$$F_{ds} = \tan \phi_{\text{interfaccia}} / \tan \phi_{\text{interno}}$$

per un valore di F_{ds} pari a 0,90 ed un valore cautelativo dell'angolo di attrito interno del materiale di regolarizzazione pari a non meno di 28°, si ottiene un angolo di attrito di interfaccia dell'ordine dei 25,6°.

Per tutto quanto ora illustrato, si ritiene coerente adottare un angolo di picco pari a **28°** ed uno residuo posto pari a **26°**.

Si riporta quindi un riepilogo degli angoli di attrito di interfaccia utilizzati nel seguito.

Scarpate con rinforzi		
Interfaccia	ϕ interfaccia, picco	ϕ interfaccia, residuo
Terreno vegetale – Geostuoia grimpante	32	30
Geostuoia grimpante – Geocomposito drenante	24	22
Geocomposito drenante – Geomembrana in HDPE	22	20
Geomembrana in HDPE – Materassino bentonitico	22	20
Materassino bentonitico – Geocomposito drenante	23	21
Geocomposito drenante – Geotessile non tessuto	23	21
Geotessile non tessuto – Ghiaietto di regolarizzazione	28	26

Tabella 11: angoli di attrito di interfaccia



I calcoli sono stati implementati in un foglio elettronico in base a dati e metodologie fino ad ora esposti.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite all'interfaccia di tutti gli strati costituenti la copertura finale.

Dai tabulati riportati è possibile vedere che il massimo valore del deficit di resistenza F_d , necessario per soddisfare le verifiche di stabilità globale, è di 52,40 kN/m. A tale deficit occorre sopperire mediante l'inserimento di geosintetici di rinforzo ubicati al di sotto dello spessore potenzialmente instabile.

In particolare, affinché la resistenza a trazione ammissibile T_{allow} a lungo termine del rinforzo sia $> 52,40$ kN/m (nel caso più sfavorevole) si richiede che questo sia dotato delle seguenti caratteristiche:

- geostuoia grimpante TENAX MULTIMAT R tipo 200 o similare, con T_{ult} pari a 200 kN/m in modo che:

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_D} = 99,18 \text{ KN / m}$$

dove:

T_{allow} = Resistenza a trazione ammissibile a lungo termine dei geosintetici (resistenza di progetto)

T_{ult} = Resistenza a trazione ultima nominale (EN ISO 10319)

RF_{CR} = Fattore di riduzione per creep

RF_{ID} = Fattore di riduzione per danneggiamento meccanico

RF_D = Fattore di riduzione per danneggiamento ambientale (chimico e biologico)

L'applicazione del suddetto rinforzo nel sistema di copertura proposto garantisce una T_{allow} che compensa il deficit instabilizzante nelle condizioni più gravose:

$$T_{allow} = 99,18 \text{ kN/m} > F_D = 52,40 \text{ kN/m}$$

Di seguito si riportano i calcoli effettuati per la scarpata più critica (cfr. elaborato grafico "Profilo longitudinale – sez. 0"). A vantaggio di sicurezza, per le verifiche di stabilità del sistema di copertura, si è considerata un'ulteriore diminuzione dell'angolo di attrito all'interfaccia terreno vegetale – geostuoia grimpante.



		L=lunghezza di calcolo della scarpata	H=spessore del terreno potenzialmente instabile	γ =peso di volume del terreno	β =pendenza massima scarpata	φ =angolo di attrito all'interfaccia degli strati	$\gamma\varphi$ =sicurezza parziale sulla resistenza a taglio	φ =valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio	Kh=coefficiente sismico orizzontale	Kv=coefficiente sismico verticale	Wa=peso dell'unità di larghezza del suolo sul geosintetico	Fh=forza sismica orizzontale (+verso valle)	Fv=forza sismica verticale (+verso l'alto)	Fd=resistenza minima di progetto da affidare ai rinforzi	γ R=coefficiente di sicurezza da affidare a Rd	Ed=azioni di progetto	Rd/R= resistenza di progetto	Fs=fattore di sicurezza	T=sforzo di trazione effettivo nel rinforzo (Fs=1)
		(m)	(m)	(KN/mc)	(deg)	(deg)	(ad.)	(deg)	(ad.)	(ad.)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(ad.)	(KN/m)	(KN/m)	(ad.)	(KN/m)
Terreno vegetale - Geostuoia grimpante	statica	9,7	1	18,5	31	26	1,25	21,32	0	0	179,45	0	0	99,18	1,1	92,42	150,19	1,62	35,64
	sisma+	9,7	1	18,5	31	26	1	26,00	0,1	0,05	179,45	17,95	8,97	99,18	1	103,18	173,45	1,68	28,91
	sisma-	9,7	1	18,5	31	26	1	26,00	0,1	0,05	179,45	17,95	-8,97	99,18	1	112,43	180,95	1,61	30,65
Geostuoia grimpante - Geocomposito drenante	statica	9,7	1	18,5	31	22	1,25	17,91	0	0	179,45	0	0	99,18	1,1	92,42	139,88	1,51	46,97
	sisma+	9,7	1	18,5	31	22	1	22,00	0,1	0,05	179,45	17,95	8,97	99,18	1	103,18	160,71	1,56	41,66
	sisma-	9,7	1	18,5	31	22	1	22,00	0,1	0,05	179,45	17,95	-8,97	99,18	1	112,43	166,92	1,48	44,69
Geocomposito drenante - Geomembrana in HDPE	statica	9,7	1	18,5	31	20	1,25	16,23	0	0	179,45	0	0	99,18	1,1	92,42	134,96	1,46	52,40
	sisma+	9,7	1	18,5	31	20	1	20,00	0,1	0,05	179,45	17,95	8,97	99,18	1	103,18	154,61	1,50	47,76
	sisma-	9,7	1	18,5	31	20	1	20,00	0,1	0,05	179,45	17,95	-8,97	99,18	1	112,43	160,20	1,42	51,40
Geomembrana in HDPE - Materassino bentonitico	statica	9,7	1	18,5	31	20	1,25	16,23	0	0	179,45	0	0	99,18	1,1	92,42	134,96	1,46	52,40
	sisma+	9,7	1	18,5	31	20	1	20,00	0,1	0,05	179,45	17,95	8,97	99,18	1	103,18	154,61	1,50	47,76
	sisma-	9,7	1	18,5	31	20	1	20,00	0,1	0,05	179,45	17,95	-8,97	99,18	1	112,43	160,20	1,42	51,40
Materassino bentonitico - Geocomposito drenante	statica	9,7	1	18,5	31	21	1,25	17,07	0	0	179,45	0	0	99,18	1,1	92,42	137,40	1,49	49,70
	sisma+	9,7	1	18,5	31	21	1	21,00	0,1	0,05	179,45	17,95	8,97	99,18	1	103,18	157,63	1,53	44,73
	sisma-	9,7	1	18,5	31	21	1	21,00	0,1	0,05	179,45	17,95	-8,97	99,18	1	112,43	163,54	1,45	48,07
Geocomposito drenante - Geotessile non tessuto	statica	9,7	1	18,5	31	21	1,25	17,07	0	0	179,45	0	0	99,18	1,1	92,42	137,40	1,49	49,70
	sisma+	9,7	1	18,5	31	21	1	21,00	0,1	0,05	179,45	17,95	8,97	99,18	1	103,18	157,63	1,53	44,73
	sisma-	9,7	1	18,5	31	21	1	21,00	0,1	0,05	179,45	17,95	-8,97	99,18	1	112,43	163,54	1,45	48,07
Geotessile non tessuto - Ghiaietto di regolarizzazione	statica	9,7	1	18,5	31	26	1,25	21,32	0	0	179,45	0	0	99,18	1,1	92,42	150,19	1,62	35,64
	sisma+	9,7	1	18,5	31	26	1	26,00	0,1	0,05	179,45	17,95	8,97	99,18	1	103,18	173,45	1,68	28,91
	sisma-	9,7	1	18,5	31	26	1	26,00	0,1	0,05	179,45	17,95	-8,97	99,18	1	112,43	180,95	1,61	30,65

Tabella 12: verifiche di stabilità del sistema di copertura e calcolo degli sforzi di trazione effettivi nei rinforzi



6.3 Verifica degli ancoraggi

Si è effettuata, successivamente, la verifica relativa alla dimensione ed al posizionamento degli ancoraggi dei geosintetici di rinforzo previsti, tali da trovare contrasto agli sforzi F_D a cui i rinforzi stessi saranno sottoposti nelle condizioni di progetto più gravose. A vantaggio di sicurezza si introducono le successive verifiche con le seguenti ipotesi cautelative:

- il coefficiente di attrito terreno-rinforzo viene considerato pari al 90% della resistenza al taglio del terreno. Per trincee di ancoraggio con materiale di riempimento scavo costituito dallo stesso terreno di riporto in copertura ($\gamma_{TR}=18,5$ kN/mc, $c_{TR}=0$, $\varphi_{TR}=32^\circ$) si ottiene un angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-rinforzo $\varphi_{TR}'=\arctan(0.9 * \tan 32^\circ)=29,3^\circ$; inoltre si considera resistente la sola superficie inferiore del geosintetico, trascurando l'attrito sulla superficie superiore;
- si considerano le sole resistenze attritive T_1 , T_2 e T_3 mobilitate lungo i tratti rettilinei del sistema di ancoraggio trascurando ogni effetto d'angolo e contributo dato dai tratti rettilinei verticali, $T_4=T_5=0$ kN/m;
- si considerano nulle le componenti stabilizzanti normali al piano orizzontale degli sforzi di trazione massima F_d trasferiti dai carichi sui rinforzi, $F_d * \sin \beta = 0$, $F_d * \cos \beta = F_d$.

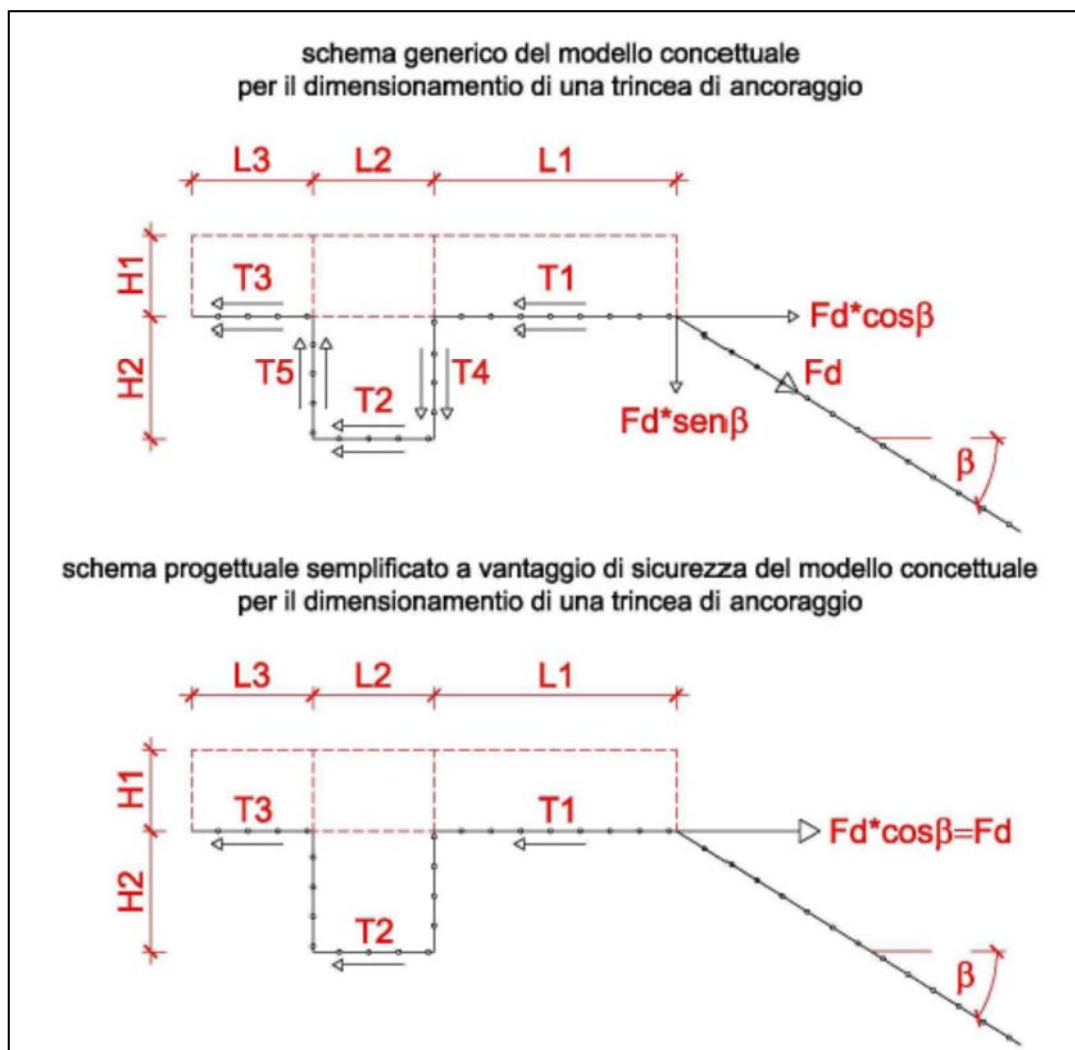


Figura 2: schema di calcolo utilizzato per il dimensionamento di una trincea di ancoraggio

Sotto tali ipotesi e rifacendosi alla schematizzazione sopra riportata deve essere soddisfatta la verifica allo sfilamento degli ancoraggi

$$\frac{T_{TOT}}{F_d} > 1$$

dove :

F_d = sforzi di trazione massima trasferiti ai rinforzi;

$T_{TOT} = T_1 + T_2 + T_3$ = resistenza attritiva di contrasto totale allo sfilamento del sistema ancoraggio;

$T_1 = (\gamma_1 * H_1 * L_1) \tan \delta_1'$ = contributo resistenza attritiva tratto 1 da bordo scarpata a bordo trincea;

γ_1 = peso specifico del terreno di riporto sul tratto 1;

H_1 = spessore terreno di riporto sul tratto 1;

L_1 = lunghezza tratto 1;

δ_1' = angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-rinforzo tratto 1;



$T_2 = ((\gamma_{2s} * H_1 * L_2) + (\gamma_{2i} * H_2 * L_2)) \tan \delta_2' =$ contributo resistenza attrittiva tratto 2 per tutta la larghezza della trincea;

γ_{2s} = peso specifico del terreno di riporto sul tratto 2 sopra la trincea;

H_1 = spessore terreno di riporto tratto 2 sopra la trincea;

L_2 = lunghezza tratto 2 (larghezza trincea);

γ_{2i} = peso specifico del terreno di riporto sul tratto 2 in trincea;

H_2 = spessore terreno di riporto tratto 2 in trincea (profondità trincea);

δ_2' = angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-rinforzo tratto 2;

$T_3 = (\gamma_3 * H_3 * L_3) \tan \delta_3' =$ contributo resistenza attrittiva tratto 3 da bordo trincea a parte terminale rinforzo fuori trincea;

γ_3 = peso specifico del terreno di riporto sul tratto 3;

H_3 = spessore terreno di riporto tratto 3;

L_3 = lunghezza tratto 3;

δ_3' = angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-rinforzo tratto 3;

Nello specifico si verificano le resistenze attrattive allo sfilamento degli ancoraggi per le discariche considerando F_D , sforzo di trazione massima trasferito ai rinforzi, nelle condizioni più gravose. Per capping discarica con lunghezza della scarpata potenzialmente instabile $L_a=9,7$ ml e pendenza della scarpata $\beta = 31^\circ$ viene considerato il valore di $F_d = 52,40$ kN/m (verifica di stabilità della copertura in condizioni statiche).

Per la trincea di ancoraggio si prevede un riempimento per tutta la sua altezza e larghezza con terreno vegetale ($\gamma_{TR}=18,5$ kN/mc, $c_{TR} = 0$, $\varphi_{TR} = 32^\circ$) e un rinterro superiore di circa 1 mt.

I calcoli sono stati implementati in un foglio elettronico di seguito riportato in base a dati e metodologie fino ad ora esposti.



Dati di ingresso			
distanza trincea ciglio scarpata	L1	m	1,5
lunghezza della trincea	L2	m	1,5
lunghezza dei rinforzi oltre la trincea	L3	m	1
spessore del terreno sopra il rinforzo	H1	m	1
profondità trincea	H2	m	1
angolo inclinazione della scarpata	β	deg	31
peso di volume del terreno		KN/mc	18,50
angolo di attrito del terreno		deg	32
resistenza di taglio all'interfaccia terreno-rinforzo		deg	29,35
peso del materiale di riempimento		KN/mc	18,50
angolo di attrito del materiale di riempimento		deg	32
resistenza di taglio all'interfaccia terreno-rinforzo		deg	29,35
Verifica allo sfilamento del rinforzo			
azione da trasmettere ai rinforzi	Fd	KN/m	52,40
contributo del tratto piano 1	T1	KN/m	15,61
contributo del tratto piano 2	T2	KN/m	31,21
contributo del tratto piano 3	T3	KN/m	10,40
resistenza di attrito di contrasto allo sfilamento	Ttot	KN/m	57,22

Tabella 13: verifica degli ancoraggi

La geometria della trincea di ancoraggio è rappresentata nell'elaborato "Particolari costruttivi".



6.4 Tensioni trasmesse ai manti e verifiche delle interfacce

La verifica della stabilità della copertura precedentemente eseguita assicura un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti di eventuali scivolamenti verso valle. Il modello di verifica descritto, però, non consente di indagare sugli stati di tensione cui i teli di geosintetico vengono sottoposti, aspetto che riveste tuttavia estrema importanza.

Infatti una condizione di stabilità può verificarsi in diverse configurazioni di forze, che possono portare, pur mantenendo il pendio stabile, ad un carico di trazione sui teli. Se tale carico eccede la tensione ammissibile per il materiale in esame occorrerà valutare delle soluzioni tali da non portare a questa situazione, pericolosa per l'integrità del materiale.

Per poter pervenire ad una equazione che consenta di trattare adeguatamente questo problema, si consideri che, per effetto del carico sovrastante, su di un telo di geosintetico si svilupperanno delle forze di attrito tangenziali alla superficie del telo stesso. Queste forze dipendono dal peso del materiale di copertura, dall'angolo di inclinazione del pendio e dagli angoli di attrito alle interfacce delle due superfici del telo, quella superiore e quella inferiore.

In definitiva, avendo adottato un sistema di copertura definitivo che sfrutta le capacità dei materiali geosintetici, occorrerà, congiuntamente all'esecuzione delle verifiche globali di stabilità, verificare che lo stato tensionale che si genererà all'interfaccia tra ogni strato sintetico, risulti compatibile con le caratteristiche meccaniche dei materiali previsti a progetto.

Per impostare tali verifiche occorre definire i seguenti parametri:

- geometria della scarpata su cui andrà prevista l'installazione del sistema (lunghezza, pendenza);
- caratteristiche del terreno di copertura finale (spessore, peso specifico, coesione, angolo di attrito);
- caratteristiche meccaniche dei materiali geosintetici previsti nel pacchetto di chiusura (resistenza a trazione ammissibile, angolo di attrito all'interfaccia superiore ed inferiore, adesione superiore ed inferiore, spessore).

Il peso dell'ammasso di terreno (W) previsto sopra l'ultimo geosintetico previsto, si calcola nel seguente modo:

$$W = \gamma \times s \times L$$

dove:

γ = peso specifico del terreno [kN/mc];

s = spessore del terreno di riporto [m];

L = lunghezza della scarpata [m];

W = peso del terreno di riporto [kN/m].

Detta β la pendenza della scarpata, il peso proprio W si può scomporre nelle due componenti normale (W_N) e parallela (W_P) al pendio:



$$W_N = W \times \cos(\beta)$$

$$W_P = W \times \sin(\beta)$$

Mediante dei tests specifici (UNI EN ISO 12957-1 prova di taglio diretto e UNI EN ISO 12957-2) è possibile definire le caratteristiche, per ciascuna interfaccia, in termini di angolo di attrito (δ) e adesione (a) che consentiranno di eseguire le verifiche meccaniche di integrità dei prodotti.

Le due tensioni di interfaccia hanno la seguente espressione (Sharma et al. 2004):

$$\tau_{sup} = C_{a\ sup} + [W \times \cos(\beta) \times \tan(\delta_{i\ sup})]$$

$$\tau_{inf} = C_{a\ inf} + [W \times \cos(\beta) \times \tan(\delta_{i\ inf})]$$

dove, oltre alle predette denominazioni, si ha che

τ_{sup} = sforzo di attrito sulla faccia superiore;

τ_{inf} = sforzo di attrito sulla faccia inferiore;

$C_{a\ sup}$ = forza di adesione sulla superficie superiore dell'interfaccia;

$C_{a\ inf}$ = forza di adesione sulla superficie inferiore dell'interfaccia.

A partire da questa formalizzazione si possono individuare due casi principali, indicando con τ_{cs} la componente tangenziale al telo del carico applicato dal terreno di copertura:

$$\tau_{sup} \leq \tau_{cs}$$

$$\tau_{sup} > \tau_{cs}$$

Nel primo caso la resistenza di attrito sulla faccia superiore risulta minore o uguale alla componente tangenziale del carico, cioè la resistenza di attrito non è in grado di trattenere il materiale sovrastante, pertanto si avrà uno scivolamento.

Nel secondo caso la resistenza di attrito è in grado di trattenere il suolo sovrastante e non si ha instabilità della copertura. Questa è la situazione in cui ci si troverà avendo effettuato una verifica di stabilità precedentemente.

Si possono però verificare, nel rispetto delle condizioni descritte, due sottocasi:

$$\tau_{inf} \geq \tau_{sup}$$

$$\tau_{inf} < \tau_{sup}$$

Nel primo caso la resistenza di attrito esplicabile dall'interfaccia inferiore è maggiore o uguale a quella sviluppata dalla faccia superiore, cioè la sollecitazione tangenziale si trasmette allo strato sottostante senza caricare il telo.

Nel secondo caso la resistenza di attrito che si mobilita all'interfaccia inferiore è minore di quella che agisce sulla faccia superiore. La differenza di sollecitazione fra le due tensioni andrà dunque a caricare il telo, che sarà cioè sottoposto ad uno sforzo di trazione. Se questo sforzo dovesse eccedere la tensione ammissibile per il materiale si incorrerebbe in lacerazioni del telo.



Una volta noti gli stati tensionali tangenziali τ_i di tutte le interfacce, sarà sufficiente per ogni materiale considerato, eseguire il seguente controllo (fonte: Manassero et al. 1997):

$$\tau_{\max} > (\tau_{\sup} - \tau_{\inf})$$

dove:

$$\tau_{\max} = T_{\max} / s$$

T_{\max} = resistenza a trazione massima ammissibile del geosintetico considerato [kN/m];

s = spessore del geosintetico considerato [m];

τ_{\max} = tensione massima ammissibile del geosintetico considerato [kPa].

Solitamente, per impostare il problema in favore di sicurezza, si trascura il fattore adesione (C_a) sviluppando la verifica di integrità meccanica nel seguente modo:

$$T_{i\sup} = W \times \cos(\beta) \times \operatorname{tg}(\delta_{i\sup})$$

$$T_{i\inf} = W \times \cos(\beta) \times \operatorname{tg}(\delta_{i\inf})$$

La tensione indotta sul singolo strato geosintetico sarà pertanto:

$$\sigma_i = (T_{i\sup} - T_{i\inf}) / s_i$$

Si può anche ragionare in termini di forza a trazione, procedendo con la seguente verifica:

$$T_i = T_{i\sup} - T_{i\inf}$$

L'interpretazione del segno della tensione va vista nel seguente modo:

$\sigma_i > 0$ il geosintetico sarà sottoposto ad uno sforzo di *trazione*;

$\sigma_i < 0$ il geosintetico sarà sottoposto ad uno sforzo di *compressione*.

Chiaramente nel caso in cui il geosintetico fosse sottoposto a sforzo di trazione, occorrerà verificare se non eccede la sua massima capacità di resistenza.

La verifica finale consiste nel calcolare il fattore di sicurezza associato:

$$FS = T_{\max} / T_i$$

Si può infine notare che nel caso in cui $\delta_{\inf} = \delta_{\sup}$, cioè $\tau_{\inf} = \tau_{\sup}$, l'equazione porta a $\sigma = 0$, cioè **il telo è scarico**.

Nel caso in cui $\delta_{\sup} < \delta_{\inf}$, cioè $\tau_{\inf} > \tau_{\sup}$, l'equazione restituisce per σ un numero negativo, dunque una soluzione priva di significato, che dal punto di vista pratico corrisponde ad una **situazione di telo scarico**.

L'unico caso in cui **il telo risulta in trazione** si ha, pertanto, quando $\delta_{\sup} > \delta_{\inf}$, cioè $\tau_{\inf} < \tau_{\sup}$.



6.4.1 Verifiche eseguite

Il pacchetto di copertura per la discarica in oggetto, procedendo dall'alto verso il basso, è costituito dai seguenti strati:

- terreno di copertura;
- geostuoia grimpante;
- geocomposito drenante (I strato);
- geomembrana in HDPE;
- materassino bentonitico;
- geocomposito drenante (II strato);
- geotessile non tessuto;
- materiale di regolarizzazione.

Le verifiche alle interfacce, tenuto conto di tale pacchetto e sempre partendo dall'alto verso il basso, dovrà essere eseguito per i seguenti teli/strati:

- geostuoia grimpante;
- geocomposito drenante (I strato);
- geomembrana in HDPE;
- materassino bentonitico;
- geocomposito drenante (II strato);
- geotessile non tessuto.

Nelle verifiche seguenti si è testato, considerando la scarpata con la massima pendenza ($\beta=31^\circ$), sia il caso con l'angolo di attrito di interfaccia di picco che l'angolo di attrito di interfaccia residuo.

Le verifiche sono state effettuate controllando che il T massimo sia inferiore al T ammissibile, considerato che tali lacerazioni si verificano nel breve periodo.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle caratteristiche materiche e meccaniche dei prodotti previsti in progetto, evidenziando i valori delle sollecitazioni ultime, ammissibili ed ammissibili a lungo termine degli stessi, così come desunti dalle schede tecniche.

Laddove non presenti, i valori ammissibili sono stati cautelativamente ottenuti da quelli ultimi riducendoli di un coefficiente pari ad 1,30. Il coefficiente riduttivo a lungo termine tiene conto del materiale costituente il telo/strato.

	Materiale	T ultima	T amm	T allow				
				RF				T allow progetto
		(kN/m)	(kN/m)	CR	ID	D	TOT	(kN/m)
Geostuoia grimpante	PET	200,00	153,85	1,67	1,05	1,15	2,02	99,18
Geocomposito drenante (strato sup.)	PP	23,50	18,08	4,00	1,05	1,15	4,83	4,87
Geomembrana in HDPE	HDPE	130,00	100,00	2,50	1,05	1,15	3,02	43,06
Materassino bentonitico	PP/bent/PP	24,00	18,46	4,00	1,05	1,15	4,83	4,97
Geocomposito drenante (strato inf.)	PP	23,50	18,08	4,00	1,05	1,15	4,83	4,87
Geotessile non tessuto	PP	16,00	12,31	4,00	1,05	1,15	4,83	3,31

Tabella 14: abaco dei materiali utilizzati



	L (m)	9,7	Lunghezza di calcolo scarpata											
	s (m)	1	Spessore terreno di riporto											
	γ (kN/mc)	18,5	Peso terreno di riporto											
	W (kN)	179,45	Peso totale terreno di riporto											
	β (°)	31	Pendenza scarpata											
	$\cos\beta$	0,86												
	WN (kN)	153,8	Componente dello sforzo normale sui teli											
			GEOSTUOIA GRIMPANTE		GEOCOMPOSITO DRENANTE (I strato)		GEOMEMBRANA IN HDPE		MATERASSINO BENTONITICO		GEOCOMPOSITO DRENANTE (II strato)		GEOTESSILE NON TESSUTO	
			picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo
Angoli di attrito alle interfacce	$\delta_{i,sup}$ (°)	32	30	24	22	22	20	22	20	23	21	23	21	
	$\delta_{i,inf}$ (°)	24	22	22	20	22	20	23	21	23	21	28	26	
			picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo	picco	residuo
Tensioni alle interfacce	T _{i,sup} (kN)	96,1	88,8	68,5	62,1	62,1	56,0	62,1	56,0	65,3	59,0	65,3	59,0	
	T _{i,inf} (kN)	68,5	62,1	62,1	56,0	62,1	56,0	65,3	59,0	65,3	59,0	81,8	75,0	
	T _{risultante} (kN)	27,6	26,7	6,3	6,2	0,0	0,0	-3,1	-3,1	0,0	0,0	-16,5	-16,0	
	T _{amm} =T _{ult} /1,3 (kN)	153,85		18,08		100,00		18,46		18,08		12,31		
		Il telo è in tensione		Il telo è in tensione		Il telo è scarico		Il telo è scarico		Il telo è scarico		Il telo è scarico		
		Verifica soddisfatta		Verifica soddisfatta		Verifica soddisfatta		Verifica soddisfatta		Verifica soddisfatta		Verifica soddisfatta		

Tabella 15: verifica delle tensioni alle interfacce



7 Stabilità globale

7.1 Metodologia di calcolo ed ipotesi generali

L'esame delle condizioni di stabilità globale viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato SLOPE della GEOSTRU SOFTWARE, considerando anche l'effetto pseudo-statico delle forze simiche, in conformità alla vigente normativa D.M. 14 gennaio 2008 e della circolare n.617/2009, facendo riferimento al metodo di Bishop (1955), che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Nelle verifiche è stata rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

In cui:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

L'analisi di stabilità globale è stata condotta per 4 sezioni della discarica. I parametri geotecnici di calcolo sono i seguenti:

Strato di copertura

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ peso di volume

$c' = 0$ coesione

$\phi' = 32^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Ammasso rifiuti RSU

$\gamma = 7 \text{ kN/m}^3$ peso di volume

$c' = 20 \text{ kPa}$ coesione efficace

$\phi' = 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Terreno di fondo

$\gamma = 20,2 \text{ kN/m}^3$ peso di volume

$c' = 50 \text{ kPa}$ coesione efficace

$\phi' = 23^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Nel corso dell'indagine non è stata rilevata alcuna falda superficiale e/o emergenza sorgentizia.

In condizioni statiche le verifiche devono essere effettuate secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2 + M2 + R2). In particolare i valori di progetto vengono ottenuti dai valori caratteristici mediante i seguenti coefficienti parziali:

$\gamma_c = 1,25$ da applicare alla coesione dei materiali

$\gamma_\phi = 1,25$ da applicare alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio dei materiali

$\gamma_R = 1,1$ coefficiente da applicare direttamente sulla resistenza del sistema



Quindi detto (c' , ϕ') i parametri caratteristici di resistenza al taglio, i corrispondenti valori di progetto sono determinati mediante le seguenti espressioni:

$$c'_d = c' / 1,25$$

$$\phi'_d = \arctan (1 / 1,25 \cdot \tan \phi)$$

e la verifica viene condotta riducendo le resistenze del sistema geotecnico così ottenuto mediante il fattore $1 / \gamma_R$. Ciò equivale a verificare un coefficiente di sicurezza del sistema:

$$FS = (R_d / E_d) * (1 / \gamma_R) > 1, \text{ con } \gamma_R = 1.1$$

In condizioni statiche si è considerato anche un sovraccarico di 10 kN/m^2 uniformemente distribuito sulle piattaforme della discarica (eventuale transito di mezzi).

7.2 Risultati

Le analisi, i cui risultati sono di seguito riportati, sono state condotte su 4 sezioni (sezione 0, sezione 1, sezione 2 e sezione 3, cfr. elaborati grafici).

Di seguito si riporta una tabella con i coefficienti di sicurezza ottenuti.

Sezione	0	1	2	3
FS	1.09	1.13	1.07	1.07

Tabella 16: valori di FS ottenuti

Le verifiche sono soddisfatte con adeguato coefficiente di sicurezza.



7.3 Sezione 0: tabulati di calcolo

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long. 40,511992/16,343874
Normativa NTC 2008
Numero di strati 3,0
Numero dei conci 25,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile 1,0
Coefficiente parziale resistenza 1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: Picco
Analisi Condizione drenata
Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi 20,25 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi 63,51 m
Ascissa vertice destro superiore xs 118,33 m
Ordinata vertice destro superiore ys 114,73 m
Passo di ricerca 10,0
Numero di celle lungo x 10,0
Numero di celle lungo y 10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe III
Vita nominale: 100,0 [anni]
Vita di riferimento: 150,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	90,0	0,73	2,52	0,33
S.L.D.	151,0	0,92	2,51	0,34
S.L.V.	1424,0	2,13	2,54	0,36
S.L.C.	2475,0	2,51	2,56	0,37

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,314	0,2	0,0268	0,0134
S.L.D.	1,656	0,2	0,0338	0,0169
S.L.V.	3,4991	0,28	0,0999	0,05
S.L.C.	3,9362	0,28	0,1124	0,0562

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0999
Coefficiente azione sismica verticale 0,05



Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	-15,25	-0,72
2	0,0	0,0
3	9,7	3,1
4	12,9	3,2
5	18,2	6,2
6	21,4	6,3
7	30,0	11,2
8	33,2	11,3
9	41,5	16,3
10	44,5	16,4
11	52,8	21,4
12	55,8	21,5
13	63,5	25,2
14	66,5	25,3
15	74,6	29,5
16	77,6	29,6
17	85,6	32,9
18	88,6	33,0
19	96,6	34,2
20	99,6	34,3
21	107,6	38,2
22	110,6	38,3
23	117,6	41,8
24	120,6	41,9
25	131,9	47,7
26	134,9	47,8
27	143,9	52,7
28	147,5	52,8
29	152,7	55,8
30	155,8	55,9
31	162,0	59,4
32	165,1	59,5
33	170,3	62,5
34	180,5	62,5

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-15,25	-0,72
2	-14,99	-0,71
3	-0,42	0,01
4	0,28	-0,64
5	9,7	2,1
6	12,9	2,2
7	18,2	5,2
8	21,4	5,3
9	30,0	10,2
10	33,2	10,3
11	41,5	15,3
12	44,5	15,4
13	52,8	20,4
14	55,8	20,5
15	63,5	24,2
16	66,5	24,3



17	74,6	28,5
18	77,6	28,6
19	85,6	31,9
20	88,6	32,0
21	96,6	33,2
22	99,6	33,3
23	107,6	37,2
24	110,6	37,3
25	117,6	40,8
26	120,6	40,9
27	131,9	46,7
28	134,9	46,8
29	143,9	51,7
30	147,5	51,8
31	152,7	54,8
32	155,8	54,9
33	162,0	58,4
34	165,1	58,5
35	170,3	61,5
36	180,5	61,5

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-15,25	-0,72
2	-15,19	-0,72
3	-0,29	-0,03
4	0,78	-1,06
5	9,7	-7,9
6	21,4	-4,7
7	33,2	0,3
8	44,5	5,4
9	55,8	10,5
10	66,5	14,3
11	77,6	18,6
12	88,6	22,0
13	96,6	23,2
14	110,6	27,3
15	120,6	30,9
16	134,9	36,8
17	147,5	41,8
18	155,8	44,9
19	165,1	48,5
20	180,5	51,5

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25

Coesione efficace 1,25

Coesione non drenata 1,4

Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	41,65	16,35	44,65	16,45	0,1

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

Fs minimo individuato	1,09	
Ascissa centro superficie	79,1	m
Ordinata centro superficie	99,36	m
Raggio superficie	100,79	m

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

xc = 79,098 yc = 99,363 Rc = 100,791 Fs=1,093

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi	Ui (°)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	(Kg)
1	2,96	-28,03,36		4666,61466,19	233,33	0,0	26,6		0,06792,3	2825,2		
2	8,3	-24,59,12		45423,484537,812271,17	0,16	20,5		0,064582,8	32188,4			
3	3,0	-21,03,21		29593,162956,361479,66	0,16	20,5		0,037843,9	16024,0			
4	8,3	-17,68,71		144176,414403,227208,82	0,4	18,8		0,0176247,1	78778,2			
5	3,0	-14,23,1		77272,477719,523863,62	0,4	18,8		0,088701,5	35363,4			
6	7,7	-11,17,85		248080,824783,2712404,040,4	18,8			0,0273169,9	103301,3			
7	3,0	-8,03,03		113642,511352,895682,13	0,4	18,8		0,0121026,9	44279,2			
8	8,1	-4,98,13		351766,735141,517588,34	0,4	18,8		0,0364109,4	129933,1			
9	3,0	-1,73,0		145243,414509,817262,17	0,4	18,8		0,0146839,9	51477,8			
10	8,0	1,48,0		416246,941583,0620812,340,4	18,8			0,0412815,3	143272,5			
11	3,0	4,63,01		164654,916449,038232,75	0,4	18,8		0,0160760,7	55438,3			
12	8,0	7,78,07		444412,644396,8222220,630,4	18,8			0,0428449,0	147924,1			
13	3,0	10,93,05		166687,816652,118334,39	0,4	18,8		0,0159147,0	55133,1			
14	8,0	14,18,25		453057,745260,4622652,880,4	18,8			0,0429750,3	148874,0			
15	3,0	17,33,14		171110,717093,968555,54	0,4	18,8		0,0161726,5	56153,8			
16	7,0	20,37,47		399685,639928,5919984,280,4	18,8			0,0377512,5	131510,0			
17	3,0	23,43,27		170050,916988,098502,55	0,4	18,8		0,0160906,0	56341,3			
18	11,3	28,012,79		628357,462772,931417,87	0,4	18,8		0,0598953,2	211807,1			
19	3,0	32,63,56		159433,215927,387971,66	0,4	18,8		0,0153869,1	55327,3			
20	9,0	36,811,24		447162,044671,4822358,1	0,4	18,8		0,0437927,3	161148,7			
21	3,6	41,44,8		159875,015971,517993,75	0,4	18,8		0,0159333,5	60985,5			
22	5,2	44,87,33		204932,620472,7710246,630,4	18,8			0,0206648,5	82787,0			
23	3,1	48,24,65		104494,510439,05224,72	0,4	18,8		0,0105993,3	45435,9			
24	6,2	52,410,17		161260,416109,918063,02	0,4	18,8		0,0161270,7	79419,6			
25	10,91	61,923,19		88847,818875,9	4442,39	0,16	20,5		0,082774,6	56560,9		



Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0	0	32	1850		STRATO DI COPERTUR A	
2	0,2		25	700		RSU	
3	0,5	3	23	2020		ARGILLA CON LIMO	

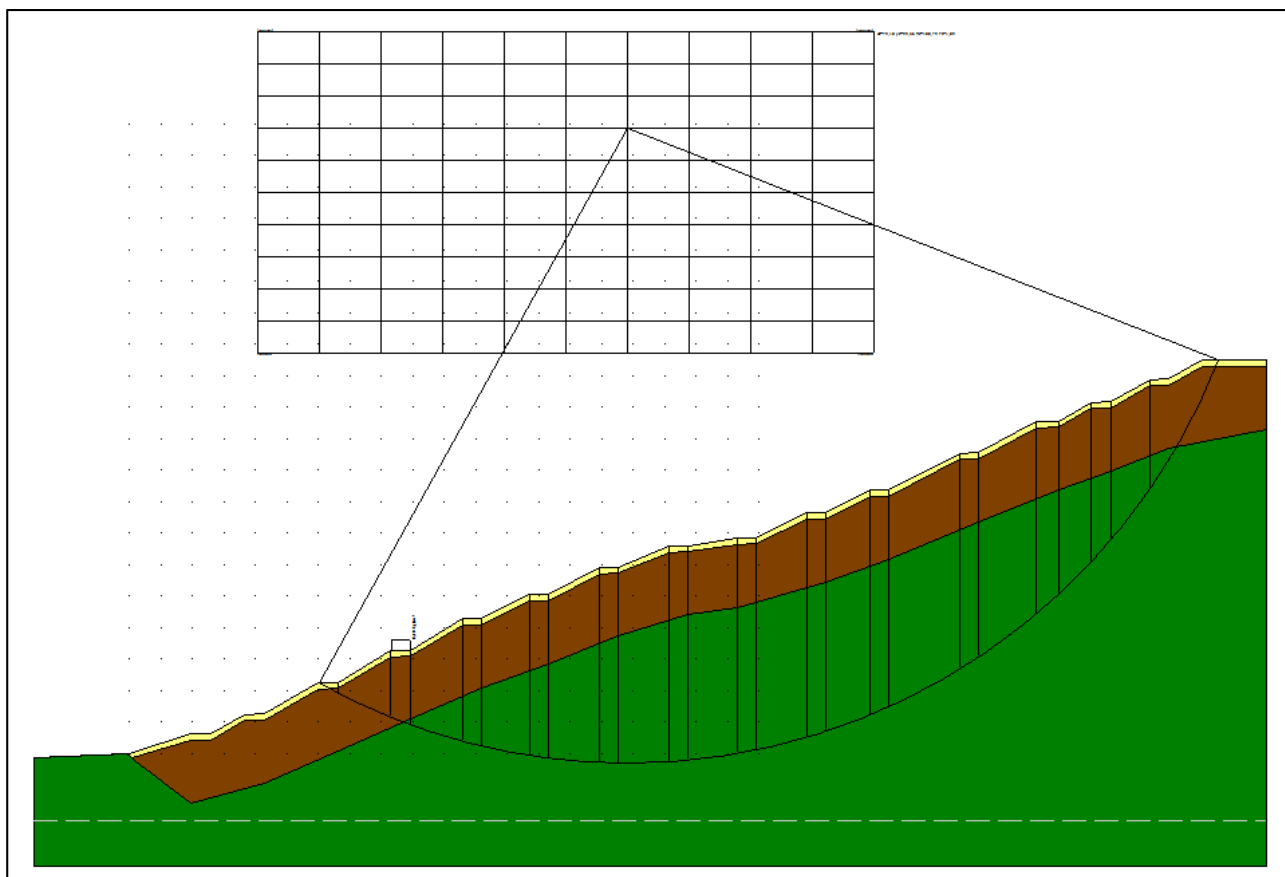


Figura 3: sezione 0 e superficie di scorrimento a coefficiente di sicurezza minimo (FS=1.09)



7.4 Sezione 1: tabulati di calcolo

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	40,511992/16,343874
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	25,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	1,68 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	43,88 m
Ascissa vertice destro superiore xs	86,19 m
Ordinata vertice destro superiore ys	85,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	100,0 [anni]
Vita di riferimento:	150,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	90,0	0,73	2,52	0,33
S.L.D.	151,0	0,92	2,51	0,34
S.L.V.	1424,0	2,13	2,54	0,36
S.L.C.	2475,0	2,51	2,56	0,37

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,314	0,2	0,0268	0,0134
S.L.D.	1,656	0,2	0,0338	0,0169
S.L.V.	3,4991	0,28	0,0999	0,05
S.L.C.	3,9362	0,28	0,1124	0,0562

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0999
Coefficiente azione sismica verticale	0,05

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	-10,48	-0,95
2	0,0	0,0
3	4,1	2,9
4	7,1	3,0
5	12,1	5,9
6	15,1	6,0
7	23,4	10,9
8	26,4	11,0
9	34,6	16,0
10	37,6	16,1
11	45,9	21,1
12	48,9	21,2
13	55,7	24,9
14	59,6	25,0
15	67,6	27,3
16	70,6	27,4
17	78,6	30,6
18	81,6	30,8
19	89,6	34,0
20	92,6	34,1
21	100,6	38,0
22	103,6	38,1
23	110,6	41,6
24	123,5	42,5

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-10,48	-0,95
2	-10,47	-0,95
3	-0,06	0,0
4	0,51	-0,61
5	4,1	1,9
6	7,1	2,0
7	12,1	4,9
8	15,1	5,0
9	23,4	9,9
10	26,4	10,0
11	34,6	15,0
12	37,6	15,1
13	45,9	20,1
14	48,9	20,2
15	55,7	23,9
16	59,6	24,0
17	67,6	26,3
18	70,6	26,4
19	78,6	29,6
20	81,6	29,8
21	89,6	33,0
22	92,6	33,1
23	100,6	37,0
24	103,6	37,1
25	110,6	40,6
26	123,5	41,5



Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-10,48	-0,95
2	-0,05	-0,05
3	8,01	-7,48
4	15,1	-5,0
5	26,4	0,0
6	37,6	5,1
7	48,9	10,2
8	59,6	14,0
9	70,6	16,4
10	81,6	19,8
11	92,6	23,1
12	103,6	27,1
13	123,5	31,5

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm²)
1	34,69	16,02	37,69	16,12	0,1

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

Fs minimo individuato	1,13
Ascissa centro superficie	39,71 m
Ordinata centro superficie	82,94 m
Raggio superficie	88,21 m

xc = 39,711 yc = 82,941 Rc = 88,213 Fs=1,135

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,58	-24,0	0,63	354,96	35,46	17,75	0,0	26,6	0,0	473,0	189,4
2	3,0	-22,8	3,25	6305,7	629,94	315,29	0,16	20,5	0,0	9816,9	7103,4
3	5,0	-20,0	5,322	1232,98	2121,18	1061,65	0,16	20,5	0,0	28122,1	15222,7
4	3,0	-17,2	3,141	8714,74	1869,6	935,74	0,16	20,5	0,0	22968,1	10889,5
5	8,3	-13,4	8,537	5291,72	7521,64	3764,59	0,16	20,5	0,0	86166,8	36687,7
6	3,0	-9,7	3,044	8175,53	4812,74	2408,78	0,4	18,8	0,0	52985,8	24165,4
7	8,2	-6,0	8,251	86463,9	18627,74	9323,19	0,4	18,8	0,0	195868,2	79703,0
8	3,0	-2,3	3,089	055,55	8896,65	4452,78	0,4	18,8	0,0	90533,5	34249,2
9	8,3	1,3	8,328	2089,8	28180,78	14104,49	0,4	18,8	0,0	279787,6	102714,7
10	3,38	5,1	3,391	30241,7	13011,15	6512,09	0,4	18,8	0,0	126699,7	45327,7
11	6,42	8,3	6,492	65135,8	26487,07	13256,79	0,4	18,8	0,0	254765,4	90109,1
12	3,9	11,7	3,981	68114,8	16794,67	8405,74	0,4	18,8	0,0	160009,6	56291,7
13	3,4	14,2	3,511	46925,5	14677,86	7346,27	0,4	18,8	0,0	139141,0	49093,2
14	4,6	16,9	4,811	97293,2	19709,59	9864,66	0,4	18,8	0,0	186140,6	66033,6
15	4,55	20,0	4,841	89640,8	18945,12	9482,04	0,4	18,8	0,0	178489,0	64078,2
16	6,45	23,9	7,052	262423,1	26216,06	13121,15	0,4	18,8	0,0	247211,4	89843,0
17	3,0	27,3	3,371	17114,4	11699,73	5855,72	0,4	18,8	0,0	110662,2	40917,4
18	4,28	30,0	4,941	58962,8	15880,38	7948,14	0,4	18,8	0,0	150723,6	56823,0
19	3,72	33,0	4,441	29970,6	12984,06	6498,53	0,4	18,8	0,0	123856,1	47914,1
20	3,0	35,6	3,69	96517,9	9642,14	4825,9	0,4	18,8	0,0	92282,7	36932,6
21	8,0	40,2	10,482	19514,4	21929,49	10975,72	0,4	18,8	0,0	210658,7	90890,6
22	3,58	45,3	5,097	4534,22	7445,97	3726,71	0,4	18,8	0,0	70193,4	35399,4
23	6,42	50,2	10,038	2006,02	8192,4	4100,3	0,4	18,8	0,0	67491,4	50514,8
24	2,73	55,0	4,762	1019,58	2099,86	1050,98	0,16	20,5	0,0	19580,7	11954,2
25	4,58	59,5	9,011	7913,31	1789,54	895,67	0,16	20,5	0,0	10402,3	14662,6



Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0	0	32	1850		STRATO DI COPERTURA A	
2	0,2		25	700		RSU	
3	0,5	3	23	2020		ARGILLA CON LIMO	

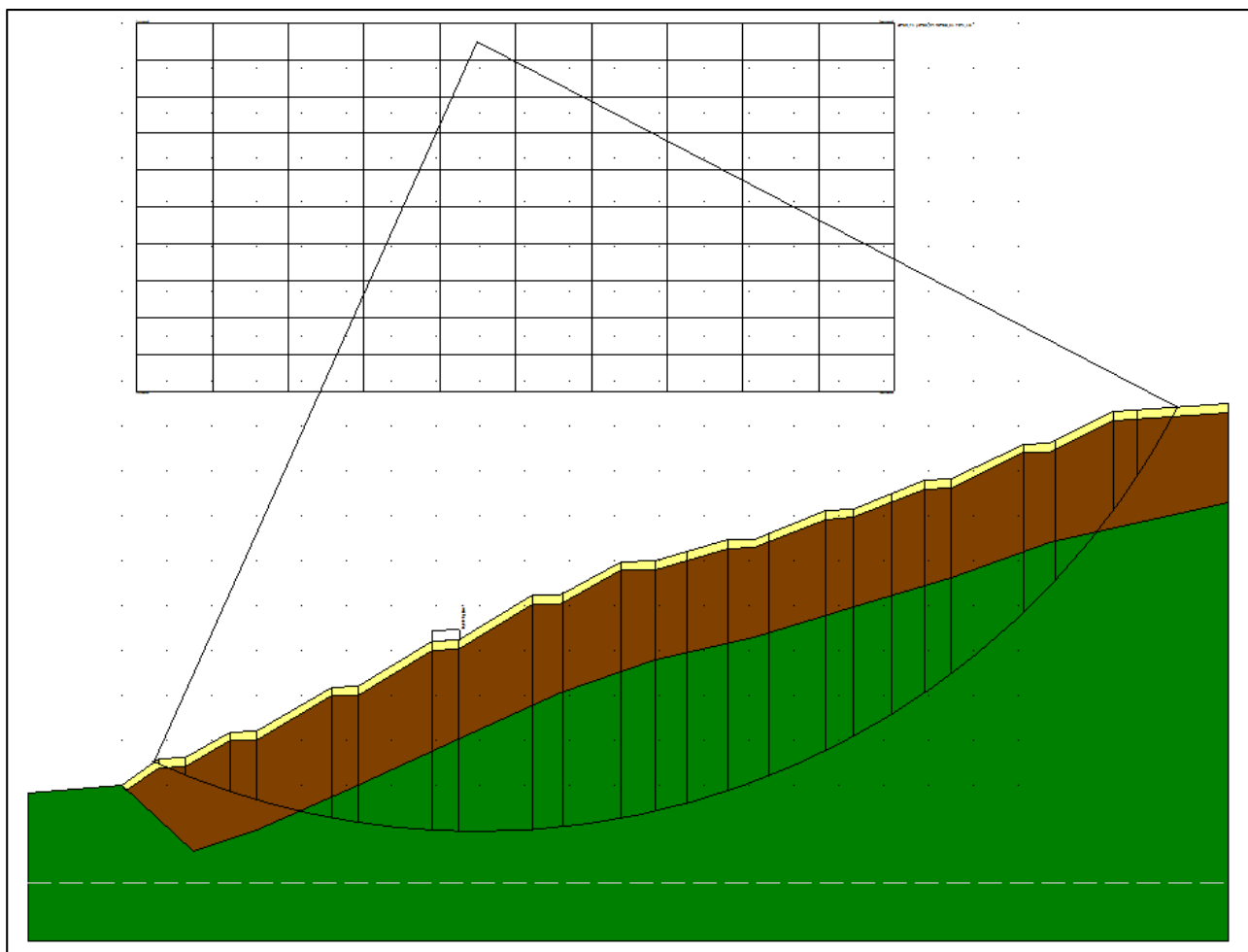


Figura 4: sezione 1 e superficie di scorrimento a coefficiente di sicurezza minimo (FS=1.13)



7.5 Sezione 2: tabulati di calcolo

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	40,511992/16,343874
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	25,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	17,04 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	67,27 m
Ascissa vertice destro superiore xs	108,89 m
Ordinata vertice destro superiore ys	112,48 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	100,0 [anni]
Vita di riferimento:	150,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	90,0	0,73	2,52	0,33
S.L.D.	151,0	0,92	2,51	0,34
S.L.V.	1424,0	2,13	2,54	0,36
S.L.C.	2475,0	2,51	2,56	0,37

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,314	0,2	0,0268	0,0134
S.L.D.	1,656	0,2	0,0338	0,0169
S.L.V.	3,4991	0,28	0,0999	0,05
S.L.C.	3,9362	0,28	0,1124	0,0562

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,1
Coefficiente azione sismica verticale	0,05

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	-11,45	-1,52
2	0,0	0,0
3	5,9	3,8
4	9,0	3,9
5	14,0	7,0
6	17,0	7,1
7	25,2	12,0
8	28,2	12,1
9	36,4	17,0
10	39,4	17,1
11	47,8	22,1
12	50,8	22,2
13	58,4	26,0
14	61,4	26,1
15	69,4	30,3
16	72,4	30,4
17	80,5	33,6
18	83,5	33,8
19	91,5	34,9
20	94,5	35,0
21	102,5	38,9
22	105,5	39,0
23	112,5	42,5
24	115,5	42,6
25	128,3	48,4
26	131,3	48,5
27	139,3	53,4
28	142,3	53,5
29	147,3	56,5
30	150,3	56,6
31	156,3	60,1
32	159,3	60,2
33	164,3	63,2
34	166,7	63,2

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-11,45	-1,52
2	-0,15	-0,03
3	0,55	-0,61
4	5,9	2,8
5	9,0	2,9
6	14,0	6,0
7	17,0	6,1
8	25,2	11,0
9	28,2	11,1
10	36,4	16,0
11	39,4	16,1
12	47,8	21,1
13	50,8	21,2
14	58,4	25,0
15	61,4	25,1
16	69,4	29,3



17	72,4	29,4
18	80,5	32,6
19	83,5	32,8
20	91,5	33,9
21	94,5	34,0
22	102,5	37,9
23	105,5	38,0
24	112,5	41,5
25	115,5	41,6
26	128,3	47,4
27	131,3	47,5
28	139,3	52,4
29	142,3	52,5
30	147,3	55,5
31	150,3	55,6
32	156,3	59,1
33	159,3	59,2
34	164,3	62,2
35	166,7	62,2

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-11,45	-1,53
2	-0,09	-0,03
3	8,7	-7,36
4	17,0	-3,9
5	28,2	1,1
6	39,4	6,1
7	50,8	11,2
8	61,4	15,1
9	72,4	19,4
10	91,5	23,9
11	105,5	28,0
12	115,5	31,6
13	131,3	37,5
14	142,3	42,5
15	150,3	45,6
16	159,3	49,2
17	166,7	52,2

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	36,59	16,99	39,59	17,09	0,1

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

Fs minimo individuato	1,07
Ascissa centro superficie	58,37 m
Ordinata centro superficie	105,7 m
Raggio superficie	108,98 m

xc = 58,373 yc = 105,702 Rc = 108,98 Fs=1,072

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,78	-24,3	0,86	604,22	60,42	30,21	0,0	26,6	0,0	819,1	347,1
2	3,0	-23,2	3,26	6685,1	668,51	334,26	0,16	20,5	0,0	10600,4	7778,3
3	8,2	-20,0	8,7345338,29	4533,83	2266,91	0,16	20,5	20,5	0,0	59409,5	30624,8
4	3,0	-16,9	3,1425760,09	2576,01	1288,01	0,16	20,5	20,5	0,0	31212,8	14123,4
5	8,2	-13,9	8,45126538,2	12653,82	6326,91	0,4	18,8	18,8	0,0	147889,2	71211,0
6	3,0	-10,8	3,0571675,34	7167,53	3583,77	0,4	18,8	18,8	0,0	79324,0	33192,1
7	8,4	-7,8	8,48252119,9	25211,99	12606,0	0,4	18,8	18,8	0,0	269012,2	106189,6
8	3,0	-4,8	3,01109231,2	10923,12	5461,56	0,4	18,8	18,8	0,0	113186,9	42791,2
9	7,6	-2,0	7,6312656,2	31265,62	15632,81	0,4	18,8	18,8	0,0	316900,0	117012,1
10	3,0	0,8	3,0135564,9	13556,49	6778,25	0,4	18,8	18,8	0,0	134891,3	49004,8
11	8,0	3,7	8,02392394,4	39239,44	19619,72	0,4	18,8	18,8	0,0	384303,0	137812,9
12	3,0	6,6	3,02157173,6	15717,36	7858,68	0,4	18,8	18,8	0,0	151974,6	53989,4
13	8,1	9,6	8,21437313,2	43731,32	21865,66	0,4	18,8	18,8	0,0	418498,1	148325,4
14	3,0	12,5	3,07164157,3	16415,73	8207,86	0,4	18,8	18,8	0,0	155876,7	55292,7
15	8,0	15,5	8,3432897,2	43289,71	21644,86	0,4	18,8	18,8	0,0	408785,9	145829,8
16	3,0	18,5	3,16158869,1	15886,91	7943,45	0,4	18,8	18,8	0,0	149531,7	53774,4
17	8,0	21,6	8,61419395,0	41939,5	20969,75	0,4	18,8	18,8	0,0	394553,3	142760,4
18	3,0	24,8	3,3153581,5	15358,15	7679,08	0,4	18,8	18,8	0,0	144743,8	52869,3
19	7,0	27,7	7,91348065,0	34806,5	17403,25	0,4	18,8	18,8	0,0	329279,3	121598,4
20	3,0	30,7	3,49143153,7	14315,37	7157,68	0,4	18,8	18,8	0,0	136183,4	51033,4
21	12,8	35,8	15,77553188,1	55318,81	27659,4	0,4	18,8	18,8	0,0	532754,9	206854,2
22	3,0	41,0	3,97109716,8	10971,68	5485,84	0,4	18,8	18,8	0,0	106884,9	44239,5
23	8,0	45,0	11,31249025,8	24902,58	12451,29	0,4	18,8	18,8	0,0	243638,5	108484,8
24	3,0	49,2	4,5972765,03	7276,5	3638,25	0,4	18,8	18,8	0,0	69970,9	35697,6
25	15,07	57,8	28,3124287,5	12428,75	6214,37	0,16	20,5	20,5	0,0	114721,5	74662,9



Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0	0	32	1850		STRATO DI COPERTUR A	
2	0,2		25	700		RSU	
3	0,5	3	23	2020		ARGILLA CON LIMO	

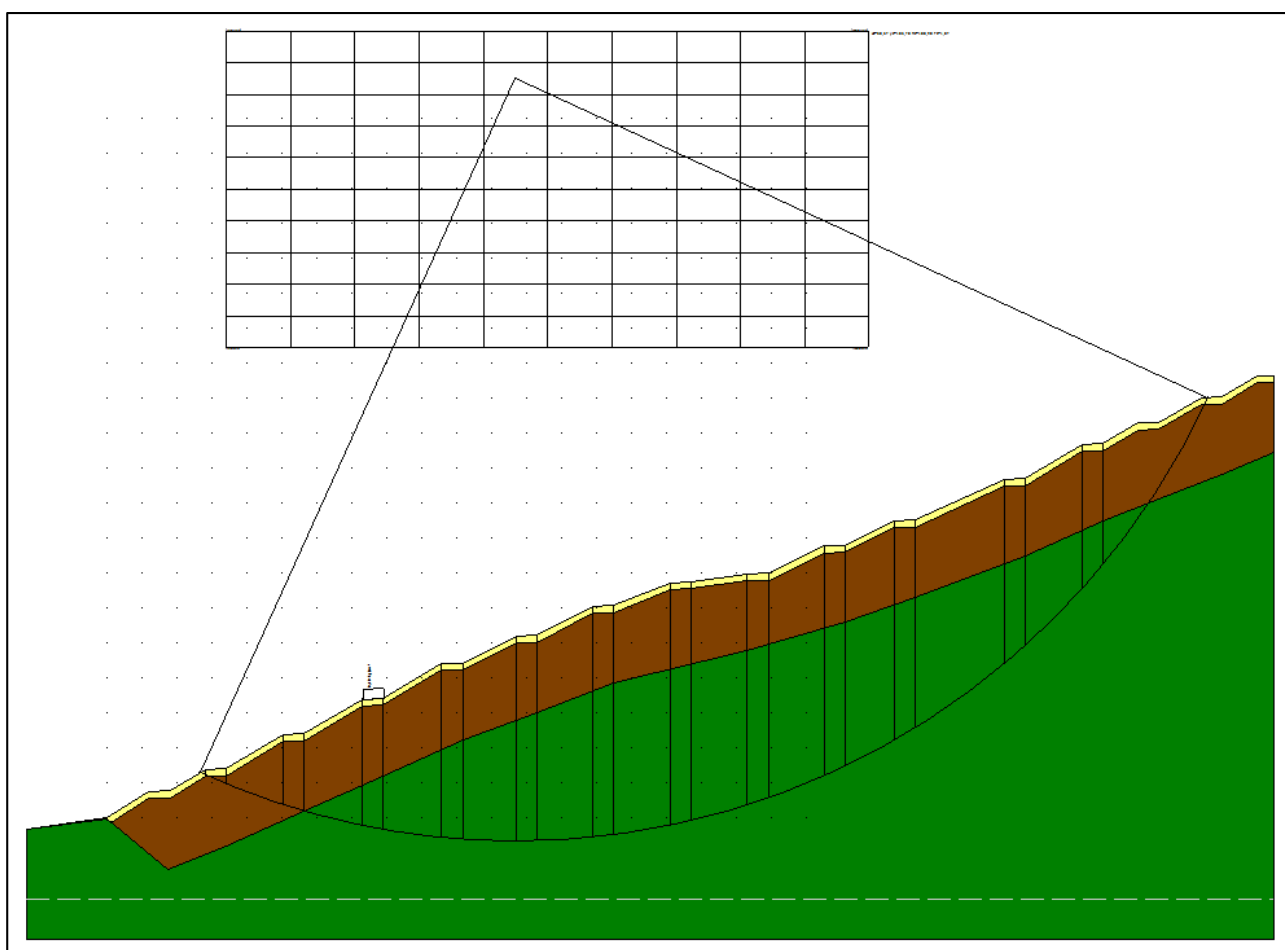


Figura 5: sezione 2 e superficie di scorrimento a coefficiente di sicurezza minimo (FS=1.07)



7.6 Sezione 3: tabulati di calcolo

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	40,511992/16,343874
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	25,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	11,03 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	67,63 m
Ascissa vertice destro superiore xs	102,88 m
Ordinata vertice destro superiore ys	112,84 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	100,0 [anni]
Vita di riferimento:	150,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	90,0	0,73	2,52	0,33
S.L.D.	151,0	0,92	2,51	0,34
S.L.V.	1424,0	2,13	2,54	0,36
S.L.C.	2475,0	2,51	2,56	0,37

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1,314	0,2	0,0268	0,0134
S.L.D.	1,656	0,2	0,0338	0,0169
S.L.V.	3,4991	0,28	0,0999	0,05
S.L.C.	3,9362	0,28	0,1124	0,0562

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,0999
Coefficiente azione sismica verticale	0,05

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	-15,38	-1,47
2	0,0	0,0
3	9,3	3,2
4	12,3	3,3
5	17,4	6,3
6	20,4	6,4
7	28,7	11,3
8	31,7	11,4
9	40,0	16,4
10	43,0	16,5
11	51,5	21,5
12	54,5	21,6
13	62,2	25,3
14	65,2	25,4
15	73,4	29,6
16	76,4	29,7
17	84,5	32,9
18	87,5	33,0
19	95,6	34,7
20	98,0	34,8
21	106,7	38,5
22	109,7	38,6
23	116,8	42,2
24	119,8	42,3
25	133,2	47,8
26	136,0	47,9
27	142,1	51,4
28	144,9	51,5
29	153,8	56,8
30	158,0	56,9
31	160,7	58,2

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-15,38	-1,47
2	-0,32	-0,03
3	0,83	-0,64
4	9,3	2,2
5	12,3	2,3
6	17,4	5,3
7	20,4	5,4
8	28,7	10,3
9	31,7	10,4
10	40,0	15,4
11	43,0	15,5
12	51,5	20,5
13	54,5	20,6
14	62,2	24,3
15	65,2	24,4
16	73,4	28,6
17	76,4	28,7
18	84,5	31,9
19	87,5	32,0



20	95,6	33,7
21	98,0	33,8
22	106,7	37,5
23	109,7	37,6
24	116,8	41,2
25	119,8	41,3
26	133,2	46,8
27	136,0	46,9
28	142,1	50,4
29	144,9	50,5
30	153,8	55,8
31	158,0	55,9
32	160,7	57,2

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-15,38	-1,47
2	-15,25	-1,47
3	-0,19	-0,03
4	12,3	-7,7
5	20,4	-4,6
6	31,7	0,4
7	43,0	5,5
8	54,5	10,6
9	65,2	14,4
10	76,4	18,7
11	87,5	22,0
12	98,0	23,8
13	109,7	27,6
14	119,8	31,3
15	136,0	36,9
16	144,9	40,5
17	160,7	47,2

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	40,05	16,39	43,05	16,49	0,1

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

Fs minimo individuato	1,07
Ascissa centro superficie	52,36 m
Ordinata centro superficie	106,06 m
Raggio superficie	110,94 m

xc = 52,364 yc = 106,06 Rc = 110,944 Fs=1,072

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,62	-21,6	1,75	1057,9	105,68	52,9	0,0	26,6	0,0	1367,7	579,8
2	5,1	-19,8	5,42	17106,9	1708,98	855,35	0,16	20,5	0,0	23492,2	14784,7
3	3,0	-17,6	3,15	16189,95	1617,38	809,5	0,16	20,5	0,0	20370,7	10713,4
4	8,3	-14,5	8,57	68753,19	6868,44	3437,66	0,16	20,5	0,0	80652,8	37147,6
5	3,0	-11,5	3,06	42283,79	4224,15	2114,19	0,4	18,8	0,0	48095,6	24235,2
6	8,3	-8,6	8,39	176367,7	17619,13	8818,39	0,4	18,8	0,0	190928,4	83451,8
7	3,0	-5,6	3,01	86408,93	8632,25	4320,45	0,4	18,8	0,0	90394,0	36255,4
8	8,5	-2,6	8,51	287562,7	28727,52	14378,14	0,4	18,8	0,0	293099,3	113264,9
9	3,0	0,3	3,01	17631,7	11751,4	5881,58	0,4	18,8	0,0	117381,4	43977,8
10	7,7	3,1	7,71	330335,2	33000,49	16516,76	0,4	18,8	0,0	324353,4	119558,7
11	3,0	5,9	3,02	137676,3	13753,87	6883,82	0,4	18,8	0,0	133403,7	48645,0
12	8,2	8,8	8,33	99541,1	39914,16	19977,06	0,4	18,8	0,0	382892,3	138404,0
13	3,0	11,7	3,06	153065,5	15291,25	7653,28	0,4	18,8	0,0	145477,4	52285,0
14	8,1	14,7	8,37	420377,4	41995,7	21018,87	0,4	18,8	0,0	397164,5	142770,9
15	3,0	17,7	3,15	155950,7	15579,48	7797,54	0,4	18,8	0,0	146805,7	52953,5
16	8,1	20,7	8,66	406798,0	40639,13	20339,9	0,4	18,8	0,0	382186,4	139427,3
17	2,4	23,6	2,62	114536,5	11442,2	5726,83	0,4	18,8	0,0	107576,3	39862,8
18	8,7	26,8	9,75	399465,7	39906,62	19973,28	0,4	18,8	0,0	376129,7	141375,7
19	3,0	30,2	3,47	130013,8	12988,38	6500,69	0,4	18,8	0,0	122975,5	47189,2
20	7,1	33,3	8,52	8826,8	28853,79	14441,34	0,4	18,8	0,0	274691,9	107919,9
21	3,0	36,5	3,73	111921,6	11180,97	5596,08	0,4	18,8	0,0	107040,3	43477,9
22	13,4	42,1	18,06	395857,8	39546,19	19792,89	0,4	18,8	0,0	379442,4	170527,3
23	2,8	47,8	4,17	52924,73	5287,18	2646,24	0,4	18,8	0,0	47969,0	27965,8
24	6,1	51,5	9,79	2363,21	7229,09	3618,16	0,4	18,8	0,0	54685,8	48952,7
25	8,8	58,3	16,74	41548,29	4150,67	2077,41	0,16	20,5	0,0	27963,1	31565,0



Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0	0	32	1850		STRATO DI COPERTURA A	
2	0,2		25	700		RSU	
3	0,5	3	23	2020		ARGILLA CON LIMO	

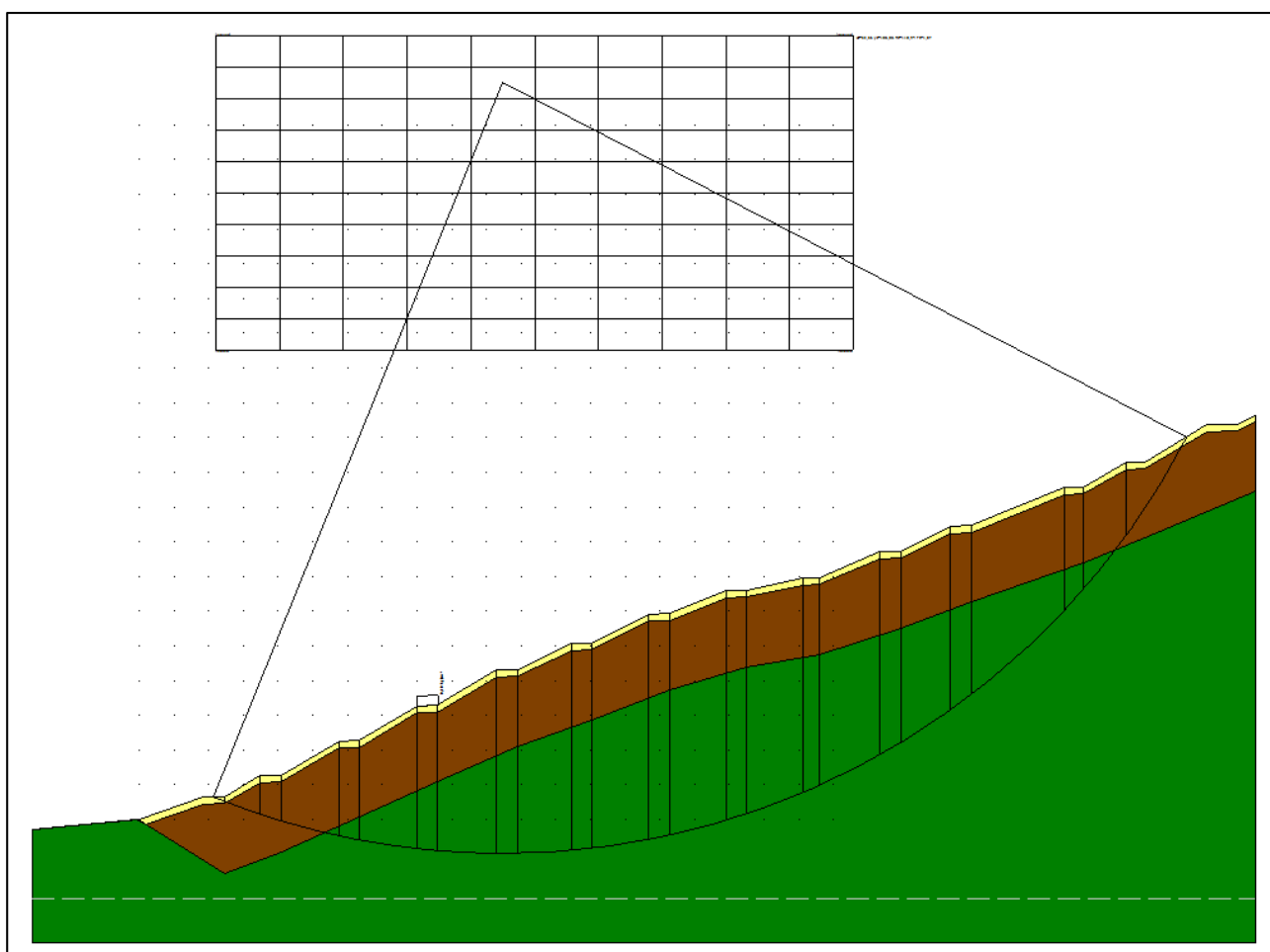


Figura 6: sezione 3 e superficie di scorrimento a coefficiente di sicurezza minimo (FS=1.07)



8 Valutazione dei cedimenti

8.1 Comportamento deformativo dei rifiuti

Il comportamento deformativo dei rifiuti solidi urbani è stato inizialmente investigato da Sowers (1979) il quale utilizza le convenzioni ed i parametri classici della geotecnica dei terreni. I cedimenti avvengono in due fasi distinte:

- fase di compressione primaria in cui i cedimenti sono dovuti alla compattazione legata al peso proprio dei rifiuti e dal sovraccarico indotto dalla copertura (si esaurisce in tempi brevi stimabili da qualche mese a 1÷2 anni);
- fase di compressione secondaria dovuta ad azioni chimico-fisiche e di decomposizione biologica; avviene quindi a carico costante e richiede tempi di esaurimento maggiori (la maggior parte avviene nei primi 10 anni di deposito).

Per i rifiuti urbani si possono indicare i seguenti parametri di deformabilità, in prima approssimazione:

$CR = 0,2 \div 0,3$ indice di compressione primaria;

$C\alpha_1 = 0,4 \div 0,5$ indice di compressione secondaria per i primi 10 anni di deposito;

$C\alpha_2 = 0,075$ indice di compressione secondaria dopo 10 anni di deposito;

$E_s = (7 \div 12) \cdot \sigma_v(1)$ modulo edometrico medio del corpo rifiuti;

L'espressione (1) si riferisce a rifiuti freschi. Occorre osservare che i rifiuti in esame, essendo invecchiati di qualche decennio, hanno subito il processo di auto compattazione dovuta al peso proprio, pertanto avranno un grado di addensamento maggiore rispetto a quello che avevano in fase di primo stoccaggio. In definitiva si possono indicare i seguenti parametri di deformabilità, cautelativi, per la stima dei cedimenti attesi sotto il peso della copertura finale:

$E_s = 0,8$ MPa valore medio del modulo nel corpo dei rifiuti con spessore $H = 10$ m;

$C\alpha = 0,010$ indice di compressione secondaria.

8.2 Analisi dei cedimenti

Nei paragrafi successivi saranno valutati cedimenti nel corpo rifiuti dovuti al peso proprio della copertura definitiva. Tenuto conto del notevole sviluppo in pianta del cumulo dei rifiuti, la valutazione dei cedimenti è stata fatta assimilandoli a cedimenti edometrici. Questi ultimi sono espressi come la somma di due contributi:

- a) cedimento di consolidazione primaria (s_p);
- b) cedimento di consolidazione secondaria (s_s).



I cedimenti di consolidazione secondaria si verificano una volta esauriti quelli di consolidazione primaria e questo avviene dopo un tempo t_c (tempo finale di consolidazione primaria).

8.3 Cedimento di consolidazione primaria

Il cedimento di consolidazione primaria (s_p) è calcolato con l'espressione:

$$s_p = \sum_{i=1}^n \frac{P_e}{E_{nc}} \cdot H$$

P_e = tensione verticale indotta dall'area di carico sullo spessore i -simo considerato;

E_{nc} = modulo edometrico nel tratto di compressione;

H = spessore dello strato i -simo considerato.

Le pressioni P_e sono state valutate con le espressioni desunte dalla teoria elastica lineare dei mezzi continui. In particolare si è considerata un'impronta di carico rettangolare indefinita con un'intensità di circa 20 kN/m^2 , pari al peso di volume della copertura (mediamente pari a $18,50 \text{ kN/m}^3$) per lo spessore medio della copertura stessa di circa 1 m .

Il valore del modulo edometrico scelto rappresenta una stima cautelativa del modulo, infatti occorre considerare il fatto che i rifiuti hanno già subito il processo di auto compattazione dovuta al peso proprio, pertanto avranno un grado di addensamento maggiore rispetto a quanto avevano all'epoca dello stoccaggio. Si assume pertanto un valore medio rappresentativo per l'intero ammasso:

$$E_{nc} = 0,8 \text{ MPa.}$$

Il cedimento indotto dagli strati di copertura calcolato nella zona centrale della discarica, considerando una altezza utile dei rifiuti $H = 10 \text{ m}$ è risultato pari a:

$$s_p \approx 25 \text{ cm}$$

Tale stima è sicuramente cautelativa riferendosi ad uno spessore di rifiuti massimo rilevato nell'ambito della discarica. In ogni caso l'entità dei cedimenti risulta accettabile, tale da non creare problemi al sistema di copertura. Tali cedimenti avranno un decorso graduale nel tempo e potranno dirsi completamente esauriti dopo un tempo, t_c dell'ordine di $1 \div 2$ anni dalla realizzazione della copertura.



8.4 Cedimento di consolidazione secondaria

Il cedimento di consolidazione secondaria (s_s) è stato calcolato con l'espressione:

$$s_s = C_a \cdot H \cdot \log\left(\frac{t}{t_c}\right)$$

dove:

H = altezza massima del cumulo di rifiuti stimabile pari a 10 m;

t = tempo al quale viene calcolato il cedimento secondario (valutato a partire dalla posa in opera del carico applicato);

t_c = tempo finale di consolidazione primaria (si è assunto $t_c = 2$ anni);

C_a = coefficiente di consolidazione secondaria dei rifiuti; si è assunto $C_a = 0,010$.

I calcoli sono stati eseguiti per un tempo $t = 100$ anni. Con riferimento al massimo cedimento totale sopra calcolato si ottiene (spessore compressibile dei rifiuti 10 m):

$$s_s \approx 17 \text{ cm}$$

8.5 Cedimento totale

Con riferimento al corpo rifiuti maggiormente spesso (circa 10 m), il cedimento massimo atteso a lungo termine ($t = 100$ anni) dopo la realizzazione della copertura risulta:

$$S_t = S_p + S_s = 42 \text{ cm}$$

L'analisi e l'interpretazione dei cedimenti di discariche reali, eseguita con i diversi metodi disponibili, ha indicato una grande dispersione dei risultati ed una maggiore affidabilità dei metodi basati su osservazioni dirette in sito piuttosto che su prove di laboratorio, condotte su provini di piccole dimensioni.

Questo perché lo svolgimento delle prove risulta necessariamente troppo rapido rispetto ai tempi reali di trasformazione dei rifiuti; inoltre è impossibile riprodurre in modo significativo le condizioni reali ambientali che influiscono in maniera assai rilevante sull'evoluzione dei cedimenti (precipitazioni, temperature, ecc.).

I controlli e le osservazioni che verranno eseguiti in campo, via via al passare del tempo, soprattutto durante le fasi di prelievo del percolato la cui estrazione potrebbe determinare cedimenti di tipo differenziale, consentiranno la verifica delle ipotesi progettuali ed un affinamento delle previsioni.



9 Conclusioni

Per tutto quanto riportato nei precedenti paragrafi si può affermare che l'intero intervento progettato nel presente elaborato esecutivo, nelle varie fasi realizzative e di utilizzo finale, sia compatibile con l'assetto geotecnico di stabilità dei pendii delle aree interessate, risultando verificato in tutte le sue parti, comportando una sostanziale eliminazione delle condizioni di rischio geotecnico alla base del sistema oggetto di intervento, senza, altresì, implicare aumenti o creazione di nuove situazioni di criticità al contorno.